



This research has been carried out within the framework of the European LIQUEFACT project. The LIQUEFACT project has received funding from the European Union's Horizon 2020 Research and Innovation Programme under Grant Agreement No. 700748



Il progetto **LIQUEFACT** in Emilia-Romagna

Atti del webinar **"Il progetto LiquefAct in Emilia-Romagna"** del 17/02/2021

A cura di:

Luca Martelli (Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli)

Progetto grafico e impaginazione:

Simonetta Scappini (Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli)

Si ringrazia per l'organizzazione e la regia del webinar:

Madalina Elena Tone (Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli)

Pio Francesco Pizzorno (Servizio Sviluppo delle risorse umane, Organizzazione e Comunicazione di Servizio)

Paola Barchiesi (Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli)

Con il patrocinio di:



ISBN: 978-88-8186-020-3

Presentazione

Il terremoto del maggio 2012 ci ha drammaticamente messo di fronte ad un fenomeno prima di allora sconosciuto ai più: la liquefazione delle sabbie.

Altri terremoti hanno indotto tale fenomeno nel territorio italiano e in particolare in Pianura Padana ma per la prima volta è stata interessata un'area così estesa, dal Secchia al Reno, e intere parti di centri abitati sono risultate inagibili. Conseguentemente, la prevenzione e mitigazione della liquefazione ha pesantemente condizionato la ricostruzione.

Già sulla base dei primi rilievi e verifiche apparve evidente che per una ricostruzione veramente orientata alla prevenzione, obiettivo da sempre perseguito dalla Regione Emilia-Romagna, era necessario promuovere studi per la caratterizzazione e comprensione di quanto successo e osservato nei territori colpiti dal sisma del 2012 e favorire la realizzazione di interventi per la mitigazione di tale fenomeno sia per la ricostruzione/riparazione degli edifici danneggiati sia per le nuove costruzioni.

Perciò la Regione si è subito dichiarata interessata agli esiti del progetto LIQUEFACT aderendo in qualità di stakeholder/end-user.

Per favorire le varie attività del progetto, la Regione ha reso disponibili ai vari Partners le proprie conoscenze (banche dati e cartografie geotematiche, tra cui la microzonazione sismica) e le competenze delle proprie strutture; inoltre, ha coinvolto le Amministrazioni Locali dei territori più colpiti dalla liquefazione e ha favorito incontri e confronti con le varie Società di gestione delle reti di servizi sul territorio.

Fu poi con vero piacere che il 3 ottobre 2016 la Regione ospitò il primo workshop del progetto LIQUEFACT e in quella sede si impegnò a favorire la divulgazione dei risultati.

È quindi con altrettanto piacere e grande soddisfazione che, dopo 3 anni e mezzo di intenso lavoro, ospitiamo la presentazione dei risultati e, in particolare, delle esperienze svolte nel territorio regionale.

Vista la rilevanza di tali esperienze e dei risultati ottenuti, abbiamo inoltre pensato che fosse importante e utile raccogliere gli atti di questo convegno in un volume, rivolto in particolare ai tecnici e agli amministratori che svolgono attività di pianificazione urbanistica e progettazione di opere.

Paolo Ferrecchi

Direttore Generale Cura del Territorio e dell'Ambiente

Prefazione

Le ricadute del progetto europeo LIQUEFACT sul territorio della Regione Emilia-Romagna

Il problema della liquefazione sismica è particolarmente sentito nel nostro Paese, soprattutto in seguito agli eventi sismici occorsi nel 2012 in Emilia-Romagna, durante i quali essa ha causato ingenti danni a edifici residenziali e industriali, nonché a strade e argini fluviali, portando questo particolare fenomeno fisico all'attenzione del grande pubblico. Tra tutti i fenomeni connessi ad azioni sismiche, la liquefazione è quello che più di tutti mostra la rilevanza dell'Ingegneria Geotecnica, poiché con essa il terreno non solo trasmette le azioni dinamiche alle strutture, ma diventa direttamente luogo in cui si manifesta l'evento parossistico, e cioè la trasformazione di fase transitoria del terreno da mezzo granulare a fluido viscoso, che poi causa i dissesti che ben conosciamo. La comunità scientifica italiana partecipa attivamente da molti anni alle ricerche nel settore dell'Ingegneria Geotecnica Sismica in generale, e anche nell'ambito della liquefazione il ruolo dei ricercatori italiani nella comunità internazionale è certamente di primo piano. Anche dal punto di vista professionale il problema è certamente noto ed infatti le NTC2018 richiedono l'esplicita verifica del rischio di liquefazione quando siano presenti sia fattori predisponenti, sia fattori scatenanti. Tuttavia, non si può negare che, a causa della sua complessità, la liquefazione rappresenta uno di quei meccanismi rispetto ai quali sia l'analisi semplificata sia la modellazione costitutiva presentano ancora enormi margini di progresso, sui quali appunto si sta concentrando l'attenzione della comunità scientifica. La transizione di fase che essa comporta, causata dall'accumulo di sovrappressioni neutre generate dall'accoppiamento volumetrico-distorsionale dei terreni, fa sì che i modelli semplificati solitamente adottati nella pratica professionale possano cogliere solo in modo approssimato la reale fisica del problema, con la conseguenza che le verifiche empiriche solitamente adottate e suggerite dalla norma (i cosiddetti metodi *stress-based*) sono per loro stessa natura realizzati in modo da avere una stima cautelativa del rischio. Allo stato attuale neanche i modelli costitutivi esistenti riescono a simulare in modo soddisfacente il passaggio dallo stato di mezzo granulare attritivo a quello di fluido viscoso, rendendo quindi l'adozione di metodi di calcolo molto complessi al momento non ancora completamente affidabile per la previsione del fenomeno. In un ambito così complesso, il supporto di iniziative di ricerca che contribuiscano a migliorare la conoscenza nei riguardi della liquefazione, attraverso nuove evidenze sperimentali e nuovi metodi di progetto, è sempre auspicabile.

Come presidente dell'Associazione Geotecnica Italiana ho pertanto provato grande soddisfazione nell'apprendere che il progetto H2020 "LIQUEFACT" (www.liquefact.eu, con titolo completo "*Assessment and mitigation of liquefaction potential across Europe: a holistic approach to protect structures / infrastructures for improved resilience to earthquake-induced liquefaction disasters*") sia stato finanziato dalla Commissione Europea per studiare e mappare i rischi associati al fenomeno della liquefazione per effetto di azioni sismiche su strutture e infrastrutture critiche, al fine di identificare tecniche di consolidamento dei terreni adatte ad aumentarne la resilienza. E questa mia immensa soddisfazione è ancor più rafforzata dal fatto che gran parte dell'attività scientifica è stata condotta da partner italiani e da numerosi Soci della nostra Associazione.

Il progetto LIQUEFACT, durato 42 mesi, ha coinvolto 12 partner provenienti da 6 diversi paesi europei raggiungendo gli obiettivi previsti, come certamente sarà evidenziato dalle presentazioni che ascolterete in questa giornata di studio. Gli studi effettuati e i risultati ottenuti hanno coinvolto, oltre che geotecnici, anche colleghi geologi e strutturisti, e hanno spaziato da analisi regionali a prove di laboratorio sull'elemento di volume. In particolare, sono stati sviluppati, a cura dell'Università di Pavia e di Eucentre, strumenti da utilizzare per la valutazione locale del rischio di liquefazione in Europa e, quindi, per stabilire un quadro europeo di mappatura del rischio di liquefazione. Successivamente, a cura dell'Università di Porto, il progetto ha sviluppato metodologie e strumenti per la valutazione della vulnerabilità delle strutture nei confronti della liquefazione e ha analizzato, a cura dell'Università di Napoli Federico II, le misure più moderne di mitigazione della liquefazione per la protezione delle infrastrutture critiche di piccole e medie dimensioni e delle strutture a pochi piani, anche residenziali. Per le tecnologie di consolidamento più innovative ed efficaci, che sono quelle sulle quali

ci si è concentrati nel progetto, sono state condotte prove su modelli fisici in centrifuga geotecnica presso l'ISMGEO di Bergamo, ed è stato eseguito un campo prova a Pieve di Cento, in Emilia-Romagna, a cura di Trevi S.p.A., grazie anche al proficuo appoggio dell'amministrazione locale e regionale. Sulla base dei risultati conseguiti, l'Anglia Ruskin University, che ha coordinato il progetto, ha identificato i modelli di vulnerabilità, resilienza e capacità di adattamento alle conseguenze socio-economiche della liquefazione, per le diverse parti d'Europa. Il centro di ricerca norvegese Norsar ha sviluppato un software di facile utilizzo per fornire assistenza tecnica agli ingegneri e ai decisori non-tecnici durante il processo di pianificazione. L'Università di Cassino e del Lazio meridionale ha quindi coordinato le attività di validazione della metodologia proposta con un'analisi retrospettiva degli eventi passati, al fine di produrre linee guida e indicazioni che possano essere recepite a livello normativo, in particolare negli Eurocodici. A diversi aspetti del progetto hanno collaborato anche le Università di Istanbul Cerrahpaşa e di Ljubljana, nonché la società di indagini geotecniche e fondazioni speciali SLP (Slovenia). I risultati del progetto, a mio avviso originali e di grande utilità pratica, sono stati illustrati nell'ambito di un workshop finale che si è tenuto presso l'Università di Pavia nell'Ottobre del 2019.

La Regione Emilia-Romagna ha manifestato sin dall'inizio del progetto un interesse specifico per gli obiettivi del progetto, organizzando nell'ottobre 2016 presso la sua sede di Bologna un workshop per gli stakeholder e gli end-user del progetto, patrocinato dall'Associazione Geotecnica Italiana, dall'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bologna e dall'Ordine dei Geologi della Regione Emilia-Romagna. In quell'occasione, l'insieme di partners del progetto fece delle presentazioni di inquadramento del problema e, soprattutto, promise di ottenere dei risultati che non rimanesse-ro confinati in articoli scientifici ma che contribuissero in modo diretto allo sviluppo della pratica professionale. Questo secondo workshop organizzato dalla Regione Emilia-Romagna rappresenta il soddisfacimento di quella promessa, e quindi il tassello conclusivo della lunga attività di ricerca e trasferimento tecnologico, cui hanno contribuito membri accademici e industriali dell'AGI. Esso costituisce anche un esempio di come i progetti europei possano comportare ricadute significative sulle comunità a livello regionale e locale.

L'Associazione Geotecnica Italiana, il cui scopo principale è quello della divulgazione della cultura geotecnica, ha quindi seguito con interesse sin da subito le attività del gruppo LIQUEFACT, e augura a tutti i convenuti buon lavoro e soprattutto una fruttuosa interazione, nella convinzione che solo la condivisione di una buona cultura scientifica, con continua osmosi tra ricerca e pratica professionale, possa garantire l'elevata qualità richiesta per affrontare le sfide sempre più difficili che i professionisti tutti, operanti nel vasto settore delle costruzioni e della protezione del territorio, devono affrontare nella pratica quotidiana.

Prof. Ing. Nicola Moraci

Presidente Associazione Geotecnica Italiana

Indice

Introduzione

- Il progetto Europeo LIQUEFACT H2020
C.G. Lai 7
1. Il supporto a LIQUEFACT della Regione Emilia-Romagna e delle Amministrazioni Locali
Luca Martelli 10
2. Zonazione multi-scala del rischio di liquefazione sismo-indotta. Microzonazione del Comune di Cavezzo (Modena)
Carlo G. Lai, Francesca Bozzoni, Claudia Meisina 21
3. Valutazione della vulnerabilità di strutture ed infrastrutture alla liquefazione sismo-indotta dei terreni. Sviluppo di modelli di fragilità empirici per edifici in muratura utilizzando i dati della Regione Emilia-Romagna
Marco Di Ludovico, Anna Chiaradonna, Emilio Bilotta, Alessandro Flora, Andrea Prota 34
4. Analisi del rischio da liquefazione sismo-indotta a scala urbana: applicazione al Comune di Terre del Reno
Giuseppe Modoni, Rose Line Spacagna, Luca Paoletta, Anna Baris, Mauro D'Apuzzo, Azzurra Evangelisti 50
5. Tecniche di mitigazione del rischio liquefazione sismo-indotta dei terreni
Alessandro Flora, Emilio Bilotta, Anna Chiaradonna, Gianluca Fasano, Stefania Lirer, Lucia Mele, Valeria Nappa 90
6. Modellazione fisica in centrifuga di tecniche di mitigazione del rischio liquefazione sismo-indotta
Vincenzo Fioravante, Daniela Giretti, Sergio Airoidi, Jenni Moglie 108
7. Valutazione dell'efficacia delle tecniche di mitigazione: il campo prova di Pieve di Cento
Luca Pingue, Maurizio Siepi 127
8. LIQUEFACT software, a tool for liquefaction risk assessment, mitigation planning, and decision support
Abdelghani Meslem and Håvard Iversen 139

Introduzione

Il Progetto Europeo LIQUEFACT H2020

C.G. Lai

Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura, Università degli Studi di Pavia

Scopo di questa pubblicazione è mettere a disposizione dei professionisti, degli amministratori pubblici e degli addetti del settore edilizio e infrastrutturale i risultati più importanti del progetto di ricerca LiqueFACT (*"Assessment and mitigation of liquefaction potential across Europe: a holistic approach to protect structures and infrastructures for improved resilience to earthquake-induced liquefaction disasters"* – Valutazione e mitigazione del potenziale di liquefazione in Europa: un approccio olistico per la protezione di strutture e infrastrutture per una migliore resilienza ai disastri causati dalla liquefazione sismo-indotta) finanziato dalla Commissione Europea nell'ambito del Programma Horizon 2020 Research and Innovation (Call H2020-DRS-2015, Grant Agreement n. 700748). Con un budget complessivo di circa 5 milioni di Euro, LiqueFACT è il più grande progetto di ricerca mai finanziato dalla Commissione Europea sulla valutazione e mitigazione dei rischi associati alla liquefazione sismo-indotta dei terreni.

La liquefazione o fluidificazione sismo-indotta è un fenomeno di instabilità del comportamento meccanico dei terreni che interessa principalmente i depositi saturi di sabbie sciolte i quali, a causa dell'accumulo della pressione interstiziale causato dallo scuotimento del mezzo poroso, subiscono una improvvisa perdita di resistenza e forte riduzione della rigidità. Una volta innescata, la liquefazione dei terreni può produrre grandi deformazioni, cedimenti e spostamenti laterali della superficie del terreno che può arrivare a produrre sprofondamenti e ribaltamenti di interi edifici e parti di infrastrutture. I disastri prodotti dalla liquefazione dei terreni indotta dai terremoti sono fonte di preoccupazione poiché essi sono spesso causa di ingenti perdite economiche. Esempi recenti di questi disastri sono gli eventi associati alla sequenza avvenuta tra Settembre 2010 e Giugno 2011 a Christchurch (Nuova Zelanda), al terremoto di Tohoku-Oki di Marzo 2011 (Giappone), alla sequenza Emiliana di Maggio-Giugno 2012 e al sisma di Sulawesi-Palu del Settembre 2018 (Indonesia). Nel caso della sequenza Emiliana, nonostante la magnitudo moderata della scossa principale ($M_w=6.1$), il rilievo macrosismico ha evidenziato ingenti danni a strutture e infrastrutture correlati a rotture e cedimenti del terreno causati dalla liquefazione. Si stima che circa 12.000 siano stati gli edifici gravemente danneggiati. Nella sequenza di Christchurch, la liquefazione ha arrecato danni più o meno gravi a quasi 60.000 edifici residenziali e a più di un terzo delle infrastrutture della città. Si stima che l'impatto di questa sequenza sia costato alla Nuova Zelanda circa 23 miliardi di euro. Nel sisma di Tohoku-Oki nel Giappone orientale circa 27.000 edifici, più di 2.000 argini e numerosi porti marittimi hanno subito danni a causa della liquefazione dei terreni.

Il progetto LiqueFACT è iniziato a Maggio 2016 e si è concluso a Ottobre 2019 per una durata di tre anni e mezzo. L'obiettivo generale del progetto è stato lo sviluppo di strumenti per una comprensione esaustiva dei rischi associati alla liquefazione sismo-indotta dei terreni in Europa e della loro mitigazione utilizzando un approccio olistico. Al progetto hanno preso parte 11 partecipanti inclusi 7 atenei (Anglia Ruskin University, Università di Pavia con Eucentre, Università di Napoli Federico II, Università di Cassino, Università di Porto, Università di Lubiana, Università di Istanbul) e 4 partners industriali (le italiane Trevi e IsmGeo, la norvegese Norsar e la slovena SLP). L'Università di Anglia-Ruskin ha svolto il ruolo di coordinatore generale del progetto mentre l'Università di Pavia quello di coordinatore scientifico.

Il progetto non si è occupato solo della riduzione della vulnerabilità del costruito alla liquefazione sismo-indotta dei terreni, ma anche di come aumentare la resilienza di una comunità nelle fasi di ripresa post-terremoto. Il diagramma di flusso della figura mostra la struttura di LiqueFACT con indicate le interrelazioni principali tra i pacchetti di lavoro.

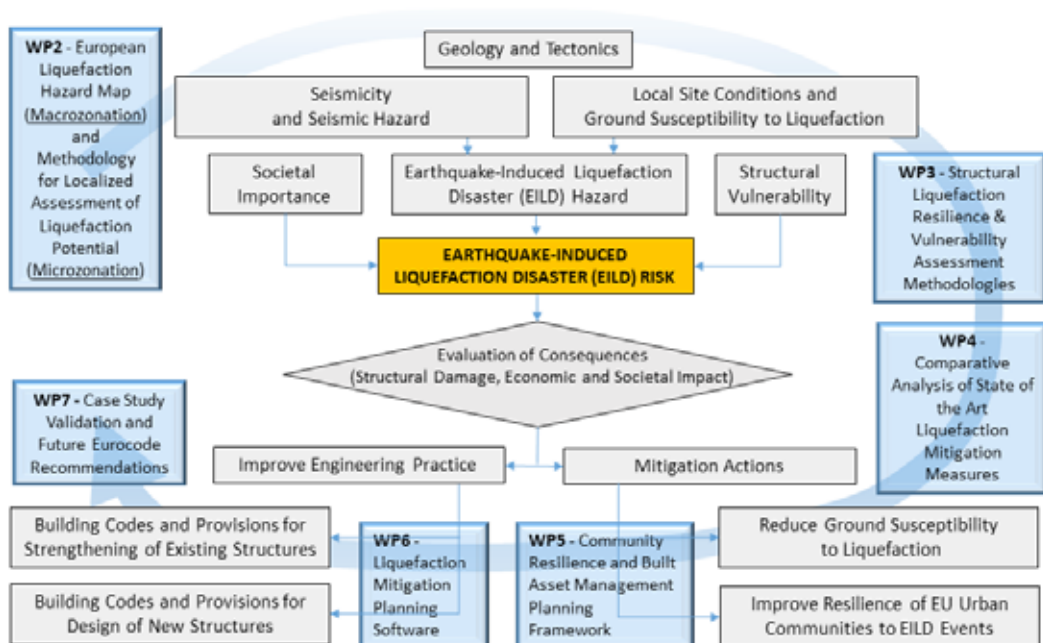


Diagramma di flusso che illustra l'architettura del Progetto LiqueFACT

Per quel che concerne la valutazione della pericolosità del fenomeno liquefazione (pacchetto di lavoro n. 2), risultati importanti ottenuti dal progetto comprendono la realizzazione del catalogo storico delle manifestazioni di liquefazione sismo-indotte in Europa, una carta di mega-zonazione del pericolo liquefazione in Europa continentale per diversi periodi di ritorno, linee guida per la valutazione del pericolo liquefazione a scala urbana e sub-urbana (microzonazione) con applicazione a quattro siti europei prescelti che sono stati adeguatamente caratterizzati da un punto di vista geologico e geotecnico mediante una campagna di indagini sperimentali in sito e in laboratorio (Lai et al., pagg. 21-33, questo volume).

Lo studio della vulnerabilità e resilienza delle costruzioni alla liquefazione sismo-indotta dei terreni è stato affrontato nel pacchetto di lavoro no. 3. Prodotti importanti di questo studio includono modelli empirici di fragilità e di danneggiamento di edifici in cemento armato. Nello sviluppo di questi modelli è stata presa in conto l'influenza nella risposta strutturale oltreché del cedimento del terreno indotto dalla liquefazione anche del concomitante scuotimento del suolo nonché dell'incertezza dei parametri di ingresso (Di Ludovico et al., pagg. 34-49 in questo volume).

In LiqueFACT la componente sperimentale ha avuto un ruolo fondamentale ed è stato l'oggetto del pacchetto di lavoro no. 4. L'esperimento più significativo è stato il campo prova allestito da Trevi SpA nel Comune di Pieve di Cento (provincia di Bologna) per collaudare due tecnologie innovative per la mitigazione del rischio liquefazione: l'induzione artificiale nei terreni saturi della desaturazione e l'installazione di dreni sub-orizzontali, tecnica quest'ultima molto efficace anche per la protezione di strutture esistenti (Pingue e Siepi, pagg. 127-138 in questo volume; Flora et al., pagg. 90-107 in questo volume). Per simulare lo scuotimento del suolo indotto dal sisma e poter così valutare la bontà dello specifico trattamento utilizzato nel campo prova, è stata utilizzato un potente generatore di onde sismiche SH fatto appositamente arrivare dalla Francia.

Le indagini sperimentali in LiqueFACT hanno compreso anche prove di laboratorio avanzate utilizzando una centrifuga geotecnico-sismica. I terreni sono materiali barotropici come tali il loro comportamento meccanico è fortemente dipendente dalla tensione di confinamento e l'uso della centrifuga permette di riprodurre gli sforzi litostatici alla scala del prototipo anche in modelli fisici di dimensioni ridotte. La presenza poi di un tavolo vibrante montato all'interno della centrifuga consente anche l'effettuazione di prove dinamiche e quindi di simulare l'effetto di un terremoto. La centrifuga geotecnico-sismica è una apparecchiatura sperimentale molto complessa. In Europa ne esistono attualmente 4 una di queste si trova in Italia nel laboratorio geotecnico avanzato di Ismgeo

nei pressi di Bergamo. In LiqueFACT le prove in centrifuga sono state effettuate con il duplice scopo di riprodurre i risultati sperimentali ottenuti nel campo prova di Pieve di Cento e simulare l'influenza prodotta dalla presenza di una costruzione sulla suscettibilità alla liquefazione di un terreno (Fiorente et al., pagg. 108-126 in questo volume).

Gli aspetti di LiqueFACT che riguardano la resilienza di una comunità ai danni prodotti dalla liquefazione sono stati trattati nel pacchetto di lavoro no. 5. Oltre a studiare come aumentare la resilienza della collettività nelle fasi successive al terremoto, questo pacchetto di lavoro ha anche affrontato il problema dello sviluppo di un modello commerciale che contempli l'inclusione di tecniche di mitigazione del rischio liquefazione in siti di costruzioni da realizzare e nel miglioramento di terreni su cui poggiano costruzioni preesistenti (Flora et al., pagg. 90-107 in questo volume; Modoni et al., pagg. 50-89 in questo volume).

Il prodotto forse più importante dell'intero progetto è la piattaforma computazionale realizzata per integrare i risultati ottenuti da tutti i pacchetti di lavoro. Questo è stato l'obiettivo del pacchetto di lavoro 6. La piattaforma computazionale è uno strumento informatico che nella sua versione base è accessibile in forma gratuita. Esso consentirà ad ingegneri, geologi, architetti, amministratori pubblici e addetti del settore delle costruzioni di effettuare valutazioni di scenari di rischio dei danni prodotti dalla liquefazione sismo-indotta in siti di edifici residenziali, strutture pubbliche, infrastrutture, analisi costi-benefici e di supporto decisionale all'adozione di tecniche di mitigazione, valutazione dell'impatto socio-economico della riduzione del rischio e degli interventi di miglioramento, della capacità di resilienza di una comunità nella fase post-sismica (Meslem & Iversen, pagg. 139-149 in questo volume).

Le metodologie sviluppate in LiqueFACT e implementate nella piattaforma computazionale sono state validate (pacchetto di lavoro 7) in tre casi di studio ben documentati a Urayasu in Giappone (terremoto di Tohoku Oki nel 2011), a Christchurch in Nuova Zelanda (sequenza 2010-2011) e a Terre del Reno in Emilia (terremoto 2012; Modoni et al., pagg. 50-89 in questo volume).

Naturalmente, le attività sperimentali svolte a Cavezzo, Pieve di Cento e Terre del Reno sono state possibili grazie alla fattiva collaborazione degli Enti Locali interessati (Regione, Comuni, Province; Martelli, pagg. 10-20 in questo volume).

Come indicato sopra per ogni pacchetto di lavoro, un resoconto dettagliato del lavoro svolto in LiqueFACT e dei risultati più rilevanti conseguiti nei pacchetti di lavoro sopramenzionati è riportato nelle pagine che seguono.

Alcuni di questi risultati sono stati incorporati nella Parte 5 dell'Eurocodice 8 che è attualmente in fase di revisione.

Ulteriori dati e informazioni possono essere reperiti sul sito web <http://www.liquefact.eu/>.

1. Il supporto a LIQUEFACT della Regione Emilia-Romagna e delle Amministrazioni Locali

Luca Martelli

Regione Emilia-Romagna, Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli

La sequenza sismica che ha colpito la pianura emiliana nel 2012 è stata caratterizzata da importanti effetti ambientali, quali l'amplificazione del moto sismico e la liquefazione dei terreni sabbiosi saturi, che hanno fortemente condizionato la distribuzione e la tipologia dei danni e le successive fasi di ricostruzione. Per questi motivi il progetto Liquefact ha destato fin da subito l'interesse della Regione e delle Amministrazioni Locali interessate dai fenomeni di liquefazione.

Per il migliore svolgimento delle attività e il raggiungimento degli obiettivi di Liquefact nonché per una ricostruzione e una pianificazione che tenessero nella dovuta considerazione gli effetti locali osservati, sono state avviate collaborazioni interistituzionali tra Regione, Amministrazioni Locali e i partner del progetto.

Il progetto Liquefact si è quindi sviluppato in maniera fortemente radicata sul territorio e ciò ha garantito, oltre all'ottima riuscita del progetto stesso, anche la crescita professionale dei tecnici e una maggiore consapevolezza degli amministratori degli Enti Locali coinvolti.

Nella presente nota sono sinteticamente presentate le principali collaborazioni svolte nell'ambito del progetto.

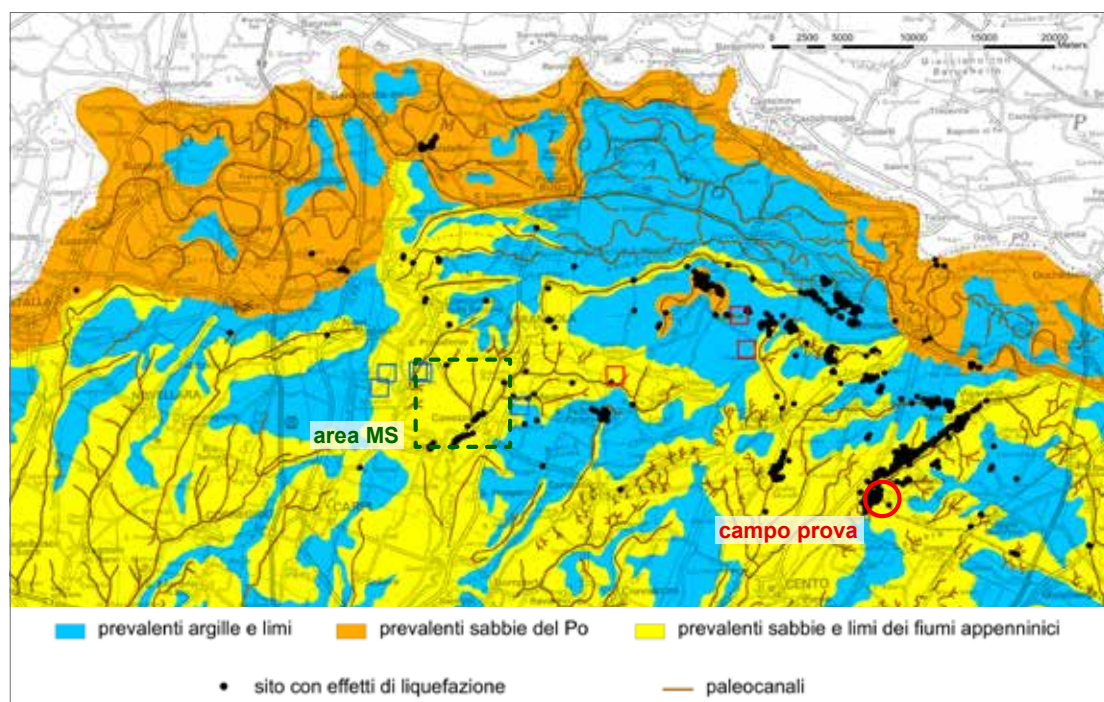
1. Introduzione

Le scosse principali della sequenza sismica emiliana di maggio 2012, quella del 20 maggio di magnitudo $M_w=6,09$ e quella del 29 maggio di magnitudo $M_w=5,90$ (Rovida et al., 2019), hanno provocato diffusi fenomeni di liquefazione in

un vasto settore della Pianura Padana centrale, compreso tra i fiumi Secchia a ovest e Reno a est (Figura 1).

La prima scossa ha indotto numerosi ed evidenti fenomeni di liquefazione soprattutto nel fer-

Figura 1. Mappa della distribuzione delle manifestazioni superficiali di liquefazione, con localizzazione delle aree test e degli epicentri delle scosse $M_w \geq 5$ (in rosso quelle del 20 maggio, in azzurro quelle del 29 maggio).



rarese, a S. Agostino, S. Carlo e Mirabello (Figura 2), in varie località del Comune di Bondeno, a Dodici Morelli nel Comune di Cento, mentre nel modenese ha causato fenomeni di rilievo solo a S. Felice sul Panaro (Figura 3a). La seconda scossa ha invece prodotto effetti di liquefazione soprattutto nel modenese, in particolare nel territorio di Cavezzo e ancora a S. Felice sul Panaro (Figura 3b), e nell'Oltrepò mantovano.

Gli effetti più eclatanti sono stati senz'altro quelli osservati negli ex Comuni di S. Agostino e Mirabello, oggi riuniti nel Comune Terre del Reno, dove la copiosa fuoriuscita di sabbie e limi ha causato cedimenti e rotture del terreno che hanno aggravato il quadro dei danni (Figura 2), in particolare rendendo inagibili interi settori dei centri abitati di S. Carlo e Mirabello (Fioravante e Giretti, 2012; Crespellani et al., 2012).

Già le prime indagini e verifiche nell'immediato post sisma hanno evidenziato che la liquefazione non ha prodotto un apprezzabile addensamento delle sabbie e che l'occorrenza di liquefazione è ancora presente, anche nei siti dove questa è avvenuta copiosa, come del resto testimoniato da quanto osservato il 29 maggio a S. Felice sul Panaro (Figura 3), dove la liquefazione si è rimaniifestata negli stessi siti in cui era stata già osservata il 20 maggio (Fioravante e Giretti, 2012). A questo proposito si vedano anche i ripetuti fenomeni di liquefazione osservati a Christchurch (Nuova Zelanda) in occasione delle scosse principali delle sequenze sismiche del 2010 e 2011 (v. es. Cubrinovski, 2013) e poi del 2016.

Per garantire una ricostruzione che tenesse nella dovuta considerazione le condizioni di pericolosità geologica locale, fin da subito furono previsti contributi economici per interventi di mitigazione del rischio di liquefazione da realizzare in fase di ricostruzione o riparazione degli edifici risultati inagibili nelle aree dove erano stati rilevati fenomeni di liquefazione (OC 51/2012; OC 57/2012; OC 86/2012).

Al fine di favorire la progettazione e realizzazione di tali interventi sono state pubblicate prime indicazioni sulle tecniche ritenute più idonee in base alle caratteristiche geologiche locali (v. DD n. 12418/2012) e linee guida sulle indagini geotecniche e la documentazione tecnica da produrre a supporto delle richieste dei suddetti contributi (DD 1105/2014). L'Associazione Geotecnica Italiana ha redatto anche specifiche linee guida sugli aspetti geotecnici da considerare per la ricostruzione/riparazione di edifici industriali (Gruppo di Lavoro AGI per Edi-



Figura 2. Esempio di danni correlati anche a fenomeni di liquefazione: a) crollo di capannone a Mirabello; b) e c) danni ad edifici residenziali a S. Carlo.

fici Industriali, 2013).

Contestualmente, per consentire una ricostruzione che tenesse nella dovuta considerazione le condizioni di pericolosità locale, fu avviata una prima campagna di microzonazione sismica nei Comuni maggiormente danneggiati, ovvero dove erano stati osservati diffusi effetti di intensità macrosismica almeno pari al VI grado (OC 70/2012). Nell'OC 70/2012 sono indicati anche i criteri per la realizzazione degli studi e degli elaborati.

Gli elaborati di microzonazione sismica speditiva e analisi della condizione limite di emergenza realizzati ai sensi dell'OC 70/2012 sono dispo-



Figura 3. Manifestazioni di liquefazione nello stadio comunale di S. Felice del Panaro; a) 20 maggio, b) 29 maggio 2012 (da Fioravante e Giretti, 2012).

nibili in <https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/sismica/speciale-terremoto/sisma-2012-ordinanza-70-13-11-2012-cartografia>. A titolo di esempio, in figura 4 sono mostrate le mappe di microzonazione sismica speditiva realizzate a supporto dei piani della ricostruzione dei centri abitati di S. Agostino, S. Carlo, Mirabello e Cavezzo.

Per un quadro più dettagliato delle attività promosse e realizzate dalla Regione per la caratterizzazione e comprensione degli effetti ambientali osservati si veda Martelli (2018).

Ben presto è apparsa evidente la necessità di verificare l'efficacia di alcune tecniche e l'effettiva possibilità di realizzare gli interventi, soprattutto nelle aree urbanizzate e in presenza di edifici esistenti; in particolare, progettazione e realizzazione di interventi di mitigazione del rischio di liquefazione si sono rivelate piuttosto complesse nel caso di edifici esistenti in aree urbane.

Tra le attività e finalità dichiarate di Liquefact (v. introduzione di Lai in questo volume) erano quindi di particolare interesse per la Regione l'analisi delle tecniche di intervento e la verifica dell'efficacia di alcune di queste, nonché la stesura di linee guida per la prevenzione e mitigazione dei danni da liquefazione. Perciò la Regione ha ritenuto fin da subito che Liquefact fosse un progetto di importanza strategica ed ha quindi immediatamente aderito all'invito di collaborazione in qualità di *stakeholder/end-user*.

Il primo passo della Regione è stato rendere subito disponibili le proprie banche dati e cartografie e le competenze delle proprie strutture tecniche, quindi attivarsi per un coinvolgimento attivo delle Amministrazioni Locali dei territori più colpiti dalla liquefazione, promuovendo anche incontri e confronti con le varie Società di gestione delle reti di servizi sul territorio.

Poiché il progetto prevedeva la realizzazione di verifiche e sperimentazioni a grandezza reale, ovvero in sito, una delle attività più rilevanti è stata l'individuazione di aree idonee per realizzare test sperimentali e campi prova.

2. La scelta delle aree test

Le verifiche sperimentali previste da Liquefact riguardavano le tecniche di indagine per la caratterizzazione del fenomeno e delle conoscenze litostatigrafiche, geotecniche e geofisiche dei siti ai fini della definizione del rischio

di liquefazione, le procedure di microzonazione sismica e le verifiche di tecniche di intervento per la mitigazione degli effetti di liquefazione sismoindotta.

I Partner di Liquefact hanno naturalmente rivolto l'attenzione per l'individuazione di aree test proprio al territorio padano colpito dalla sequenza sismica del 2012 e si sono quindi rivolti alla Regione Emilia-Romagna per un sostegno logistico e operativo alla selezione di aree idonee.

Per approfondire e verificare le tecniche di microzonazione del territorio in base allo scuotimento del suolo e al rischio liquefazione attesi, alla luce delle indagini ed esperienze realizzate e in corso, l'attenzione si è focalizzata sui Comuni di Cavezzo nel modenese e S. Agostino e Mirabello nel ferrarese, dove i fenomeni di liquefazione sono stati evidenti e diffusi (Figura 1). Inoltre, in tali territori era già disponibile un numero consistente di prove geotecniche e geofisiche, erano state da poco completate le mappe di microzonazione sismica speditiva per la ricostruzione, realizzate ai sensi degli allora vigenti indirizzi regionali (DAL 112/2007, v. Figura 4), ed erano in corso approfondimenti e aggiornamenti secondo gli "Indirizzi e criteri di microzonazione sismica" nazionali (Gruppo di lavoro MS, 2008) e indirizzi regionali (DGR 2193/2015).

La scelta del territorio in cui verificare tecniche e procedure di microzonazione sismica è poi ricaduta su Cavezzo, per la maggiore varietà di ambienti deposizionali e contesti litostatigrafici (v. es. Gruppo di Lavoro MS Cavezzo, 2018; Meisina et al., 2019).

L'Amministrazione Comunale di Cavezzo ha risposto positivamente all'invito di collaborazione e ha subito reso disponibili le indagini geotecniche e geofisiche depositate presso i propri uffici tecnici, ha poi messo a disposizione di EUCENTRE e dell'Università di Pavia l'area di pertinenza dell'ex scuola di Uccivello per nuove indagini geotecniche di approfondimento e si è adoperata per individuare aree in cui realizzare nuove indagini geofisiche. Le aree individuate per gli approfondimenti geofisici sono quelle immediatamente ad ovest e sud-ovest del capoluogo dove INGV, sezione di Milano, ha realizzato prove di sismica passiva (Massa et al., 2018) e OGS Trieste ha realizzato una linea sismica a riflessione (Petronio et al., 2018) per la caratterizzazione del sottosuolo fino al bedrock sismico.

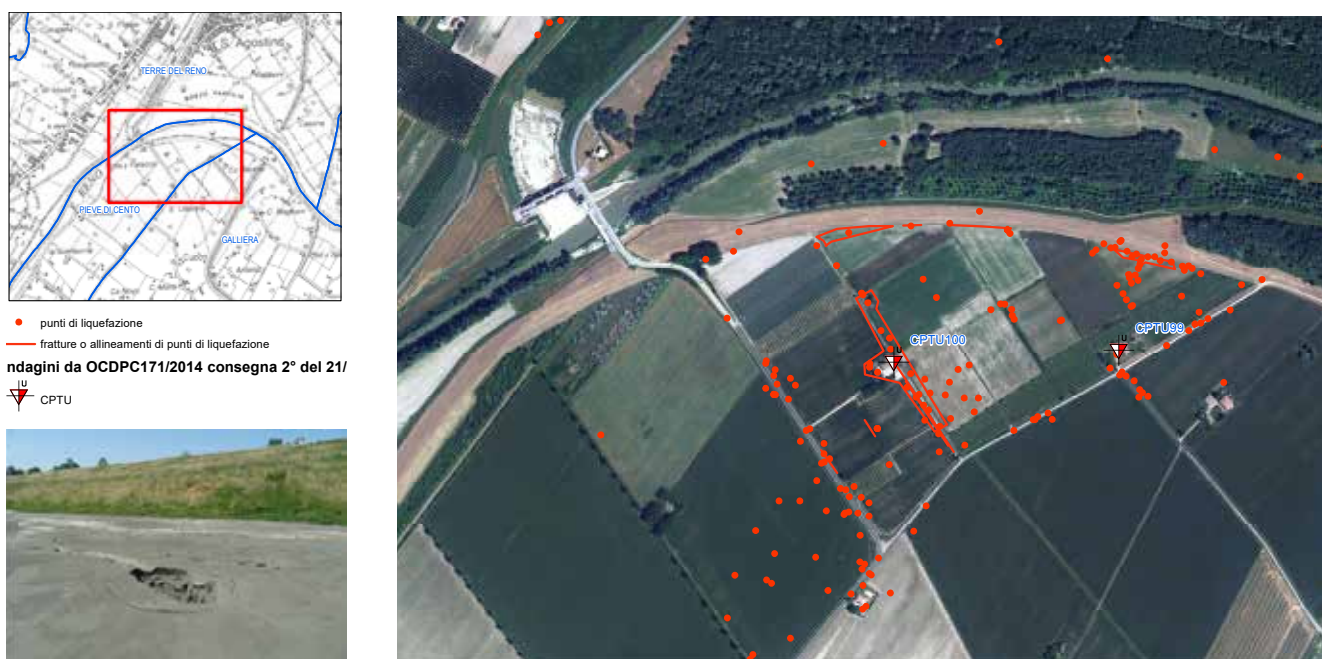
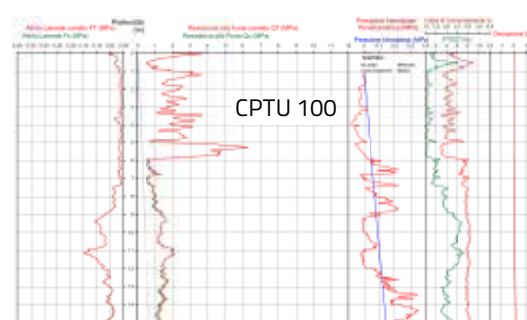
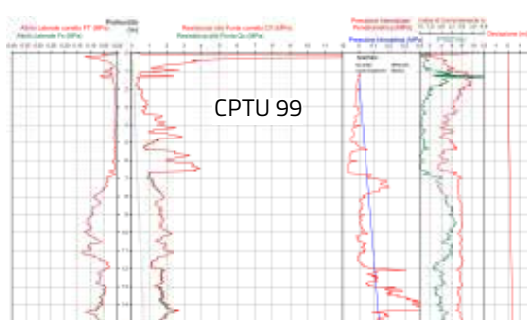


Figura 5. Mappa dei punti di liquefazione rilevati nell'ansa del Reno a Pieve di Cento, con ubicazione delle prove penetrometriche statiche all'epoca disponibili (CPTU99 e CPTU100, da banca dati studio MS del Comune di Pieve di Cento, a cura del dott. geol. Samuel Sangiorgi) indicanti la presenza di sabbie limose dalla superficie alla profondità di 6-7 m, e del campo prova. In basso a destra esempio di manifestazione di liquefazione osservata il 20 maggio 2012 nei pressi del campo prova, sopra i grafici delle 2 CPTU.



3. Gli accordi di collaborazione

Le attività di collaborazione tra la Regione e i principali Partner italiani del progetto sono state formalizzate con tre accordi di collaborazione che definiscono e regolano lo scambio di informazioni e dati e le attività nei territori emiliani maggiormente interessati dal fenomeno della liquefazione.

In particolare, tali accordi individuano e regolano le attività di collaborazione con EUCENTRE e l'Università di Pavia, con l'Università "Federico II" di Napoli e con l'Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale (UNICAS).

Tutte le attività sono mirate ad esplorare aspetti di particolare interesse per la prevenzione e la mitigazione dei danni da liquefazione quali le condizioni di pericolosità locale e la microzonazione sismica, la vulnerabilità di strutture e infrastrutture alla liquefazione e l'analisi dei danni indotti dai terremoti del maggio 2012 allo scopo di definire procedure e tecniche efficaci per la mitigazione dei danni e sviluppare approcci

metodologici utili ed efficaci per migliorare la resilienza delle comunità.

Di seguito una breve rassegna dei tre accordi.

L' accordo con Eucentre e l'Università di Pavia

Lo schema di accordo con la Fondazione Eucentre (Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica) e con il Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura dell'Università degli Studi di Pavia è stato approvato dalla Giunta Regionale con deliberazione n. 501 del 20 aprile 2017.

Principale finalità di questa collaborazione è l'individuazione di metodi di analisi della pericolosità sismica locale e microzonazione sismica scientificamente affidabili e al tempo stesso di facile applicazione.

Come accennato nell'introduzione, a Cavezzo il 29 maggio 2012 si sono verificati diffusi fenomeni di liquefazione nel capoluogo e lungo il

dosso che dal fiume Secchia si sviluppa verso il centro abitato (Figure 1 e 3). Questa situazione rende questo settore di Cavezzo un vero e proprio laboratorio a cielo aperto in cui testare le procedure di stima dello scuotimento del suolo atteso e del rischio di liquefazione e realizzare i necessari approfondimenti per definire procedure che permettano analisi e rappresentazione dei dati affidabili ed efficaci e allo stesso tempo sostenibili in termini di costi e tempi di realizzazione.

L'accordo è stato sottoscritto anche dalla Provincia di Modena e dall'Amministrazione Comunale che hanno attivamente contribuito alla realizzazione di alcune attività.

Alle attività per la definizione del modello geologico, geotecnico e geofisico hanno partecipato anche il Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università di Pavia, il Dipartimento di Scienze Chimiche e Geologiche dell'Università di Modena e Reggio Emilia, l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, sezione di Milano, e l'Istituto Nazionale di Oceanografia e Geofisica Sperimentale di Trieste.

Lo studio e i risultati sono descritti in dettaglio nell'articolo di Lai et al. (2021), nel presente volume, a cui si rimanda per una illustrazione dettagliata.

Gli elaborati e la banca dati, in parte realizzati anche con i contributi previsti dall'art. 11 della L 77/2009, concessi al Comune nell'ambito delle attività previste dall'Ordinanza del Capo DPC n. 293/2015 (OCDPC 293/2015), sono stati poi trasmessi alla Commissione Tecnica per il monitoraggio degli studi di microzonazione sismica del DPC e approvati nella riunione della suddetta Commissione del 29 novembre 2018. Tale studio è oggi a disposizione dell'Amministrazione Comunale per la redazione del nuovo piano urbanistico generale (PUG), come richiesto dalla nuova legge regionale sull'urbanistica n. 24/2017 e dall'atto d'indirizzo per studi di microzonazione sismica approvato con DGR 630/2019. Gli elaborati finali e la relazione sono disponibili in formato pdf nel sito web <https://geo.regione.emilia-romagna.it/schede/pnsrs/>.

A titolo di esempio dei risultati ottenuti da questa collaborazione, in figura 6 è mostrata la cartografia di confronto tra l'analisi della condizione limite di emergenza e la pericolosità sismica locale (microzonazione sismica), espressa in termini di valori di H_{SM} (Naso et al., 2019), parametro che indica lo scuotimento al suolo atteso,

in cm/s^2 , per periodi di vibrazione T compresi tra 0,1 s e 0,5 s e $T_R=475$ anni, e dell'indice potenziale di liquefazione IL o LPI (Iwasaki et al., 1978).

Questa esperienza ha permesso di verificare le procedure di analisi ed elaborazione dei dati per la microzonazione sismica proposte negli allora vigenti indirizzi regionali ed ha consentito inoltre di acquisire nuovi dati di notevole interesse per la caratterizzazione in prospettiva sismica del sottosuolo della pianura emiliana. La microzonazione sismica realizzata con questo accordo costituisce quindi anche un ottimo riferimento per analoghi studi futuri.

L'accordo con l'Università "Federico II" di Napoli

Lo schema di accordo con l'Università degli Studi "Federico II" di Napoli, Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale, è stato approvato dalla Giunta Regionale con deliberazione n. 1435 del 2 ottobre 2017.

Questo accordo ha come oggetto l'analisi della vulnerabilità di infrastrutture e strutture e dei danni indotti dalla liquefazione a seguito dei terremoti del maggio 2012 e la definizione di procedure e tecniche efficaci per la mitigazione dei danni derivanti da questo fenomeno.

Gli effetti della liquefazione sulle strutture sono stati valutati analizzando i dati di circa 1.000 edifici residenziali in muratura situati in diversi comuni colpiti dal terremoto. L'analisi contestuale dei dati di ricostruzione ha poi consentito di correlare tali informazioni con quelle provenienti dalle evidenze di fenomeni di liquefazione. Attraverso un'analisi comparativa del danno empirico, è emerso che la liquefazione ha inciso in maniera significativa sia sull'entità che sulla tipologia dei danni riscontrati nell'edilizia residenziale. Si è quindi proceduto alla correlazione tra danno strutturale e intensità del fenomeno di liquefazione al fine di derivare, in via del tutto preliminare, curve empiriche di fragilità. Tali risultati sono di grande importanza per definire futuri scenari di danno e per orientare le politiche di mitigazione del rischio sismico in maniera che tengano conto anche delle potenziali perdite connesse a fenomeni di liquefazione.

Sono state poi analizzate anche alcune tecniche di mitigazione del rischio di liquefazione, soffermandosi in particolare sui dreni orizzontali e sulla parziale saturazione indotta (Induced Partial Saturation, IPS). L'attenzione è stata

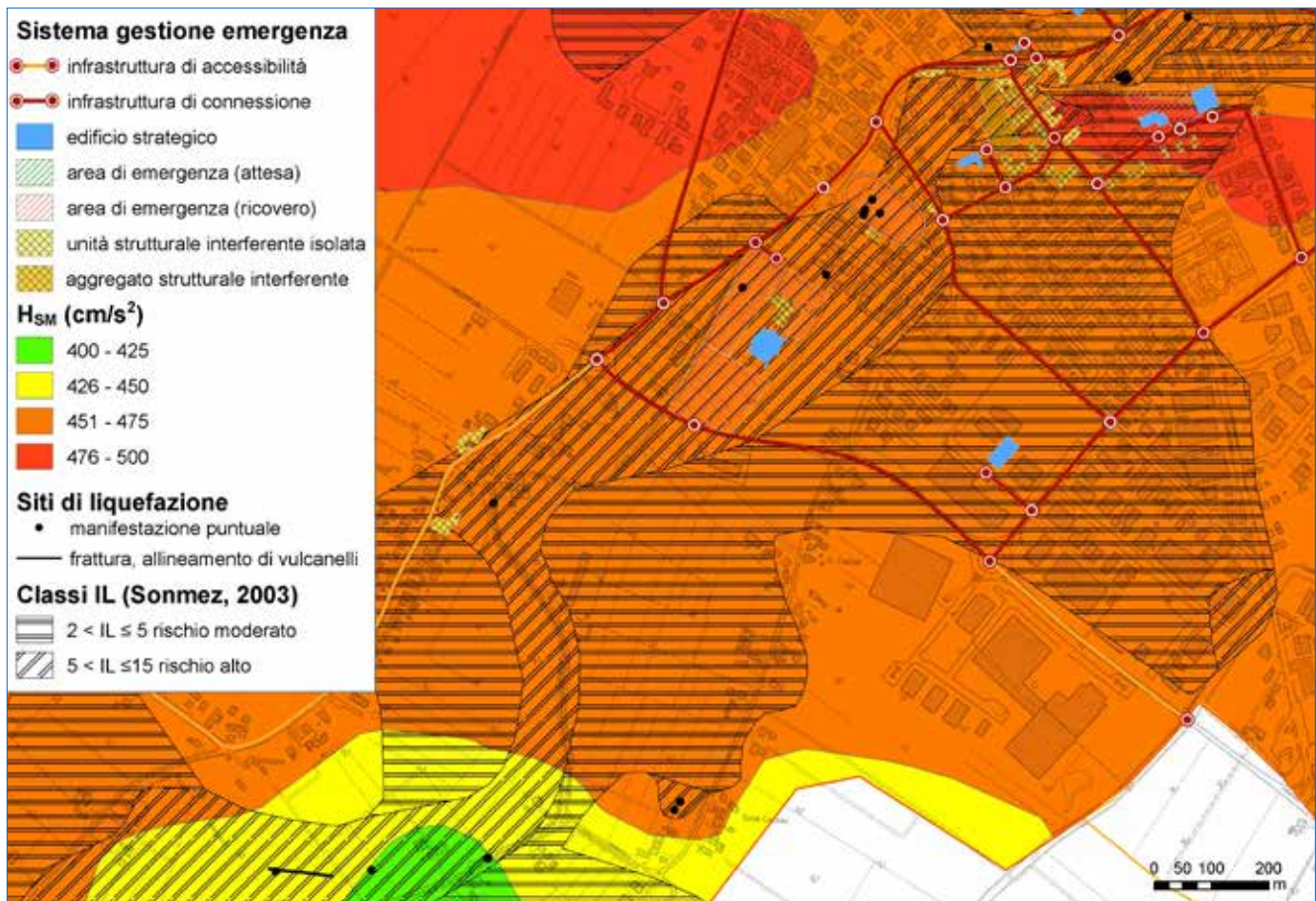


Figura 6. Stralcio della mappa di confronto tra microzonazione sismica e analisi della condizione limite di emergenza del Comune di Cavezzo (<https://geo.regione.emilia-romagna.it/schede/pnsrs/index.jsp?id=36009>)

focalizzata su queste due tecniche in quanto di particolare interesse per interventi in ambiente urbano e in presenza di edifici esistenti, condizione ricorrente nelle aree di ricostruzione. Inoltre, tali tecniche sono piuttosto recenti e necessitano ancora di verifiche e migliore definizione dei criteri e procedure di progettazione. Partendo da test sperimentali condotti a diverse scale, in laboratorio su modelli in scala (Fioravante et al., 2021; in questo volume) e a grandezza reale nel campo prova di Pieve di Cento (v. Pingue e Siepi, 2021; in questo volume), è stato possibile verificare l'efficacia delle due tecniche e arrivare a definire criteri e procedure di progettazione.

I risultati di questo accordo sono dettagliatamente descritti da Di Ludovico et al. (2021) e da Flora et al. (2021), entrambi in questo stesso volume, a cui si rimanda per un'illustrazione approfondita.

L'accordo con l'Università di Cassino e del Lazio Meridionale

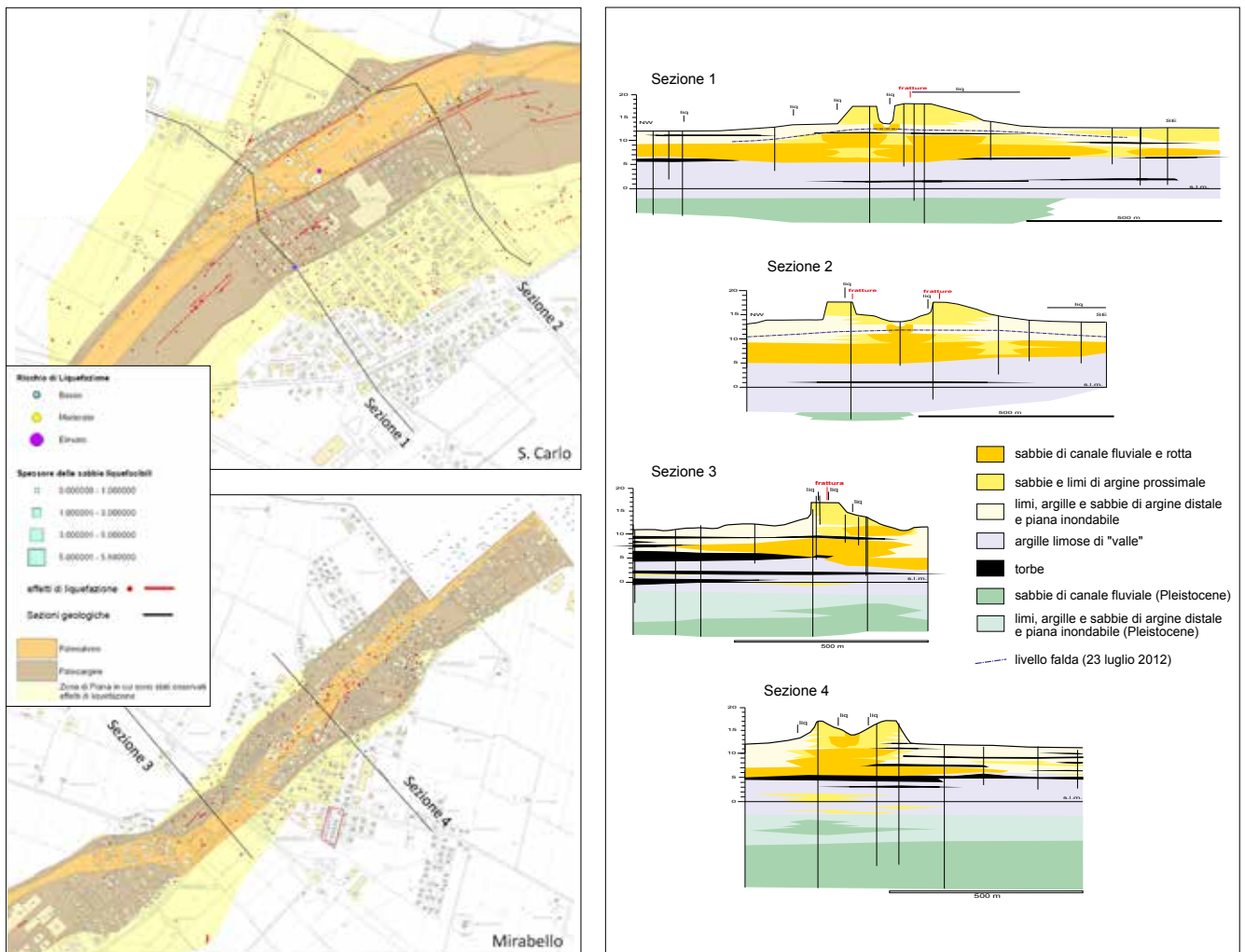
Lo schema di accordo con l'Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale, Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica, è stato appro-

vato dalla Giunta Regionale con deliberazione n. 2077 del 20 dicembre 2017.

Oggetto dell'accordo è l'acquisizione e l'analisi dei dati per la valutazione della vulnerabilità di strutture e infrastrutture alla liquefazione, dei danni indotti e lo sviluppo di approcci metodologici finalizzati al miglioramento della resilienza, ovvero la capacità di prevenire e superare gli effetti e le criticità dovute al manifestarsi del fenomeno.

Lo studio ha permesso di definire una metodologia per la valutazione del rischio da liquefazione con strumenti analitici volutamente semplificati, tali da essere implementati agevolmente su una piattaforma GIS ed applicati in maniera estensiva. La procedura è stata applicata e testata nel Comune di Terre del Reno, comprendente le frazioni di San Carlo e Mirabello duramente colpite dalla liquefazione in occasione delle scosse del 20 maggio (Figura 7).

Le analisi sono state condotte a vari livelli, elaborando informazioni di diverse banche dati relative a caratteristiche del sottosuolo, ad edifici civili ed industriali e ai danni rilevati. Per questo,



fondamentale si è rivelata la collaborazione e il supporto dell’Agenzia Regionale per la Ricostruzione Sisma 2012 che ha messo a disposizione le banche dati MUDE, FENICE e SFINGE (<http://www.regione.emilia-romagna.it/terremoto>).

I risultati di questo studio sono dettagliatamente descritti da Modoni et al. (2021), in questo stesso volume, a cui si rimanda per un’illustrazione approfondita.

Gli elaborati finali indicano una distribuzione del rischio piuttosto articolata ed eterogenea, funzione della combinazione dei fattori geologici, geotecnici, strutturali ed economici caratteristici del territorio considerato. Si osserva comunque una buona sovrapposizione delle aree risultanti a maggior rischio con gli effetti osservati a seguito delle scosse del 20 maggio 2012. Va tenuto presente che i risultati ottenuti hanno necessariamente carattere indicativo e vanno letti a scala territoriale; valutazioni puntuali del rischio su singoli edifici o infrastrutture richie-

dono indagini ad hoc, l’utilizzo di metodologie più avanzate e considerazioni socioeconomiche specifiche.

4. Considerazioni conclusive

Considerata l’importanza che gli effetti locali, amplificazione del moto sismico e liquefazione dei terreni sabbiosi saturi, hanno avuto nella distribuzione e tipologia dei danni in occasione della sequenza sismica emiliana del 2012 e nelle successive fasi di ricostruzione, la Regione e le Amministrazioni Locali maggiormente interessate dai fenomeni di liquefazione hanno fornito supporto e collaborato attivamente ad alcune fasi del progetto.

Il progetto Liquefact è stato quindi condotto in maniera fortemente radicata sul territorio. Ciò ha garantito la realizzazione di attività sperimentali in sito e in laboratorio pressoché uniche nel loro genere e ha permesso di definire procedure di analisi e metodologie efficaci, e al tem-

Figura 7. Mappe geomorfologiche di S. Carlo e Mirabello con punti di liquefazioni e sezioni geologiche (con modifiche da Calabrese et al., 2012).

po stesso sostenibili, per il miglioramento della resilienza delle comunità esposte al rischio di liquefazione.

I principali risultati delle collaborazioni tra Regione, Amministrazioni Locali e partner di Liquefact possono essere così sintetizzati:

lo studio di microzonazione sismica di Cavezzo, oltre ad avere permesso l'acquisizione di numerosi nuovi dati sul sottosuolo padano, costituisce un importante riferimento per studi analoghi e offre importanti spunti per la redazione di linee guida in materia;

l'analisi dei danni all'edilizia residenziale e il confronto con i fenomeni di liquefazione osservati hanno permesso di derivare, in via del tutto preliminare, curve empiriche di fragilità; questo risultato è di grande importanza per definire scenari di danno e per indirizzare le politiche di mitigazione del rischio nelle aree a rischio liquefazione;

test sperimentali condotti a diverse scale, a grandezza reale nel campo prova di Pieve di Cento e in laboratorio su modelli in scala, han-

no permesso di verificare l'efficacia e arrivare a definire criteri e procedure di progettazione di due tecniche di mitigazione, i dreni orizzontali e la parziale saturazione indotta, di particolare interesse per interventi in aree urbanizzate;

E' stata definita una metodologia, applicata e testata nel Comune di Terre del Reno, per la valutazione del rischio di liquefazione con procedure semplificate, tali da essere facilmente applicati in maniera estensiva con strumenti GIS; va tuttavia tenuto presente che tale metodologia fornisce risultati di tipo indicativo e validi a scala territoriale; valutazioni più puntuali del rischio di liquefazione richiedono indagini ad hoc, l'utilizzo di metodologie più avanzate e considerazioni socioeconomiche specifiche;

Grazie anche a queste collaborazioni, il progetto Liquefact ha prodotto documenti e risultati di estremo interesse per tutti i ricercatori, i liberi professionisti, i tecnici e gli amministratori degli Enti Locali impegnati nella pianificazione del territorio e la progettazione di opere in aree a rischio liquefazione.

Riferimenti bibliografici

- Calabrese L., Martelli L., Severi P. (2012). Stratigrafia dell'area interessata dai fenomeni di liquefazione durante il terremoto dell'Emilia (maggio 2012). Atti 31° Convegno GNGTS, Potenza, 20-22 novembre 2012, sess. 2.2, 119-126.
- Crespellani T., Facciorusso J., Ghinelli A., Madiati C., Renzi S., Vannucchi G. (2012): Rapporto preliminare sui diffusi fenomeni di liquefazione verificatisi durante il terremoto in Pianura Padana emiliana del maggio 2012. <https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/sismica/liquefazione-gruppo-di-lavoro>.
- Cubrinovski M. (2013). Liquefaction-Induced damage in the 2010-2011 Christchurch (New Zealand) earthquakes. International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. 1. <https://scholarsmine.mst.edu/icchge/7icchge/session12/1>.
- DAL 112/2007. Approvazione dell'atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art.16 comma 1, della L.R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica". Deliberazione dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna n.112 del 2/5/2007. Boll. Uff. Reg. Emilia-Romagna n. 64 del 17/05/2007. <http://www.regione.emilia-romagna.it/geologia/>.
- DD 12418/2012. 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. Determinazione del Dirigente del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna n. 12418 del 02/10/2012. <http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/temi/sismica/speciale-terremoto/interventi-per-la-ricostruzione-e-la-ripresa>
- DD 1105/2014. Approvazione di "Indicazioni sulla documentazione tecnica da produrre a supporto della richiesta di contributi per interventi di consolidamento del terreno di fondazione in caso di riparazione, ripristino

- con miglioramento sismico o demolizione e ricostruzione di edifici dichiarati inagibili che abbiano riportato danni da liquefazione, a seguito della sequenza sismica che ha interessato la pianura emiliana nel maggio-giugno 2012". Determinazione del Dirigente del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna n. 1105 del 03/02/2014. <http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/temi/sismica/speciale-terremoto/interventi-per-la-ricostruzione-e-la-ripresa>
- DGR 2193/2015. "Art. 16 della L.R. n. 20 del 24/3/2000. Approvazione aggiornamento dell'Atto di coordinamento tecnico denominato «Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica» di cui alla Deliberazione dell'Assemblea Legislativa 2 maggio 2007, n. 112". Deliberazione Giunta Regione Emilia-Romagna n. 2193 del 21 dicembre 2015. Boll. Uff. Regione Emilia-Romagna n. 4 del 8 gennaio 2016 (parte seconda). <https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/sismica/indirizzi-per-studi-microzonazione-sismica>
- DGR 501/2017. Approvazione di accordo di collaborazione interistituzionale con l'Università di Pavia - Dipart. di Ingegneria Civile e Architettura, fondazione Eucentre - Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, la Provincia di Modena e il Comune di Cavezzo finalizzato alla microzonazione sismica per lo scuotimento del suolo e per il rischio liquefazione del comune di Cavezzo. Deliberazione Giunta Regione Emilia-Romagna n. 501 del 20/04/2017.
- DGR 1435/2017. Accordo di collaborazione interistituzionale con l'Università degli Studi di Napoli "Federico II" finalizzato all'analisi della vulnerabilità e dei danni indotti ad infrastrutture e strutture dal fenomeno della liquefazione a seguito dei terremoti del 20 e 29 maggio 2012 e alla definizione di procedure per la mitigazione dei danni da liquefazione. Deliberazione Giunta Regione Emilia-Romagna n. 1435 del 02/10/2017.
- DGR 2077/2017. Approvazione di accordo di collaborazione istituzionale con l'Università degli Studi di Cassino e del Lazio meridionale - Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica, finalizzato all'analisi della vulnerabilità a liquefazione e del danno indotto ad infrastrutture e strutture nonché di approcci metodologici finalizzati ad incrementarne la resilienza. Deliberazione Giunta Regione Emilia-Romagna n. 2077 del 20/12/2017.
- Di Ludovico M., Chiaradonna A., Bilotta E., Flora A., Prota A. (2021): Valutazione della vulnerabilità di strutture e infrastrutture alla liquefazione sismo indotta dei terreni. Sviluppo di modelli di fragilità empirici per edifici in muratura utilizzando i dati della Regione Emilia-Romagna. In: Atti del webinar "Il progetto LiquefAct in Emilia-Romagna", 17 febbraio 2021, Regione Emilia-Romagna, 34-49.
- Fioravante V., Giretti D. (2012): Sisma 20.05.2012. Il caso di Sant'Agostino-San Carlo. <https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/sismica/liquefazione-gruppo-di-lavoro>
- Fioravante V., Giretti D., Airoidi S., Moglie J. (2021). Modellazione fisica in centrifuga delle tecniche di mitigazione del rischio liquefazione sismo-indotta. In: Atti del webinar "Il progetto LiquefAct in Emilia-Romagna", 17 febbraio 2021, Regione Emilia-Romagna, 108-126.
- Flora A., Bilotta E., Chiaradonna A., Fasano G., Lirer S., Mele L., Nappa V. (2021): Tecniche di mitigazione del rischio liquefazione sismo-indotta dei terreni. In: Atti del webinar "Il progetto LiquefAct in Emilia-Romagna", 17 febbraio 2021, Regione Emilia-Romagna, 90-107.
- Giretti, D., Fioravante, V. (2017). A correlation to evaluate cyclic resistance from CPT applied to a case history. Bull. Earthquake Eng., 15, 1965-1989.
- Gruppo di Lavoro AGI per Edifici Industriali (2013). 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. <https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/sismica/speciale-terremoto/altri-documenti-tecnici>
- Gruppo di Lavoro MS (2008). Indirizzi e criteri generali per la microzonazione sismica. Conferenza delle Regioni e delle Province Autonome – Dipartimento della Protezione Civile. Roma, 3 vol. e 1 Cd-rom.
- Gruppo di Lavoro MS Cavezzo (2018). Relazione illustrativa della microzonazione sismica di Cavezzo. <https://geo.regione.emilia-romagna.it/schede/pnsrs/index.jsp?id=36009>
- Iwasaki T., Tatsuoka F., Tokida K., Yasuda S. (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. Proc. 2nd Int. Conf. On Microzonation National Science Foundation, Washington, Dc.
- Lai C.G. (2021). Il progetto europeo LIQUEFACT. In: Atti del webinar "Il progetto LiquefAct in Emilia-Romagna", 17 febbraio 2021, Regione Emilia-Romagna, 7-9.
- Lai C.G., Meisina C., Bozzoni F. (2021). Zonazione multi-scala del rischio liquefazione sismo-indotta. Microzonazione del Comune di Cavezzo. In: Atti del webinar "Il progetto LiquefAct in Emilia-Romagna", 17 febbraio 2021, Regione Emilia-Romagna, 21-33

- Martelli L. (2018). Rischio liquefazione: studi e iniziative per la ricostruzione e la pianificazione urbanistica post sisma Emilia 2012. In: "Rischio sismico in Italia: analisi e prospettive per una prevenzione efficace in un Paese fragile" a cura di A. Fiore e V. Ottaviani, SIGEA, Geologia dell'Ambiente, Supplemento al n. 1/2018, 318-325.
- Martelli L., Romani M. (a cura di) (2013). Microzonazione Sismica e analisi della condizione limite per l'emergenza delle aree epicentrali dei terremoti della pianura emiliana di maggio-giugno 2012 (Ordinanza del Commissario Delegato – Presidente della Regione Emilia-Romagna n. 70/2012). <http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/temi/sismica/speciale-terremoto/sisma-2012-ordinanza-70-13-11-2012-cartografia>
- Massa M., Mascandola C., Lovati S., Carannante S., Morasca P., D'Alema E., Franceschina G., Gomez A., Poggi V., Martelli L., Lai C. (2018). Seismic and geological bedrock depth estimation at Cavezzo site (Po Plain, Northern Italy): example of passive geophysical survey in the assessment of soil liquefaction potential. Geophysical Research Abstracts. Vol. 20, EGU2018-7882, 2018, EGU General Assembly 2018
- Meisina C., Bonì R., Bordoni M., Lai C.G., Famà A., Bozzoni F., Cosentini R.M., Castaldini D., Fontana D., Lugli S., Ghinoi A., Martelli L., Severi P. (2019). 3D geological model reconstruction for liquefaction hazard assessment in the Po Plain. Proc. of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, 7ICEGE, Rome (Italy), June 2019
- Meslem A., Iversen H. (2021). LIQUEFACT software, a tool for liquefaction risk assessment, mitigation planning, and decision support. NORSAR. In: Atti del webinar "Il progetto LiquefAct in Emilia-Romagna", 17 febbraio 2021, Regione Emilia-Romagna, 139-149.
- Modoni G., Spacagna R. L., Paoletta L., Baris A., D'Apuzzo M., Evangelisti A. (2021). Analisi del rischio da liquefazione sismo-indotta a scala urbana: applicazione al Comune di Terre del Reno. In: Atti del webinar "Il progetto LiquefAct in Emilia-Romagna", 17 febbraio 2021, Regione Emilia-Romagna, 50-89.
- OC 70/2012. Approvazione programma per gli studi di microzonazione sismica. Ordinanza del Commissario delegato – Presidente della Regione Emilia-Romagna n. 70 del 13/11/2012. <https://www.regione.emilia-romagna.it/terremoto/gli-atti-per-la-ricostruzione/2012/ordinanza-n.-70-del-13-novembre-2012/view>
- OCDCP 293/2015. Attuazione dell'articolo 11 del decreto-legge 28 aprile 2009 n. 39, convertito, con modificazioni, dalla legge 24 giugno 2009, n. 77. Ordinanza del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 293 del 26 ottobre 2015. G.U. n. 257 del 4 novembre 2015. <https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/sismica/interventi-di-riduzione-del-rischio-sismico/art-11-dl-28-aprile-2009-n39/oc-dpc-293-del-2015-documenti>
- OC 51/2012: Criteri e modalità di assegnazione di contributi per la riparazione e il ripristino con miglioramento sismico di edifici e unità immobiliari ad uso abitativo che hanno subito danni significativi dagli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 e che sono stati dichiarati inagibili. (ESITO E0). Ordinanza Commissario Delegato – Presidente Regione Emilia-Romagna n. 51 del 5/10/2012. <https://www.regione.emilia-romagna.it/terremoto/gli-atti-per-la-ricostruzione/2012/ordinanza-n-51-del-5-ottobre-2012>
- OC 57/2012. Criteri e modalità per il riconoscimento dei danni e la concessione dei contributi per la riparazione, il ripristino, la ricostruzione di immobili ad uso produttivo, per la riparazione e il riacquisto di beni mobili strumentali all'attività, per la ricostituzione delle scorte e dei prodotti e per la delocalizzazione, in relazione agli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012. Ordinanza Commissario Delegato – Presidente Regione Emilia-Romagna n. 57 del 12/10/2012. <https://www.regione.emilia-romagna.it/terremoto/gli-atti-per-la-ricostruzione/2012/ordinanza-n.-57-del-12-ottobre-2012/view>
- OC 86/2012. Criteri e modalità di assegnazione di contributi per la riparazione, il ripristino con miglioramento sismico o la demolizione e ricostruzione di edifici e unità immobiliari ad uso abitativo che hanno subito danni gravi a seguito degli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 e che sono stati dichiarati inagibili (ESITO E1, E2 o E3). Ordinanza Commissario Delegato - Presidente Regione Emilia-Romagna n. 86 del 6/12/2012. <https://www.regione.emilia-romagna.it/terremoto/gli-atti-per-la-ricostruzione/2012/ordinanza-n-86-del-6-dicembre-2012>
- Pingue L., Siepi M. (2021). Valutazione dell'efficacia delle tecniche di mitigazione: il campo prova di Pieve di Cento. In: Atti del webinar "Il progetto LiquefAct in Emilia-Romagna", 17 febbraio 2021, Regione Emilia-Romagna, 127-138.
- Petronio L., Affatato A., Baradello L., Barbagallo A., Cristofano G., Sorgo D., Lai C.G., Poggi V. (2018). Shear wave seismic reflection survey in the 2012 Emilia epicentral area. Atti 37° Convegno GNGTS, Potenza, 19-21 novembre 2018, sess. 2.2, 439-443.
- Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli, B., Gasperini P. (2019). Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI15), versione 2.0. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <https://doi.org/10.13127/CPTI/CPTI15.2>

2. Zonazione multi-scala del rischio di liquefazione sismo-indotta. Microzonazione del Comune di Cavezzo (Modena)

C.G. Lai ⁽¹⁾, F. Bozzoni ⁽²⁾, C. Meisina ⁽³⁾

⁽¹⁾ Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura, DICAR, Università degli Studi di Pavia;

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

⁽³⁾ Dipartimento di Scienze della Terra e dell'Ambiente, DSTA, Università degli Studi di Pavia

La valutazione e mitigazione del rischio di liquefazione co-sismica sono stati oggetto del progetto di ricerca europeo denominato LIQUEFACT "Assessment and mitigation of liquefaction potential across Europe: a holistic approach to protect structures/ infrastructures for improved resilience to earthquake-induced liquefaction disasters" (<http://www.liquefact.eu/>) finanziato dall'Unione Europea mediante il programma Horizon 2020 nel periodo 2016-2019. Tra i principali obiettivi del progetto, si cita la zonazione per il rischio di liquefazione sia a scala continentale (megazonazione), che a scala municipale (microzonazione). Oggetto della microzonazione sono stati quattro centri urbani ubicati rispettivamente in Italia, Turchia, Portogallo e Slovenia. La microzonazione del centro urbano italiano è stata condotta con riferimento al Comune di Cavezzo (Modena) selezionato di concerto con le amministrazioni locali tramite un accordo ufficiale di collaborazione interistituzionale. Scopo di questo articolo è mostrare una sintesi delle attività svolte nel progetto LIQUEFACT sul fronte della zonazione multi-scala del rischio liquefazione, concentrandosi, in particolare, sullo studio di microzonazione condotto per il territorio comunale di Cavezzo.

1. introduzione

Il fenomeno della liquefazione co-sismica dei terreni ha origine da una perdita totale o parziale della resistenza al taglio e della rigidezza del terreno, causata dall'incremento di pressione interstiziale durante lo scuotimento sismico in un terreno a grana grossa, poco addensato e saturo. L'incremento delle pressioni interstiziali indotte dagli sforzi di taglio ciclici, anche in terreni a conducibilità idraulica relativamente elevata, può, infatti, indurre una forte riduzione o persino l'annullamento degli sforzi efficaci. Per ulteriori dettagli sulla fisica della liquefazione sismica si rimanda ai numerosi lavori disponibili nella letteratura tecnica quali, ad esempio, Seed e Idriss (1967), Kramer (1996) e Jefferies e Been (2015). Quest'ultimo riferimento ha il pregio di inquadrare il fenomeno utilizzando la teoria dello stato critico che rappresenta ad oggi il modello teorico più rigoroso per interpretare il comportamento idro-meccanico dei terreni. Sebbene le manifestazioni più significative della liquefazione dei terreni siano state osservate durante terremoti forti (con magnitudo momento, $M_w > 7$) in aree epicentrali suscettibili (Charleston, USA, magnitudo momento $M_w = 7.3$, 1886; Alaska, USA, $M_w = 9.2$, 1964; Niigata,

Giappone, $M_w = 7.6$, 1964; Izmit, Turchia, $M_w = 7.6$, 1999), casi rilevanti di liquefazione sono anche avvenuti in occasione di eventi sismici di magnitudo relativamente moderata, quali il terremoto di Kobe (Giappone), di $M_w = 6.8$, nel 1995 ed il terremoto di Christchurch (Nuova Zelanda) di $M_w = 6.3$, del 2011. In Italia, gli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 che hanno colpito la regione Emilia-Romagna, rispettivamente di $M_w = 6.1$ e 5.9 (CPT15, Rovida et al., 2016), sono ulteriori esempi di sismi moderati che tuttavia hanno indotto numerosi casi di liquefazione di terreni granulari.

Le manifestazioni di instabilità e rottura dei terreni durante un terremoto sono molteplici e tra queste si annoverano la formazione di crateri e vulcanelli di sabbia, la fuoriuscita di acqua e sabbia, gli abbassamenti e i sollevamenti del terreno, i movimenti orizzontali (espansioni laterali, in inglese *lateral spreading*), il movimento di masse fluide e il collasso di pendii naturali e artificiali, la perdita di capacità portante delle fondazioni (superficiali e profonde), il galleggiamento di opere sotterranee, il collasso di opere di sostegno delle terre e delle opere di accosto delle navi nei porti marittimi.

Seguendo un approccio consolidato della letteratura tecnica internazionale, il rischio di liquefazione ad una certa profondità dal piano campagna è considerato dipendere dalla concomitanza di due fattori indipendenti: 1) l'intensità attesa del moto sismico del terreno, 2) la propensione di quest'ultimo ad instabilizzarsi se soggetto a scuotimento sismico (vulnerabilità). Richiamando la definizione formale di rischio da disastri naturali proposta dall'UNESCO (Organizzazione delle Nazioni Unite per l'Educazione, la Scienza e la Cultura) nel 1972, per un sistema qualsiasi, incluso quindi un pendio oppure un deposito di terreno, il *rischio* di subire un danneggiamento o anche il collasso a causa di un disastro naturale (ad es. terremoto, erosione, eruzione vulcanica, alluvione, etc.) è la convoluzione¹ di *vulnerabilità* ed *esposizione* del sistema agli effetti dell'evento catastrofico considerato e di *pericolosità* che tale eventi si verifichi al sito in cui esso è collocato. Il rischio ha quindi una interpretazione probabilistica ed è assunto dipendere da tre variabili aleatorie statisticamente non correlate. Quando questa definizione è applicata al rischio sismico, il significato di queste tre variabili è il seguente: la pericolosità è qualunque effetto fisico diretto al sito riconducibile al verificarsi di un terremoto come ad esempio lo scuotimento del suolo, la vulnerabilità è la propensione del sistema a subire un danno a seguito di un evento sismico di prefissata severità, infine l'esposizione rappresenta il valore sociale (anche in termini di vite umane), culturale ed in ultima analisi economico del sistema esposto agli effetti di un terremoto.

Con specifico riferimento al rischio di liquefazione co-sismica, se il sistema oggetto di studio è un deposito di terreno, tale rischio è principalmente associato alla intensità dello scuotimento del suolo attesa al sito (pericolosità) e alla suscettibilità intrinseca del terreno a liquefare se soggetto ad uno scuotimento sismico di prefissata severità (vulnerabilità geotecnica). Se invece il sistema oggetto di studio è il costruito, il rischio di danno prodotto su una struttura dalla liquefazione sismica del terreno dipende primariamente dalla propensione di questa struttura a danneggiarsi a causa di cedimenti assoluti e differenziali del terreno (vulnerabilità strutturale) mentre la pericolosità è rappresentata dall'entità di tali cedimenti co-sismici del terreno generati dalla liquefazione.

La valutazione e mitigazione del rischio da liquefazione di sistemi strutturali e infrastrutturali sono stati oggetto del progetto di ricerca europeo denominato LIQUEFACT "*Assessment and mitigation of liquefaction potential across Europe: a holistic approach to protect structures/infrastructures for improved resilience to earthquake-induced liquefaction disasters*" finanziato dalla Commissione Europea mediante il programma Horizon 2020 (<http://www.liquefact.eu/>). Tra i principali obiettivi raggiunti da questo progetto, si cita la zonazione multi-scala del rischio di liquefazione del suolo (Lai et al., 2019a) sia a scala continentale (megazonazione) che a scala municipale (microzonazione). Oggetto della microzonazione sono stati quattro centri urbani ubicati rispettivamente in Italia, Turchia, Portogallo e Slovenia. La microzonazione del centro urbano italiano è stata condotta nel Comune di Cavezzo (MO) selezionato di concerto con le amministrazioni pubbliche tramite un accordo di collaborazione inter-istituzionale (v. Deliberazione di Giunta della Regione Emilia-Romagna n. 501/2017).

Scopo di questo articolo è presentare in modo sintetico i principali risultati ottenuti in LIQUEFACT sulla zonazione di un territorio dal rischio di liquefazione co-sismica dei terreni, dapprima e più succintamente a scala europea (megazonazione) e successivamente ponendo l'accento alla scala urbana attraverso la descrizione delle fasi dello studio in cui è stata articolata la microzonazione del territorio comunale di Cavezzo.

2. Megazonazione del territorio europeo per il rischio liquefazione

La zonazione a scala continentale per il rischio di liquefazione co-sismica dei terreni appare di primo acchito come un compito molto arduo da svolgere se non addirittura impossibile. La liquefazione infatti, è un fenomeno di instabilità del sottosuolo che si verifica a scala microscopica e cioè ad una specifica profondità dal piano campagna e in un determinato punto a seconda che siano o meno soddisfatte congiuntamente determinate condizioni di suscettibilità del terreno e di severità dello scuotimento sismico. Pertanto, la megazonazione del potenziale di liquefazione a scala continentale è una sfida che appare eccessiva tenendo conto della

¹ Operazione matematica che consiste nel comporre per sovrapposizione degli effetti più enti concomitanti, ad esempio pericolosità, vulnerabilità ed esposizione sismica, che interagiscono vicendevolmente.

scarsa risoluzione spaziale di conoscenza del territorio. Tuttavia, una rappresentazione approssimativa della variabilità del rischio di liquefazione all'interno di un singolo Paese risulta in realtà alla portata considerando l'accuratezza delle informazioni geologiche, geomorfologiche e sismologiche attualmente disponibili nelle nazioni più avanzate. D'altra parte, la disponibilità di una mappa a scala nazionale del rischio di liquefazione può essere di grande utilità per gli amministratori di un Paese nell'identificare i territori potenzialmente a rischio. Ciò a sua volta potrebbe motivare l'interesse a redigere piani finalizzati a condurre ulteriori indagini e studi approfonditi nei suddetti territori.

La megazonazione del rischio di liquefazione per l'intero territorio europeo è stata effettuata dall'Università degli Studi di Pavia e da Eucentre nell'ambito delle attività di ricerca del progetto LIQUEFACT. Da questo studio sono state prodotte mappe del rischio di liquefazione sismo-indotta dei terreni per diversi periodi di ritorno specificatamente 475, 975 e 2475 anni. Per calcolare le mappe sono stati utilizzati due tipologie di algoritmi: modelli predittivi di apprendimento automatico come la regressione logistica (Zhu et al., 2015; Zhu et al., 2017) opportunamente calibrati sui dati disponibili per il territorio esaminato (*data-driven methods*), e modelli metodi basati sul parere esperto (*knowledge-driven methods*) quale ad esempio la gerarchia analitica (*analytical hierarchy process*; Saaty, 1980; Panahi et al., 2014; Moustafa, 2015).

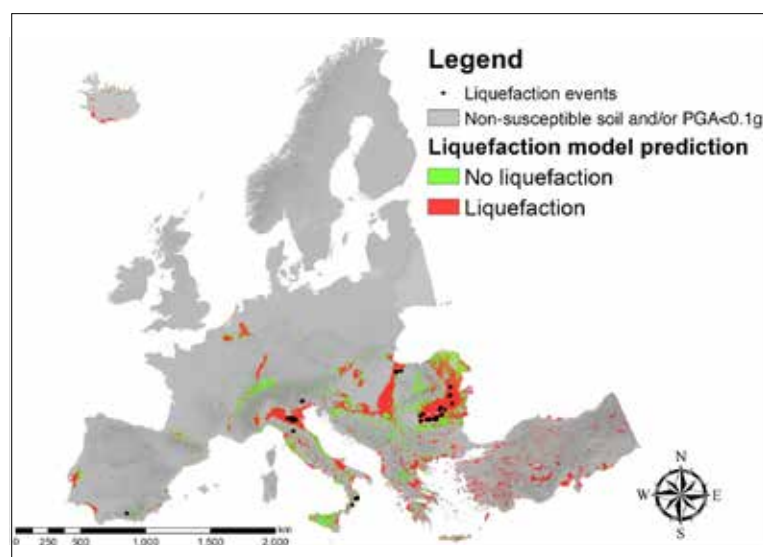
Per applicare questi algoritmi è stata realizzata una piattaforma GIS (*Geographical Information System*) in cui sono stati integrati ed armonizzati i dati disponibili a scala continentale relativamente alla geologia di superficie, alla geomorfologia, all'idrogeologia e ai modelli digitali del terreno oltre alla pericolosità sismica del territorio europeo. Inoltre, sono state utilizzate le informazioni disponibili sulle manifestazioni storiche documentate di liquefazione sismo-indotta verificatesi in terremoti avvenuti in Europa, raccolte in uno specifico catalogo che rappresenta uno dei principali prodotti del progetto LIQUEFACT.

Una prima validazione delle mappe europee del potenziale di liquefazione è stata effettuata sovrapponendo le mappe di megazonazione con i casi di liquefazione estratti dal catalogo precedentemente menzionato. Le mappe di rischio liquefazione per l'Europa sono state calcolate combinando la suscettibilità del suolo al

verificarsi di questo fenomeno, la severità dello scuotimento sismico e l'esposizione. Quest'ultima è stata rappresentata sia in termini di densità di popolazione, sia da una mappa di uso del suolo in Europa (Lai et al., 2019b).

La carta mostrata in Figura 1 illustra la megazonazione del territorio europeo per il rischio liquefazione sismo-indotta con riferimento al periodo di ritorno di 475 anni. Essa è stata calcolata utilizzando il modello predittivo basato sulla regressione logistica, appositamente calibrato su dati sismologici e geotecnici europei. La scala cromatica è binaria e cioè in ogni punto della mappa può verificarsi uno solo di due possibili esiti: occorrenza oppure non occorrenza della liquefazione, avendo preventivamente stabilito la soglia di probabilità che separa questi esiti. La mappa di Figura 1 è stata costruita applicando dei filtri basati sia sulla geologia superficiale per escludere aprioristicamente dal calcolo i geomateriali non suscettibili di liquefazione (e.g. le rocce), sia sull'aver imposto una soglia minima di severità dello scuotimento sismico affinché il fenomeno si verifichi. Nello specifico l'analisi è stata condotta con riferimento ai territori in cui il picco atteso di accelerazione supera il valore soglia di 0,10g. Tale valore è stato definito sulla base delle prescrizioni normative vigenti (e.g. NTC18) sostanziato dalla letteratura tecnica più aggiornata (e.g. Green e Bommer, 2018). Nella carta mostrata in Figura 1 sono inoltre state sovrapposte le manifestazioni dei casi storici di liquefazione associati al periodo di ritorno di 475 anni. Una buona capacità predittiva della mappa è testimoniata dal fatto che i casi storici di liquefazione si collocano prevalentemente all'interno delle zone rosse cioè quelle in cui, secon-

Figura 1. Megazonazione del territorio europeo per la liquefazione co-sismica dei suoli per il periodo di ritorno di 475 anni. La carta è stata ottenuta applicando il modello predittivo basato sulla regressione logistica, appositamente calibrato su dati geotecnici e sismologici europei. Nella mappa sono stati sovrapposti i casi storici di manifestazione di liquefazione (pallini neri) associati al periodo di ritorno considerato.



do il modello predittivo, è predetto con elevata probabilità il verificarsi della liquefazione co-sismica dei terreni. È importante sottolineare che i dati del catalogo storico delle manifestazioni di liquefazione sono indipendenti da quelli utilizzati per definire il modello predittivo.

3. Microzonazione del rischio liquefazione a scala urbana

Per microzonazione sismica di un territorio si intende la suddivisione di quel territorio, tipicamente a scala municipale o sub-municipale, in aree caratterizzate da un comportamento omogeneo dal punto di vista della severità dello scuotimento del suolo (pericolosità) e dei fenomeni co-sismici indotti come l'instabilità dei pendii e la liquefazione del suolo. Gli studi di microzonazione sismica sono di fondamentale importanza nella pianificazione sull'uso del territorio al fine di orientare la scelta di aree per nuovi insediamenti, definire gli interventi urbanistici ammissibili in una data area, programmare le indagini e i livelli di approfondimento per la realizzazione di nuove costruzioni e infrastrutture, stabilire orientamenti, modalità e priorità di intervento nelle aree urbanizzate, redigere piani per l'emergenza individuando edifici e aree che garantiscono le funzioni strategiche per l'operatività post-sismica (analisi della condizione limite per l'emergenza). La microzonazione sismica, infatti, individua e caratterizza:

- le zone in cui il moto sismico non viene modificato rispetto a quello atteso in condizioni geologiche e topografiche standard (roccia e superficie topografica orizzontale) e pertanto gli scuotimenti attesi sono equivalenti a quelli forniti dagli studi di pericolosità sismica di base;
- le zone in cui il moto sismico viene modificato a causa delle caratteristiche geomorfologiche e lito-stratigrafiche del territorio;
- le zone in cui sono attese manifestazioni di fenomeni di deformazione permanente del terreno indotti o innescati dal sisma. Tra questi, oltre alla instabilità di versante e alla fagliazione superficiale, è da considerare il fenomeno della liquefazione dei terreni granulari sotto falda.

Il manuale redatto dal *Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering (TC4) dell'International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE, 1999)* suggerisce che la zonazione di un territorio per i rischi di

natura geotecnico-sismica sia condotta con riferimento a tre livelli di indagine ad approfondimento crescente. Anche le linee guida per la microzonazione sismica del territorio redatte a livello nazionale ed internazionale tendono a seguire questo approccio, caratterizzato da diversi livelli di accuratezza. Si citano, a questo proposito, per l'Italia le linee guida redatte dal Dipartimento della Protezione Civile (ICMS, 2008; ICMS-LIQ, 2017), a livello regionale le raccomandazioni della Regione Emilia-Romagna (ISMS-RER, 2007) mentre a livello internazionale le linee guida NZGS (2016) recentemente pubblicate in Nuova Zelanda, le linee guida Californiane (CGS, 2008) ed il manuale per la microzonazione sismica vigente in India (SMM-India, 2011). Tipicamente, a partire da un primo livello caratterizzato da un'indagine preliminare e qualitativa basata sull'individuazione di fattori predisponenti di natura geologica, geomorfologica e idrogeologica, si procede successivamente a valutazioni quantitative della suscettibilità alla liquefazione dei depositi di terreno basate sull'utilizzo di risultati di indagini geotecniche e geofisiche in sito e di laboratorio.

Il metodo ideale per stimare la resistenza del terreno alla liquefazione consiste nel prelevare campioni indisturbati di terreno e di sottoporli a prove cicliche di laboratorio. Tuttavia, il campionamento indisturbato nei terreni a grana-grossa è un'operazione complessa e onerosa. Esso può essere effettuato mediante il ricorso a sofisticate tecniche di congelamento oppure, ma solo in sabbie limose, attraverso tecniche emergenti ma ancora in fase di sperimentazione come il *gel push sampling* (Cubrinovski et al., 2016). Il ricorso a tali tecniche è quindi giustificabile in poche situazioni come quelle associate a progetti di grande rilevanza.

Per le finalità della microzonazione sismica di livello III, la valutazione della suscettibilità alla liquefazione sismo-indotta è tipicamente condotta mediante un approccio semplificato basato sull'utilizzo di correlazioni empiriche o semi-empiriche, denominate *correlazioni di campagna*. Mediante tali correlazioni la resistenza a liquefazione di un terreno viene stimata a partire dalla resistenza penetrometrica desunta sperimentalmente attraverso i risultati di prove SPT (prova penetrometrica dinamica) oppure CPT (prova penetrometrica statica). In alternativa, essa può essere stimata dalla conoscenza della velocità di propagazione delle onde sismiche trasversali, V_s misurata mediante metodi geofisici. Gli approcci per la stima della resi-

stenza basati sulle correlazioni empiriche sono molto utilizzati (almeno per profondità inferiori a 20 m) tanto da rappresentare un approccio standard ben consolidato anche a livello internazionale (NASEM Report, 2016). Benché la stima della resistenza alla liquefazione possa essere condotta utilizzando risultati di prove in sito diverse, il grado di affidabilità di queste prove geotecniche non è omogeneo. Il documento ISMS-RER (2015), linea guida regionale vigente al momento della realizzazione e riferimento per lo studio, asserisce, per esempio, che *“tra i metodi semplificati di stima del potenziale di liquefazione è da preferire quello basato sui risultati di prove CPT elettriche”*. Tale posizione è suffragata anche dalla letteratura scientifica più recente (e.g. Boulanger e Idriss, 2014; NASEM Report, 2016; Facciorusso et al., 2017).

I metodi delle cosiddette correlazioni di campagna possono essere applicati seguendo due diversi approcci:

- Approccio *deterministico* in cui la predizione di possibile accadimento della liquefazione viene stabilita attraverso l'introduzione di un fattore di sicurezza F_s calcolato come rapporto tra resistenza (capacità) e severità dell'azione sismica (domanda).
- Approccio *probabilistico* rispetto al quale il rischio liquefazione di un terreno ad una data profondità è valutato calcolando la probabilità P_L di accadimento associata ad una prefissata intensità dell'azione sismica.

La resistenza del terreno alla liquefazione ad una certa profondità è definita attraverso un parametro denominato *rapporto di resistenza ciclica* (CRR, in inglese *Cyclic Resistance Ratio*), che, nelle correlazioni di campagna, è funzione di un indice penetrometrico misurato a quella profondità a partire dai risultati di prove in sito opportunamente corretti e normalizzati. Tale rapporto di resistenza ciclica (CRR) viene confrontato con il rapporto di sforzo ciclico (CSR, in inglese *Cyclic Stress Ratio*) che rappresenta una misura della severità dell'azione sismica attesa a quella profondità. Eseguendo il calcolo dei parametri CRR e CSR a diverse profondità è possibile tracciare una *curva limite* che discrimina le situazioni in cui è attesa liquefazione da quelle in cui l'accadimento del fenomeno è ritenuto improbabile. La curva limite è definita in modo empirico sulla base di evidenze storiche di liquefazione riscontrate in terremoti del passato avvenuti in siti ben caratterizzati dal punto di vista geotecnico. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei con-

fronti della liquefazione non viene quantificata nelle NTC2018, a differenza dell'Eurocodice EC8 (EN 1998-5, 2003), in cui si considera adeguato un fattore di sicurezza F_s minimo pari a 1.25.

Alle correlazioni proposte per dati penetrometrici CPT ed SPT illustrate nella monografia di Idriss e Boulanger (2014), fanno riferimento sia le linee guida ISMS-RER (2015), che le raccomandazioni NZGS (2016). Nella letteratura tecnica più recente, sono disponibili numerose correlazioni empiriche per dati ottenuti da prove penetrometriche CPT (e.g. Robertson e Wride, 1998; Moss et al., 2006; Juang et al., 2006; Robertson e Cabal, 2015), SPT (e.g. Youd et al., 2001; Cetin et al., 2004, Chen et al., 2015) e per misure sismiche di VS (e.g. Andrus e Stokoe, 2000; Kayen et al., 2013). Sono ancora in fase di sviluppo le correlazioni relative ai risultati di prove dilatometriche DMT (e.g. Marchetti, 2016).

L'approccio delle correlazioni empiriche consente una stima del rischio di liquefazione ad una data profondità dal piano campagna. A questa valutazione puntuale, viene associata una stima globale dell'incidenza del fenomeno lungo una verticale e delle sue conseguenze, fornita ad esempio, dall'indice del potenziale di liquefazione LPI (Liquefaction Potential Index), introdotto originariamente da Iwasaki et al. (1978). Aggiornamenti su questo fronte sono presentati da Maurer et al. (2015). L'indice del potenziale di liquefazione LPI può essere efficacemente utilizzato per effettuare studi di microzonazione di un territorio, come illustrato anche nella letteratura scientifica più recente (e.g. Cramer et al., 2017). Le linee guida italiane (ICMS; 2008; ICMS-LIQ, 2017) e quelle della Regione Emilia-Romagna (ISMS-RER, 2015) suggeriscono l'utilizzo di LPI nella formulazione di Sonmez (2003). Come ulteriore indice globale del rischio di liquefazione è stato recentemente introdotto il Liquefaction Severity Number (LSN; Tonkin and Taylor, 2013; Van Ballegooy et al., 2014), messo a punto a seguito dei cospicui fenomeni di liquefazione avvenuti nella regione di Canterbury in Nuova Zelanda durante la sequenza sismica 2010-2011. Le raccomandazioni NZGS (2016) oltre all'utilizzo di LPI (nella formulazione di Iwasaki et al., 1978) suggeriscono l'utilizzo del parametro LSN. Altri indici disponibili in letteratura sono il Liquefaction Severity Index (LSI, Yilmaz, 2004), calcolato a partire da PL, ed il Lateral Displacement Index (LDI, Zhang et al., 2004), che ha lo scopo di predire l'entità dello spostamento laterale in un piano di campagna

in lieve pendenza a partire dai risultati di prove in sito CPT. E' importante rilevare come sia nelle linee guida nazionali che internazionali per la microzonazione del rischio liquefazione non sia attualmente preso in considerazione il fenomeno della espansione laterale (in inglese lateral spreading) indotto dal manifestarsi della liquefazione in strati sottostanti terreni in pendenza.

I limiti dei metodi empirici o semi-empirici per la valutazione del rischio di liquefazione di un terreno sono ampiamente discussi nella letteratura scientifica. Si menziona, in particolare, il lavoro di Cubrinovski et al. (2017) che, con riferimento a decine di siti a Christchurch (Nuova Zelanda) in cui si sono verificati fenomeni di liquefazione nel 2010-2011, presenta un confronto tra le predizioni ottenute mediante gli approcci semplificati ed i risultati di analisi dinamiche in sforzi efficaci condotte con legami costitutivi avanzati per il terreno (e.g. Cubrinovski e Ishihara, 1998).

3.1. Applicazione al territorio comunale di Cavezzo

Nell'ambito del progetto LIQUEFACT è stata implementata una procedura generale per zonare a scala urbana il rischio di liquefazione sismo-indotta. La procedura è stata applicata al Comune di Cavezzo in provincia di Modena.

A seguito della sequenza sismica che nel maggio-giugno 2012 ha interessato la Pianura Padana centrale, nel Comune di Cavezzo si sono verificati danni associabili ad una intensità macrosismica pari a 8 della scala EMS (Locati et al., 2016). Inoltre, nel settore orientale del territorio comunale, dopo la scossa del 29 maggio 2012 ($M_w=5.9$), sono state osservate diffuse manifestazioni di liquefazione dei terreni.

Lo studio condotto a Cavezzo da un gruppo di lavoro multi-disciplinare ed inter-istituzionale si è articolato nelle fasi principali seguenti:

- Inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico
 - *Contesto sismotettonico*
 - *Inquadramento geologico*
 - *Geomorfologia del territorio comunale di Cavezzo*
 - *Determinazione della soggiacenza della falda nel territorio di Cavezzo*
- Campagne di indagini geotecniche in sito e di

laboratorio e geofisiche di tipo sismico

- Definizione del modello geotecnico e sismo-stratigrafico
 - *Costruzione di un modello geofisico pseudo-tridimensionale*
 - *Litostratigrafia dei depositi di terreno superficiali*
 - *Definizione del modello geotecnico-sismico*
- Definizione dell'input sismico di riferimento
- Analisi di risposta sismica locale con approccio pseudo-stocastico
- Calcolo delle carte del rischio di liquefazione sismo-indotta e confronto con le manifestazioni dei fenomeni di instabilità del suolo avvenuti nella sequenza del 2012

Lo studio ha beneficiato anche dei contributi di cui all'art. 11 L. 77/2009, resi disponibili con ordinanza del Capo Dipartimento Protezione Civile n. 293/2015. Tutti gli elaborati cartografici dello studio e la relazione illustrativa sono disponibili nel sito <https://geo.regione.emilia-romagna.it/schede/pnsrs/index.jsp?id=36009>.

3.1.1. Caratterizzazione geologica, geomorfologica, idrogeologica, sismologica, geotecnica e geofisica

Il territorio di Cavezzo è stato approfonditamente caratterizzato da diversi punti di vista: geologico, geomorfologico, idrogeologico, sismologico, geotecnico e geofisico. Per la caratterizzazione del sottosuolo del territorio comunale oltre alla raccolta di informazioni geologiche e geomorfologiche, sono stati utilizzati dati geotecnici e geofisici derivanti sia da campagne di indagini pregresse, sia da prove specificatamente condotte nell'ambito del progetto LIQUEFACT. La base di partenza era rappresentata dalle indagini pregresse eseguite nel territorio comunale e fornite dal Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna (SGSS-RER). Sulla base dell'esame di questi dati, sono state pianificate ed eseguite 4 campagne di indagini in sito di tipo geotecniche (e.g. CPT, *Cone Penetration Tests*) e geofisiche e prove di laboratorio. Di fondamentale importanza è stata anche l'acquisizione dei risultati delle numerose prove disponibili nella banca dati MUDE (Modello Unico Digitale per l'Edilizia) realizzata dalla Regione Emilia-Romagna per la fase di ricostruzione successiva alla sequenza sismica che ha colpito di maggio-giugno 2012. Gran

parte delle prove provenienti dalla banca dati RER e tutte le prove scaricate dal MUDE sono state digitalizzate.

Per meglio vincolare l'andamento plani-altimetrico del bedrock sismico e per determinare le proprietà dei depositi di terreno più profondi, sono state condotte da un lato acquisizioni di rumore ambientale in stendimenti bidimensionali di sismometri e stazione singola dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV, Sezione di Milano), dall'altro prove di sismica attiva a riflessione ad alta risoluzione affidate all'Istituto Nazionale di Oceanografia e Geofisica Sperimentale (OGS) di Trieste. Sono state, inoltre, eseguite prove di laboratorio sui campioni prelevati adottando anche la tecnica del gel-push (Cubrinovski et al., 2016). È stata condotta una campagna di monitoraggio della posizione della falda freatica in diverse località del territorio di Cavezzo, data l'importanza di questo parametro nella valutazione del potenziale di liquefazione.

Per rendere i dati ottenuti dalle prove pienamente fruibili alle successive fasi di analisi, è stata costruita per Cavezzo una banca dati su base cartografica georeferenziata GIS, che include attualmente i risultati di 1.027 prove.

3.1.2. Microzonazione sismica del territorio comunale per lo scuotimento

Al fine di valutare la risposta sismica locale è necessario definire un modello delle velocità sismiche che sia sufficientemente accurato da rivelare variazioni significative dei fattori di amplificazione attesi nell'area di interesse. Per questo studio è stato scelto di implementare un modello geofisico pseudo-tridimensionale (P3D) consistente nell'unione di profili verticali di velocità delle onde S monodimensionali (1D) sui nodi di una griglia equi-spaziata dei siti d'indagine. I modelli P3D possono essere utilizzati efficacemente in situazioni dove si ipotizza una debole eterogeneità laterale a piccola scala e, quindi, in assenza di fenomeni quali focalizzazione del campo d'onda, risonanza geometrica di bacino ed effetti topografici per le frequenze di interesse ingegneristico.

Per definire la litostratigrafia dei primi 20-30 m di sottosuolo, è stata condotta un'analisi congiunta delle informazioni stratigrafiche, litologiche e geomorfologiche, sulla base della quale il territorio del Comune di Cavezzo è stato suddiviso in aree omogenee. Particolare attenzione è

stata rivolta al riconoscimento della presenza e dello spessore cumulato dei livelli sabbiosi nei primi metri di sottosuolo. Confrontando le stratigrafie dei sondaggi, dei pozzi e le ricostruzioni stratigrafiche ottenute dall'interpretazione delle prove penetrometriche sono state riconosciute 9 stratigrafie tipo, corrispondenti ad altrettanti modelli geologici superficiali tramite i quali è stato possibile suddividere il territorio di Cavezzo in aree omogenee per litologia e ambiente genetico-deposizionale. Tali modelli geologici sono stati utilizzati per la redazione della Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica (MOPS) per l'area di studio (Meisina et al., 2019).

Al fine di definire il modello geotecnico-sismico da adottare nelle analisi di risposta sismica locale, le proprietà definite nel modello geofisico sono state integrate con le informazioni di carattere stratigrafico derivanti dal modello geologico. La valutazione degli effetti di sito dovuti ad amplificazione lito-stratigrafica è stata effettuata utilizzando un modello costitutivo del terreno viscoelastico lineare-equivalente.

La pericolosità sismica di base al sito in esame è stata determinata per i tre periodi di ritorno considerati di 475, 975 e 2.475 anni in termini di spettri di risposta elastici in accelerazione per suolo rigido, magnitudo attese al sito ed accelerogrammi naturali sismo- e spettro-compatibili. La selezione è stata effettuata utilizzando una versione aggiornata del programma ASCONA (Corigliano et al., 2012). Per Cavezzo è stata condotta un'analisi ad hoc per la definizione dei valori di magnitudo attesi al sito, basata sul calcolo dei tassi di sismicità.

Per Cavezzo sono state condotte analisi di risposta sismica locale monodimensionali (1D) utilizzando il codice di calcolo SHAKE91 (Schnabel et al., 1972; Idriss e Sun, 1992). Complessivamente, sono state condotte, per ciascun periodo di ritorno, 229.768 analisi, avendo considerato 2.984 nodi della griglia, 11 modelli sismo-stratigrafici e geotecnici e 7 accelerogrammi naturali. Per ciascuna analisi sono stati successivamente calcolati i fattori di amplificazione in termini di picco di accelerazione, di rapporto di intensità di Housner (calcolato per diversi intervalli di periodi dell'oscillatore) e in termini di rapporto dell'integrale dello spettro di risposta in accelerazione (smorzamento al 5%), calcolato per l'intervallo di periodi dell'oscillatore tra 0.1s e 0.5s. In via sperimentale, sono state realizzate anche carte dei fattori di amplificazione in ac-

celerazione, per l'intervallo di periodi compreso tra 0.1s e 0.5s e del parametro H_{SM} (Naso et al., 2016). Con riferimento ad una sezione che attraversa il territorio comunale da nord a sud, lungo la quale si registrano le maggiori variabilità laterali del modello sismo-stratigrafico, sono state condotte analisi bidimensionali (2D) con il codice QUAD4M (Hudson et al., 1994). I risultati confermano ciò che è stato anticipato sulla base di congetture preliminari e cioè che per le frequenze di interesse gli effetti bidimensionali a Cavezzo sono trascurabili.

3.1.3. Mappe del rischio liquefazione calcolate per il territorio comunale di Cavezzo

Con riferimento allo scuotimento sismico atteso e tenendo conto della vulnerabilità geotecnico-sismica del territorio comunale di Cavezzo sono state calcolate le carte del rischio liquefazione. In questo contesto, il lavoro precedentemente descritto è stato preliminare a quello richiesto per effettuare la microzonazione di Cavezzo per il rischio di liquefazione co-sismica illustrato di seguito.

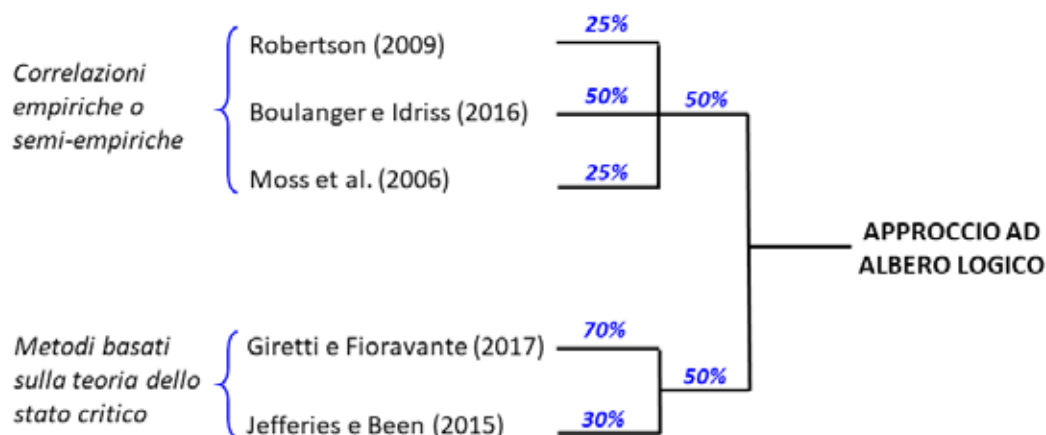
Nel territorio comunale sono stati utilizzati i dati ottenuti da 444 prove CPT, incluse 375 prove meccaniche (CPTm), 44 prove CPTU eseguite con il piezocono e 25 prove CPT con il cono sismico (SCPT). Tre procedure empiriche indipendenti basate su dati CPT sono state selezionate in base alle più recenti raccomandazioni della letteratura internazionale (e.g. Cubrinovski et al., 2017) in particolare quelle proposte da Robertson (2009b), Boulanger e Idriss (2016) e Moss et al. (2006). È stato quindi implementato un approccio ad albero logico (Figura 2) per te-

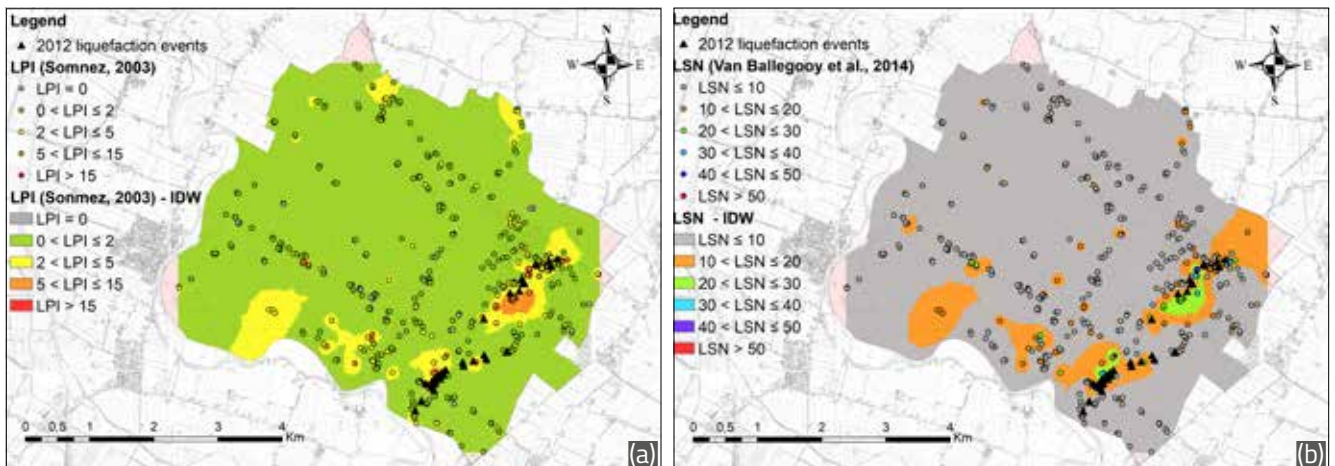
nerne conto dell'incertezza associata al modello adottato (epistemica). Un peso maggiore è stato attribuito al ramo associato al metodo proposto Boulanger e Idriss (2016) come suggerito da consolidati riferimenti internazionali in materia (e.g. NZGS 2016).

Infine, i dati provenienti da CPTm sono stati corretti utilizzando le formule proposte da Facciorusso et al. (2017). L'albero logico mostrato in Figura 2 è caratterizzato da due rami principali. Il secondo ramo fa riferimento a correlazioni empiriche basate sulla interpretazione dei dati CPT in accordo alla teoria dello stato critico, un approccio innovativo relativamente recente. In particolare, sono stati considerati due modelli: quello proposto da Jefferies e Been (2015) e la correlazione di Giretti e Fioravante (2017). A quest'ultimo è stato attribuito un peso maggiore poiché questo modello è stato sviluppato su dati provenienti da depositi di terreno che hanno subito la liquefazione durante la sequenza dell'Emilia 2012.

Questo albero logico è stato utilizzato come motore di un nuovo algoritmo sviluppato appositamente per questo studio da Eucentre ed Università di Pavia per eseguire simulazioni Monte Carlo al fine di condurre una valutazione probabilistica del rischio di liquefazione in un territorio esteso. Ad ogni simulazione, i parametri di ingresso al modello deterministico sono definiti da una particolare realizzazione di valori generata in modo casuale da apposite distribuzioni di probabilità. Un approccio di tipo stocastico ha il vantaggio di poter tener conto dell'incertezza associata ai parametri di ingresso, che influenza l'affidabilità dei risultati. La Figura 3 mostra le mappe del rischio di liquefazione per il territorio comunale di Cavezzo con riferimento

Figura 2. Schema dell'approccio ad albero logico implementato per la valutazione del rischio liquefazione a Cavezzo utilizzando congiuntamente gli approcci basati sulle correlazioni di campagna convenzionali ed i metodi basati sulla teoria dello stato critico associata alle prove CPT.





al periodo di ritorno di 475 anni calcolate mediante interpolazione spaziale dei valori medi di LPI (a) e LSN (b) ottenuti adottando l'albero logico precedentemente illustrato accoppiato con simulazioni Monte Carlo.

Un approccio analogo è stato sviluppato per la stima della suscettibilità a liquefazione a partire dai dati Vs con il metodo di Kayen et al. (2013) e, successivamente, applicato al territorio di Cavezzo. Con riferimento ad alcuni siti del territorio comunale sono anche state condotte analisi in sforzi efficaci utilizzando modelli costitutivi avanzati. I risultati di queste analisi sono stati confrontati sia con quelli ottenuti dall'applicazione del metodo cosiddetto delle correlazioni di campagna, sia con le manifestazioni documentate di liquefazione nella sequenza del 2012. In generale la Figura 3 mostra un buon accordo tra le predizioni del rischio di liquefazione espresse sia in termini di LPI che di LSN e i fenomeni di liquefazione avvenuti nel 2012. Anche le analisi dinamiche avanzate hanno sostanzialmente confermato le predizioni delle correlazioni di campagna, benché abbiano consentito valutazioni più accurate.

I modelli costitutivi avanzati tengono in debito conto l'accoppiamento idro-meccanico tra la fase fluida e quella solida del mezzo poroso e sono quindi in grado di simulare correttamente l'incremento delle pressioni interstiziali originato dal carico ciclico e la progressiva riduzione degli sforzi efficaci a cui segue la degradazione della rigidità e della resistenza meccanica. L'uso di tali legami costitutivi consente di ottenere una descrizione accurata del comportamento dinamico dei terreni suscettibili alla liquefazione o propensi a manifestare il fenomeno della mobilità ciclica, sia per quel che concerne la

stima delle sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma, sia per il calcolo degli spostamenti permanenti. A fronte di queste potenzialità, tali modelli richiedono tuttavia un numero elevato di parametri in ingresso e quindi il loro uso è giustificabile oltretutto utile solo a fronte di una raffinata caratterizzazione geotecnica dei terreni.

4. Considerazioni conclusive

L'articolo ha illustrato una sintesi dei principali risultati ottenuti nell'ambito del progetto europeo LIQUEFACT sul fronte della zonazione multi-scala del rischio liquefazione co-sismica dei terreni. In particolare, è stato brevemente illustrato lo sforzo condotto per produrre carte a scala europea del rischio liquefazione (i.e. megazonazione sismica) per poi concentrarsi maggiormente sui risultati ottenuti nell'ambito dello studio di microzonazione condotto per il territorio comunale di Cavezzo.

Sebbene la scala della megazonazione per il territorio europeo sia caratterizzata da una bassa risoluzione spaziale, la disponibilità di carte continentali del rischio di liquefazione rappresenta uno strumento utile per gli amministratori pubblici nelle fasi di identificazione di territori che possono essere potenzialmente interessati dai danni indotti dalla liquefazione sismica. Ciò potrebbe incoraggiare iniziative per finanziare progetti dedicati a studi approfonditi ed ulteriori indagini nei suddetti territori.

La microzonazione sismica del territorio comunale di Cavezzo ha evidenziato il carattere inter e multi-disciplinare di questo tipo di studi. Le attività sono infatti state svolte da un gruppo di lavoro, che ha messo in campo competenze afferenti a diverse discipline che comprendono

Figura 3. Mappe del rischio di liquefazione per il territorio comunale di Cavezzo con riferimento al periodo di ritorno di 475 anni calcolate mediante interpolazione spaziale dei valori medi di LPI (a) e LSN (b) ottenuti adottando l'albero logico di Figura 2 accoppiato con simulazioni Monte Carlo; le mappe sono sovrapposte alle manifestazioni dei fenomeni di liquefazione avvenuti nel 2012 (triangoli neri).

tra le altre l'ingegneria geotecnica, la geologia, la geofisica e la sismologia. Sulla base dell'esperienza maturata nell'ambito del progetto LIQUEFACT (sia in Italia, che con riferimento alle altre tre aree di studio in Turchia, Portogallo e Slovenia), sono attualmente in fase di redazione raccomandazioni e linee guida, che auspicabilmente rappresenteranno i nuovi *standards* per condurre studi di microzonazione sismica per il rischio liquefazione a livello europeo.

Ringraziamenti

Il lavoro presentato in questo articolo è stato condotto nell'ambito del progetto di ricerca europeo denominato LIQUEFACT *"Assessment and mitigation of liquefaction potential across Europe: a holistic approach to protect structures/infrastructures for improved resilience to earthquake-induced liquefaction disasters"*, finanziato

dall'Unione Europea mediante il programma Horizon 2020 (Grant Agreement No 700748). Gli autori dell'articolo sono grati alla Commissione Europea per il supporto finanziario in questo ambito di ricerca. La microzonazione sismica del Comune di Cavezzo è stata svolta da un gruppo di lavoro multi-disciplinare ed inter-istituzionale; gli autori desiderano ringraziare tutti coloro che, a vario titolo, hanno dato un contributo allo studio; tra questi si ringraziano, in particolare il Dott. Luca Martelli (Regione Emilia-Romagna), l'Ing. Daniele Conca (Università di Pavia-Eucentre), l'Ing. Antonino Famà (Università di Pavia-Eucentre), la Dr. Elisa Zuccolo (Università di Pavia-Eucentre), il Dr. Valerio Poggi (OGS). Inoltre, gli autori sono grati al Sindaco ed al personale tecnico del Comune di Cavezzo per il prezioso supporto fornito durante tutte le fasi del lavoro.

Riferimenti bibliografici

- Boulanger, R.W., Idriss, I.M. (2014). "CPT and SPT based liquefaction triggering procedures". Report No. UCD/CGM-14/01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California Davis, California.
- Boulanger, R.W., Idriss, I.M. (2016). CPT-based liquefaction triggering procedure. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 142(2).
- Cetin, K.O., Seed, R.B., Kiureghian, D.A., Tokimastu, K., Harder, L.F., Kayen, R.E., Moss, R.E.S. (2004). "Standard penetration test-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential". *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 130, 1314-1340.
- CGS 2008. California Geological Survey, Guidelines for evaluating and mitigating seismic hazards in California. Special Publication 117A.
- Corigliano, M., Lai, C.G., Rota, M., Strobbia, C.L. (2012). "ASCONA: automated selection of compatible natural accelerograms". *Earthquake Spectra*, 28(3): 965-987.
- Corigliano, M., Lai, C.G., Rota, M., Strobbia, C.L. (2012). "ASCONA: automated selection of compatible natural accelerograms". *Earthquake Spectra*, 28(3): 965-987.
- Cramer, C.H., Bauer, R.A., Chung, J.W., Rogers, J.D., Pierce, L., Voigt, V., Mitchell, B., Gaunt, D., Williams, R.A., Hofman, D., Hempen, G.L., Steckel, P.J., Boyd, O.S., Watkins, C.M., Tucker, K., McCallister N.S. 2017. St. Louis Area Earthquake Hazards Mapping Project: Seismic and Liquefaction Hazard Maps. *Seismol. Res. Letters*, 88(1).
- Cubrinovski M., Ishihara K. (1998). "State concept and modified elastoplasticity for sand modelling". *Soil and foundations*, 38(4), 213-225.
- Cubrinovski, M., Rhodes A., Ntritsos, N., Van Ballegooy, S. (2017). "System response of liquefiable deposits". Proceedings, 3rd International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, PBD-III, Vancouver, Canada, July 16 - 19, 2017.
- Cubrinovski, M., Stringer, M., Haycock, I. (2016). Experience with gel push sampling in New Zealand. <http://www.nzgs.org>

- Eurocode 8, 2003. Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Pr-EN1998-1, European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- Facciorusso, J., Madiari, C., Vannucchi, G. (2017). Corrections to mechanical CPT results for use in liquefaction evaluation. *Bull. Earthquake Eng.*, 15, 9, 3505–3528.
- Giretti, D., Fioravante, V. (2017). A correlation to evaluate cyclic resistance from CPT applied to a case history. *Bull. Earthquake Eng.*, 15, 1965-1989.
- Green, R.A., Bommer, J.J. (2018). Smallest Earthquake Magnitude that Can Trigger Liquefaction, Re-report of a study performed by the Virginia Tech Center for Geotechnical Practice and Research, March 2018, CGPR # 92.
- Hudson, M.B., Beikae, M., Idriss, I.M. (1994). QUAD4M - a Computer Program to Evaluate the Seismic Response of Soil Structures Using Finite Element Procedures and Incorporating a Compliant Base Center for Geotechnical Modeling. University of California, Davis, USA.
- ICMS 2008. Indirizzi e Criteri generali per la Microzonazione Sismica, approvato da Dipartimento della Protezione Civile e Conferenza delle Regioni e Province Autonome in data 13 novembre 2008.
- ICMS-LIQ (2017). Microzonazione sismica. Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazioni (LQ). Versione 1.0. Commissione tecnica per la microzonazione sismica. Roma, 2017.
- Idriss, J., Sun, J.I. (1992). SHAKE91 a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits. University of California, Davis, USA.
- ISMS-RER 2007. Deliberazione dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna n.112 del 2 maggio 2007: "Approvazione dell'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art.16 comma 1, della L.R. 20/2000 per «Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica»". *Boll. Uff. Regione Emilia-Romagna* n. 64 del 17 maggio 2007.
- ISMS-RER 2015. Deliberazione della Giunta della Regione Emilia-Romagna n. 2193 del 21 dicembre 2015: "Art. 16 della L.R. n. 20 del 24/3/2000. Approvazione aggiornamento dell'Atto di coordinamento tecnico denominato «Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica»". *Boll. Uff. Regione Emilia-Romagna* 4, 8 gennaio 2016.
- ISSMGE 1999. Manual for zonation on seismic geotechnical hazard. Technical Committee TC 4 for Earthquake Geotechnical Engineering.
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K., Yasuda, S. (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. In *Proceedings of the 2nd International Conference on Microzonation for Safer Construction*. Amer. Society of Civil Eng., New York, 2, 885-896.
- Jefferies, M., Been, K. (2015). *Soil liquefaction. A critical state approach*, Taylor and Francis, London.
- Kayen, R., Moss, R., Thompson, E., Seed, R., Cetin, K., Kiureghian, A., Tanaka, Y., Tokimatsu, K. (2013). "Shear-wave velocity-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 139, 407-419.
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.
- Lai CG, Bozzoni F, Meisina C, Poggi V, Zuccolo E, Boni R, Conca D, Famà A, Cosentini R, (2019)a. Mapping the liquefaction hazard at different geographical scales. *Proceedings of the VII ICEGE 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Rome, Italy, 17-20 June 2019.
- Lai, C.G., Bozzoni, F., Poggi, V., Zuccolo, E., Meisina, C., Famà, A., Conca, D., Boni, R., Cosentini, R., Martelli, L., Özcebe, A.G. (2018). Seismic Microzonation for Liquefaction Risk, *Proceedings, XXV Conference of Geotechnics of Torino CGT 2018*, entitled "Analyses and Design of Geotechnical Systems in Seismic Areas". Torino, Italy, November 8-9, 2018 (in Italian).
- Lai, C.G., Conca, D., Bozzoni, F., Boni, R., Meisina, C. (2019)b. Earthquake-induced soil liquefaction risk: macrozonation of the European territory taking into account exposure. *IABSE Symposium 2019 Guimarães. Towards a Resilient Built Environment - Risk and Asset Management*. March 27-29, 2019, Guimarães, Portugal.
- Marchetti S. (2016). "Incorporating the Stress History Parameter KD of DMT into the Liquefaction Correlations in Clean Uncemented Sands". *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 142(2).
- Maurer, B.W., Green, R.A., Cubrinovski, M., Bradley, B. (2015). "Assessment of CPT-based methods for liquefaction evaluation in a liquefaction potential index framework". *Géotechnique*, 65(5), 328-336.

- Meisina, C., Bonì, R., Bordoni, M., Lai, C.G., Bozzoni, F. et al. (2019). 3D Geological model reconstruction for liquefaction hazard assessment in the Po Plain. Proceedings 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, 7ICEGE, Rome, Italy, 17-20 June, 2019.
- Moss, R.E.S., Seed, R.B., Kayen, R.E. et al (2006). CPT-based probabilistic and deterministic assessment of in situ seismic soil liquefaction potential. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 132:1032-1051.
- Moustafa, S.S.R. (2015). Application of the Analytic Hierarchy Process for Evaluating Geo-Hazards in the Greater Cairo Area, Egypt. *EJGE*, 20 (6).
- NASEM Report (2016). State of the Art and Practice in the Assessment of Earthquake Induced Soil Liquefaction and Its Consequences. National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine (NASEM).
- Naso, G., Albarello, D., Brammerini, F., Castenetto, S., D'Intinosante, V., Moscatelli, M. (2016). "Zone di amplificazione nelle carte di MS: una proposta di classificazione della pericolosità". Atti 35° Convegno GNGTS, Lecce, 22-24/11/2016, 381-383.
- NTC (2018). Norme Tecniche per le Costruzioni. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018, Supplemento ordinario alla G.U. n. 8 del 20 febbraio 2018.
- NZGS (2016). New Zealand Geotechnical Society, Earthquake geotechnical engineering practice - Module 3: Identification, assessment and mitigation of liquefaction hazards.
- Panahi M., Rezaie F., Meshkani S. (2014). "Seismic vulnerability assessment of school buildings in Tehran city based on AHP and GIS". *Nat. Hazards and Earth System Sciences*, 1, 4511-4538.
- Robertson, P.K. (2009). Performance-based earthquake design using the CPT. In Proceedings of IS Tokyo 2009: International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Japan, 15-18 June 2009.
- Robertson, P.K., Cabal, K.L. (2015). Guide to cone penetration testing - 6th Edition 2015. Gregg Drilling & Testing Inc, Signal Hill.
- Robertson, P.K., Wride, C.E. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test". *Can. Geotech. J.*, 35:442-459.
- Rovida, A., Locati, M., Camassi, R., Loli, B., Gasperini, P. (2016). "CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes". Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. <https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>
- Saaty, T.L. 1980. The analytic hierarchy process. McGraw-Hill, New York.
- Schnabel, P. B., Lysmer, J., Seed, H. B. 1972. SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Rep. No. EERC 72 12, EERI, Berkeley, USA.
- Seed, H.B., Idriss, I.M. (1967). "Analysis of soil liquefaction: Niigata earthquake". *J. Soil Mech. Found. Div ASCE* XCIII(3), 83-108.
- SMM-India 2011. Seismic microzonation manual. Geoscience Division, Ministry of Earth Sciences, Government of India (2011).
- Sonmez, H. 2003. Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Ingol, Turkey). *Environmental Geology*, 44, 862-871.
- Tonkin and Taylor (2013). Liquefaction vulnerability study. Tonkin and Taylor Report 52020.0200. Report for New Zealand Earthquake Commission. <http://www.eqc.govt.nz>.
- UNESCO, 1972. Report of consultative meeting of experts on the statistical study of natural hazards and their consequences. Document SC/WS/500, United Nations Educational Scientific and Cultural Organizations, 1-11 pp.
- Van Ballegooy, S., Malan, P., Lacrosse, V., Jacka, M.E., Cubrinovski, M., Bray, J.D., O'Rourke, T.D., Crawford, S.A., Cowan, H. 2014. Assessment of liquefaction-induced land damage for residential Christchurch. *Earthquake Spectra*, 30(1), 31-55.
- Yang, Z., Elgamal, A., Parra, E. (2003). "A Computational Model for Liquefaction and Associated Shear Deformation". *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 129(12), 1119-1127.
- Yilmaz, Z. (2004). GIS-Based Structural Performance Assessment of Sakarya City after 1999 Kocaeli. Turkey Earthquake from Geotechnical and Earthquake engineering Point of View, M.Sc. Thesis, The Graduate School of Natural and Applied Sciences, Middle East Technical University, Ankara, Turkey.

- Youd, T.L. (2018). "Application of MLR Procedure for Prediction of Liquefaction-Induced Lateral Spread Displacement", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 144 (6).
- Youd, T.L., Hansen, C.M., Bartlett, S.F. (2002). "Revised MLR equations for prediction of lateral spread displacement". *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 2002;128(12):1007–17.
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., et al. (2001). "Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils". *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 127(10), 817-833.
- Zhang, G., Robertson, P.K, Brachman, R.W.I. (2004). Estimating Liquefaction-Induced Lateral Displacements Using the Standard Penetration Test or Cone Penetration Test. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 130 (8), 861-871.
- Zhu, J., Baise, L., Thompson, E. (2017). An Updated Geospatial Liquefaction Model for Global Application. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 107(3), 1365-1385.
- Zhu, J., Daley, D., Baise, L., Thompson, E., Wald, D., Knudsen, K. (2015). A Geospatial Liquefaction Model for Rapid Response and Loss Estimation. *Earthquake Spectra*, 31(3), 1813-1837. Andrus, R.D., Stokoe, II K.H. (2000). "Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity". *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 126, 1015-1025.

3. Valutazione della vulnerabilità di strutture ed infrastrutture alla liquefazione sismo-indotta dei terreni. Sviluppo di modelli di fragilità empirici per edifici in muratura utilizzando i dati della Regione Emilia-Romagna

Marco Di Ludovico¹, Anna Chiaradonna², Emilio Bilotta³, Alessandro Flora³, Andrea Prota¹

⁽¹⁾ Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura (DiSt), Università degli Studi di Napoli "Federico II";

⁽²⁾ Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile-Architettura ed Ambientale (DICEAA), Università degli Studi dell'Aquila;

⁽³⁾ Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale (DICEA), Università degli Studi di Napoli "Federico II"

Nell'ambito del progetto europeo LIQUEFACT (Horizon 2020) è stato stipulato un accordo di collaborazione con la Regione Emilia-Romagna per l'analisi di vulnerabilità e dei danni indotti a infrastrutture e strutture dal fenomeno di liquefazione. Ciò ha consentito di collezionare dati inerenti sia le evidenze di fenomeni di liquefazione sia i danni riscontrati sugli edifici a seguito del sisma.

In questo lavoro si presenta uno studio che mira a valutare gli effetti della liquefazione sulle strutture analizzando i dati raccolti su circa 1.000 edifici residenziali in muratura e situati in diversi comuni colpiti dal terremoto dell'Emilia del 2012. In particolare, i dati sono stati raccolti da gruppi di esperti sotto il coordinamento del Dipartimento della Protezione Civile nella prima fase emergenziale post-terremoto ed includono informazioni sulle caratteristiche degli edifici nonché sulla entità del danno rilevato sia sui componenti strutturali che non strutturali.

L'analisi contestuale dei dati relativi al processo di ricostruzione ha poi consentito di correlare tali informazioni a quelle provenienti dalle evidenze di fenomeni di liquefazione. Attraverso un'analisi comparativa del danno empirico, è emerso che la liquefazione ha inciso in maniera significativa sia sull'entità che sulla tipologia dei danni riscontrati nell'edilizia residenziale. In questo studio si è, pertanto, proceduto alla correlazione tra danno strutturale e intensità del fenomeno di liquefazione al fine di derivare, in via del tutto preliminare, opportune curve empiriche di fragilità. Attraverso tali curve è possibile definire la probabilità di raggiungimento di diversi stati di danno globale degli edifici, definiti secondo la scala macrosismica europea (EMS-98), in funzione di un innovativo indicatore del potenziale di liquefazione dei terreni. Tale strumento risulta cruciale nella definizione di futuri scenari di danno e nella definizione di opportune politiche di mitigazione del rischio sismico che tengano conto anche delle potenziali perdite connesse a fenomeni di liquefazione.

1. Introduzione

La liquefazione è un fenomeno caratterizzato dalla perdita di resistenza al taglio e di rigidità dei terreni dovuta all'insorgere di sovrappressioni neutre a seguito di eventi sismici di notevole entità. Dal punto di vista fenomenologico ci si accorge del raggiungimento di tale condizione attraverso la fuoriuscita dal piano campagna di acqua e sabbia che si deposita formando vulcanelli oppure lesioni profonde ed estese nel terreno. Il fenomeno è associato anche a deformazioni volumetriche e distorsionali che si sommano al quadro di danneggiamento indotto dagli effetti inerziali del sisma.

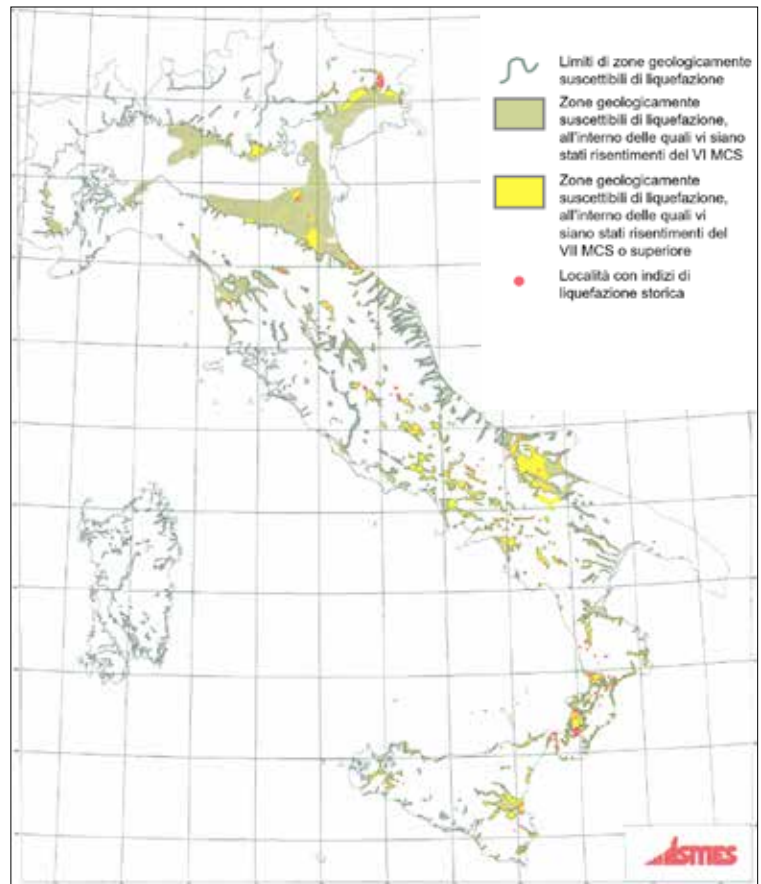
Gli effetti devastanti di tale fenomeno nel mondo si sono osservati in paesi a elevata pericolosità sismica come il Giappone (terremoto di Kobe 1995), la Turchia (terremoto di Kocaeli 1999) e la Nuova Zelanda (sequenza sismica del 2010 e 2011), dove si sono avute molteplici evidenze del danneggiamento su edifici indotto da liquefazione a causa di cedimenti in fondazione o addirittura, nei casi più gravi, sprofondamento o rotazione rigida dell'intero fabbricato (Dashti e Bray 2013; Bray e Dashti 2014). Anche in Italia si è riscontrata presenza in passato di fenomeni di liquefazione come mostrato nella mappa di Figura 1 messa a punto dall'ISMES, attualmen-

te ISMGEO (Istituto Sperimentale Modelli GE-Otecnic), nel 1991. Tale mappa chiarisce quali siano le aree maggiormente suscettibili del fenomeno della liquefazione, nonché la serie storica dei casi di liquefazione (307) registrati sul nostro territorio.

I dati riportati in Figura 1 evidentemente non tengono conto di quanto riscontrato in termini di liquefazione durante la sequenza sismica che ha colpito la regione Emilia nel 2012. Il presente studio mira a studiare gli effetti della liquefazione riscontrata a seguito di tale evento sismico, con particolare attenzione alla valutazione dei danni indotti alle strutture per effetto della liquefazione. Lo studio è incentrato sugli effetti rilevati sugli edifici nei centri abitati di Mirabello e San Carlo, particolarmente affetti da fenomeni di questo tipo. Vista la rilevanza e diffusione del fenomeno della liquefazione, per la prima volta in Italia, il Commissario delegato per la ricostruzione, Presidente della Regione Emilia-Romagna, con le ordinanze n. 51 e n. 86 del 2012, ha reso disponibili contributi economici specifici per realizzare interventi di mitigazione del rischio da liquefazione. Tali ordinanze prevedono la possibilità di un aumento, fino al 15%, del costo parametrico convenzionale di riparazione/ricostruzione di edifici gravemente danneggiati (esito E delle verifiche di agibilità), in siti in cui si sono verificati effetti di liquefazione.

2. Sisma Emilia-Romagna 2012: dati su edifici danneggiati

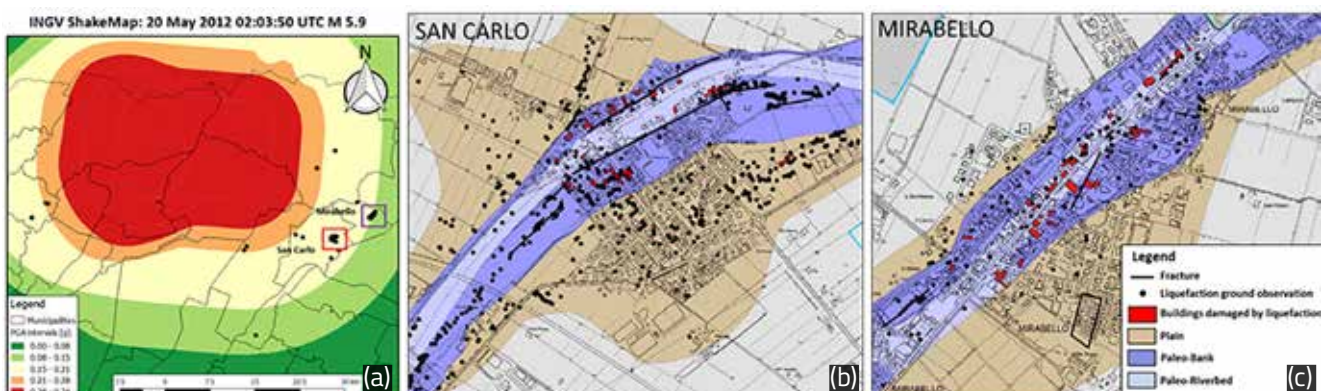
A causa dell'evento sismico che ha colpito l'Emilia-Romagna nel 2012, in numerosi comuni si sono riscontrati fenomeni di liquefazione: Cavezzo, Bondeno, Cento, Pieve di Cento, frazione di San Carlo in Sant'Agostino e Mirabello (Gruppo di lavoro RER, 2012; Morga et al., 2018; Spacagna et al., 2018). In Figura 2a è riportata la distribuzione spaziale delle aree affette



da liquefazione (punti neri) e contestualmente la ShakeMap che indica le accelerazioni sismiche relative all'evento del 20 maggio 2012. La mappa mostra che l'accelerazione di picco su suolo rigido (*Peak Ground Acceleration, PGA*) nell'area in esame è risultata variare tra 0,08 e 0,34 g. Nelle aree di Mirabello e San Carlo, su cui è incentrato il presente studio, in quanto aree soggette sia a fenomeni di liquefazione che di danno indotto da accelerazioni sismiche in elevazione sugli edifici, si è registrato un intervallo di accelerazione tra 0,15-0,21 g. In Figura 2b e c sono invece mostrate le mappe geomorfologiche relativamente ai centri abitati di San Carlo

Figura 1. Rappresentazione delle aree suscettibili di liquefazione.

Figura 2. ShakeMap (<http://shakemap.rm.ingv.it/shake/index.html>) e aree affette da liquefazione (a); mappe geomorfologiche, aree soggette a liquefazione ed edifici danneggiati nei centri abitati di San Carlo (b) e Mirabello (c).



e Mirabello rispettivamente, recanti le distribuzioni delle evidenze di fenomeni di liquefazione (punti e linee nere) nonché gli edifici su cui sono stati rilevati fenomeni di danno riconducibili alla liquefazione (in rosso). Le figure mostrano che la maggior parte delle manifestazioni di liquefazione si sono osservate prevalentemente lungo e nelle vicinanze di paleo-alvei fluviali e canali di derivazione dei fiumi, nella fattispecie il Reno (Facciorusso et al., 2012).

Al fine di analizzare in dettaglio gli effetti della liquefazione sul comportamento delle strutture, sono stati raccolti, grazie alla collaborazione posta in essere con la Regione Emilia-Romagna, diversi dati relativi al processo di ricostruzione degli edifici residenziali in muratura situati nelle suddette località di San Carlo e Mirabello. In particolare, per poter valutare in maniera indipendente l'effetto della liquefazione si è proceduto ad una suddivisione del campione di edifici in due diverse classi: (a) un campione di strutture in cui non si è osservato alcun danno indotto dalla liquefazione (cioè edifici fondati su terreni in cui la liquefazione o non si è verificata oppure è avvenuta in profondità senza alcuna conseguenza per le fondazioni), di seguito denominate strutture non danneggiate dalla liquefazione, NDL, e (b) un campione di strutture in cui è stato possibile individuare fenomeni di danneggiamento riconducibili alla liquefazione, di seguito denominate strutture danneggiate dalla liquefazione, DL. La Tabella 1 riporta il numero di edifici rilevati in ciascuna classe nonché nel censi-

	MIRABELLO	SAN CARLO	Totale
(ISTAT 2011)	675	439	1114
Edifici NDL	277	373	650
Edifici DL	55	46	101

Tabella 1. Numero di edifici in muratura per comune: classe NDL e DL.

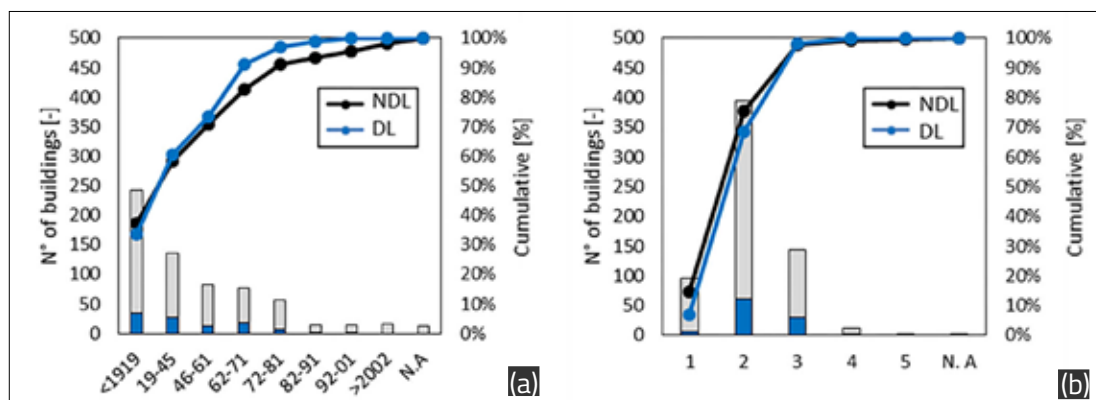
mento ISTAT del 2011. È ragionevole assumere che gli edifici su cui non è stato registrato alcun tipo di danno (ovvero su cui non sono state richieste verifiche di agibilità dai proprietari) non abbiano subito danni ($1114 - 650 - 101 = 363$).

In tutti gli altri casi (ovvero edifici su cui sono state richieste verifiche di agibilità dai proprietari), lo studio mirato all'analisi dei danni indotti dalla liquefazione o dalle forze inerziali sulle sovrastrutture è stato condotto con riferimento ai dati raccolti nelle schede di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica (scheda AeDES, Baggio et al., 2007).

Al fine di operare una corretta comparazione tra i danni indotti dalla liquefazione e quelli indotti dalle forze inerziali, si è proceduto, in primo luogo, a effettuare un confronto dei macro-parametri strutturali che influenzano il comportamento degli edifici in caso di sisma (numero di piani ed età della costruzione) con riferimento alle due classi di edifici individuate, NDL e DL. E' evidente, infatti, che l'età della costruzione, che definisce univocamente il tipo di progettazione (gravitazionale, sismica con prescrizioni obsolete, sismica con riferimento agli attuali codici normativi), così come il numero di piani, che incide in maniera significativa sulle caratteristiche dinamiche di una struttura, sono parametri che possono giocare un ruolo cruciale nella risposta sismica degli edifici.

In Figura 3 sono riportate, in maniera comparativa per le classi NDL e DL (751 edifici), le frequenze e la percentuale cumulata del numero di edifici caratterizzati da diverse età di costruzione e numero di piani. L'età della costruzione è riportata con riferimento a diversi periodi in accordo alla catalogazione ISTAT e della scheda AeDES. Dalla Figura 3 emerge che le due classi di edifici NDL e DL non presentano sostanziali differenze in termini di distribuzione di edifici

Figura 3. Distribuzione e percentuale cumulata di edifici NDL e DL in funzione dell'età di costruzione (a), e numero di piani (b).



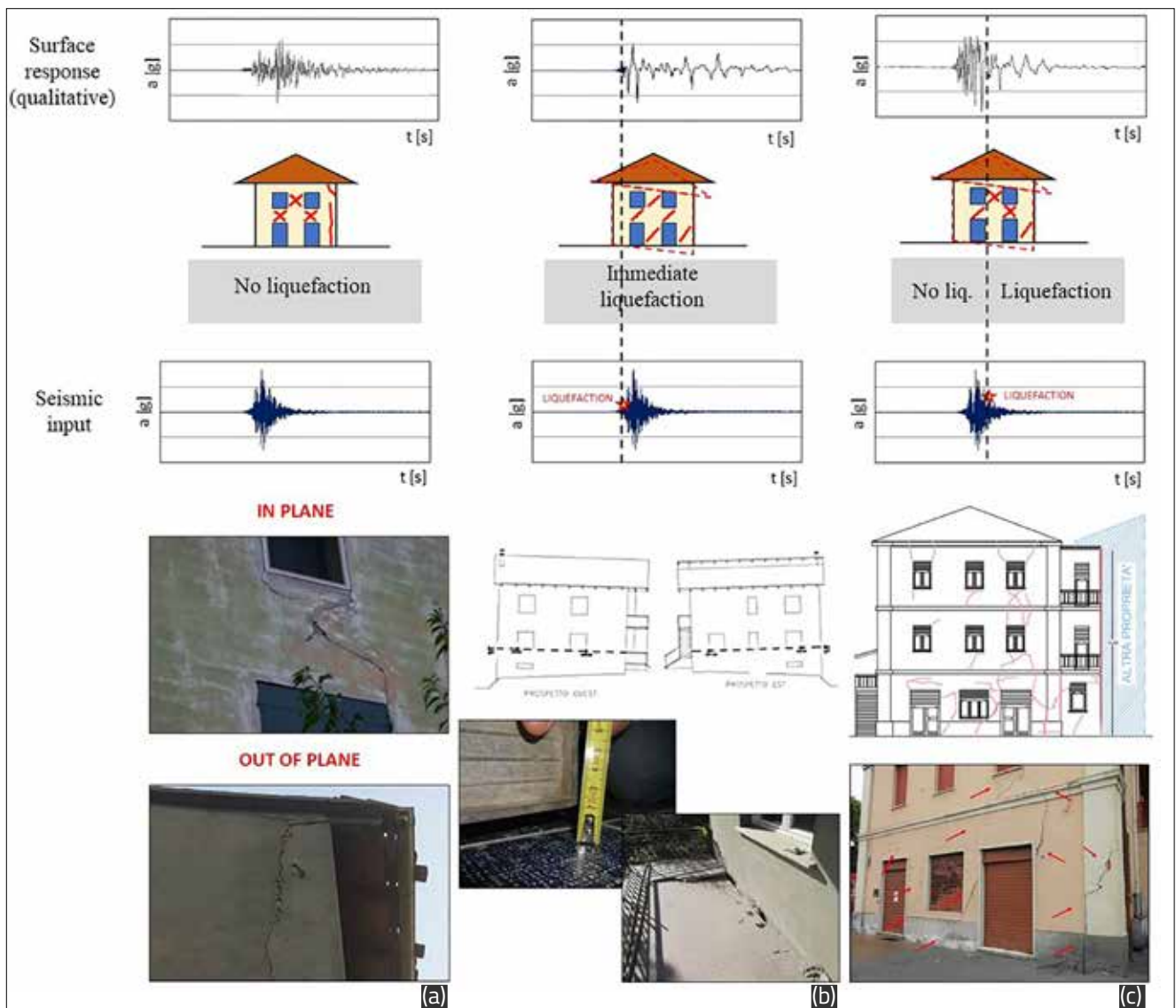
appartenenti a diverse età di costruzione o numero di piani: l'82,6% del totale di dati di edifici NDL (corrispondente a 455 edifici) e il 73,3% del totale di dati di edifici DL (corrispondente a 92 edifici) è stato costruito prima del 1971 (Figura 3a); circa il 98% degli edifici NDL e DL (corrispondente a 635 edifici per la classe NDL e 99 edifici per la classe DL) sono caratterizzati da un numero di piani uguale o inferiore a 3.

I dati di Figura 3 dimostrano che le due classi di edifici (NDL e DL) risultano decisamente comparabili in termini di macro-parametri che influenzano la vulnerabilità strutturale all'azione sismica. Si sottolinea infine che i dati relativi acquisiti in merito alla qualità della muratura hanno rivelato una percentuale di edifici caratterizzati da una buona qualità muraria e con muratura regolare pari al 77% e 61% rispettivamente per le due classi NDL e DL in esame.

3. Effetti della liquefazione sulle strutture

Dalla analisi della documentazione fotografica e tecnica acquisita nel processo di ricostruzione post-terremoto, è emerso che il danno osservato negli edifici DL presenta caratteristiche tipicamente riconducibili sia agli effetti dei cedimenti delle fondazioni sia alle azioni orizzontali di tipo inerziale che si sviluppano sulla sovrastruttura in caso di sisma. In particolare, in base al danno osservato, si può presumere che in taluni casi il fenomeno di liquefazione non si sia attivato immediatamente, ma bensì nel corso dell'evento sismico. La Figura 4 rappresenta schematicamente tre possibili condizioni rappresentative di uno scenario in assenza di fenomeno di liquefazione (Figura 4a) o di attivazione della liquefazione in diverse fasi dell'evento

Figura 4. Danno osservato sugli edifici in: assenza di liquefazione (a), attivazione immediata del fenomeno di liquefazione (b), presenza sia di azioni inerziali che effetti indotti da liquefazione.



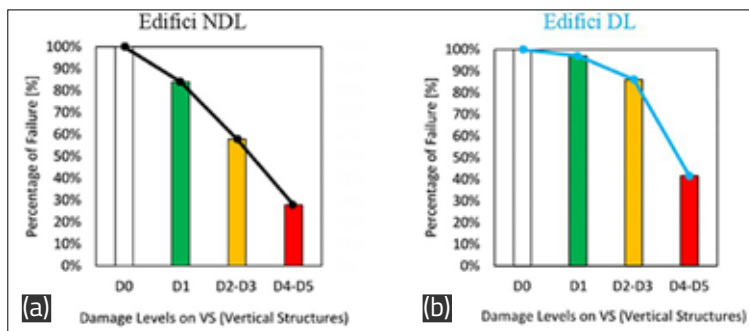


Figura 5. Matrici di probabilità di danno: classe edifici NDL (a); classe edifici DL.

sismico (Figura 4b,c). A ciascuno di tali scenari corrisponde evidentemente un diverso quadro fessurativo della struttura, così come osservato e riportato, a scopo esemplificativo, per tre diversi edifici di Mirabello e San Carlo in Figura 4. La figura mostra che nel caso in cui non si attivi il fenomeno della liquefazione, il quadro fessurativo rilevabile sulla struttura è quello tipicamente riscontrato in caso di azioni sismiche su edifici in muratura, ovvero inneschi di fenomeni di ribaltamento fuori piano delle pareti o lesioni diagonali a "croce". Qualora l'evento sismico inneschi immediatamente il fenomeno di liquefazione del terreno (Figura 4b), il corrispondente quadro fessurativo rilevato sulla struttura risulta essere quello tipico di cedimenti in fondazione ovvero caratterizzato da rotazione rigide e da lesioni diagonali in una sola direzione. In tale caso i danni tipicamente indotti da forze inerziali (prodotte dalle accelerazioni sulla sovrastruttura) non sono praticamente rilevabili in quanto la liquefazione del terreno funziona al pari di un sistema di isolamento naturale nei confronti della struttura. Esiste infine la possibilità che il fenomeno di liquefazione si inneschi, ma non immediatamente, e in tal caso gli effetti tipici sia dei cedimenti fondali che delle azioni inerziali sono contemporaneamente rilevati sull'edificio. Allo stato attuale delle conoscenze è molto difficile prevedere l'istante in cui può attivarsi un fenomeno di liquefazione, in quanto tale fenomeno è intimamente connesso sia alle caratteristiche del sottosuolo che quelle dell'evento sismico.

3.1 Analisi comparativa del danno empirico: edifici NDL vs. DL

In questa sezione si riporta una analisi comparativa del danno rilevato sugli edifici NDL e DL attraverso l'utilizzo delle informazioni provenienti dalle schede di valutazione dell'agibilità (AeDES) compilate da squadre di tecnici a seguito dell'evento sismico. In particolare, i dati si riferiscono alla gravità ed entità del danno rile-

vato su: strutture verticali (Vertical Structures, VS); solai (Floors, F); scale (Stairs, S); coperture (Roofs, R); e tamponature-tramezzi (Infill Partitions, IP). In accordo con la scheda AeDES, è possibile individuare quattro livelli di danno per ciascun componente strutturale o non strutturale: danno nullo, D0; danno leggero, D1; danno medio-grave, D2 – D3; e danno gravissimo, D4 – D5. Le definizioni del livello di danno osservato si basano su quanto definito nella Scala Macro-sismica Europea (EMS-98, Grunthal, 1998). Per quanto concerne l'estensione del danno, k , essa è definita come segue: entità del danno inferiore a 1/3, tra 1/3 e 2/3 e maggiore di 2/3 dei componenti dell'edificio. La Figura 5 mostra un confronto tra edifici DL e NDL in termini di matrici di probabilità di danno cumulato (C-DPM); la figura mostra la percentuale di edifici di ciascuna classe che raggiunge o supera il jmo livello di danno sulle strutture verticali, VS.

La figura mostra chiaramente che gli edifici di classe DL hanno subito danni alle strutture verticali più gravi di quelli osservati nel campione della classe di edifici NDL. I dati relativi alle altre componenti strutturali e non strutturali, sebbene non riportati in maniera esplicita, confermano tale tendenza.

3.2 Vulnerabilità strutturale e danno empirico

Al fine di analizzare gli effetti della vulnerabilità strutturale sul danno empirico rilevato negli edifici NDL e DL, sono definiti di seguito diversi sottoinsiemi di edifici per ogni classe, in base ai dati relativi alla tipologia di struttura verticale e orizzontale. In particolare, la Sezione 3 della scheda AeDES (Baggio et al., 2007) identifica per edifici in muratura cinque tipologie di strutture verticali: (a) non identificate, (b) muratura a tessitura irregolare e di cattiva qualità senza catene o cordoli, (c) muratura a tessitura irregolare e di cattiva qualità con catene o cordoli, (d) muratura a tessitura regolare e di buona qualità senza catene o cordoli, (e) muratura a tessitura regolare e di buona qualità con catene o cordoli. Inoltre, sono riportati sei tipologie di strutture orizzontali: (a) non identificato, (b) volte senza catene, (c) volte con catene, (d) travi con soletta deformabile, (e) travi con soletta semirigida e (f) travi con soletta rigida. Trascurando dall'analisi i casi in cui non è stato possibile identificare le tipologie di strutture verticali e orizzontali, le potenziali combinazioni di tipologie strutturali portano alla definizione di 20 sottoinsiemi di

edifici in muratura, che rappresentano diverse categorie di vulnerabilità. In Tabella 2 sono riportati il numero di edifici in ciascun sottoinsieme con riferimento rispettivamente alle classi NDL e DL. Si noti che il numero totale degli edifici è leggermente inferiore a quello riportato in Tabella 1 in quanto sono stati esclusi da questa analisi i casi in cui non è stato possibile, da parte dei rilevatori, identificare le tipologie di strutture verticali e orizzontali.

Con riferimento a tali sottoinsiemi rappresentativi di diverse classi di vulnerabilità sismica degli edifici si è proceduto alla determinazione di un parametro che potesse sintetizzare, per via numerica e in forma univoca, il danno empirico medio globale riscontrato su ciascun sottoinsieme di edifici. In particolare, si è valutato il parametro *fattore di danno*, μ_D , calcolato per ogni sottoinsieme come valore medio del danno globale relativo a ciascun edificio, $\mu_{D,i}$, definito come:

$$\mu_{D,i} = \sum_j D_j \gamma_j \quad [1]$$

in cui D_j rappresenta il livello e l'estensione del danno relativi al componente j_{mo} ($j = VS, F, S, R$ e IP), e γ_j è un coefficiente, compreso tra 0 e 1, che rappresenta il peso del danno del componente j_{mo} sul danno globale. Il valore D_j è calcolato mediante la seguente espressione:

$$D_j = \frac{\sum_{D=0}^{D5} D \cdot e_{k,D}}{5} \quad D_j = \frac{\sum_{D=0}^{D5} D \cdot e_{k,D}}{5} \quad [2]$$

dove D è il livello di danno ($D0 = 0, D1 = 1, D2 - D3 = 2.5, D4 - D5 = 4.5$) ed $e_{k,D}$ rappresenta un coefficiente che tiene conto dell'estensione del danno, k , del livello di danno D e può assumere tre valori: per $k < 1/3$ $e_{k,D} = 0,17$; per k tra $1/3$ e $2/3$, $e_{k,D} = 0,5$; e per $k > 2/3$, $e_{k,D} = 0,83$ (Dolce et al., 2001).

In Figura 6 è riportato il confronto tra il danno medio, μ_D , valutato sui diversi sottoinsiemi di classi di vulnerabilità di edifici NDL (Figura 6a) e DL (Figura 6b). In particolare è riportato, oltre al numero di edifici appartenenti a ciascun sottoinsieme, il valore medio, mediano ed il 16^{mo} e 84^{mo} percentile di μ_D . Dalla Figura 6a emerge che μ_D risulta variabile nell'intervallo 0,10-0,20 nel caso di edifici in muratura con struttura orizzontale caratterizzata dalla presenza di volte con o senza catene (è bene sottolineare, tuttavia, che tali sottoinsiemi di edifici sono caratterizzati da un esiguo numero di edifici). Come lecito attendersi, inoltre, il danno globale empirico medio diminuisce nel caso degli edifici con una struttura orizzontale caratterizzata da solette semirigide o rigide (valori di μ_D inferiori a 0,10). Tale risultato, difatti, risulta coerente con quanto atteso se si considera il ruolo benefico di tali orizzontamenti nel distribuire le azioni orizzontali sugli elementi portanti in muratura verticali e favorire, così, un comportamento globale dell'edificio nel contrastare l'azione sismica. Inoltre, la Figura 6a mostra chiaramente il ruolo determinante, nella riduzione del danno globale, svolto dalla presenza di una muratura

Strutture Orizzontali	Strutture Verticali		Muratura a tessitura regolare e di buona qualità		Totale
	Muratura a tessitura irregolare e di cattiva qualità	Muratura a tessitura irregolare e di cattiva qualità	Senza catene o cordoli	Con catene o cordoli	
Volte con catene	1 (-)	- (-)	2 (-)	2 (-)	5 (-)
Volte senza catene	- (-)	- (-)	3 (-)	5 (1)	8 (1)
Travi con soletta deformabile	53 (16)	9 (1)	187 (19)	28 (4)	277 (40)
Travi con soletta semirigida	24 (8)	1 (-)	107 (18)	32 (7)	164 (33)
Travi con soletta rigida	2 (2)	2 (-)	40 (5)	96 (8)	140 (15)
Totale	80 (26)	12 (1)	339 (42)	163 (20)	594 (89)

* In colore nero per edifici NDL; in parentesi e colore blu per edifici DL

Tabella 2. Numero di edifici NDL e DL appartenenti a 20 sottoinsiemi di edifici caratterizzati in base al tipo di struttura orizzontale e verticale in muratura

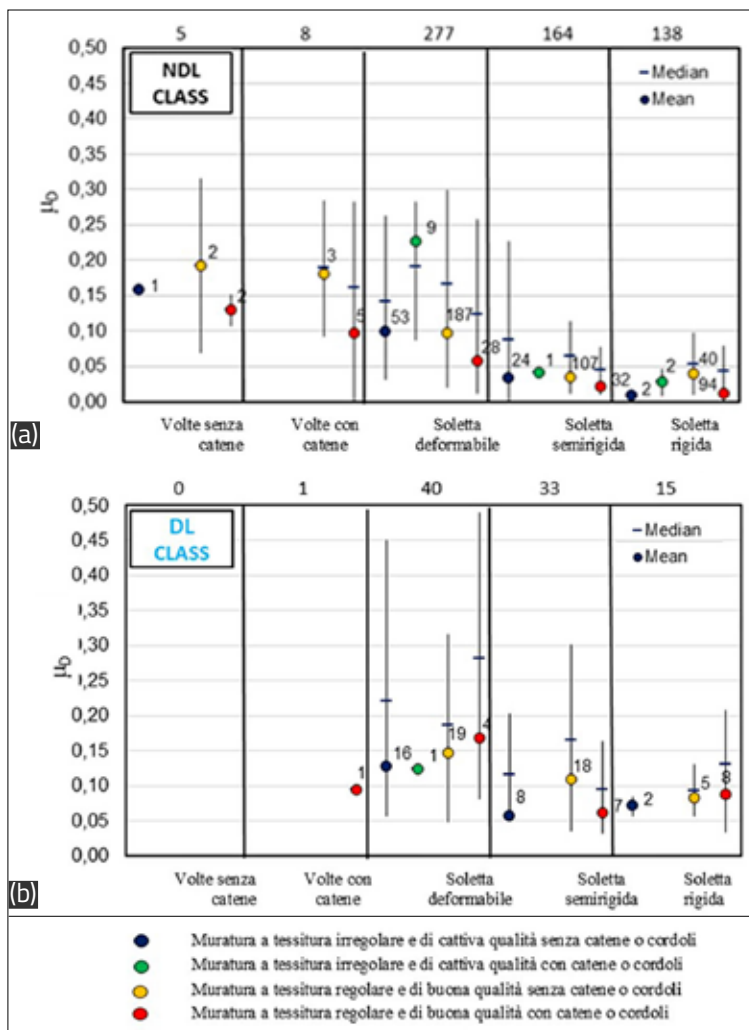


Figura 6. Danno empirico medio in funzione delle classi di vulnerabilità degli edifici.

a tessitura regolare di buona qualità rispetto ad una muratura a tessitura irregolare di cattiva qualità. Si rileva, in definitiva, un chiaro trend di riduzione del danno passando da sottoinsiemi di strutture appartenenti a classi di vulnerabilità sismica meno elevata a quelle più elevata. Viceversa, la Figura 6b mostra che non è possibile derivare un altrettanto chiaro trend tra danno globale e classi di vulnerabilità sismica. Tale risultato è chiaramente riconducibile agli effetti prodotti dalla liquefazione. In tal caso, infatti, il fenomeno della liquefazione può indurre fenomeni di danno localizzati e decisamente meno connessi alla qualità e tipologia delle strutture in elevazione. Il danno globale empirico rilevato sui sottoinsiemi di edifici della classe DL risulta inoltre in generale più elevato, a parità di sottoinsieme, di quello riscontrato nei casi di edifici NDL (con riferimento al valore massimo mediano μ_D determinato, si ha ad esempio $\mu_D = 0,27$ per edifici DL e $\mu_D = 0,20$ per edifici NDL). E' tuttavia, necessario sottolineare che il campione di edifici DL è significativamente inferiore rispetto

a quello NDL e ciò potrebbe influenzare i risultati ottenuti che quindi andrebbero ulteriormente validati con campioni di dati più popolati.

3.3 Analisi di perdite: costi di riparazione

Il danno empirico medio è una efficace misura del danno globale rilevato in un edificio, ma potrebbe non risultare il parametro più idoneo a cogliere a pieno l'entità delle perdite economiche connesse a un evento sismico. Tale parametro è difatti calibrato sull'entità ed estensione del danno rilevato sulle componenti strutturali e non strutturali senza, tuttavia, tenere in adeguato conto il diverso peso che gli interventi di riparazione possono avere in funzione della tipologia di elemento su cui si interviene. Recenti studi scientifici hanno dimostrato che, nella valutazione dell'ammontare economico del danno, una incidenza molto significativa è ascrivibile agli interventi di riparazione delle componenti non strutturali piuttosto che delle componenti strutturali (De Martino et al., 2017; Del Vecchio et al., 2018). Per tener conto di ciò, ed effettuare valutazioni di impatto in termini di perdite economiche connesse a eventi sismici, tenendo anche conto del potenziale innescarsi di fenomeni di liquefazione, di seguito si conduce un'analisi incentrata sulle indicazioni fornite da un parametro appositamente calibrato, per la valutazione di perdite economiche. Tale parametro, di seguito denominato DF, è stato definito e calibrato sulla base dei dati di costi di riparazione computati dai professionisti coinvolti nella progettazione di interventi di riparazione dell'edilizia danneggiata dal terremoto dell'Aquila 2009 (Di Ludovico et al., 2017a,b). Il parametro DF può essere calcolato a partire dai dati contenuti nella sezione 3 della scheda AeDES (De Martino et al., 2017) e sostanzialmente dipende ancora dai danni rilevati alle diverse componenti strutturali e non, D_j , che sono però diversamente "pesati" in funzione dell'impatto economico a essi associato; a tal fine si adottano valori di g_j specificamente calibrati per analisi di perdite. Una volta definito il parametro DF, adottando formulazioni analitiche calibrate in De Martino et al., 2017 è possibile associare a esso il valore del costo degli interventi necessari per la riparazione del danno (ARC = Actual Repair Cost) espresso in €/m² o normalizzato rispetto al costo di ricostruzione di un edificio, C_r , attraverso le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} ARC &= 143 + 849 DF - 277 DF^2; \\ C_r &= 0.12 + 0.71 DF - 0.23 DF^2 \end{aligned} \quad [3]$$

Con riferimento alla popolazione di edifici della classe NDL e DL i valori mediani di DF e Cr che si ottengono risultano i seguenti: DF = 0,052 per NDL e DF = 0,124 per DL; Cr = 0,156 per NDL e Cr = 0,204 per DL.

Tali risultati, dunque, inducono a ritenere che gli effetti della liquefazione possono indurre sugli edifici un incremento medio dei costi di riparazione di circa il 30% rispetto ai casi di edifici su terreni che non hanno subito fenomeni di liquefazione.

4. Curve empiriche di fragilità

Le curve di fragilità connesse ad eventi sismici sono uno strumento attraverso cui è possibile determinare la probabilità di superamento di un dato livello di danno, genericamente indicato con DG, in funzione del verificarsi di un sisma caratterizzato da una certa intensità (intensity measure, IM). L'IM può essere un parametro macrosismico σ , come più comunemente adottato in studi di letteratura, può essere rappresentato da parametri di picco al suolo: accelerazione (PGA), velocità (PGV) e spostamento (PGD). La valutazione delle curve di fragilità può essere condotta sia attraverso metodi empirici (vulnerabilità osservata), sia meccanici (vulnerabilità calcolata). In questo lavoro, sulla scorta dei dati sinora discussi, si intende procedere alla definizione di curve empiriche di fragilità. Una forma funzionale comunemente adottata e una tecnica di regressione per ottenere curve di fragilità è la funzione di distribuzione cumulata lognormale (CDF):

$$P[DG \geq dg|IM] = \Phi\left(\frac{\ln(IM) - \mu}{\sigma}\right) \quad [4]$$

In cui $\Phi()$ è la funzione di distribuzione cumulata normale, μ è la media logaritmica e σ è la deviazione standard logaritmica che definisce la distribuzione log-normale. I parametri σ e μ possono essere determinati in accordo alla metodologia di stima dei minimi quadrati non lineari (least squares estimation, LSE) attraverso cui si mira alla valutazione più accurata dei dati (Rossetto et al., 2013), o con l'approccio di stima MLE (maximum likelihood estimation, Baker, 2015), che è un metodo iterativo per determinare i parametri che massimizzano la funzione di probabilità:

$$Likelihood = \prod_{j=1}^m \binom{N_j}{n_j} p_j^{n_j} (1 - p_j)^{N_j - n_j} \quad [5]$$

in cui p_j rappresenta la probabilità che un numero n_j di edifici su un campione N_j di edifici mostri un danno maggiore uguale o uguale a una soglia DG_j nel j_{th} intervallo di IM.

Un'altra forma funzionale di letteratura è il modello esponenziale (Amiri et al., 2007; Rossetto ed Elnashai, 2003):

$$P[DG \geq dg|IM] = 1 - e^{-\alpha IM^\beta} \quad [6]$$

in cui i parametri α e β possono essere determinati in accordo alla metodologia LSE o MLE. Nel seguito saranno utilizzate entrambe le forme funzionali (vale a dire lognormale ed esponenziale), ed entrambe le metodologie non lineari LSE e MLE. Al fine di definire curve di fragilità che tengano conto del fenomeno della liquefazione è, però, necessario prima opportunamente definire parametri in grado di rappresentare il livello di danno globale (DG) e la misura di intensità (IM).

4.1 Definizione di livelli di danno globale

Per la valutazione dei DG si è fatto riferimento al dato di danno empirico raccolto nelle schede di agibilità AeDES (Baggio et al., 2007), e in particolare al dato contenuto nella Sezione 4 di tale scheda. La valutazione del DG è stata ottenuta a partire dal dato relativo alla componente struttura verticale VS e, coerentemente a quanto proposto nella scala macrosismica Europea, EMS-98 (Grunthal, 1998) si sono adottati 5 livelli di danno. Il criterio di conversione del dato rilevato nella sezione 4 della scheda AeDES in DG, ovvero la metrica di conversione adottata, è quello riportato in Dolce et al. (2017); tale criterio di conversione è sintetizzato in Tabella 3.

4.2 Indice del potenziale di liquefazione

Per la valutazione dell'IM si è fatto invece riferimento a un opportuno indice del potenziale di liquefazione dei terreni. Secondo la prassi corrente, la valutazione di un indice di liquefazione richiede anzitutto la determinazione di un coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione, FS_{liq} , mediante l'applicazione di procedure empiriche ben consolidate in letteratura (Seed and Idriss, 1971; Boulanger and Idriss, 2016; Robertson and Wride, 1998). Approfondimenti circa il calcolo del coefficiente di sicurezza, per definizione, dato dal rapporto tra resistenza ciclica del terreno e domanda sismica agente,

Danno EMS-98		Danno AeDES	
Livello di danno (DG)	Descrizione danno	Livello di danno AeDES	Estensione
DG1	<i>Danno da trascurabile a leggero (nessun danno strutturale, leggero danno non strutturale) Crepe sottili nell'intonaco sopra elementi dell'intelaiatura o nei muri alla base. Crepe sottili nei tramezzi e nelle tamponature</i>	D1	<1/3
			1/3-2/3
			>2/3
DG2	<i>Danno moderato (leggero danno strutturale, moderato danno non strutturale) Lesioni nei pilastri e nelle travi delle strutture a telaio e nelle pareti portanti. Lesioni in tramezzi e tamponature; caduta di rivestimenti esterni ed intonaco. Malta cade dai giunti dei pannelli murari.</i>	D2-D3	<1/3
		D2-D3 e D1	<1/3
			<1/3 e 1/3-2/3
			<1/3 e >2/3
DG3	<i>Danno da sostanziale a grave (moderato danno strutturale, grave danno non strutturale) Lesioni alla base dei pilastri e nei nodi delle strutture a telaio; lesioni alle intersezioni delle pareti accoppiate. Espulsione del copriferro, instabilità delle barre dell'armatura. Larghe lesioni in tramezzi e tamponature, cedimento di singoli pannelli.</i>	D2-D3 e D1	1/3-2/3 e <1/3
		D2-D3	1/3-2/3
			>2/3
		D4-D5	<1/3
		D4-D5 e D1	<1/3 e <1/3
			<1/3 e 1/3-2/3
		D4-D5 e D2-D3	<1/3 e <1/3
D4-D5 e D2-D3 e D1	<1/3		
DG4	<i>Danno molto grave (grave danno strutturale, danno non strutturale molto grave) Larghe lesioni in elementi strutturali con cedimento a compressione del cemento e rottura di barre d'armatura; sfilamento delle barre di armatura; inclinazione dei pilastri. Collasso di alcuni pilastri o di un singolo piano alto.</i>	D4-D5 e D2-D3	<1/3 e 1/3-2/3
			<1/3 e >2/3
		D4-D5	1/3-2/3
		D4-D5 e D1	1/3-2/3 e 1/3-2/3
		D4-D5 e D2-D3	1/3-2/3 e <1/3
DG5	<i>Distruzione (danno strutturale molto grave) Collasso del piano terra o di parti (es. ali) di edifici.</i>	D4-D5 e D2-D3	1/3-2/3 e 1/3-2/3
		D4-D5	>2/3
		D4-D5 e D1	>2/3 e <1/3
		D4-D5 e D2-D3	>2/3 e <1/3

Tabella 3. Criterio conversione tra danno empirico rilevato nella Sezione 4 della scheda AeDES e danno globale DG (EMS-98) relativamente alle strutture verticali (VS).

sono riportati in Flora et al. (2021, in questo volume) e non verranno riproposti in questa sede. Successivamente, l'indice del potenziale di liquefazione consente di sintetizzare la risposta integrale del deposito in esame fornendo indicazioni circa la severità degli effetti attesi al piano campagna. Esso è dunque rappresentati-

vo della domanda sismica a cui sono soggette le strutture in elevazione.

Diversi indici del potenziale di liquefazione sono stati proposti negli ultimi decenni.

L'indicatore più utilizzato è quello introdotto da Iwasaki et al. (1978), detto LPI (*Liquefaction Po-*

tential Index), che quantifica il rischio di liquefazione in corrispondenza di una generica verticale attraverso la seguente espressione:

$$LPI = \int_0^{20} F(z) \cdot W(z) dz \quad [7]$$

Dove z è la profondità in metri, e $F(z)$ e $W(z)$ sono rispettivamente:

$$F(z) = \begin{cases} 1 - FS_{liq} & \text{for } FS_{liq} < 1 \\ 0 & \text{for } FS_{liq} \geq 1 \end{cases} \quad [8]$$

$$W(z) = 10 - 0.5z \quad [9]$$

LPI ha il difetto di considerare solo gli strati che hanno un coefficiente di sicurezza FS_{liq} inferiore all'unità, trascurando completamente l'effetto degli strati che, seppur non completamente liquefatti ($FS_{liq} > 1$), subiscono una significativa riduzione della resistenza e della rigidezza a seguito dell'insorgere delle sovrappressioni interstiziali Δu sismo-indotte, che quindi contribuiscono alla riduzione di capacità portante degli edifici e all'incremento dei cedimenti in superficie. In aggiunta, la profondità massima rispetto alla quale l'indicatore viene calcolato è fissata arbitrariamente pari a 20 m, indipendentemente dalle caratteristiche specifiche del sito.

Nel corso degli anni sono state proposte una serie di varianti all'indicatore originario proprio al fine di ovviare ai suddetti limiti (Sonmez 2003; Sonmez and Gokceoglu 2005; Rashidian and Gillins, 2018; Sonmez and Gokceoglu, 2005); ad esempio Sonmez e Gokceoglu (2005) portano in conto anche degli strati con $FS_{liq} > 1$, estendendo l'integrale anche agli strati con $FS_{liq} \leq 1.411$. Tuttavia, tale valore limite risulta ancora incerto ed oggetto di dibattito all'interno della comunità scientifica.

Recentemente, Tonkin e Taylor (2013) hanno introdotto un nuovo indicatore, detto numero di severità alla liquefazione (*Liquefaction Severity Number*, LSN), definito come il valore integrale delle deformazioni volumetriche, ϵ_v dovute alla dissipazione delle sovrappressioni interstiziali accumulate durante il sisma, calcolate per cia-

scun strato in cui il profilo verticale è suddiviso e divise per la profondità, z , del relativo baricentro:

$$LSN = 1000 \cdot \int \frac{\epsilon_v}{z} \cdot dz \quad [10]$$

LSN considera il contributo di tutti gli strati presenti nel sottosuolo, ovvero la profondità massima entro il quale applicare l'eq. (10) non è definita a priori; si attribuisce in questo modo maggiore rilevanza agli strati più superficiali attraverso la funzione iperbolica ($1/z$). Sebbene il suddetto indicatore superi tutti gli inconvenienti di LPI, si riscontrano tuttavia limiti circa il suo utilizzo. Infatti, il calcolo delle deformazioni volumetriche è in genere effettuato ricorrendo a metodi semplificati, quali quello proposto da (Zhang et al., 2002), in cui la deformazione volumetrica è correlata mediante abachi empirici alla densità relativa dello strato di terreno e al fattore di sicurezza calcolato per lo strato medesimo.

Tali metodi semplificati per il calcolo della deformazione volumetrica sono stati perlopiù messi a punto a partire dai risultati di prove cicliche condotte su sabbie pulite ricostituite in laboratorio (Ishihara e Yoshimine 1992), a cui non sempre possono essere ricondotti i terreni naturali.

Per ovviare a quanto detto in precedenza, nel presente studio è stato adottato un nuovo indice in grado di correlare il danno strutturale indotto dalla liquefazione al potenziale di liquefazione dei terreni (Di Ludovico et al., 2020). Tale indice è stato concepito a partire dall'abaco proposto da Ishihara (1985), in cui l'insorgenza del danno da liquefazione è correlata allo spessore della crosta superficiale non liquefacibile e allo spessore dello strato liquefacibile, nonché alla massima accelerazione attesa al sito (Figura 7).

Il nuovo indicatore introdotto, detto I_{AM} (*Induced dAmage Measurement*) si prefigura per l'appunto come l'integrale delle sovrappressioni indotte nello strato liquefacibile più superficiale:

$$I_{AM} = \frac{1}{1+z_{min}} \cdot \int_{z_{min}}^{z_{max}} r_u \cdot dz \quad [11]$$

Dove r_u è il rapporto di sovrappressione interstiziale sismo-indotto, ovvero il rapporto tra l'incremento delle sovrappressioni interstiziali

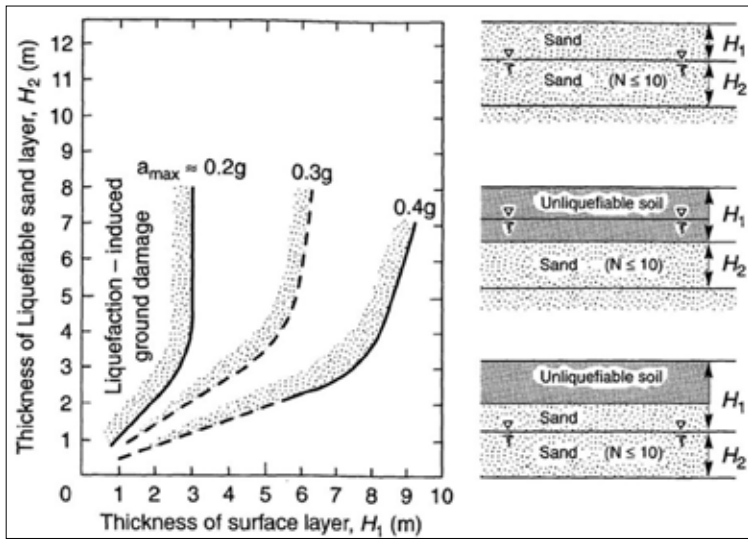


Figura 7. Relazione tra spessore di terreno liquefacibile, H_2 (m), e lo spessore dello strato sovrastante non liquefacibile, H_1 (m), osservata in siti in cui manifestazioni di liquefazione sono occorse a seguito di eventi sismici (modificata da Ishihara, 1985)

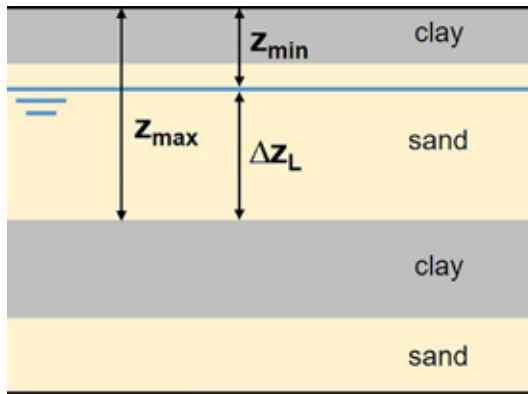


Figura 8. Profondità minima e massima dello strato più superficiale potenzialmente liquefacibile.

e la tensione efficace verticale agente alla profondità considerata, z_{min} e z_{max} rappresentano la minima e la massima profondità che individuano lo strato liquefacibile più superficiale da cui ci si attende anche il massimo contributo al danneggiamento in superficie (Figura 8). Anche in questo caso, l'integrale dell'eq. (11) è rapporta-

to alla profondità del tetto dello strato liquefacibile mediante la funzione $(1+z_{min})$, in ragione del fatto che ci si attende una diminuzione dell'intensità degli effetti in superficie all'aumentare della profondità dello strato liquefacibile.

Infine, l'eq. (11) si semplifica drasticamente nel caso in cui lo strato di terreno liquefacibile attenga la condizione di completa liquefazione ($r_u=1$):

$$I_{AM} = \frac{\Delta z_L}{1+z_{min}} \quad [12]$$

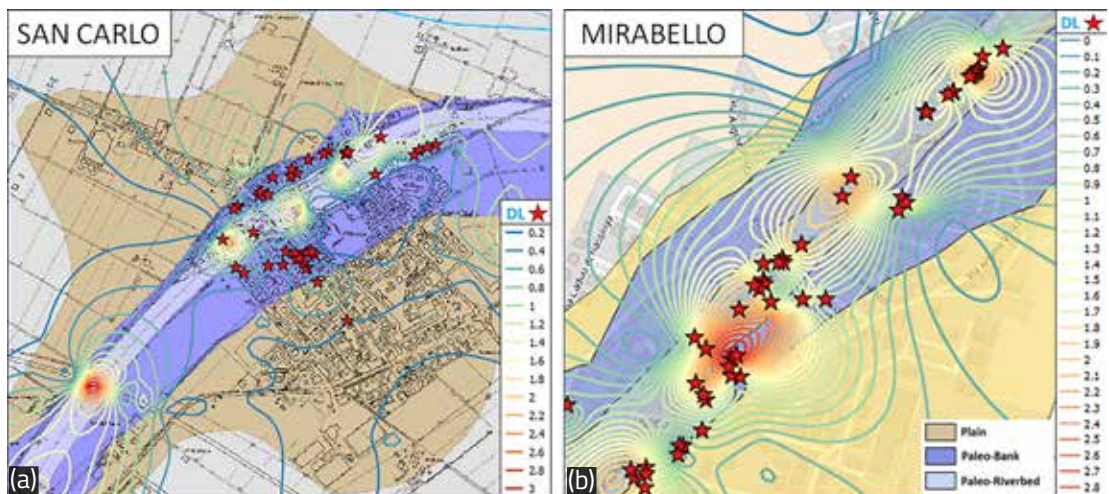
divenendo funzione delle sole caratteristiche stratigrafiche dello strato (spessore e profondità dello strato liquefacibile più superficiale).

Nel caso in esame dei centri abitati di San Carlo e Mirabello, recenti lavori condotti nell'area di studio mediante analisi numeriche, nonché la vasta estensione delle manifestazioni di liquefazione osservate in superficie a seguito della sequenza sismica del 2012, hanno consentito di assumere, benché in via preliminare, la condizione di completa liquefazione per gli strati liquefacibili più superficiali nell'applicazione dell'indice di potenziale liquefazione (Caputo et al., 2019, Sinatra e Foti, 2015, Papathanassiou et al., 2015, Fioravante et al., 2013).

Tale semplificazione ha consentito una veloce mappatura dell'area di studio sulla base dei profili penetrometrici disponibili per l'area in esame (166 CPT e 170 CPTU) che è stata incrociata con il danneggiamento osservato al fine di definire apposite curve di fragilità.

La Figura 9 riporta appunto la distribuzione spaziale dell'indice del potenziale di liquefa-

Figura 9. Isolinee dell'indice di potenziale liquefazione, I_{AM} , sovrapposte alla carta geomorfologica ed alla distribuzione spaziale del danno agli edifici indotto dalla liquefazione (simboli rossi) nei centri abitati di San Carlo (a) e Mirabello (b).



zione calcolato per i centri urbani di San Carlo e Mirabello. I valori più alti di I_{AM} sono riscontrabili lungo il paleo-alveo del fiume Reno lungo cui si concentrano anche i maggiori danni da liquefazione. Si nota tuttavia una chiara concentrazione delle isolinee di I_{AM} in alcune aree piuttosto che in altre, connessa alla disomogeneità spaziale dei dati di partenza disponibili per il calcolo dell'indicatore. Tale inconveniente non ha consentito una mappatura dettagliata del territorio in esame e si è scelto, pertanto, di individuare preliminarmente solo tre macroaree dell'indicatore assumendo le delimitazioni già indicate nella mappa geomorfologica.

4.3 Curve di fragilità

In accordo con i parametri di danno e con la misura di intensità sopradescritte, si è potuto procedere alla definizione di curve di fragilità che, sulla base del dato empirico rilevato, rappresentano uno strumento per la valutazione della probabilità di raggiungimento di un certo livello di danno in funzione di un fissato valore dell'indice di liquefazione.

Le curve di fragilità presentate di seguito sono, pertanto, evidentemente preliminari in quanto

tarate sulle sole evidenze del terremoto dell'Emilia 2012 ma, allo stesso tempo, rappresentano certamente un valido ed, al momento, unico strumento per la definizione di scenari di danno in caso di evento sismico in grado di innescare fenomeni di liquefazione. Con riferimento alle metodologie sopradescritte, le curve di fragilità sono state derivate con riferimento all'intero set di dati di edifici analizzati nel presente lavoro (vale a dire circa edifici 750 nella classe NDL e circa 350 nella classe DL); le curve di fragilità ottenute sono rappresentate in Figura 10 mentre la Tabella 4 riporta i parametri significativi per

	DG1		DG2		DG3	
	μ	σ	μ	σ	μ	σ
Lognormale						
LSE	-1.07	1.99	0.96	2.99	3.29	4.71
MLE	-1.06	1.96	0.78	2.67	2.57	3.89
Esponenziale						
LSE	1.17	0.53	0.45	0.45	0.27	0.32
MLE	1.17	0.54	0.47	0.51	0.29	0.39

Tabella 4. Parametri delle curva di fragilità (lognormale ed esponenziale) per diversi livelli di danno.

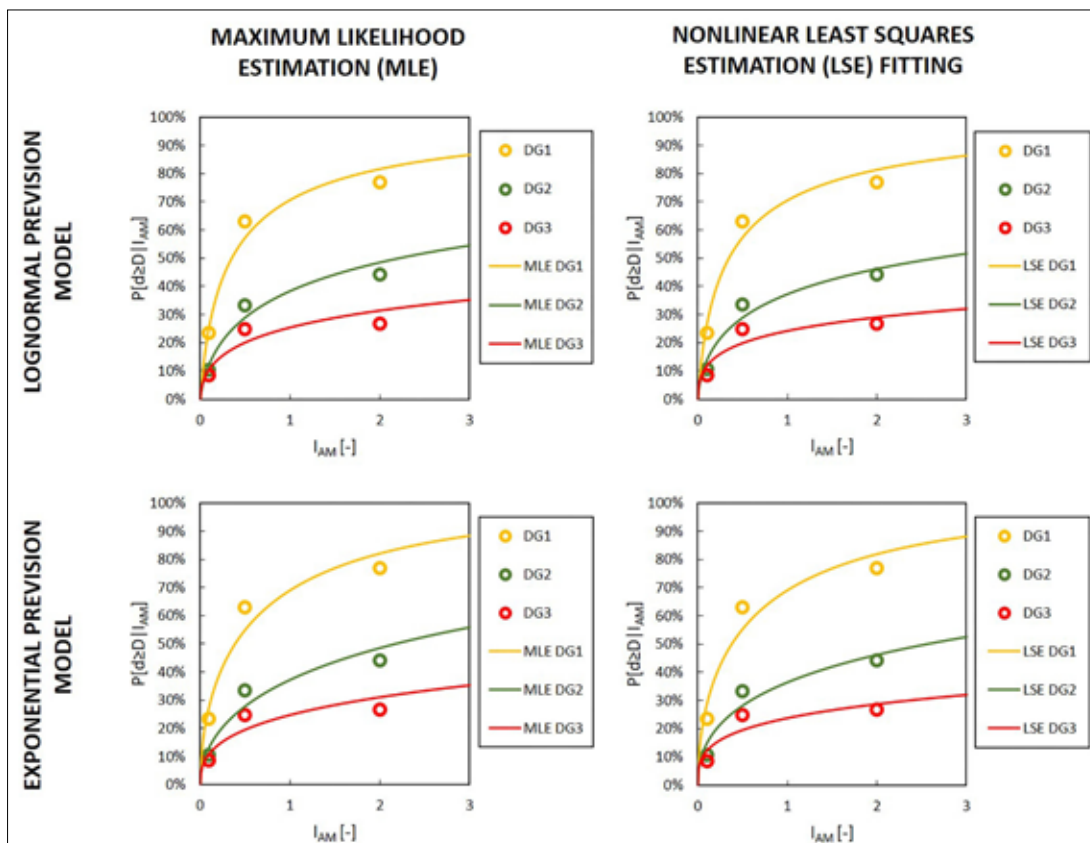


Figura 10. Curve di fragilità lognormali ed esponenziali (linee continue) con diverse tecniche di regressione adottate (MLE e LSE) e con riferimento a diversi gradi di danno (DG) usando i dati di fragilità osservati (cerchi) sugli edifici.

la determinazione delle stesse. Le curve di fragilità relative ai DG4 e DG5 non sono riportate in quanto i dati relativi a tali categorie di danno sono risultati insufficienti. La Figura 10 mostra che le curve derivate mediante funzione lognormale o esponenziale risultano essere molto simili.

4. Considerazioni conclusive

Il terremoto dell'Emilia del 2012 ha portato alla ribalta, anche a livello nazionale, la tematica connessa alla valutazione degli effetti del fenomeno della liquefazione indotto da evento sismico. Danni significativi si sono, infatti, riscontrati sia sulle strutture che sulle infrastrutture in specifiche aree in cui si sono osservati vistose manifestazioni del fenomeno. Una accurata analisi dei danni rilevati su un campione di edifici in muratura colpiti dal sisma dell'Emilia 2012 ha consentito, in primo luogo, di confrontare le tipologie di danno riscontrate sulle costruzioni in assenza o presenza di fenomeni di liquefazione. In particolare, nel presente studio si è proceduto a una analisi comparativa dei quadri fessurativi rilevati su edifici fondati su terreni su cui non si è avuta evidenza del fenomeno della liquefazione (classe di edifici denominata NDL) e su terreni con evidenza di fenomeno di liquefazione (classe di edifici denominata DL). Tale analisi ha confermato che, se immediatamente attivata, la liquefazione funziona come un sistema di isolamento naturale nei riguardi della trasmissione di azioni sismiche inerziali sulla sovrastruttura; in questi casi, il danno rilevato sugli edifici è principalmente connesso a fenomeni di cedimenti fondali e, nei casi peggiori, si sostanzia in rotazioni rigide dell'intero manufatto. Tuttavia, le evidenze dei rilievi post-terremoto hanno mostrato che il fenomeno della liquefazione può non attivarsi immediatamente nel corso di un evento sismico e in questo caso è possibile rilevare sugli edifici quadri fessurativi caratterizzati sia dal tipico danno indotto dalle forze inerziali sulla sovrastruttura (innesco di fenomeni di ribaltamento e/o lesioni a croce sugli elementi verticali portanti) sia da danno da liquefazione (ovvero rotazione rigida o fessure diagonali unidirezionali).

L'analisi comparativa del danno osservato nelle classi di edifici NDL e DL ha mostrato che gli effetti della liquefazione possono indurre livelli di danno di entità maggiore di quelli tipicamente riscontrati in caso di sisma senza attivazione di fenomeni di liquefazione.

Le caratteristiche strutturali comunemente adottate per la determinazione di classi di vulnerabilità sismica sono risultate meno significative ai fini della previsione del danno in caso di liquefazione. La presenza di strutture orizzontali rigide, in grado di trasferire opportunamente le azioni su tutti gli elementi portanti di un edificio in muratura, è risultata, tuttavia, in ogni caso molto favorevole per la riduzione del danno.

L'utilizzo di un modello di calcolo, empiricamente calibrato, per la valutazione delle perdite economiche in termini di costi di riparazione, ha consentito di determinare nella misura del 30% di incremento di costo di riparazione l'effetto sugli edifici indotto dalla liquefazione.

La correlazione tra danno strutturale e liquefazione dei terreni ha permesso di derivare, in via preliminare, le curve empiriche di fragilità attraverso cui correlare il fenomeno della liquefazione alla probabilità di attingimento di diversi livelli di danno globale, DG, definiti in accordo a quanto riportato nella Scala Macrosismica Europea, EMS-98. A tal fine si è definito un nuovo indice del potenziale di liquefazione (I_{AM}), direttamente correlabile al cedimento indotto dalla dissipazione delle sovrappressioni interstiziali innescate dal sisma e dunque al danno osservato. Trattasi di un indicatore estremamente versatile che può essere determinato sia in maniera rigorosa, mediante analisi dinamiche avanzate (Chiaradonna et al., 2019) o relazioni per il calcolo del rapporto di sovrappressione interstiziale (Chiaradonna e Flora, 2020), sia in maniera approssimata assumendo la condizione limite $r_u=1$. Quest'ultimo approccio è stato adottato nel presente studio, ma lo sforzo di computazione di una più rigorosa definizione dell'indice sarebbe compensato da una maggiore accuratezza, qualora un'opportuna integrazione delle indagini esistenti rendesse disponibile dati anche nelle aree scarsamente affette dalla liquefazione.

Sebbene le curve di fragilità determinate siano evidentemente intimamente connesse all'evento sismico dell'Emilia 2012, e necessitino pertanto di ulteriori studi mirati a una più accurata calibrazione e validazione, esse rappresentano certamente uno strumento unico nel panorama scientifico attuale per la valutazione di scenari di perdita nelle aree soggette a liquefazione. L'utilizzo di tale strumento può risultare cruciale, da un lato, per orientare le scelte delle politiche di ricostruzione post-sismica e, dall'altro, per definire criteri di priorità degli interventi

volti alla mitigazione del rischio sismico di aree potenzialmente soggette a fenomeni di liquefazione.

frastructures for improved resilience to earthquake – induced liquefaction disasters.

Gli autori desiderano ringraziare il Servizio geologico, sismico e dei suoli della Regione Emilia-Romagna e in particolare il dott. Luca Martelli senza il cui supporto tale lavoro non sarebbe stato possibile. Si ringrazia inoltre l'ing. Pietro Caputo per aver collaborato allo sviluppo del presente lavoro mediante approfondite analisi condotte nell'ambito dello sviluppo della sua tesi di laurea.

Ringraziamenti

Questo lavoro è stato sviluppato nell'ambito del progetto europeo Horizon 2020 – "LIQUEFACT" – (grant agreement No 700748) *Assessment and Mitigation of liquefaction potential across Europe: A holistic approach to protect structures in-*

Riferimenti bibliografici

- Amiri G.G., Jalalian M., Amrei S.A.R. (2007). Derivation of vulnerability functions based on observational data for Iran. In: Proceedings of international symposium on innovation and sustainability of structures in civil engineering, Tongji University, China.
- Baggio C., Bernardini A., Colozza R., Coppari S., Corazza L., Della Bella M., Di Pasquale G., Dolce M., Goretti A., Martinelli A., Orsini G., Papa F., Zuccaro G. (2007). Field manual for post-earthquake damage and safety assessment and short-term countermeasures (Pinto A, Taucer Feds), Translation from Italian: Goretti A, Rota M, JRC Scientific and technical reports, EUR 22868 EN-2007
- Baker J.W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthq Spectra* 31(1):579–599
- Boulanger R.W., Idriss I.M. (2016). CPT-Based Liquefaction Triggering Procedure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(2):04015065.
- Bray J.D., Dashti S. (2014). Liquefaction-induced building movements. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12: 1129-1156.
- Caputo P., Chiaradonna A., di Ludovico M., Bilotta E., Prota A., Flora A., Martelli L. (2019). Soil liquefaction and induced damage to structures: a case study from the 2012 Emilia earthquake. Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, 7ICEGE, 17-20 June 2019, Rome, ISBN: 978-0-367-14328-2 (Hbk), eISBN: 978-0-429-03127-4 (eBook).
- Chiaradonna A., Flora A. (2020). On the estimate of seismically-induced pore water pressure increments before liquefaction. *Geotechnique letters* 10:1–7, <https://doi.org/10.1680/jgele.19.00032>
- Chiaradonna A., Tropeano G., d'Onofrio A., Silvestri F. (2019). Interpreting the deformation phenomena of a levee damaged during the 2012 Emilia Earthquake. Special Issue of Soil Dynamic and Earthquake Engineering, SDEE, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.04.039>
- Dashti S., Bray J.D. (2013). Numerical Simulation of Building Response on Liquefiable Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(8): 1235-1249
- De Martino G., Di Ludovico M., Prota A., Moroni C., Manfredi G., Dolce M. (2017). Estimation of Repair Costs for RC and Masonry Residential Buildings Based on Damaged Data Collected by Post-Earthquake Visual Inspection, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Volume 15, Issue 4, 2017, Pages 1681-1706, DOI 10.1007/s10518-016-0039-9.
- Del Vecchio C., Di Ludovico M., Pampanin S., Prota A. (2018). Repair costs of existing RC buildings damaged by the L'Aquila earthquake and comparison with FEMA P-58 predictions. *Earthquake Spectra*. February 2018, Vol. 34, No. 1, pp. 237-263. DOI: 10.1193/122916EQS257M.
- Di Ludovico M., Prota A., Moroni C., Manfredi G., Dolce M. (2017a). Reconstruction process of damaged residential buildings outside the historical centres after L'Aquila earthquake—part I: "light damage" reconstruction. *Bull Earthq Eng*. doi:10.1007/s10518-016-9877-8.

- Di Ludovico M., Prota A., Moroni C., Manfredi G., Dolce M. (2017b). Reconstruction process of damaged residential buildings outside historical centres after the L'Aquila earthquake—part II: “heavy damage” reconstruction. *Bull Earthq Eng*. doi:10.1007/s10518-016-9979-3.
- Di Ludovico M., Chiaradonna A., Bilotta E., Flora A., Prota A. (2020). Empirical damage and liquefaction fragility curves from 2012 Emilia earthquake data. *Earthquake Spectra*. <https://doi.org/10.1177/8755293019891713>
- Dolce M., Moroni C., Samela C., Marino M., Masi A., Vona M. (2001). Una Procedura di Normalizzazione del Danno per la Valutazione degli Effetti di Amplificazione Locale, Proceedings of the X National conference of seismic engineering in Italy, Potenza-Matera, 9-13 September (in Italian)
- Dolce M., Speranza E., Giordano F., Borzi B., Bocchi F., Conte C., Di Meo A., Faravelli M., Pascale V. (2017). Da.D.O - Uno strumento per la consultazione e la comparazione del danno osservato relativo ai più significativi eventi sismici in Italia dal 1976, ANIDIS 2017 - XVII Convegno Pistoia 17 settembre 2017 - 21 settembre 2017.
- Facciorusso J., Madi ai C., Vannucchi G. (2012). Rapporto sulla risposta sismica locale e pericolosità di liquefazione a S. Carlo e Mirabello. <http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/temi/sismica/liquefazione-gruppo-di-lavoro>
- Fioravante V., Abate G., Giretti D., Aversa S., Boldini D., Crespellani T., Dezi F., Facciorusso J., Ghinelli A., Grasso S., Lanzo G., Madi ai C., Massimino M.R., Maugeri M., Tropeano G., Santucci de Magistris F., Sica S., Silvestri F., Vannucchi G. (2013). Earthquake Geotechnical Engineering Aspect of the 2012 Emilia - Romagna Earthquake (Italy). Proc. of VII International Conference on Case Histories on Geotechnical Engineering May 4 Chicago.
- Flora A, Bilotta E, Chiaradonna A, Fasano G, Lirer S, Mele L, Nappa V (2021). Tecniche di mitigazione del rischio liquefazione sismo-indotta dei terreni. In: Atti del webinar "Il progetto LiquefAct in Emilia-Romagna", 17 febbraio 2021, Regione Emilia-Romagna, 90-107.
- Grunthal G. (1998). Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie: volume 15—European Macroseismic Scale 1998. European Center for Geodynamics and Seismology, Luxembourg.
- Gruppo di lavoro per la valutazione degli effetti di liquefazione a seguito dei terremoti del 20 e 29 maggio 2012 (Regione Emilia-Romagna, PG.2012.0134978 del 31/5/2012), Rapporto sugli effetti della liquefazione osservati a Mirabello (Provincia di Ferrara), Dipartimento Protezione Civile e Regione Emilia Romagna. <http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/temi/sismica/speciale-terremoto/interventi-per-la-ricostruzione-e-la-ripresa>
- Ishihara K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. Proceedings 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1: 321-376.
- Ishihara K., Yoshimine M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils and Foundations*, 32(1): 173-188.
- Iwasaki T, Tatsuoka F, Tokida K, Yasuda S (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. Proc. 2nd Int. Conf. On Microzonation National Science Foundation, Washington, Dc.
- Morga M, Spacagna RL, Jones K, Modoni G (2018). Natural risk analysis of the built environment: understanding strengths and weaknesses of both quantitative and qualitative methodologies. A case study of soil liquefaction. 8th International Conference on Building Resilience – ICBR Lisbon'2018 Risk and Resilience in Practice: Vulnerabilities, Displaced People, Local Communities and Heritages 14-16 November 2018 – Lisbon, Portugal.
- Ordinanza n. 51 del 5 ottobre 2012. Criteri e modalità di assegnazione di contributi per la riparazione e il ripristino con miglioramento sismico di edifici e unità immobiliari ad uso abitativo che hanno subito danni significativi dagli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 e che sono stati dichiarati inagibili. (ESITO E0). Ordinanza Commissario Delegato – Presidente Regione Emilia-Romagna n. 51 del 5/10/2012. <http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/temi/sismica/speciale-terremoto>
- Ordinanza n. 86 del 6 dicembre 2012. Criteri e modalità di assegnazione di contributi per la riparazione, il ripristino con miglioramento sismico o la demolizione e ricostruzione di edifici e unità immobiliari ad uso abitativo che hanno subito danni gravi a seguito degli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 e che sono stati dichiarati inagibili (ESITO E1, E2 o E3). Ordinanza Commissario Delegato - Presidente Regione Emilia-Romagna n. 86 del 6/12/2012. <http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/temi/sismica/speciale-terremoto>

- Papathanassiou G., Mantovani A., Tarabusi G., Rapti D., Caputo R. (2015). Assessment of liquefaction potential for two liquefaction prone areas considering the May 20, 2012 Emilia (Italy) earthquake. *Engineering Geology* 189 (2015): 1-16.
- Rashidian V., Gillins D.T. (2018). Modification of the liquefaction potential index to consider the topography in Christchurch, New Zealand. *Engineering Geology* 232(2018): 68-81.
- Robertson P.K., Wride C.E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(5):442-459.
- Rossetto T., Elnashai A. (2003). Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data. *Eng Struct* 25(10):1241–1263.
- Rossetto T., Ioannou I., Grant D.N. (2013). Existing empirical fragility and vulnerability functions: compendium and guide for selection. GEM technical report 2013-X, GEM Foundation, Pavia.
- Seed H.B., Idriss I.M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division* (97): 1249-74.
- Sinatra L., Foti S. (2015). The role of aftershocks in the liquefaction phenomena caused by the Emilia 2012 seismic sequence. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 75, pp. 234–245, 2015.
- Sonmez H., Gokceoglu C. (2005). A liquefaction severity index suggested for engineering practice. *Environmental Geology*, 48(1):81–91.
- Sonmez H., Gokceoglu C. (2005). A liquefaction severity index suggested for engineering practice. *Environmental Geology*, 48(1):81–91.
- Sonmez H. (2003). Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol, Turkey). *Environmental Geology*, 44(7):862–871.
- Spacagna R.L., Paoletta L., Rasulo A., Modoni G. (2018) Spatial variability of cpt data for liquefaction assessment. *Proceedings of the 16th European Conference on Earthquake Engineering*, Thessaloniki, 18-21 June 2018.
- Tonkin & Taylor (2013). *Canterbury Earthquakes 2010 and 2011*. Land report as at 29 February 2012. 108 pp. Earthquake Commission.
- Zhang G., Robertson P.K., Brachman R.W.I. (2002). Estimating liquefaction-induced lateral displacements using the Standard Penetration Tests or Cone Penetration Test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 861-871.

4. Analisi del rischio da liquefazione sismo-indotta a scala urbana: applicazione al Comune di Terre del Reno

Giuseppe Modoni, Rose Line Spacagna, Luca Paoletta, Anna Baris, Mauro D'Apuzzo, Azzurra Evangelisti

Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica, Università di Cassino e del Lazio Meridionale

La valutazione quantitativa dei rischi è divenuta ormai imprescindibile per proteggere le comunità dalle calamità naturali e pianificare la gestione e lo sviluppo dei centri abitati in maniera organica e sostenibile. Per le aree potenzialmente affette da liquefazione sismo-indotta, questo processo implica la conoscenza della pericolosità sismica del territorio e della suscettibilità del sottosuolo, unitamente alla valutazione della vulnerabilità fisica delle strutture e della loro rilevanza economica e sociale. La distribuzione areale di questi fattori e la simulazione del loro effetto combinato formano gli ingredienti dei modelli di previsione utili allo svolgimento delle analisi di rischio. Sviluppare una metodologia per l'analisi olistica degli effetti della liquefazione, al fine di mitigarne l'impatto sulle comunità ed aumentarne la capacità di resilienza, è stato lo scopo di Liquefact, un progetto di ricerca H2020 finanziato dall'Unione Europea e svolto in collaborazione con la Regione Emilia-Romagna. Nel corso di questa ricerca si sono studiati alcuni centri abitati colpiti da diffuse manifestazioni di liquefazione, tra cui Terre del Reno, un comune policentrico costituitosi nel 2017 dalla fusione delle municipalità di Mirabello e Sant'Agostino. Nei diversi centri abitati e nella zona industriale, la liquefazione generata dalla sequenza sismica del maggio 2012 ha prodotto danni ingentissimi con una distribuzione disomogenea sul territorio. L'ampia documentazione prodotta a seguito del sisma, consistente in studi scientifici sulla pericolosità sismica di base e sulle caratteristiche geologiche e idrogeologiche dell'area, numerose indagini geognostiche e rapporti sulle caratteristiche degli edifici e sui danni verificatisi, ha consentito di mettere a punto la metodologia presentata in questa nota. Nel riportare i risultati per gli edifici civili ed industriali e per la rete stradale, si evidenziano specificità, limiti e potenzialità del metodo.

1. Introduzione

Sebbene la liquefazione non determini, salvo rarissimi casi, la perdita di vite umane, il suo impatto in termini economici risulta spesso devastante per le comunità che ne sono affette, poiché il danno prodotto a edifici e infrastrutture (strade, acquedotti, linee elettriche e di comunicazione) e la prolungata impraticabilità producono perdite ingentissime, talvolta capaci di minare la ripresa delle normali condizioni di vita (Macaulay et al., 2009). Valga per tutti l'esempio della città di Christchurch in Nuova Zelanda, dove la liquefazione indotta dalla sequenza sismica del 2010-2011 ha causato lo sfollamento temporaneo di circa 15.000 famiglie, quello definitivo di 8.000 famiglie, la demolizione del 70% degli edifici nel Central Business District, 900.000 tonnellate di terreno liquefatto da rimuovere dopo gli eventi (Tonkin & Taylor, 2016) e sta coinvolgendo la comunità in un lento e faticoso processo di ricostruzione. Nel nostro caso, la sequenza sismica del maggio 2012 ha causato l'inagibilità degli edifici e l'interruzione

dei servizi, per mesi, di interi settori dei centri abitati di S. Carlo e Mirabello e Di Ludovico et al. (2021, in questo volume) hanno stimato un incremento del costo di riparazione degli edifici danneggiati anche da liquefazione nella misura del 30%. Queste osservazioni sottolineano la necessità di maturare una maggiore sensibilità in tutti i protagonisti di un territorio ("stakeholder"), le istituzioni governative, le associazioni di cittadini, i fornitori di servizi, i responsabili della gestione dell'emergenza, le compagnie assicurative, ecc., coinvolgendoli in un processo decisionale unificato volto ad aumentare la sicurezza dei luoghi, salvaguardare la funzionalità dei centri vitali per le comunità ed accrescere la capacità di recupero di queste ultime. Infatti, la consapevolezza dei rischi, della propria vulnerabilità e della preparazione ad affrontarli consente di prendere decisioni, tattiche e strategiche, vitali per accrescere la capacità di sopravvivenza e recupero delle popolazioni colpite. La valutazione olistica di tutti questi fattori a diversa scala territoriale, singole strutture, aggregati, centri urbani, e il miglioramento della resilienza

della comunità è stato l'obiettivo di Liquefact, un progetto durato tre anni e mezzo (2016-2019) finanziato dal programma Horizon 2020 dall'Unione Europea (proposta # 700748, www.liquefact.eu). Grazie alla diffusione dei sistemi informativi territoriali, è possibile oggi raccogliere una gran mole di informazioni, georiferirle sul territorio, collegarle tra loro mediante modelli e mappare i risultati delle analisi. Entrando nello specifico del rischio da liquefazione, ciò si traduce nel combinare informazioni riguardanti la pericolosità sismica, le proprietà geotecniche del sottosuolo, le caratteristiche strutturali e funzionali degli edifici e delle infrastrutture.

In questo processo, l'analisi a ritroso di casi di studio opportunamente documentati consente di confrontare le previsioni con la risposta osservata sul sito, in particolare con i danni rilevati nel post-terremoto, e quindi di validare e correggere dove necessario le relazioni implementate. La presente nota illustra come lo scopo appena dichiarato sia stato perseguito per la municipalità di Terre del Reno in Emilia-Romagna, un comune costituitosi amministrativamente nel 2017 dalla fusione di due ex Comuni, Mirabello e Sant'Agostino, colpite dagli eventi sismici del maggio del 2012. Nella presente nota si definisce una metodologia di analisi riportandone i risultati ed i possibili sviluppi, ma anche evidenziando difficoltà, limiti ed incertezze.

2. Analisi di rischio da liquefazione sismica

Se si considera la sequenza dei fenomeni che sovrintendono la liquefazione sismica ed i suoi effetti (Figura 1), un'analisi di rischio olistica implica lo studio combinato di tutti i seguenti fattori:

- pericolosità sismica di base dell'area in esame, comprendente durata, intensità e probabilità di accadimento degli eventi;
- modifica dei caratteri del moto, fino alla base dello strato liquefacibile (risposta sismica locale);
- caratteristiche del sottosuolo più superficiale, in relazione allo sviluppo di sovrappressioni neutre ed al possibile attingimento della liquefazione;
- risposta delle strutture poste a piano campagna ed eventuale danno fisico che ne deriva;
- perdita di funzionalità delle opere e conse-

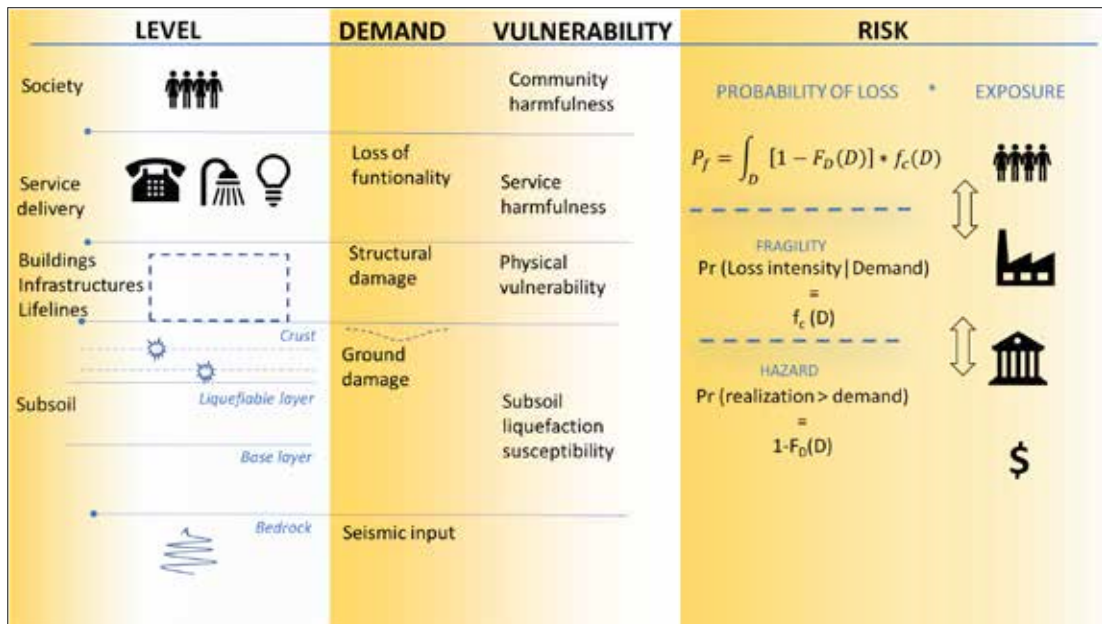
guenti ricadute economiche e sociali per la comunità.

In questo schema, il terremoto rappresenta il principale fattore di rischio, ma la liquefazione si verifica solo se il terreno ha caratteristiche specifiche, vale a dire un assortimento granulometrico composto da materiali sabbiosi, o comunque non plastici, bassa densità e saturazione. La risposta sismica del terreno e la sua deformazione determinano a loro volta una variazione delle condizioni al contorno per le strutture poste a piano campagna, che si traduce in cinematici dinamici (cedimenti, rotazioni e deformazioni variabili nel tempo) per queste ultime. Il danno fisico che ne deriva può compromettere la funzionalità per un periodo più o meno lungo, dipendente dalla capacità di ripristino della stessa. Le principali difficoltà nel condurre l'analisi di rischio consistono nel conoscere la distribuzione sul territorio dei fattori sopra elencati, ed in particolare delle caratteristiche geologiche, determinate da processi evolutivi noti solo in parte e identificabili solo a spese di campagne di indagini dispendiose, e nella capacità di istituire modelli che correlino quantitativamente le diverse variabili in gioco.

L'ultimo livello di valutazione del rischio riguarda l'impatto sulla popolazione, che si traduce in peggioramento delle condizioni di vita al punto da renderne impossibile, in determinate circostanze, il ripristino. Gli esiti dipendono fortemente dall'organizzazione delle comunità e dalla loro preparazione a fronteggiare le situazioni critiche. Sovente il rischio viene valutato in termini economici cumulando i costi di riparazione con i danni causati ai beni presenti nelle strutture, spesso significativi, soprattutto quando entra in gioco il patrimonio culturale e ambientale, le perdite derivanti dal mancato funzionamento delle opere e, in cascata, dei sistemi ad esse correlati. Si pensi a tale proposito alla crisi determinata dal mancato funzionamento delle reti di distribuzione dei servizi (acquedottistici, elettrici, telecomunicazioni, trasporti).

Effettuare un'analisi del rischio olistica per un sistema significa analizzare quantitativamente la risposta di ciascuno dei termini sopra elencati, caratterizzandone il comportamento con relazioni che ne esprimano la vulnerabilità, dove l'input è la sollecitazione (demand) derivante dalla sequenza di livelli sottostanti e l'output è la risposta che viene trasferita a sua volta come sollecitazione per i livelli superiori. Talvolta si può compiere l'analisi dei diversi livelli

Figura 1. Layout dell'analisi di rischio per la liquefazione sismica (Liquefact D.7.1, 2019).



indipendentemente dagli elementi adiacenti; in altri casi, invece, la risposta combinata di più elementi in sequenza non può prescindere dalla loro interazione e, pertanto, occorre caratterizzarne la risposta complessiva senza scorporare i diversi elementi. È questo il caso del sistema terreno-struttura che, come si mostrerà più avanti, dipende significativamente dall'interazione meccanica tra i due elementi.

2.1. Analisi probabilistica

Nella pratica corrente (e.g. DPC, 2017) la suscettibilità alla liquefazione, l'innescò e le conseguenze sono valutate con un approccio prevalentemente deterministico che, a parte l'input sismico, non considera esplicitamente l'incertezza relativa alla definizione ed alla misura dei fattori meccanici coinvolti nell'analisi. Questo aspetto non può tuttavia essere ignorato poiché la conoscenza di molti fattori quali le proprietà del sottosuolo e delle strutture è affetta da incertezze aleatorie ed epistemiche. In termini generali, preso un dato sistema (edificio, aggregato, centro urbano) con il suo ciclo di vita, è possibile valutare un rischio connesso ad un fattore di pericolosità (caratterizzato da una metrica D), calcolando il seguente integrale di convoluzione che include la probabilità di accadimento della sollecitazione $p(D)$ (hazard) e le conseguenti perdite connesse $P(L|D)$ (vulnerabilità):

$$P(L) = \int_D P(L|D) * p(D) dD \quad [1]$$

Per applicare correttamente l'eq.1 si dovrebbero quindi definire i seguenti fattori, caratterizzandoli con opportune grandezze e valutandone la variabilità:

- scenari potenzialmente critici
- modelli di risposta del sistema
- legami perdite/danni

Per eventi che inducono fenomeni in sequenza come il terremoto, l'eq.1 può essere espressa applicando la metodologia del Performance Based Earthquake Assessment (PEBA) (Cornell & Krawinkler, 2000), definita dall'eq.2 e dalla figura 2. Qui la funzione $p(D)$ viene esplosa considerando i diversi fattori che definiscono il fenomeno a cascata:

$$P(L) = \int_{IM} \int_{EDP} \int_{DM} P(VD|DM) * p(DM|EDP) * p(EDP|IM) * p(IM) dIM \quad [2]$$

$p(IM)$ è la probabilità che si verifichi un evento sismico di intensità IM durante il ciclo di vita del sistema considerato; $p(EDP|IM)$ è la probabilità condizionata a IM che si verifichi un effetto sulla struttura (Engineering Demand Parameter, EDP); $p(DM|EDP)$ è la probabilità condizionata a EDP che si verifichi un danno fisico sulla componente strutturale del sistema; $P(VD|DM)$ è la probabilità cumulata condizionata a DM che si verifichi un dato valore delle prestazioni del sistema (Lee e Mosalam 2006; Moehle, 2003; Porter, 2003; Comerio, 2005; Krawinkler, 2005; Mitrani-Reiser et al., 2006). Alcune del-

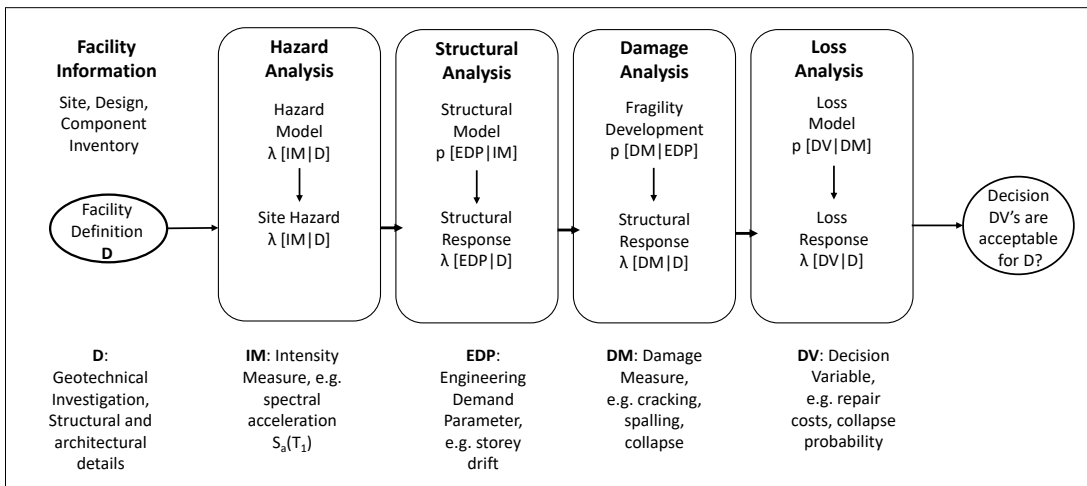


Figura 2. Definizione probabilistica dell'analisi di rischio (Cornell & Krawinkler, 2000).

le relazioni di eq.2 (ad es. $P(A|B)$ con A e B che indicano variabili generiche) affette da limitata incertezza possono per semplicità essere stabilite su base deterministica ($A = f(B)$). In questo caso la legge $p(A|B)$ può essere sostituita con una funzione di Dirac, cioè uguale a ∞ per $A = f(B)$ o 0 per $A \neq f(B)$, il cui integrale tra $-\infty$ e $+\infty$ sia pari a 1.

I diversi termini presenti nell'eq.2 possono essere quantificati in vari modi, inferendo modelli probabilistici su campioni statistici ottenuti da osservazioni reali o da analisi parametriche oppure, laddove ciò non sia possibile, stabilendo relazioni in maniera meno oggettiva. Vi è ad esempio la consuetudine di esprimere la gravità del danno in termini di perdite finanziarie basandosi su stime qualitative formulate da esperti.

Queste stime confluiscono nell'analisi costi-benefici degli interventi di mitigazione del danno, fisico o economico, la cui efficacia è misurata in relazione alla riduzione del rischio che essi comportano. In questa analisi si dovrebbe considerare che, mentre il budget per la mitigazione viene sostenuto immediatamente, o in tempi relativamente brevi, il vantaggio viene distribuito sull'intero ciclo di vita del sistema (sia che si tratti di una struttura o di un'infrastruttura). Per rapportare le due quantità si può quindi esprimere il risparmio di perdite, costi di riparazione e mancati introiti, su base annuale così come i costi sostenuti per la mitigazione del rischio. Esistono diversi criteri per calcolare il costo annualizzato della mitigazione, uno dei più adottati è distribuire equamente il capitale investito lungo il ciclo di vita della struttura aggiungendovi il tasso di interesse, fisso o variabile. Ciò equivale a prendere in prestito il capitale necessario per la mitigazione ad un tasso predeterminato e rimborsarlo con un importo annuale costante.

In questo modo il costo annualizzato sostenuto per la mitigazione è l'importo annuale pagato dal contraente del prestito calcolato con la seguente formula:

$$AC = C \cdot (1+MR)^n \frac{MR}{(1+MR)^n - 1} \quad [3]$$

in cui AC è il costo annuale sostenuto dall'investitore, C il capitale necessario per coprire le spese, MR (Mortgage Ratio) è il tasso annuo di interesse assunto fisso per semplicità. Questo costo dovrebbe essere confrontato con il beneficio annualizzato, ovvero le perdite di terremoto risparmiate ogni anno. HAZUS (FEMA, 1998) calcola questa quantità integrando il prodotto tra le causate da terremoti di diversa intensità e la loro probabilità annua di accadimento (es. Figura 3).

Per adattare lo schema di calcolo sopra esposto alla liquefazione occorre particolarizzare le variabili di Figura 2 (IM, EDP, DM e DV) introducendo una schematizzazione dei fenomeni opportunamente semplificati e valutandone gli effetti. L'analisi illustrata nel prosieguo procede per livelli successivi, analizzando dapprima la

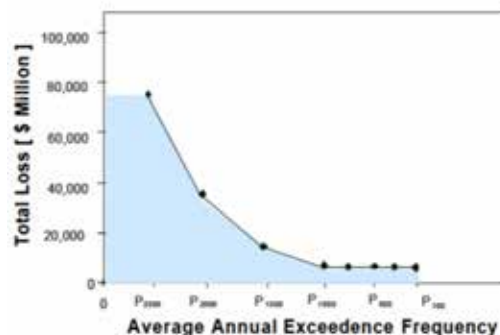


Figura 3. Curva delle perdite probabilistica (FEMA, 1998).

pericolosità, ovvero gli effetti al suolo prescindendo dalla presenza di ipotetiche strutture a piano campagna (free field), successivamente procedendo alla valutazione del rischio sulle diverse opere (edifici civili e industriali, rete stradale). In tutti i casi si effettua dapprima una validazione dei modelli adottati, confrontando i metodi di previsione con le osservazioni post-sisma, e successivamente si eseguono le analisi di rischio e si formula una valutazione del rapporto costi-benefici per la pianificazione di eventuali interventi di mitigazione mediante miglioramento dei terreni.

2.2. Criterio di validazione

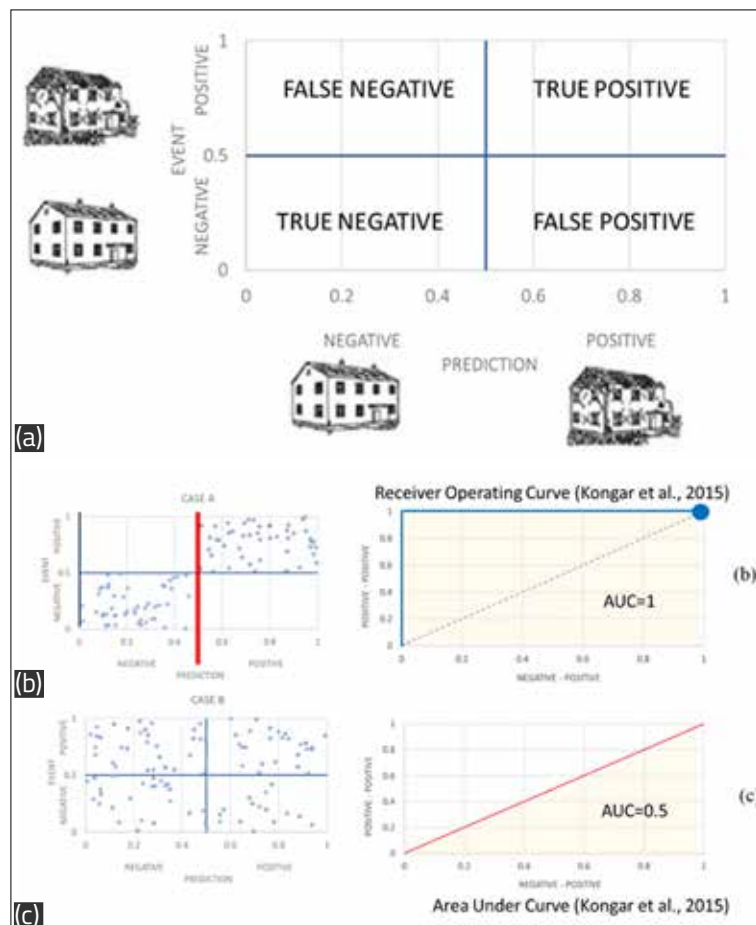
Per validare in maniera oggettiva la capacità di previsione dei modelli utilizzati nell'analisi di rischio si è adottato il metodo denominato Receiver Operating Curve (ROC) definito da Kongar et al. (2015). Esso istituisce una classificazione binaria tra le previsioni e le osservazioni, in modo tale che, per un evento specifico e un modello previsionale ad esso associato, il confronto conduca a riassumere i risultati in una tabella di contingenza (2x2) distinguendo i diversi possi-

bili casi in veri positivi (PP), veri negativi (NN), falsi positivi (FP) e falsi negativi (FN) (Figura 4.a). Considerando sull'asse verticale l'esito di un evento caratterizzato da una chiara soglia di danno e sull'asse orizzontale una variabile candidata per la previsione, una situazione favorevole è quella illustrata nel caso b della Figura 4, in cui previsioni positive e negative sono anch'esse identificate da un valore di soglia predeterminato. La curva ROC riporta sull'asse orizzontale il rapporto di falsi positivi, cioè il rapporto tra numero di previsioni positive e numero di eventi negativi, sull'asse verticale il rapporto di previsioni positive, ovvero il rapporto tra numero di previsioni positive e numero di eventi positivi. La curva viene costruita al crescere della soglia adottata nel metodo di previsione: per una soglia nulla i rapporti di veri positivi e falsi positivi sono entrambi pari a 1; quando la soglia di previsione aumenta, i falsi positivi diventano progressivamente veri negativi, quindi il rapporto falso positivo si riduce a zero, mentre il rapporto di veri positivi rimane costantemente uguale a 1. Nella prima fase, il punto rappresentativo della curva ROC si muove orizzontalmente verso sinistra, in direzione dell'asse verticale, raggiungendo il punto di coordinate (0,1). Successivamente, quando la soglia di previsione viene ulteriormente aumentata, i veri positivi diventano progressivamente falsi negativi ed il rapporto di veri positivi si riduce a zero, e la curva si muove verso l'origine degli assi lungo l'asse verticale. In questa condizione ottimale, la dimensione dell'area al di sotto della ROC curve (Area sotto la curva - AUC) è pari a 1.

Nel caso di modelli dotati di scarsa capacità previsionale (Figura 4.c), i punti nel diagramma binario sono distribuiti casualmente nel diagramma di classificazione binario. Di conseguenza, al crescere della soglia di previsione, si verifica una riduzione simultanea dei rapporti di veri positivi e falsi positivi. La curva ROC descrive una linea 1:1 nel diagramma e la dimensione dell'AUC tende ad assumere un valore prossimo a 0,5. Questo valore può essere quindi utilizzato per stimare la qualità della previsione, che sarà tanto maggiore quanto più AUC si distaccherà dal valore di 0.5.

Una volta garantita la validità del metodo previsionale, l'ultimo passo consiste nel definire la soglia ottimale della variabile di previsione in grado di classificare gli eventi negativi e positivi. A tal fine, si utilizza il coefficiente di correlazione di Matthews (eq.4) (Powers, 2011). Diagrammando questa grandezza per valori crescen-

Figura 4. Criterio di validazione impiegato nel presente studio (a) (Kongar et al., 2015); applicazione ad un caso ideale di metodo di previsione accurato (b) e inaccurato (c).



ti della soglia, si definisce il valore ottimale di quest'ultima in corrispondenza del massimo valore di MCC.

$$MCC = \frac{PP \times NN - NP \times PN}{\sqrt{(PP+NP)(PP+NP)(NN+NP)(NN+PN)}} \quad [4]$$

3. Il caso di studio di Terre del Reno

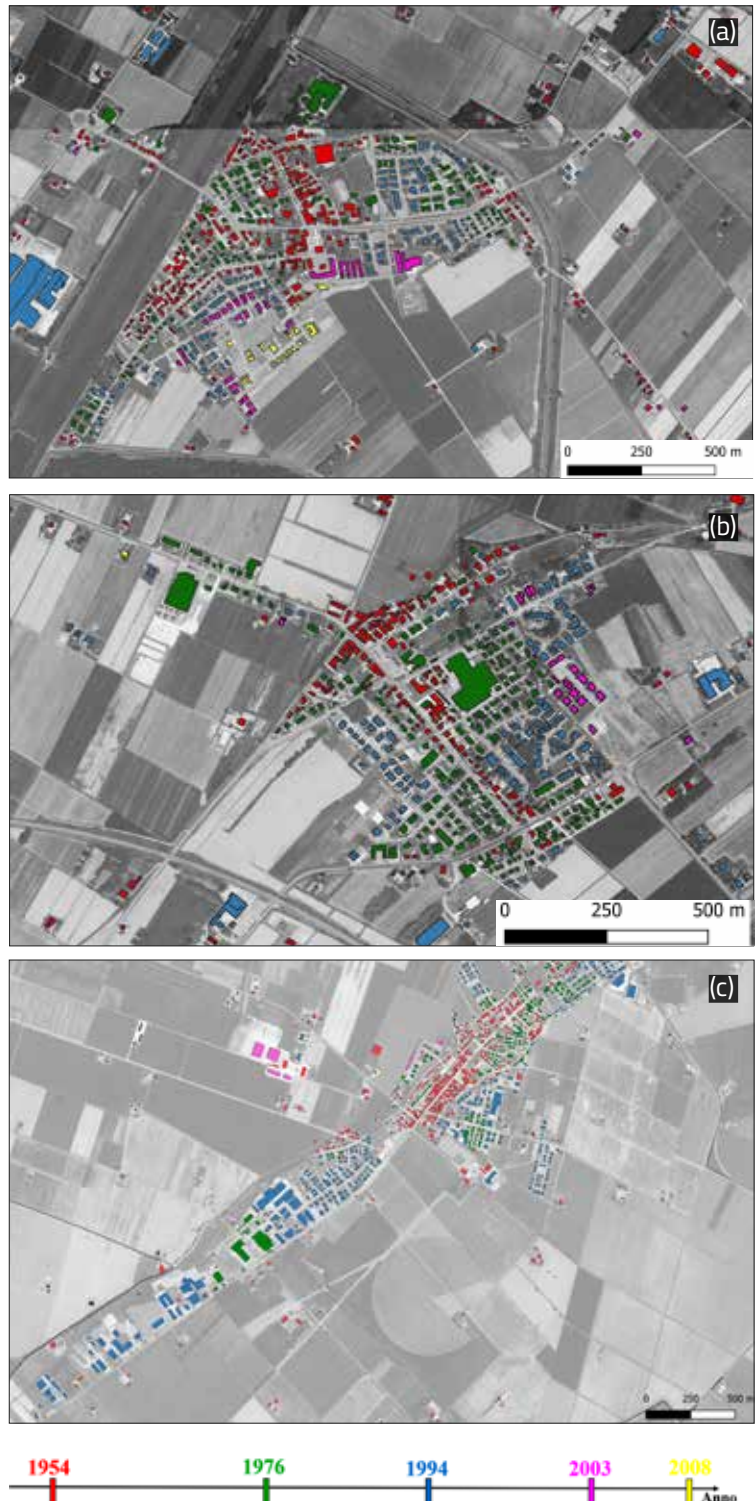
Terre del Reno è un comune della provincia di Ferrara, di circa 10.000 abitanti, costituito nel 2017 e comprendente tre frazioni maggiori, Mirabello, San Carlo e Sant'Agostino ed una frazione minore, Dosso. Lo sviluppo urbanistico delle frazioni principali è stato analizzato nel presente studio digitalizzando le informazioni ricavate da foto aeree (voli del 1954, 1994 e 2008) ed incrociandole con le mappe di uso del suolo redatte nel 1976 e 2003. La Figura 5 riporta i singoli edifici con colorazioni diverse a seconda del periodo di costruzione. Come si può osservare, i tre centri si sono sviluppati in maniera analoga, con una certa continuità temporale fino al 1994. Tuttavia, la maggior parte delle costruzioni risalgono ad un periodo antecedente al 1976, con molti edifici già presenti nel 1954. Solo un numero limitato di interventi, posti perlopiù nelle zone periferiche, risalgono al periodo 1994-2003 o successivo. L'esame dettagliato dei fabbricati, svolto consultando i database ISTAT (<https://www.istat.it/>), Geoportale Nazionale (<http://www.pcn.minambiente.it/mattm/servizio-wms/>) e della Regione Emilia-Romagna (<http://geoportale.regione.emilia-romagna.it/it/mappe>), rivela che la maggior parte di essi sono costituiti di muratura, tranne i casi più recenti dove prevalgono le costruzioni in cemento armato. Ad ogni modo, quasi tutti gli edifici presi in considerazione sono stato progettati con normative sismiche non adeguate agli standard più recenti.

3.1. Assetto geologico-geomorfologico

L'attuale geomorfologia del territorio è il risultato dei processi di sedimentazione ed erosione esercitati dai corsi d'acqua appenninici ed alpini, tra questi il Po, oltre che dal mare in virtù delle glaciazioni avvenute nel Pleistocene ed in parte nell'Olocene (Romeo, 2012). Su questo impianto si innesta la diffusa presenza di paleo-alvei e paleo-argini sepolti derivanti da un'articolata storia di bonifiche del territorio operata nel corso dei secoli. In particolare, "il Reno, che da vari

secoli si stava spostando verso occidente, dopo il 1457 è stato sistemato sull'attuale tracciato fra Cento e Vigarano. Il Panaro, dopo aver formato un'ampia ansa a valle di Finale Emilia (Ramo della Lunga), si immetteva nel Po di Ferrara a Bondeno. Gli alvei del Po stavano però diventando pensili e spesso non riuscivano a ricevere le acque degli affluenti, il che favoriva l'incremento delle paludi.....".

Figura 5. Distribuzione degli edifici nel comune di Terre del Reno in funzione del periodo di costruzione ricavato da foto aeree (1954, 1994, 2008) e mappa di uso del suolo (1976 e 1994).



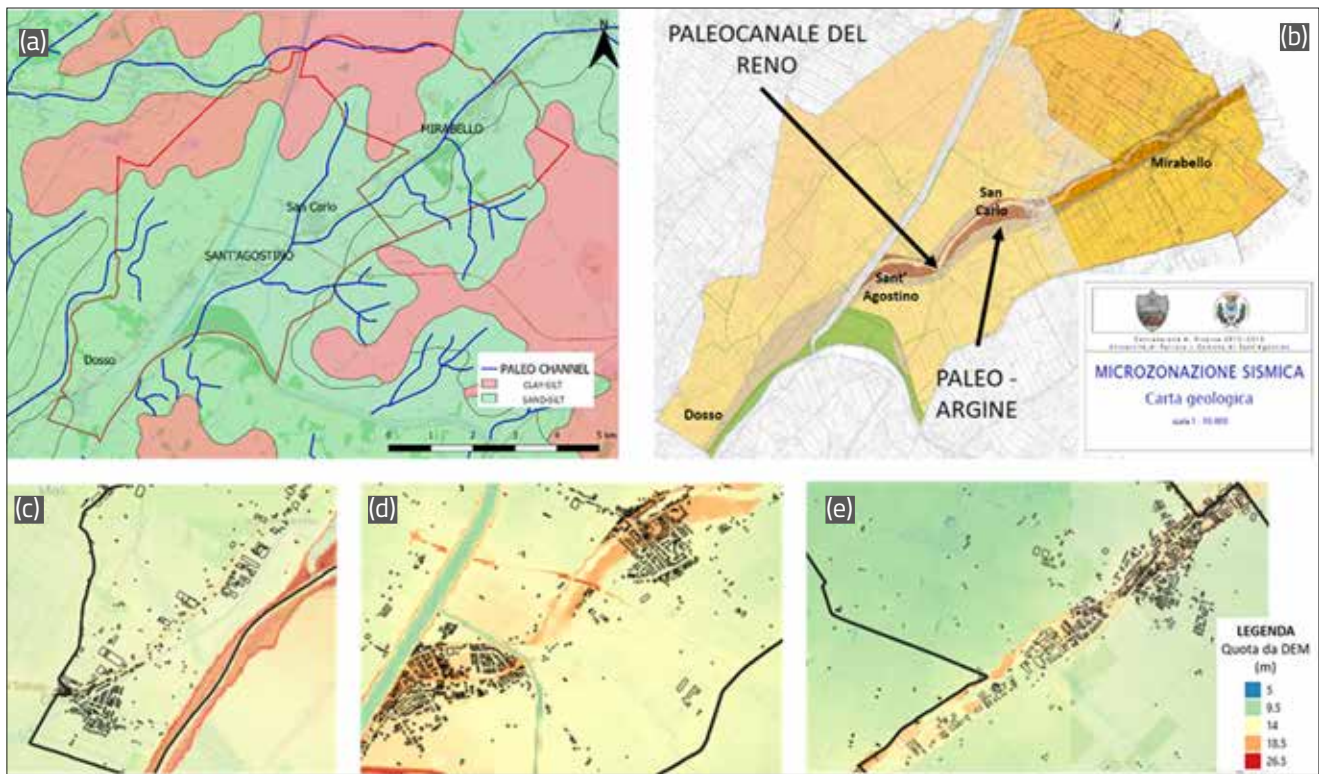


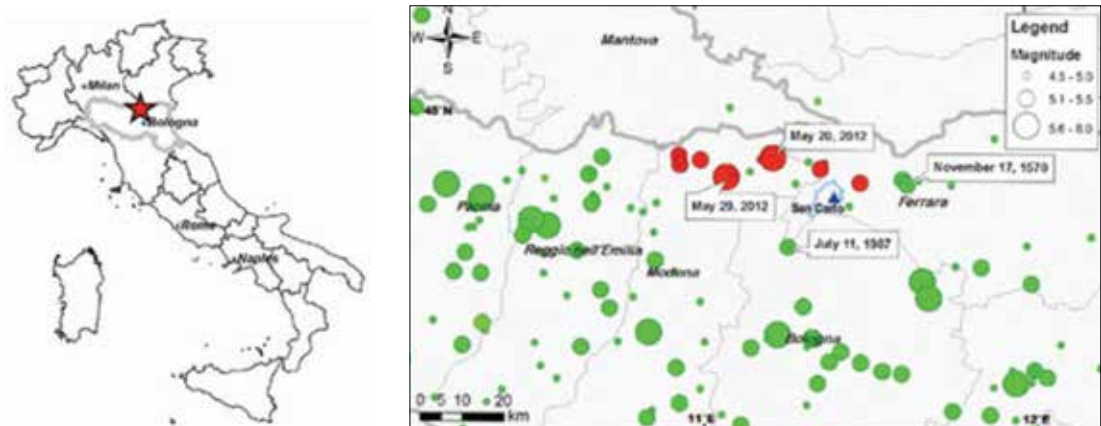
Figura 6. Cartografia geologica e dei paleo-canali (a, b) e modello digitale del suolo nell'area di studio: Dosso (c), Sant'Agostino e San Carlo (d), Mirabello (e).

Successivamente "il Reno era stato distolto dal Po di Ferrara nel 1604 e deviato per bonificare per colmata le paludi a sud di Ferrara. Nel 1724 è stato scavato il Cavo Benedettino, per convogliare anche le acque di queste paludi nel Po di Primaro, questa volta presso Tragheto. Tra il 1767 e il 1795, è stato poi realizzato il Cavo Passardo e riscavato il Cavo Benedettino, per allacciare il Reno al Primaro con un alveo artificiale unico e diritto, da S.Agostino a Tragheto; poi, con la costruzione di successivi drizzagni nel Primaro, il Reno ha assunto l'attuale tracciato" (Bondesan & Bondesan, 1990). Questi interventi risultano oggi ampiamente individuabili dalla cartografia geologica e dal modello digitale del suolo (DEM) riportati in Figura 6.

3.2. Gli eventi sismici di maggio-giugno 2012

Nei mesi di maggio e giugno del 2012 l'area geografica comprendente Terre del Reno è stata interessata da una sequenza sismica caratterizzata da terremoti di intensità variabile con due eventi principali verificatisi rispettivamente il 20 maggio ($M_w = 6.09$) ed il 29 maggio ($M_w = 5.90$). In particolare, l'epicentro dell'evento principale del 20 maggio è stato localizzato ($44,89^\circ$ N di latitudine e $11,26^\circ$ E di longitudine) tra le province di Modena e Ferrara. Il meccanismo focale è associato a una rottura per compressione, coerente con il quadro sismo-tettonico della

Figura 7. Distribuzione dei principali terremoti verificatisi nell'area geografica circostante Terre del Reno negli ultimi 500 anni, ricavata dal catalogo CPTI11 (punti verdi) e degli eventi con Magnitudo >4.5 (punti rossi) durante la sequenza sismica del maggio-giugno 2012 (da Lai et al., 2015).



regione. La stazione di rilevamento più vicina (Mirandola), situata a circa 16 km dall'epicentro, ha registrato un'accelerazione orizzontale di picco pari a circa 0,3 g. Dalla Figura 7, che mostra i terremoti più importanti verificatisi nella parte settentrionale dell'Emilia-Romagna negli ultimi 500 anni (punti verdi) riportati nel catalogo italiano dei terremoti aggiornato al 2011 (<http://emidius.mi.ingv.it/CPT111/>), si osserva che l'area vicino a Ferrara fu colpita da un terremoto $M_{5.5}$ il 17 novembre 1570 (grandezza stimata dai dati di intensità macrosismica) e che l'11 luglio 1987 un evento di magnitudo $M_w=4.2$ colpì la Pianura Padana tra le città di Bologna e Ferrara. Altri eventi storici rilevanti sono il terremoto $M_w=5.45$ del 1796 e quello $M_w=5.36$ del 1909, oppure altri di magnitudo fino a 6 ma che si sono verificati nella parte meridionale della regione Emilia-Romagna, in prossimità della

catena appenninica. La rottura che ha provocato il terremoto del 20 maggio è piuttosto superficiale (con ipocentro a circa 9.5 km di profondità) e ciò ha sicuramente giocato un ruolo importante per i danni osservati.

Lo studio macrosismico ha mostrato gravi danni nonostante l'entità del sisma non sia stata particolarmente elevata, principalmente per il fatto che questo settore dell'Emilia-Romagna è stato dichiarato area sismica soltanto con la riclassificazione del 2003. I terremoti hanno causato 27 morti in tutta l'area (6 nella provincia di Ferrara), di cui 13 su per il crollo di un edificio industriale, ed un danno ragguardevole al patrimonio edilizio con circa 12.000 edifici gravemente danneggiati, monumentale e culturale con 147 campanili crollati o chiese seriamente danneggiate (Fioravante et al., 2013). La ricostruzione

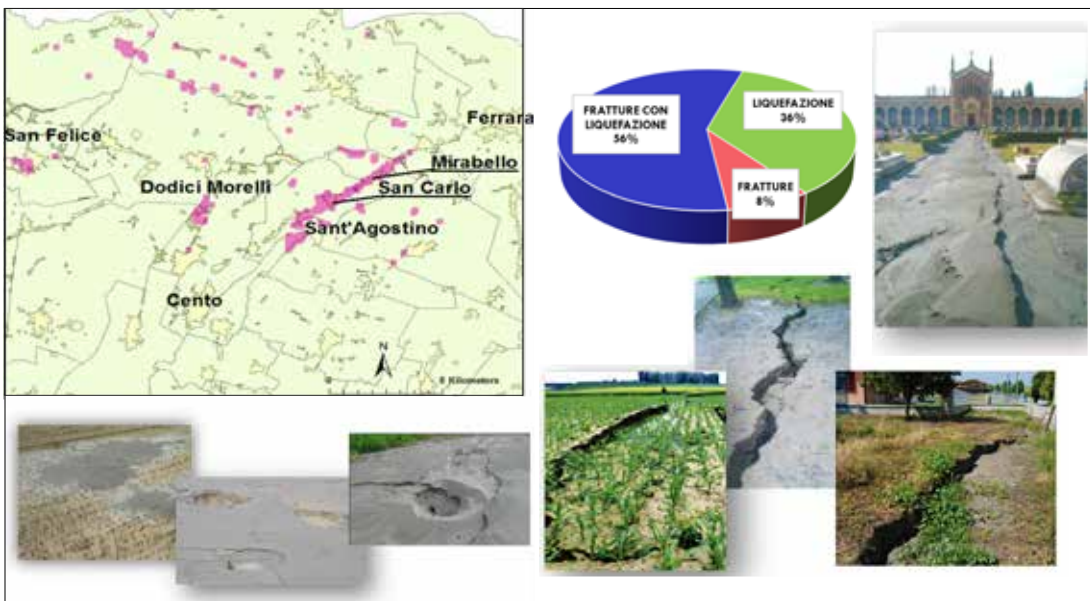


Figura 8. Evidenze di liquefazione in Emilia a seguito degli eventi sismici del maggio-giugno 2012.

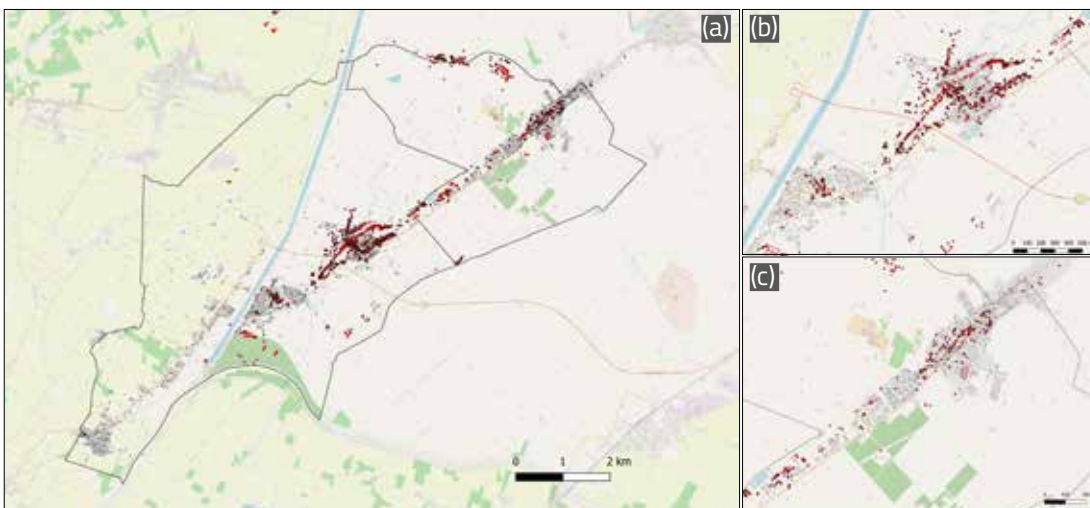


Figura 9. Evidenze di liquefazione nel comune di Terre del Reno (a) e nelle frazioni di Sant'Agostino - San Carlo (b) e Mirabello (c).

è finora costata oltre 6 miliardi di euro, senza contare i danni indiretti, derivanti dalla perdita di produzione industriale e all'impossibilità di operare per diversi mesi, piuttosto ingenti considerata la rilevanza di questo distretto industriale sul prodotto interno lordo nazionale.

A seguito dell'evento del 20 maggio furono osservati fenomeni di liquefazione soprattutto nell'area nord-orientale dell'epicentro, a San Martino Spino, Burana e Scortichino, e nell'area sud-orientale, a S. Felice sul Panaro, Dodici Morelli di Cento, Mirabello, San Carlo e San Agostino (Figura 8). In questa zona furono registrate oltre 478 osservazioni durante le campagne di ricognizione post-terremoto condotte dal Gruppo di lavoro "Liquefazione" coordinato dalla Regione Emilia-Romagna e dal Dipartimento della Protezione Civile (<https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/sismica/liquefazione-gruppo-di-lavoro>) e dal gruppo di lavoro Emergeo (2013), con una significativa incidenza nell'area di Sant'Agostino e Mirabello. Il distretto di San Carlo, all'epoca frazione del comune di Sant'Agostino, che si trova a circa 17 km dall'epicentro, fu gravemente colpito da fenomeni di liquefazione come eruzioni di sabbia, assestamenti, spandimenti laterali, fratture e del terreno che causarono danni ingenti a strutture e infrastrutture. La Figura 9 riporta la distribuzione delle manifestazioni di liquefazione osservate nelle tre frazioni di Sant'Agostino, San Carlo e

Mirabello. Si può osservare che i fenomeni più evidenti sono avvenuti a San Carlo e Mirabello, con una netta prevalenza nel primo caso, e in misura meno accentuata a Sant'Agostino.

3.3. Danni a fabbricati

Per valutare la consistenza del patrimonio edilizio di Terre del Reno sono stati inizialmente consultati i database della Regione Emilia-Romagna (<https://geoportale.regione.emilia-romagna.it/>) e le foto aeree presenti nel Geoportale Nazionale (<http://www.pcn.minambiente.it/mattm/>) che riportano rispettivamente informazioni generali sulla geometria (ingombro, altezza media), destinazione d'uso (residenziale, industriale, di culto, ecc.) e lo sviluppo storico-urbanistico dei centri abitati in esame (Figura 5). Successivamente, per la stima dei danni avutisi nella sequenza sismica del maggio-giugno 2012 sono state consultate le banche dati MUDE, FENICE e SFINGE della Regione Emilia-Romagna (<http://www.regione.emilia-romagna.it/terremoto>), valide rispettivamente per gli edifici ad uso civile, pubblico e industriale. Relativamente agli edifici ad uso civile, tali piattaforme contengono le relazioni tecniche finalizzate alla definizione degli interventi di ricostruzione, le schede di rilievo dei danni post-sisma (schede AEDES – Baggio et al., 2009) e la documentazione fotografica dell'edificio danneggiato (Figura 10).

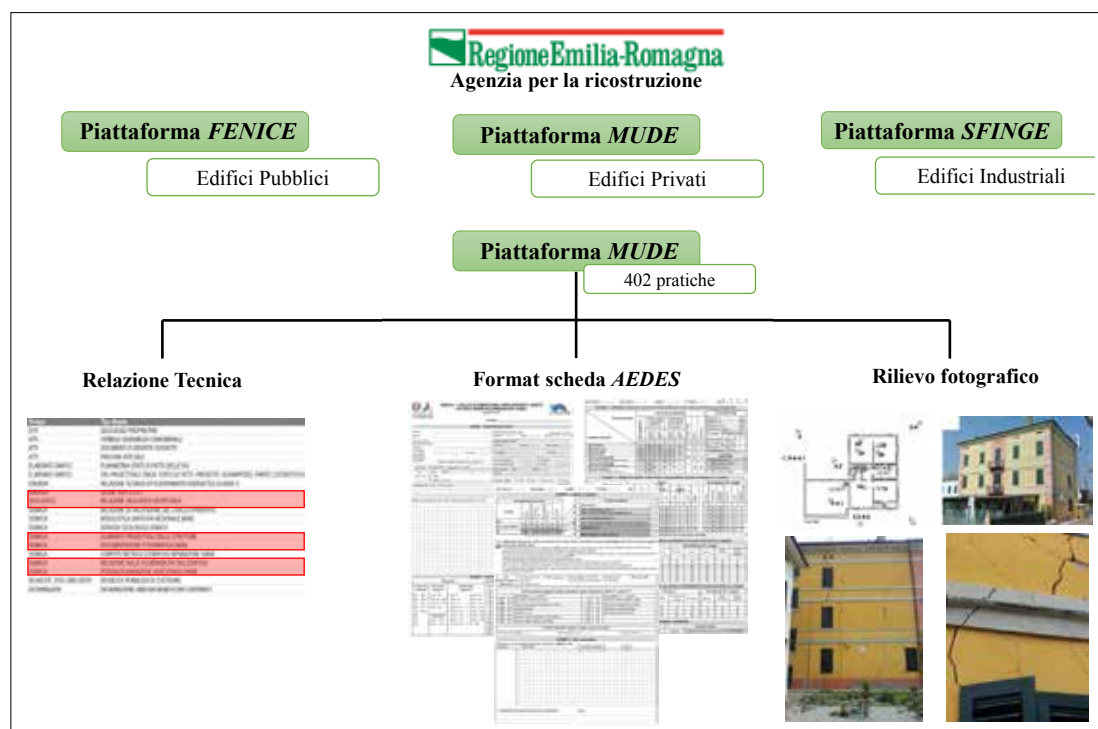


Figura 10. Database consultati per il censimento dei danni nel comune di Terre del Reno.

Al momento della realizzazione del presente studio, nel database MUDE, il numero di pratiche di risarcimento dei danni riguardanti fabbricati ad uso civile nel Comune di Terre del Reno risulta pari a 402. Per ciascuno di questi edifici si è esaminata la documentazione disponibile con l'obiettivo di stabilire il livello di danneggiamento, distinguendo in particolare i danni prodotti da scuotimento sismico dagli effetti della liquefazione. Vale la pena evidenziare che questa analisi ha finalità puramente scientifiche ed i suoi esiti vanno inquadrati in un ambito statistico e non riferiti ai singoli casi, soprattutto

considerando la limitatezza delle informazioni disponibili. Per quantificare il livello di danno da scuotimento sismico si è adoperata la classificazione proposta da European Macroseismic Scale EMS-98 riportata in Figura 11.a, mentre per valutare il livello di danno da liquefazione si è adottata la classificazione proposta da van Ballegooy et al. (2014) (Figura 11.b). Nella maggior parte dei casi i danni erano riferibili alternativamente ad una delle due tipologie; laddove gli edifici presentavano entrambi i tipi di danno, si è ripartito il danno totale in due aliquote calcolando quella da liquefazione come riportato nella tabella di Figura 11.c.

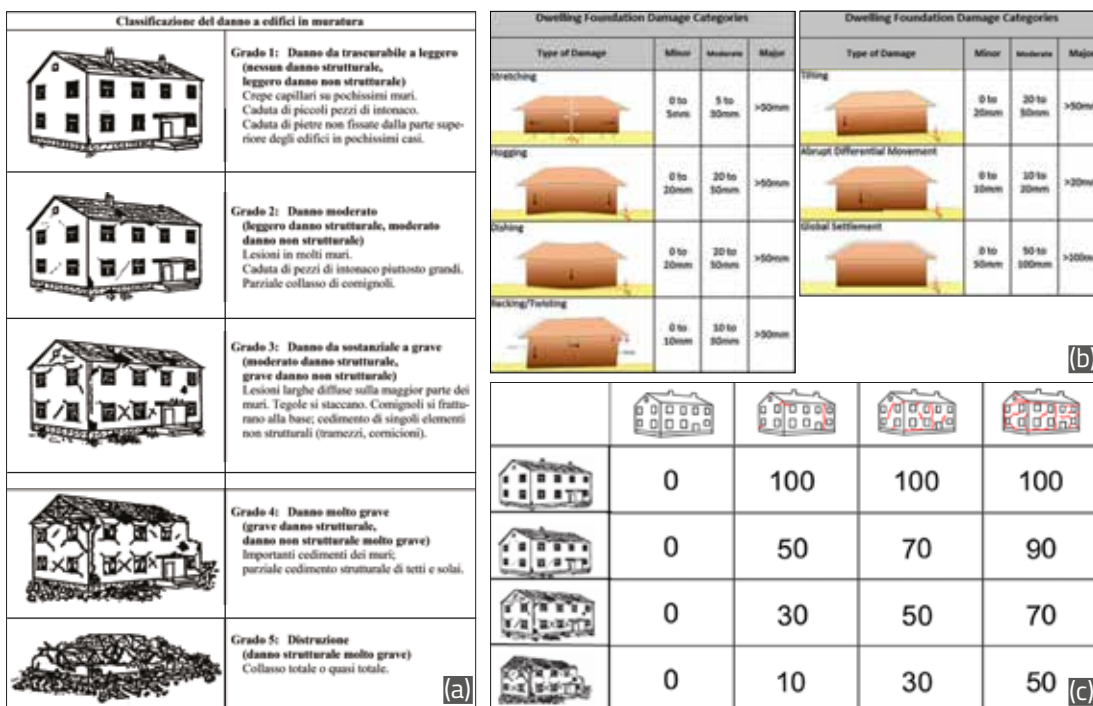


Figura 11. Classificazione del danno da scuotimento sismico (European Macroseismic Scale EMS-98) (a), da liquefazione (van Ballegooy et al., 2014) (b) e percentuale delle perdite economiche attribuite a liquefazione per gli edifici che hanno subito danno derivante dalla combinazione dei due fenomeni (c).

Ciò ha permesso di quantificare il danno economico complessivo da liquefazione nelle tre frazioni di Sant'Agostino, San Carlo e Mirabello e di desumere i risultati riportati in Figura 12. Tale analisi tiene conto delle somme erogate per la ricostruzione alla data del 30 novembre 2018. I diagrammi a torta rispecchiano il quadro precedente delineato, con i danni da liquefazione occorsi in misura preponderante nella frazione di San Carlo (89%), in misura inferiore (56%) a Mirabello ed in misura più ridotta a Sant'Agostino (24%).

La vastità dell'area colpita dal sisma del 2012 e la sua importanza nel tessuto economico nazionale hanno amplificato notevolmente l'impatto del sisma sulle comunità locali. Basti pensare che il solo comune di Terre del Reno ospita una serie di industrie (localizzate principalmente nel

Figura 12. Classificazione del danno ai fabbricati per le tre frazioni di Sant'Agostino, San Carlo e Mirabello (al 30 novembre 2018).

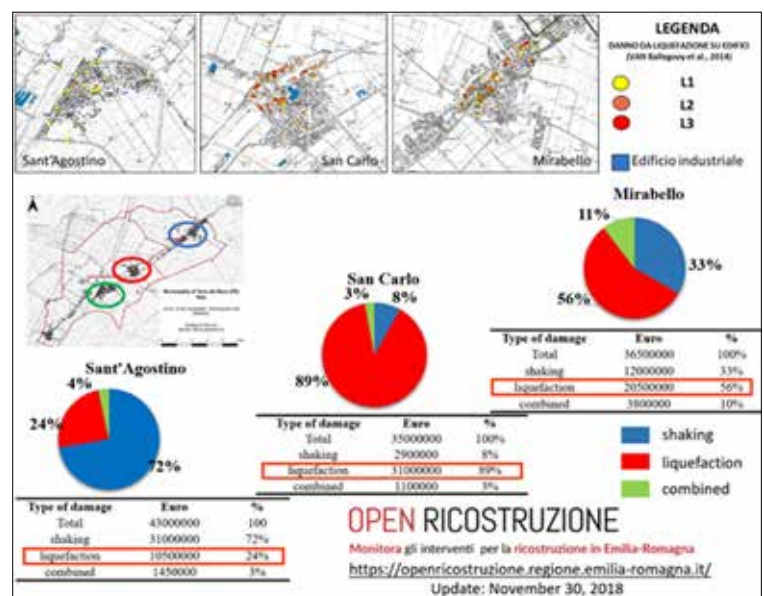


Figura 13. Esempi di edifici industriali tipo nell'area di studio (a) e di collasso osservato in seguito al sisma del 20 maggio 2012.



distretto di S. Agostino) in grado di produrre il 2% del prodotto interno lordo italiano. Come mostrato in Figura 13, l'edificio industriale tipo per la zona consiste generalmente in moduli prefabbricati in cemento armato a un piano, progettati fino al 2005 (anno in cui viene attuata la OPCM 3274/2003) in mancanza di una normativa antisismica (RER, 2012). Solitamente la struttura verticale è composta da pilastri mentre quella orizzontale è costituita da travi su cui poggiano tegole in cemento armato; le chiusure laterali possono essere realizzate in muratura o, in edifici più recenti, con pannelli di cemento armato.

4. Input sismico

Come per qualsiasi altra analisi sismica, lo studio della liquefazione richiede una stima dell'input che può essere ottenuta combinando studi di pericolosità a scala molto estesa (es. Share. eu, 2014) con valutazioni degli effetti prodotti da locali condizioni stratigrafiche e orografiche. I primi (es. INGV-DPC, 2004-2006) associano solitamente ad aree piuttosto estese (es. 5x5 km) spettri sismici di risposta (in accelerazione) corrispondenti a diversi periodi di ritorno Tr. Pertanto, dato un ciclo di vita della struttura considerata, è possibile calcolare la probabilità di accadimento di ciascun evento in funzione del periodo di ritorno. Nel caso di analisi deterministiche sullo scenario, la conoscenza delle sorgenti sismogenetiche e dei meccanismi di faglia, unitamente a modelli fisici di attenuazione del moto, permette di valutare l'azione sismica al sito di interesse. A questo punto, le possibili amplificazioni devono quindi essere prese in considerazione per il sito oggetto di studio, facendo riferimento ai tipi di sottosuolo definiti negli standard (ad es. Fardis et al., 2005) e considerando mappe che forniscono informazioni sul sottosuolo (ad es. <https://earthquake.usgs.gov/data/vs30/>) o, preferibilmente, adottando studi di microzonazione sismica. Laddove si tratti di analizzare opere specifiche, è consi-

gliabile eseguire un'analisi della risposta sismica locale operando una caratterizzazione stratigrafica e geotecnica di dettaglio.

Oltre che come spettri di risposta, l'input sismico può essere definito mediante accelerogrammi estratti da cataloghi di terremoti (e.g. Luzi et al., 2019) o generati artificialmente a partire dagli spettri mediante opportuni algoritmi (e.g. SIMQKE, 1976). Questa varietà di soluzioni apre il campo alla domanda su quale sia la misura di intensità (IM) più opportuna per quantificare gli effetti della liquefazione. Confrontando la correlazione di diversi IM con i risultati di calcoli numerici avanzati, Karimi e Dashti (2017) hanno osservato che gli effetti sulle strutture dipendono da intensità, durata e contenuto in frequenza del moto sismico al suolo e hanno concluso che l'energia cumulata sia una misura più appropriata rispetto alle variabili di picco. Alcuni autori (e.g. Bray & Macedo, 2017; Karamitros et al., 2013) propongono l'integrale della velocità assoluta "Cumulated absolute velocity" (EPRI, 1988) o la sua versione standardizzata (Campbell & Bozorgnia, 2011) come misura più rappresentativa come misura più rappresentativa. Altri autori (ad es. Youd et al., 2002; Youd & Perkins, Bardet et al., 2002; Rauch & Martin, 2000) combinano magnitudine, distanza dalla rottura e accelerazione di picco. Tokimatsu & Seed (1987) adottano il rapporto di stress ciclico CSR introdotto da Seed & Idriss (1971) corretto (ad esempio Idriss & Boulanger, 2010) per i valori di magnitudo. Nel prosieguo si esporranno diversi metodi, ciascuno dei quali chiamerà in causa una diversa quantificazione del moto sismico.

Nello specifico caso di studio, la risposta sismica locale è stata valutata con modalità differenti per le diverse analisi. Per valutare il danno al suolo prodotto dall'evento del 20 maggio 2012, dove si sono adottati metodi semi-empirici che valutano l'intensità sismica come accelerazione al suolo di picco e magnitudo, si è considerata la mappa degli scuotimenti prodotta da INGV (www.shakemap.rm.ingv.it), riportata in Figura

15, associando ad essa la Magnitudo stimata per l'evento ($M_w=6.1$).

Per valutare il danno agli edifici, dove si sono adoperati metodi analitici (Bray e Macedo, 2017) che stimano l'intensità sismica come integrale della velocità assoluta (CAV), si è calcolato l'accelerogramma sul sito di riferimento a partire da quello misurato nella stazione di Mirandola, applicando un processo di deconvoluzione-attenuazione-convoluzione proposto da Sinatra e Foti (2015). Infine, nelle analisi di rischio probabilistiche, dove la stima dei danni agli edifici è stata svolta per scenari sismici diversi, si sono calcolati gli integrali CAV di ciascuno scenario, scalando proporzionalmente l'accelerogramma del sisma del 20 maggio 2012 in modo da ottenere una PGA analoga allo spettro fornito per l'assegnato periodo di ritorno dalle normative di riferimento (NTC, 2018). Nella selezione dello spettro si è attribuita la categoria di sottosuolo del sito in esame in base ai risultati delle prove in situ.

5. Previsione degli effetti al suolo

La metodologia impiegata per la valutazione della pericolosità da liquefazione al suolo, brevemente sintetizzata nel diagramma di flusso della Figura 14, si basa sull'impiego di metodi semi-empirici per la stima del potenziale di liquefazione. Essa è articolata in tre passi successivi che consistono nel determinare la suscettibilità a liquefazione basandosi sull'analisi delle condizioni stratigrafiche, nel prevedere l'innescio della liquefazione alle diverse profondità dal confronto tra sollecitazione ciclica e resistenza del terreno valutata con prove in situ, e nello stimare gli effetti al suolo mediante opportuni indicatori che tengono conto in maniera cumulativa della distribuzione degli strati liquefacibili lungo il profilo del sottosuolo.

I dati utilizzati nella presente analisi provengono dalla banca dati geognostica della Regione Emilia-Romagna (<https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/cartografia/webgis-banchedati/banca-dati-geognostica>). Essa contiene una grande mole di informazioni di tipo geologico-tecnico da archivi di proprietà pubblica e privata ed una serie di prove eseguite direttamente dal Servizio Geologico Sismico e dei Suoli. Ad oggi la banca dati include circa 85.000 prove suddivise tra sondaggi e prove in situ di vario genere. Per l'analisi del territorio di Terre del Reno sono stati consultati circa 200 profili stratigrafici di sondaggi e 800 prove penetrometriche statiche CPT. Come si può

osservare dalla Figura 16, le prove sono state eseguite principalmente in prossimità dei centri abitati, essendo molte di esse al servizio dei fabbricati riqualificati o ricostruiti dopo il sisma del 2012.

I risultati delle prove CPT sono stati dapprima omogeneizzati nel medesimo formato per consentirne l'analisi simultanea con algoritmi automatizzati. In tale procedura, si è tenuto conto della differenza tra prove meccaniche (CPTm) ed elettriche (CPTe), applicando alla resistenza alla punta ed al fattore di comportamento del terreno I_c (Robertson e Wride, 1998) delle prime una formula correttiva empirica proposta da Madiati et al. (2016) (Figura 17). Il database di indagini è stato quindi arricchito considerando i sondaggi a carotaggio continuo effettuati nella zona e

Figura 14. Metodologia per la valutazione della pericolosità da liquefazione.

Figura 15. Shake-map dell'evento del 20 Maggio 2012 sull'area di Terre del Reno.

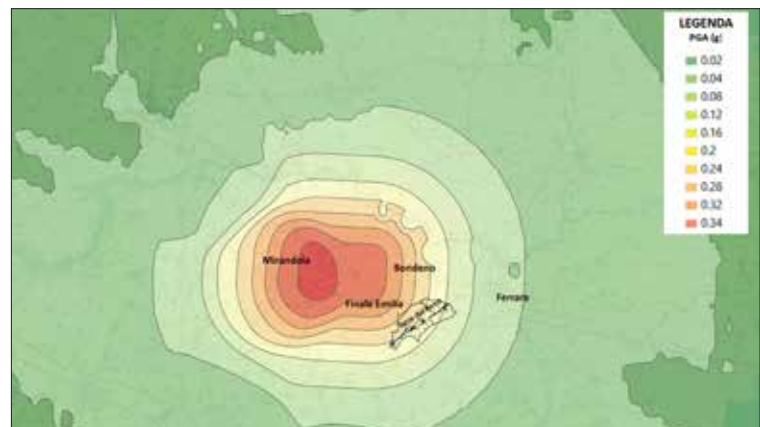
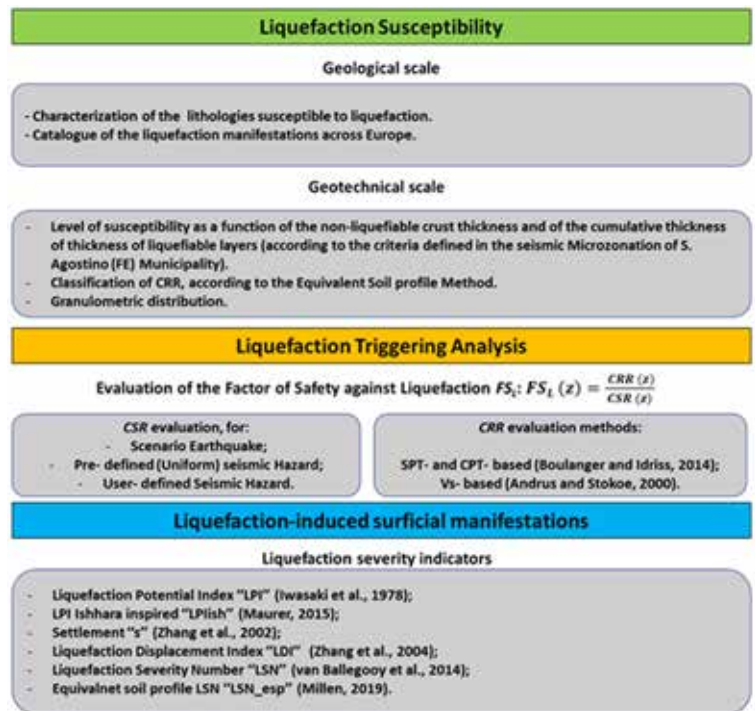
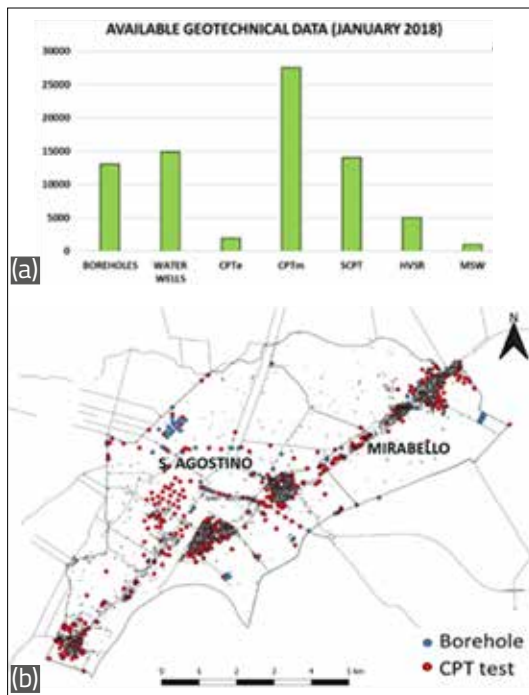


Figura 16. Distribuzione delle prove geognostiche consultate per il territorio di Terre del Reno. (Dati: Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli, Regione Emilia-Romagna).



correlando la classificazione del terreno con l'indice I_c mediante la relazione empirica fornita da Lo Presti et al. (2016).

Successivamente si è tenuto conto della qualità della previsione nei diversi punti del territorio e di possibili incongruenze tra i risultati delle diverse prove analizzate, al fine di filtrare i dati non consistenti con l'andamento generale. Tale operazione è stata effettuata impiegando tecniche di analisi geostatistica che consentono di interpolare su una generica area i dati relativi ad una specifica grandezza a partire dalle misure effettuate in determinati punti (Chilès e Delfiner, 2012). Il vantaggio di tali metodi, rispetto ad interpolatori mediante prefissate funzioni matematiche (es. polinomiali), è che la stima della generica grandezza in un punto è associa-

ta alla sua deviazione standard. Ciò consente di valutare l'affidabilità di una stima, rimuovendo dall'analisi di rischio le zone per le quali la deviazione standard è troppo elevata (cioè non sufficientemente investigate) e pianificare nuove indagini in maniera da massimizzare i benefici. Questa analisi, effettuata per le diverse grandezze in gioco, conduce ad ottenere i risultati mostrati a titolo di esempio in Figura 18 per lo spessore dello strato liquefacibile di San Carlo. Inoltre, con il metodo della cross-validation, ovvero confrontando la previsione che si ottiene in un punto di misura senza considerare la misura stessa con la grandezza effettivamente misurata, si possono rimuovere dal database i valori misurati anomali rispetto all'andamento generale (Baecher e Christian, 2003). L'efficacia di tale provvedimento è mostrata in Figura 18, dove si riportano le mappe ottenute prima e dopo il filtraggio dei dati. Si può osservare che i valori delle deviazioni standard, riportati sotto forma di isolinee, si riducono grazie al filtraggio operato sui dati.

Le prove CPT ed i sondaggi sono quindi stati correlati spazialmente per le diverse analisi. Per valutare la suscettibilità si è considerato il metodo denominato ESP (Equivalent Soil Profile) proposto da Millen et al. (2019), il cui principio è delineato in Figura 19.

Esso consiste nell'assimilare il profilo stratigrafico di un terreno ad un modello a tre strati, costituito da una crosta non liquefacibile, uno strato liquefacibile caratterizzato da un valore medio del rapporto di resistenza ciclico CRR_{15} (Boulangier e Idriss, 2014) ed un sottofondo. Considerato il generico profilo di una prova CPT, il metodo consiste nel trovare la combinazione degli spessori della crosta e dello strato liquefacibile e del valore di CRR_{15} che minimizza una

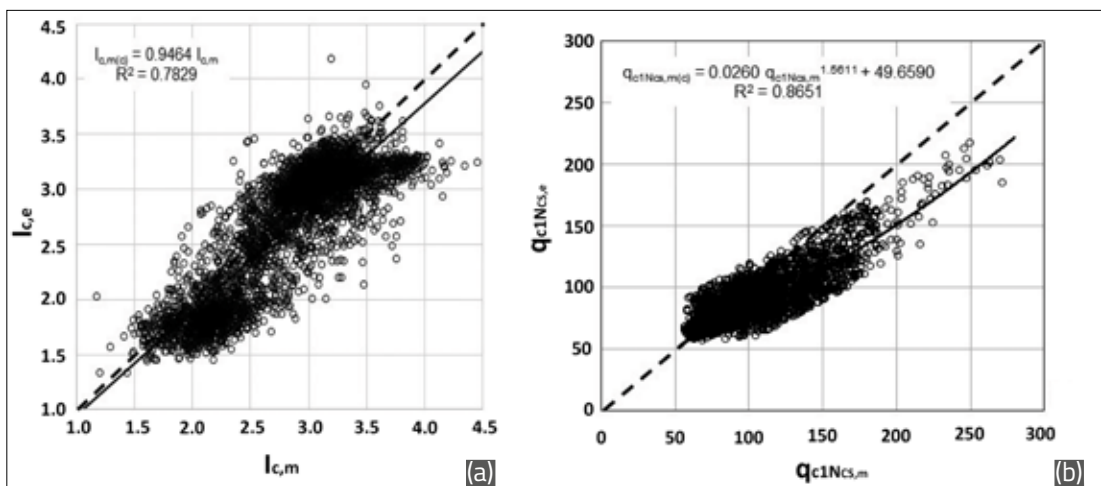


Figura 17. Correzione delle prove CPT meccaniche (Madiati et al., 2016).

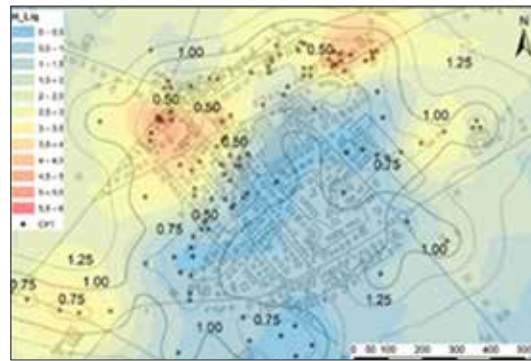
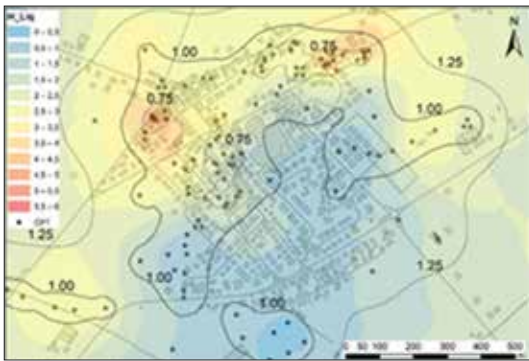
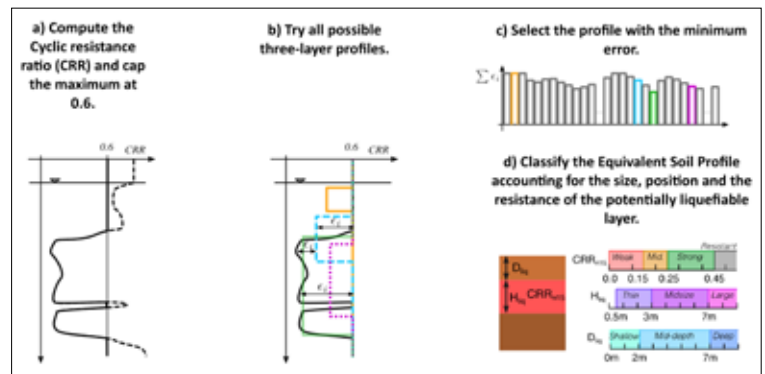


Figura 18. Mappa dello spessore dello strato liquefacibile per l'area di San Carlo, prima e dopo il filtraggio dei dati.

funzione errore. La classificazione del sottosuolo è espressa quindi con una sigla che deriva dalla combinazione di queste tre grandezze.

L'applicazione di tale metodo al territorio di Terre del Reno (Figura 20) mostra che gran parte del territorio è classificabile come liquefacibile (categoria di suolo identificata come *Weak*) poiché vi in quasi tutti i casi almeno uno strato di terreno liquefacibile. Questa analisi contiene un'altra informazione riguardante l'assimilabilità del profilo di sottosuolo al modello a tre strati. Infatti, qualora la compatibilità del modello fosse molto bassa (ovvero l'errore molto alto), come nel caso di più strati liquefacibili diffusi, l'assimilazione del profilo stratigrafico con il modello a tre strati sarebbe inaffidabile. Ciò non si verifica nel caso di Terre del Reno, dove la compatibilità è risultata sempre molto elevata, a causa della continuità dello strato liquefacibile.

La seconda fase di questa analisi ha riguardato la verifica delle condizioni d'innescò della liquefazione, condotta con il metodo semi-empirico proposto da Seed & Idriss (1982), in cui si verifica la relazione tra il rapporto tensionale ciclico CSR prodotto dal sisma e la resistenza ciclica CRR, funzione del terreno. I termini di tale veri-



fica sono espressi sinteticamente in Figura 21.

Il metodo sopra esposto, applicato alle diverse profondità, conduce al calcolo di un fattore di sicurezza lungo il profilo studiato. La terza fase dello studio riguarda il calcolo degli effetti della liquefazione al suolo, che è stato condotto confrontando diversi metodi proposti in letteratura. Tali metodi, recepiti dalle diverse normative (ad esempio NZGS, 2016; DPC, 2017) forniscono indicatori di gravità del danno atteso che sintetizzano empiricamente i fattori fondamentali che determinano la liquefazione in condizioni di campo libero. In tutti i casi, gli indicatori sono

Figura 19. Classificazione del sottosuolo in base alla suscettibilità a liquefazione (Millen et al., 2019).

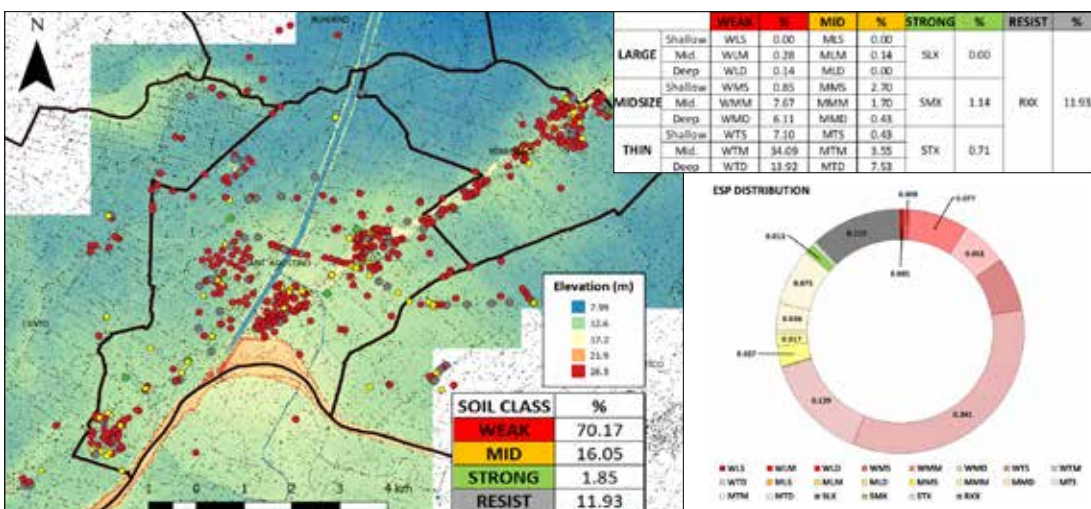
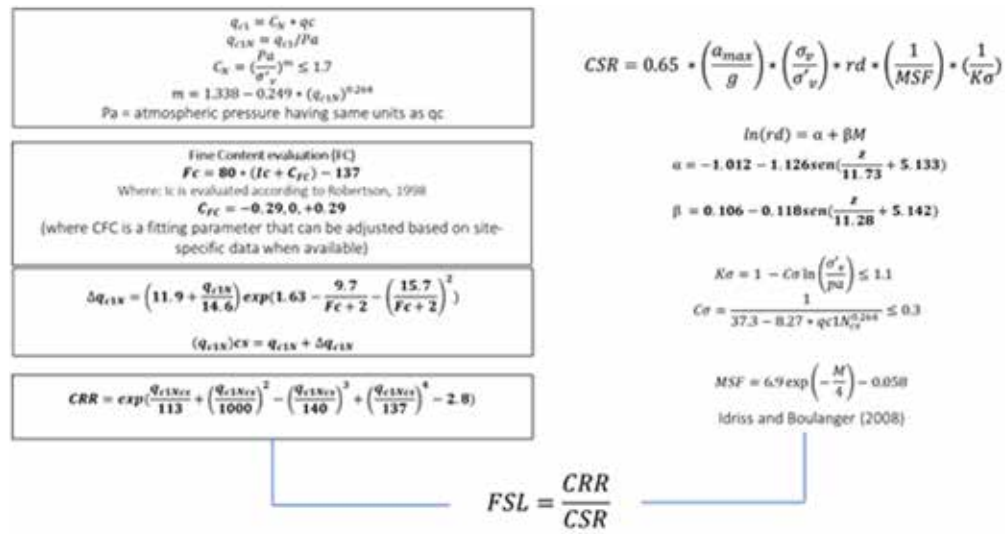


Figura 20. Classificazione del sottosuolo di Terre del Reno in base alla suscettibilità a liquefazione (Millen et al., 2019).

Figura 21. Verifica dell'innescò della liquefazione con il metodo semi-empirico proposto da Seed & Idriss (1982).



INDEX	REFERENCE	f(FSL)	w(z)	Z
LPI	Iwasaki, 1978	1-FSL if FSL<1 0 if FSL≥1)	10-0.5z	Z _{min} = 0 Z _{max} = 20m
LPlish	Maurer, 2014	$\begin{cases} 1-FSL & \text{if } FSL \leq 1 \cap H1 \cdot m(FSL) \leq 3 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$ $m(FSL) = \exp\left(\frac{5}{25.56(1-FSL)}\right) - 1$	$\frac{25.56}{z}$	Z _{min} = H1 Z _{max} = 20m
W	Zhang et al., 2002	$\varepsilon_v = \varepsilon_v(FSL, qc1N_{cs})$	-	Z _{min} = 0 Z _{max} = max depth
LDI	Zhang et al., 2004	$\gamma_{max} = \gamma_{max}(FSL, qc1N)$	-	Z _{min} = 0 Z _{max} = <23m
LSN	Van Ballegooy, 2014	$\varepsilon_v = \varepsilon_v(FSL, qc1N_{cs})$	$\frac{1000}{z}$	Z _{min} = 0 Z _{max} = 20m

Tabella 1. Indicatori di gravità della liquefazione al suolo.

calcolati come integrali, fino ad una predeterminata profondità, di una funzione del fattore di sicurezza f (FSL) ponderata con una funzione della profondità dal piano campagna w (z). In Tabella 1 si mostra un elenco e la definizione matematica degli indicatori più comunemente adoperati.

$$INDEX = \int_{z_{max}} f(FSL) \cdot w(z) dz \quad [5]$$

Va evidenziato che la notevole semplicità formale di questi indicatori si scontra talvolta con la limitazione, implicita nella loro definizione, di quantificare la risposta del sottosuolo con una somma di contributi da tutti gli strati sensibili (FSL < 1) situati a diverse profondità. In questo modo si ignora ogni possibile meccanismo di interazione meccanica e idraulica tra i diversi

strati coinvolti (Cubrinovski, 2017), che può risultare determinante nei casi di stratigrafie più complesse rispetto al più semplice modello a tre strati. Pertanto, l'analisi con metodi semi-empirici rappresenta soltanto una fase preliminare di indagini più complete da condurre con metodi più avanzati.

Come si può facilmente vedere, vi sono significative differenze tra gli indicatori e pertanto è legittimo attendersi una diversa capacità di previsione. Ad esempio, l'indice LPI (Iwasaki, 1978) adotta una funzione peso lineare che parte da un valore unitario e si annulla alla profondità di 20 m. Inoltre, non si computa alcun contributo laddove FSL > 1. La modifica introdotta da Ishihara (ad es. Maurer, 2015) considera la presenza di una crosta e adotta una funzione peso iperbolica, conferendo in tal modo maggiore importanza agli strati liquefabili più superficiali.

Il cedimento w (Zhang et al., 2002) pone invece la funzione $f_1(FSL)$ uguale alla deformazione verticale, espressa in funzione del fattore di sicurezza e della resistenza CPT normalizzata. A differenza dei due precedenti, questo metodo calcola un contributo anche quando $FSL > 1$. Il Liquefaction Severity Number (LSN) (van Ballegooy, 2012) adotta la stessa funzione $f_1(FSL)$ di Zhang et al. (2002) ma introduce una funzione di peso iperbolico.

L'efficacia previsionale di tutti questi indicatori è stata verificata per il territorio di Terre del Reno applicando il criterio definito precedentemente definito al par. 2.2. In particolare, si è considerato il sisma del 20 Maggio 2012 e si è calcolato il valore degli indicatori per ciascuna delle prove CPT. Tale stima è stata quindi messa a confronto con l'osservazione sperimentale, considerando come positivo il caso di manifestazioni di liquefazione avvenute nel raggio di 15 m dal foro di sondaggio (vedere esempio in Figura 22).

Particolare importanza assume in questa analisi la profondità del livello di falda rispetto al piano campagna. Per i centri abitati di San Carlo e Mirabello (Figura 23 b e c), gli andamenti sono sta-

ti ricavati da uno studio specifico della Regione Emilia-Romagna (RER, 2012) basato su letture piezometriche effettuate rispettivamente nel giugno e luglio del 2012. Dalle mappe si osserva che la profondità della falda ricalca la topografia dell'area, essendo maggiore (fino a ≈ 4 metri) nella zona dei paleo-argini, minore al di fuori di essa (circa pari a 1.4 metri). Per la frazione di S. Agostino l'andamento della falda freatica è stato invece ricostruito interpolando i livelli misurati nel periodo estivo e riportati nelle stratigrafie di sondaggio e nei profili delle prove CPT presenti nei database della Regione Emilia-Romagna. La mappa corrispondente (Figura 23 a) evidenzia una profondità mediamente maggiori rispetto ai casi precedenti ($\approx 5-6$ metri).

In Figura 24, si riportano per il centro abitato di San Carlo le mappe di tre indicatori, rispettivamente LPI (Iwasaki, 1978), LSN (van Ballegooy et al., 2014) e w (Zhang et al., 2002). Si può osservare che la sovrapposizione delle zone caratterizzate da valori più elevati con le osservazioni al suolo è soltanto parziale nei primi due casi, migliore per il cedimento w . Questo risultato, testimoniato anche dal diagramma ROC e dai bassi valori dell'indice AUC (definiti in Figura 4),

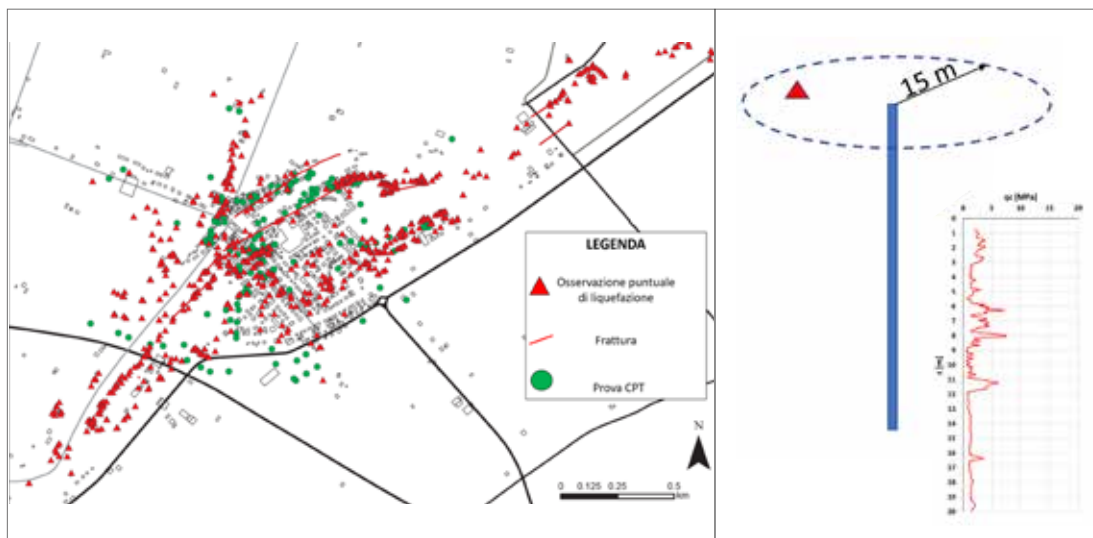
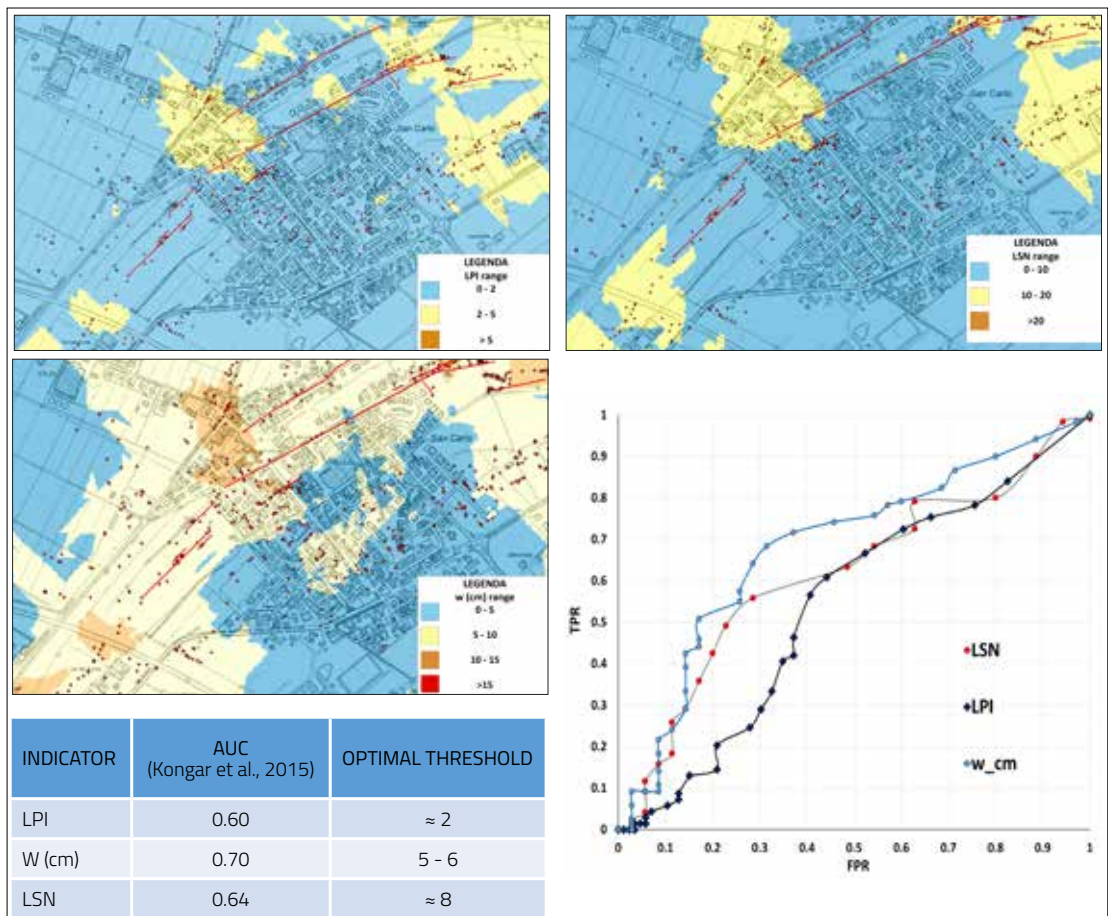


Figura 22. Esempio di validazione degli indicatori di danno al suolo per il centro abitato di San Carlo.



Figura 23. Mappa dei livelli di falda nei tre centri abitati di Sant'Agostino, San Carlo e Mirabello.

Figura 24. Mappa degli indicatori LPI (Iwasaki et al., 1978), w (Zhang et al., 2002) e LSN (van Ballegooy et al., 2014) per il centro abitato di San Carlo; diagramma delle Receiver Operating Curve e valori di AUC.



può essere spiegato considerando l'effetto del peso dato in funzione della profondità, presente nei primi due indicatori.

Infatti, molti dei danni osservati in superficie a San Carlo derivano dalla presenza del paleo-argine presente in quest'area (Figura 6) che ha dato luogo a fratture e scorrimenti laterali. Questi effetti non possono essere quantificati dagli indicatori che, per definizione fanno riferimento ad una geometria monodimensionale. Anzi, la presenza dell'argine costituito da materiale non liquefacibile vien letta nel calcolo dell'indicatore come un approfondimento dello strato di terreno liquefacibile sottostante, e ciò conduce ad una riduzione della funzione peso $w(z)$. Questo effetto non si rileva invece nel cedimento w , poiché in esso la deformazione verticale viene semplicemente integrata lungo la verticale, senza considerare l'effetto delle profondità. Per ovviare a questi limiti, si è introdotta una formulazione generalizzata del Liquefaction Severity Number (LSN) data dalla seguente formula:

Questo indicatore somma gli effetti della consolidazione post-sisma, in analogia all'indicatore LSN (van Ballegooy et al., 2012), con quelli

dello scorrimento laterale, correggendo ciascun termine di deformazione per una funzione peso iperbolica della profondità a cui esso viene calcolato (Figura 25). Seguendo le indicazioni fornite da Zhang et al. (2004), questo secondo termine viene a sua volta moltiplicato per un fattore A che dipende dalla geometria del suolo in prossimità della verticale di calcolo.

Di seguito si riporta per il centro abitato di San Carlo la mappa di questo nuovo indicatore, calcolato considerando la geometria del piano campagna comprendente le pendenze e la scarpata del paleo-argine (Figura 26). Come per i casi precedenti, la mappa è sovrapposta alle manifestazioni al suolo osservate nel post-sisma. Si osserva un effettivo miglioramento della previsione (AUC raggiunge il valore di 0.72 a fronte dei valori di 0.64 della precedente Figura 24). Infine, in Figura 26 si riporta le mappe dell'indicatore generalizzato per tutto il comune di Terre del Reno e per i centri di Sant'Agostino e Mirabello che mostrano una discreta sovrapposizione dei valori elevati dell'indicatore con le zone che hanno manifestato i maggiori danni da liquefazione.

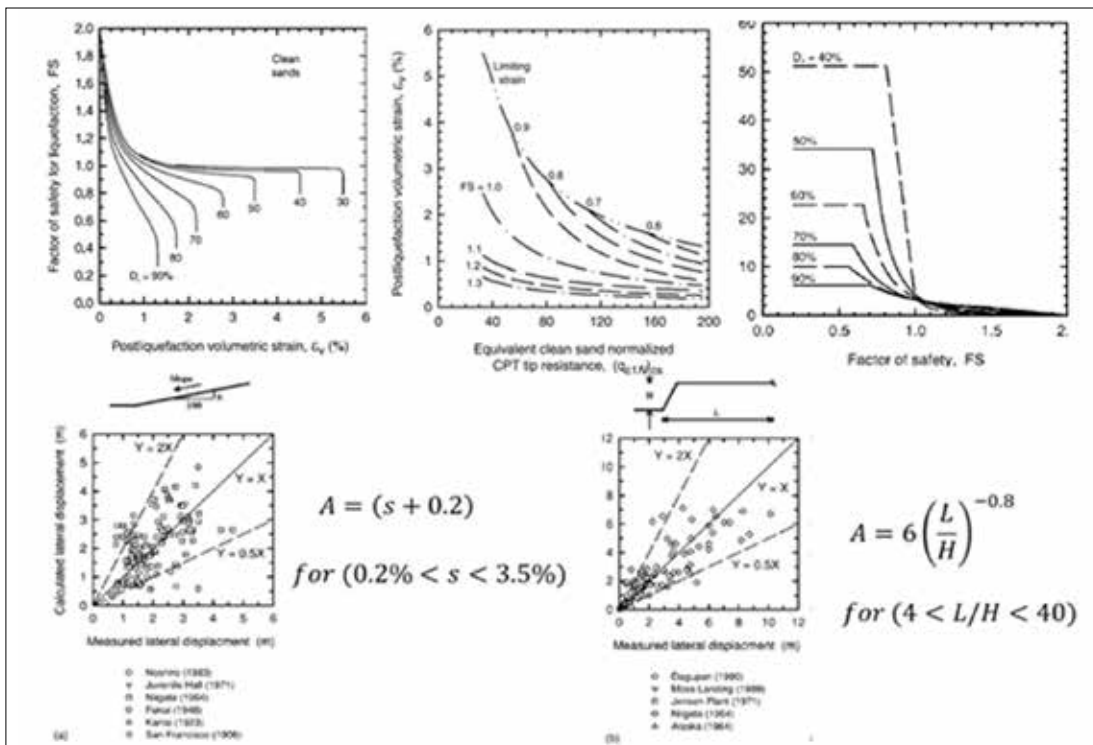
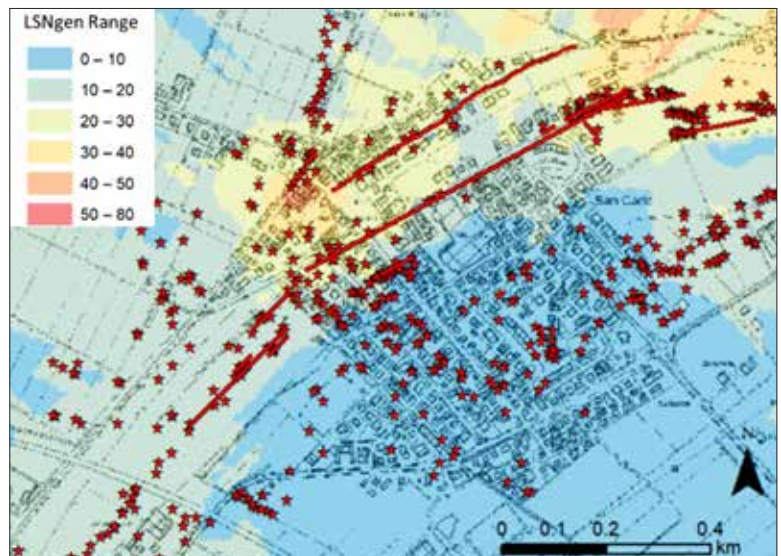
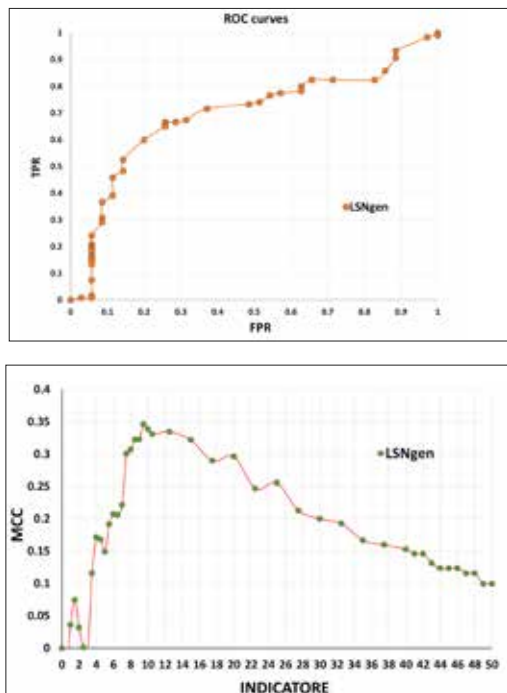


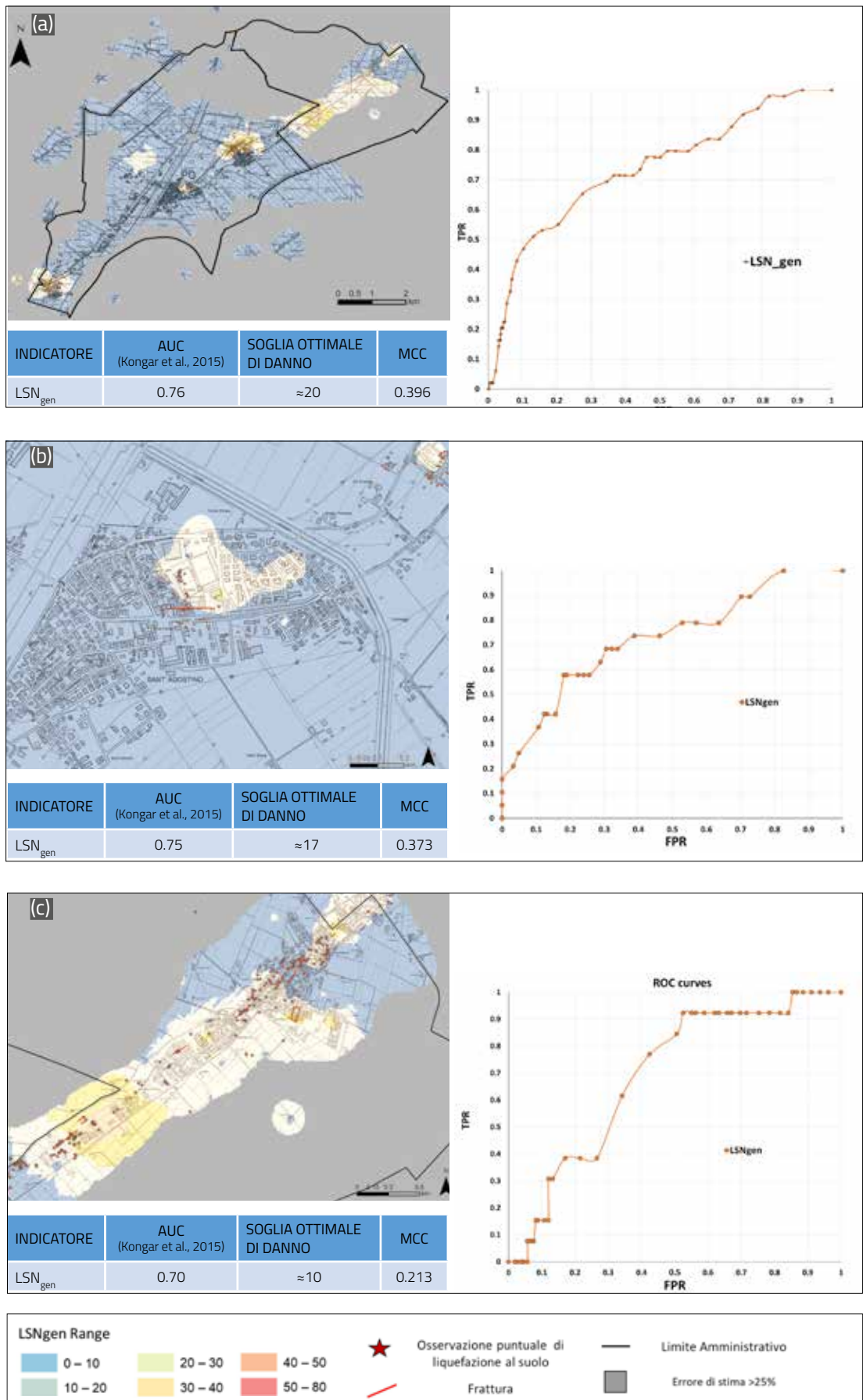
Figura 25. Termini per il calcolo dell'indicatore di severità generalizzato (Zhang et al., 2004).



INDICATOR	AUC (Kongar et al. 2015)	OPTIMAL THRESHOLD	MCC
LSN _{gen}	0.72	10	0.35

Figura 26. Mapa dell'indicatore generalizzato per l'abitato di San Carlo e performance della validazione.

Figura 27. Mappa dell'indicatore generalizzato e performance della validazione per il comune di Terre del Reno (a) e per i centri di Sant'Agostino (b) e Mirabello (c).



6. ANALISI DEI DANNI AGLI EDIFICI

Il danno fisico indotto dalla liquefazione su strutture e infrastrutture dipende, oltre che dai fattori esaminati precedentemente, anche da tipologia, forma, estensione delle opere e capacità di assorbire gli spostamenti assoluti e differenziali. La stima delle perdite è spesso più complessa dell'analisi svolta per il sottosuolo (Bird et al., 2006), in quanto occorre:

- accoppiare degli effetti della liquefazione e dello scuotimento del terreno;
- identificare i meccanismi di danno ed associarvi una variabile caratteristica della sollecitazione (denominata EDP in Figura 1);
- classificare gli edifici in gruppi omogenei;
- quantificare il danno in livelli.

Le incertezze sono rilevanti e problematiche per gli edifici a causa della maggiore varietà di tipologie strutturali e materiali da costruzione, che variano nelle diverse aree geografiche.

6.1. Definizione delle variabili di danno

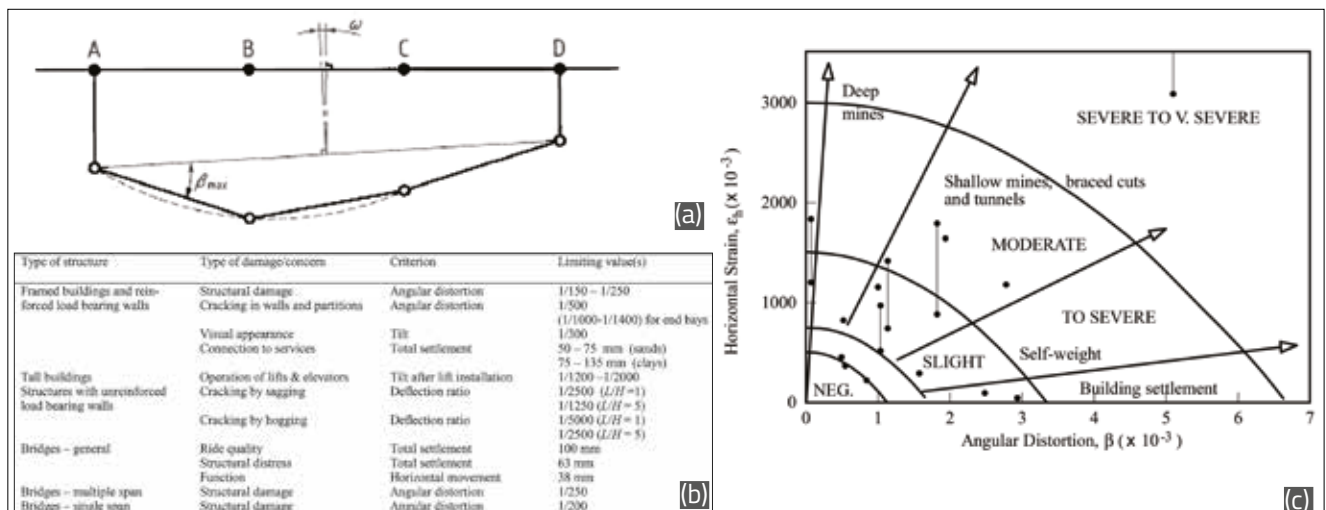
La questione dell'accoppiamento tra scuotimento e liquefazione è stata ampiamente dibattuta in letteratura. Spesso gli edifici che hanno subito liquefazione non presentano danni da scuotimento, dando l'idea che un certo isolamento di base potrebbe essere indotto dal terreno liquefatto. In altri casi, le evidenze di edifici danneggiati sia da scuotimento che da liquefazione suggeriscono che i primi potrebbero aver luogo prima che la pressione dell'acqua si accumuli generando il collasso della fondazione. Bird et al. (2005) affermano che il cedimento differenziale

indotto su edifici intelaiati da liquefazione provoca una deformazione aggiuntiva rispetto a quella derivante dallo scuotimento e, seguendo questa idea, propongono una metodologia analitica cumulativa che considera la deformazione permanente di scuotimento come una riduzione della capacità di resistenza a liquefazione. Van Ballegooy (2014) fornisce un elenco di possibili cinematismi ed associa il livello di danno a delle soglie di spostamento osservando gli effetti della liquefazione a Christchurch (Figura 11). Cedimenti differenziali e spostamenti orizzontali determinati da distribuzioni disomogenee del carico e condizioni stratigrafiche (ad esempio variabilità intrinseca del sottosuolo omogeneo e, inoltre, confine tra terreni liquefatti e non liquefatti) sono riconosciuti tra i fattori di danno più critici. Cedimenti uniformi, rotazioni rigide e traslazioni orizzontali rappresentano ulteriori criticità che possono manifestarsi in sistemi strutturali più rigidi.

Classificazioni più generali del danno su edifici di diversa tipologia, non solo riferite alla liquefazione, sono fornite da Poulos et al. (2001) che operano una distinzione per tipo di struttura (intelaiato, muratura, ponti) e livello di danno e da Boscardin e Cording (1989) (Figura 28). In entrambi i casi si chiama in causa la distorsione angolare β , peraltro utilizzata come variabile di danno anche nell'Eurocodice 7 (ENV 1997, 2004), che quantifica l'aliquota deformativa pura, ovvero depurati dei moti rigidi, per una fondazione.

In analogia con questi criteri, Fotopoulou et al. (2018) considerano il cedimento differenziale come la principale variabile di danno da liquefazione in edifici intelaiati caratterizzati da un basso livello di progettazione antisismica. Gli autori

Figura 28. Definizione della distorsione angolare per una fondazione (a) e classificazione del danno, (b) da Poulos et al. (2001), (c) da Boscardin e Cording (1989).



eseguono numerose analisi numeriche variando parametricamente i fattori strutturali in gioco e propongono una definizione probabilistica della variabile di danno, ovvero tramite delle curve di fragilità, particolarizzate per gli edifici in base al numero di piani (Figura 29). È interessante osservare che tutte le curve presentano un fattore di dispersione simile (variabile tra 0.5 e 0.54) e che ciò che le distingue è il valore mediano del cedimento differenziale.

In tutti i casi sopra richiamati si deve prevedere la cinematica generale degli edifici e ciò può rappresentare un compito abbastanza arduo poiché entrano in gioco fattori connessi alle variabilità del sistema (es. eterogenee distribuzioni dei carichi, condizioni stratigrafiche e geotecniche ecc.) di difficile determinazione. Nel presente lavoro si sono analizzati gli effetti della variabilità delle proprietà del terreno eseguendo una serie di analisi numeriche con il codice di calcolo alle differenze finite FLAC 2D (Itasca, 2016).

In particolare, si sono considerati i due schemi di fondazione illustrati in Figura 30, una coppia di plinti isolati ed una platea, e per ciascuno di essi si sono effettuate numerose analisi considerando una stratigrafia del sottosuolo variabile, ottenuta considerando diversi spessori della crosta non liquefacibile, e variando parametricamente l'input sismico (scalando per 0.7, 1.0 e 1.6 l'accelerogramma del terremoto occorso il 20 maggio 2012 in Emilia registrato a Mirandola). Per ciascuna combinazione di fattori si sono generati campi di variazione della densità relativa del terreno liquefacibile, utilizzando tecniche di analisi random field (Fenton e Griffiths, 2000) che combinano modelli di variabilità casuale con modelli di variabilità spazialmente correlata. La risposta meccanica del terreno sabbioso è stata simulata con un modello costitutivo non lineare (PM4 sand, Boulanger e Ziotopoulou, 2012). I diagrammi riportati in Figura 30 correlano il massimo cedimento differenziale al massimo

Figura 29. Curve di fragilità da liquefazione per edifici caratterizzato da un basso livello di progettazione antisismica (da Fotopoulos et al., 2018).

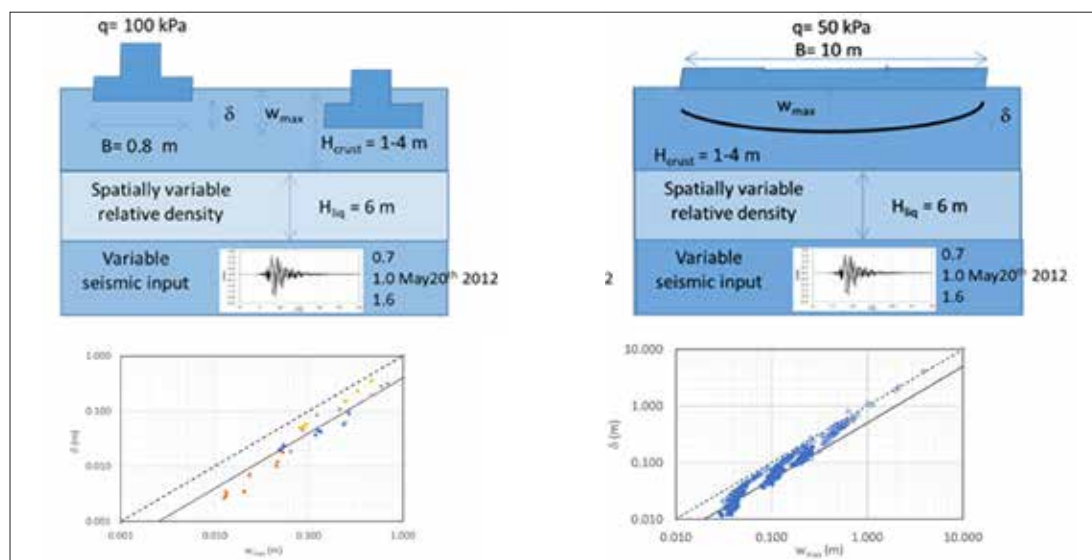
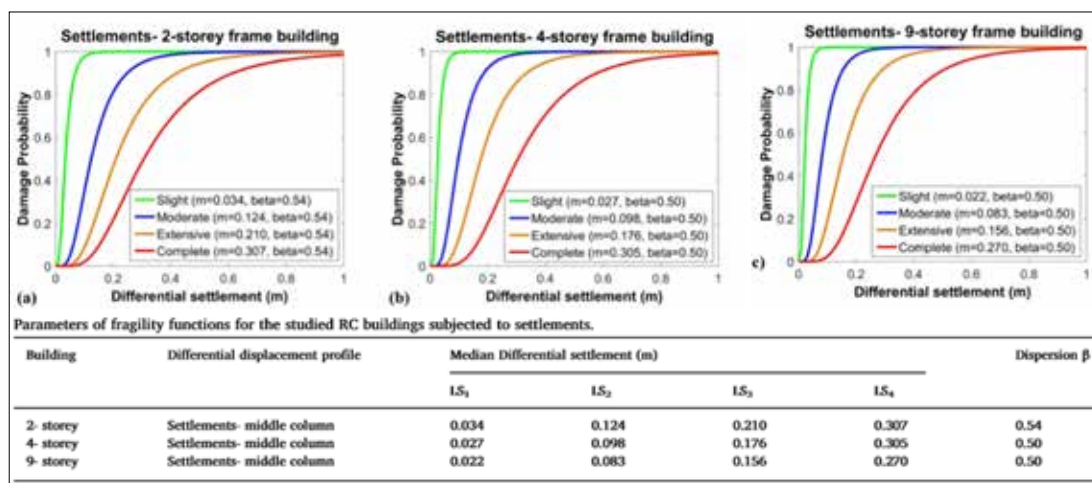


Figura 30. Relazione tra cedimenti assoluti e differenziali ricavata da analisi numeriche parametriche.

cedimento assoluto e mostrano che, nonostante entrambi varino in maniera significativa (all'incirca di due ordini di grandezza), esiste una chiara dipendenza tra le due grandezze. Ciò suggerisce di utilizzare il massimo cedimento assoluto come variabile di danno per gli edifici, particolarizzando su questa variabile le curve di fragilità mostrate in Figura 29.

Per il calcolo del cedimento assoluto si è fatto riferimento al metodo proposto da Bray e Macedo (2017), che fornisce il cedimento indotto da liquefazione in funzione della geometria del sottosuolo, delle dimensioni della fondazione e del carico applicato su di essa. In tale metodo il cedimento totale indotto dalla liquefazione (D_t) viene quantificato dalla somma dei tre contributi:

$$D_t = D_e + D_v + D_s \quad [7]$$

In cui

- l'aliquota di cedimento D_v viene valutata integrando la deformazione volumetrica totale (Zhang et al., 2002);
- l'aliquota di cedimento dovuta all'espulsione di materiale liquefatto (D_e) dipende dagli indici di potenziale di liquefazione (es. LSN, LPI o Ishihara, 1985) e gli autori suggeriscono di valutarla sulla base di case histories;
- il cedimento indotto dal taglio (D_s) viene calcolato mediante la seguente equazione:

$$\ln(D_s) = c_1 + 4.59 \cdot \ln(Q) - 0.42 \cdot \ln(Q)^2 + c_2 \cdot LBS + 0.58 \cdot \ln(\tanh(HL/6)) - 0.02 \cdot B + 0.84 \cdot \ln(CAVdp) + 0.41 \cdot \ln(S_{al}) + \varepsilon \quad [8]$$

in cui D_s è espresso in mm, $LBS = \int W * \frac{\varepsilon_{shear}}{z} dz$ è un indice della deformazione di taglio dovuta alla liquefazione al di sotto della struttura, Q è la pressione di contatto unitaria in fondazione (kPa), HL lo spessore liquefacibile e B la dimensione planimetrica minore (m). $CAVdp$ (g-s) è la velocità assoluta cumulata (Campbell & Bozorgnia, 2011) e S_{al} l'accelerazione spettrale a $T=1.0$ s (g). Infine, è introdotta la funzione normale avente media zero e deviazione standard 0.5 in unità Ln . Per il calcolo di LBS si considera la profondità dal piano campagna z , la deformazione di taglio ε_{shear} (Zhang et al., 2002) ed il ponderatore W , uguale a 0 per z inferiore al piano di posa della fondazione D_f e ad 1 altrimenti;

$c_1 = -8.35$ e $c_2 = 0.072$ per $LBS \leq 16$ e $c_1 = -7.48$ e $c_2 = 0.014$ altrimenti.

Un aspetto rilevante per il calcolo del cedimento assoluto con il metodo di Bray e Macedo (2017) riguarda il carico applicato alla fondazione, il tipo e le dimensioni di quest'ultima. Nel presente studio si è ritenuto per semplicità che la fondazione degli edifici residenziali fosse costituita da una piastra e che il carico unitario, proporzionale al numero di piani, sia uniformemente distribuito su un'area d'impronta avente un ingombro pari a quello dell'edificio. Per implementare il metodo in maniera automatizzata, si è creato un database che riporta per ogni edificio le dimensioni dell'impronta, il numero di piani; lo spessore della crosta e dello strato sabbioso, il CRR medio sono stati interpolati in corrispondenza di ciascun centroide dopo l'analisi delle prove CPT con il Metodo del profilo equivalente.

6.2. Calcolo delle perdite economiche

Le considerazioni precedentemente esposte hanno portato a definire la metodologia per l'analisi del danno agli edifici basata sui passi di seguito descritti.

- Identificazione delle caratteristiche dei diversi edifici (dimensioni planimetriche, numero di piani, tipologia edilizia ricavata in base al periodo di costruzione).
- Analisi delle caratteristiche del sottosuolo in corrispondenza del fabbricato generico: il modello a tre strati è stato schematizzato mediante il metodo del Profilo Equivalente di sottosuolo (Millen et al., 2019), mentre gli indicatori del potenziale di liquefazione LSN (van Ballegooy et al., 2014) ed il cedimento di consolidazione D_v (Zhang et al., 2002) in corrispondenza del centroide di ogni edificio sono stati ottenuti dopo interpolazione geostatistica.
- Calcolo del cedimento dovuto alla presenza dell'edificio D_s con la relazione 8 (Bray e Macedo, 2017) e di quello totale D_t . In questa fase, il termine D_e , relativo al contributo della fuoriuscita di materiale liquefatto, è stato trascurato poiché di difficile determinazione.
- Calcolo del cedimento differenziale con la relazione:

$$\delta = \alpha \cdot w \quad [9]$$

- in cui si è posto α uguale a 0.7, come valore medio osservato dall'analisi di Figura 30.

		Slight	Moderate	Extensive	Complete
Edifici Residenziali	rc/RC	0.02	0.10	0.45	1.00
	INV/PROD	-	-	-	-
	INV_damage	-	-	-	-
	BRT (giorni)	5	120	360	720
	SIM	0	0.5	1.0	1.0
Edifici Industriali	rc/RC	0.02	0.10	0.355	1.00
	INV/PROD	0.05	0.05	0.05	0.05
	INV_damage	0.0	0.0	0.0	0.50
	BRT (giorni)	10	90	240	360
	SIM	0.5	1.0	1.0	1.0

Tabella 2. Fattori di perdita utilizzati nell'analisi di rischio, ricavati dal codice Hazus (FEMA, 2003).

- Calcolo delle probabilità corrispondenti ad ogni livello di danno con le curve di fragilità definite in Figura 29. Poiché le curve sviluppate da Fotopoulou et al. (2018) si riferiscono ad edifici di cemento armato, mentre l'analisi svolta riguarda anche edifici di muratura, i valori delle mediane forniti dagli autori sono stati modulati a seconda dei casi, lasciandoli inalterati per gli edifici costruiti dopo il 1976, in quanto presumibilmente realizzati in cemento armato, scalati di un fattore pari a 3 per gli edifici antecedenti a tale data, presumibilmente in muratura. Questo fattore è pari al rapporto tra le distorsioni angolari ammissibili fornite dagli eurocodici (ENV1997, 2004) per gli edifici in cemento armato e muratura.
- Calcolo delle perdite economiche associate al danno fisico, ed al mancato utilizzo seguendo la procedura suggerita nel codice Hazus (FEMA, 2003). Per il generico edificio, il metodo propone di computare la perdita totale sommando il costo di riparazione ai mancati utili derivanti dal mancato utilizzo dell'edificio. Il costo di riparazione totale tot_rc_i si ottiene sommando i costi connessi al danno delle componenti strutturali e non strutturali (rc_i) a quelli, eventuali, dovuti alla perdita dell'inventario aziendale (INV_DAM_i). Posti RC_i il costo di demolizione totale e ricostruzione del generico edificio e $PROD_i$ il fatturato annuo dell'attività produttiva, i costi totali derivanti dal danno fisico e dalla perdita dell'inventario aziendale tot_rc_i sono computati con la seguente formula:

$$\begin{aligned}
 tot_rc_i &= rc_i + INV_DAM_i \\
 &= RC_i \left(\sum_{ds} P_{i,ds} \cdot \left[\left(\frac{rc_i}{RC_i} \right)_{ds_i} \right] \right) \\
 &+ Prod_i \left(\sum_{ds} P_{i,ds} \cdot [(INV/Prod)_i \cdot INV_damage_i] \right)
 \end{aligned}
 \quad [10]$$

- in cui per ogni stato limite di danno ds i fattori di perdita (rc_i/RC_i) , $(INV/PROD)_i$ e la frazione dei materiali danneggiati $(INV_damage)_i$ sono definiti in Tabella 2 in base alle categorie d'uso, residenziale o industriale (Hazus, 2003), e moltiplicati per la probabilità di raggiungimento dello specifico livello di danno, $P_{i,ds}$.

I costi correlati alla perdita di funzionalità dell'edificio dipendono dal tempo necessario a ripristinare le condizioni originali FLT_i dell'edificio e dalle perdite derivanti dal mancato utilizzo. Questi ultimi differiscono in funzione della destinazione d'uso dell'edificio; nel presente calcolo essi sono stati considerati pari ai costi di affitto di una struttura alternativa per le abitazioni ed al mancato reddito per le attività industriali.

$$ul_i = \sum_{ds} (INC_i \cdot FLT_i) \cdot P_{i,ds} \quad [11]$$

La perdita di funzionalità in giorni associata ad ogni stato limite di danno FLT_i è stata valutata come prodotto del tempo necessario al ripristino della generica funzione dell'edificio BRT_i e un fattore riduttivo SIM_i legato alla possibilità di trasferire altrove l'attività (Hazus, 2003).

$$FLT_i = BRT_i \cdot SIM_i \quad [12]$$

I valori impiegati nell'analisi dei fattori di perdita precedentemente definiti sono riportati in Tabella 2.

6.3. Applicazione al caso di studio di Terre del Reno

Il metodo precedentemente esposto è stato dapprima applicato allo scenario sismico del 20 maggio 2012, al fine di verificarne la validità mediante il confronto con le osservazioni dei danni occorsi agli edifici. Successivamente, si è condotta un'analisi di rischio per gli edifici civili ed industriali di Terre del Reno considerando la pericolosità sismica del territorio. In quest'ultimo caso, una volta determinata la perdita economica totale associata agli scenari sismici considerati, per ogni edificio si è eseguita un'analisi benefici/costi per valutare la convenienza di un eventuale trattamento di mitigazione. L'analisi benefici/costi viene condotta su base annualizzata confrontando il beneficio, ovvero la riduzione del rischio annuo, con la rata annua da pagare per rientrare dell'investimento di capitale inizialmente sostenuto per l'intervento.

6.4. Previsione dei danni agli edifici civili per lo scenario sismico del 20 maggio 2012

Per il terremoto del 20 maggio 2012, la procedura riassunta nel paragrafo precedente è stata applicata estensivamente agli edifici residenziali. In Figura 31 si riportano le stime del rapporto di perdita (*loss ratio*) definito come tot_rci/RCi (eq. 10).

La scelta è ricaduta su questa grandezza poiché essa esprime in maniera sintetica il danno fisico agli edifici, essendo di fatto una media ponderata delle probabilità associate a ciascun livello di danno e prescindendo dal valore economico dell'edificio. Dalla Figura 31 si osserva che la distribuzione sul territorio del danno fisico stimata per il sisma del 20 maggio 2012 è abbastanza in linea con le osservazioni del danno riportate precedentemente in Figura 9.

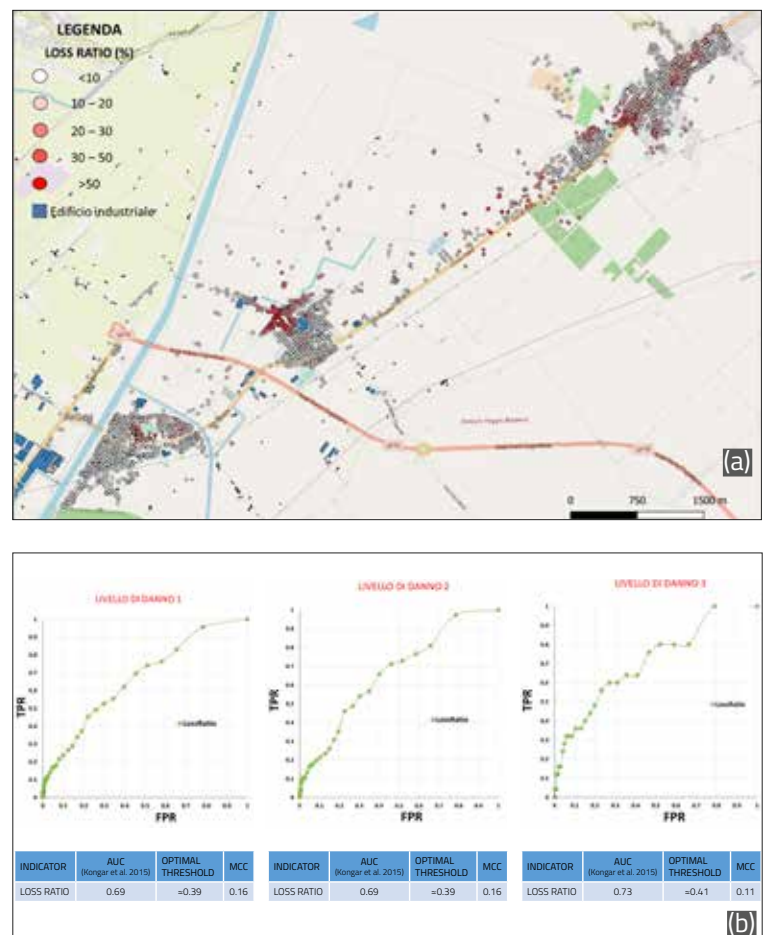
Per effettuare una valutazione quantitativa della stima, si è applicato il criterio della Receiver Operating Curve (ROC) precedentemente esposto, basato sulla logica binaria del confronto tra previsione ed effetti osservati. Nel confronto si sono considerati come danneggiati gli edifici mostrati in Figura 12, classificati in base ai criteri esposti nel paragrafo 3.3. In Figura 31 sono riportati cumulativamente i risultati della vali-

dazione per i tre livelli di danno da liquefazione (Figura 12) su tutto il territorio di Terre del Reno. I risultati mostrano l'esistenza di una evidente correlazione tra la previsione effettuata con il metodo proposto, che tiene conto in maniera combinata dei diversi fattori in gioco (evento sismico, condizioni di sottosuolo, edificio) e l'osservazione. Sebbene le soglie di ottimo del *Loss Ratio* individuate attraverso il coefficiente di Matthews (eq.4) non siano apprezzabilmente diverse tra loro, i valori dell'*AUC* evidenziano una correlazione più robusta all'aumentare del livello di danno.

6.5. Analisi del rischio per edifici civili ed industriali

L'analisi del rischio da liquefazione è stata quindi eseguita sugli edifici residenziali ed industriali di Terre del Reno applicando il metodo precedentemente esposto ai diversi scenari sismici riportati dalla normativa italiana (NTC, 2018). In particolare, la pericolosità sismica di base è stata quantificata considerando quattro diversi scenari, corrispondenti a periodi di ritorno

Figura 31. Mappa della variabile di danno da liquefazione (rci/RCi) per lo scenario sismico del 20 maggio 2012 a Terre del Reno (a) e stima della previsione del danno con il metodo ROC (b).



compresi tra 30 e 975 anni, che risultano dalla definizione degli stati limite di Normativa per le costruzioni per un periodo di riferimento V_R di 50 anni. Come spiegato in precedenza, gli indicatori dell'intensità sismica adoperati nel metodo (CAV_{app}), sono stati ottenuti scalando di volta in volta l'accelerogramma dell'evento del 20 maggio 2012 rispetto alla PGA dell'evento considerato. Per ciascuno scenario si sono calcolati i cedimenti assoluti indotti sugli edifici dalla liquefazione (eq. 7), i cedimenti differenziali (eq. 9), le probabilità corrispondenti a ciascun livello di danno fisico con le curve di fragilità di Fotopoulou et al. (2018) scalando le mediane in base alla tipologia di edificio (muratura, cemento armato) e le perdite economiche totali associate.

Per quanto riguarda i fattori di perdita da introdurre nel valutare i costi di riparazione tot_rc_i , il tempo necessario al ripristino delle funzionalità BRT_i ed i relativi termini moltiplicativi SIM_i , si sono adottati i coefficienti di Tabella 2. In particolare, per edifici residenziali si è assunto come costo di demolizione e ricostruzione (RC) un valore pari ad € 2.500,00 al metro quadro, ottenuto dall'analisi dei danni descritta nel paragrafo 3.3. Infatti, tale importo corrisponde al contributo medio stanziato, ricavato dall'esame delle pratiche MUDE, per la riparazione degli edifici danneggiati da liquefazione nel distretto in esame. D'altro canto, il costo associato al mancato reddito della struttura INC_i , che per edifici civili si traduce nella locazione di un altro immobile per il periodo di mancato utilizzo, è stato stimato su base mensile in 6,00 €/m².

Per ogni scenario sismico sono stati quantificati la perdita economica totale da liquefazione ed il corrispondente rischio annualizzato ottenuto dal prodotto della perdita economica totale per la frequenza di accadimento del sisma ($1/T_r$). In definitiva, il rischio totale da liquefazione sugli

edifici civili derivante dalla pericolosità considerata, mostrato in Figura 32, è dato dalla somma dei corrispondenti rischi.

Determinato il rischio annuo da liquefazione, mediante i criteri dell'analisi benefici/costi si è quindi valutata la convenienza economica di quattro diversi possibili interventi di mitigazione il cui costo unitario è stato assunto variabile tra i 25,00 e 100,00 €/m³. Per ciascuno di essi, la somma totale da investire nella mitigazione è stata valutata come prodotto del costo unitario dell'intervento per il volume di terreno da trattare. Quest'ultimo è stato calcolato in maniera speditiva per ogni edificio moltiplicando la sua area di impronta per lo spessore dello strato potenzialmente liquefacibile valutato nel centroide dell'edificio.

Avendo quindi definito il beneficio su base annua come riduzione del rischio, ai fini dell'analisi benefici/costi si è annualizzata anche la spesa relativa alla mitigazione. Considerato il costo unitario della generica tecnica di miglioramento del terreno, l'ammortamento del capitale investito inizialmente è stato valutato su un orizzonte temporale di 25 anni, considerando questo come il tempo residuo di vita media degli edifici ed applicando un tasso di interesse medio annuo del 5%. In queste ipotesi, gli edifici su cui risulta conveniente intervenire sono evidenziati in Figura 33. Assumendo che, indipendentemente dal costo, ognuna delle tecniche sia efficace nel ridurre il rischio di liquefazione, il numero di edifici su cui conviene effettuare il trattamento è inversamente proporzionale al costo dello stesso. Infatti, come si evince dalla Figura 33, la mitigazione risulta conveniente per un numero maggiore di edifici se il suo costo è basso o molto basso (diciamo inferiore ai 50,00 €/m³), mentre diventa meno attraente per costi maggiori. In particolare, per il maggiore dei costi

Figura 32. Rapporto tra perdita economica totale da liquefazione su edifici civili e costo totale di ricostruzione per i centri abitati di Sant'Agostino - San Carlo (a) e Mirabello (b).



considerati ($100,00 \text{ €/m}^3$) solo gli edifici per cui il rischio, delineato in Figura 32, è consistente evidenziano una convenienza economica della mitigazione. Al contrario, per abitazioni non interessate da un livello di rischio così elevato, non risulta conveniente investire nel consolidamento dei terreni. Al contrario, potrebbero essere valutate altre soluzioni, come la stipula di polizze assicurative. In tal caso, la procedura di analisi del rischio implementata offre la possibilità di stabilire il costo del premio da assegnare a ciascun edificio.

Va comunque evidenziato che tale ragionamento è puramente indicativo, poiché basato su valori medi introdotti nell'analisi, e che i risultati potrebbe divergere notevolmente qualora l'edificio considerato avesse altre caratteristiche (vita utile residua, costi di ricostruzione ecc.).

Come osservato in precedenza, il comune di Terre del Reno rappresenta anche un esempio di distretto industriale specializzato in settori quali la lavorazione delle ceramiche, dell'acciaio e l'agrochimica. Per le attività produttive è opportuno sottolineare come un contributo tutt'altro che trascurabile alla perdita economica totale sia quello risultante dal mancato introito derivante dall'interruzione delle attività produttive. Esso andrebbe calcolato non soltanto per il pe-

riodo di effettiva interruzione, ma anche considerando la perdita di quote di mercato che si ripercuote negli anni successivi al ripristino delle funzionalità dell'edificio per un periodo variabile in funzione della resilienza del sistema. Non a caso, dalle stime regionali sulla situazione economica post-sisma emerge un calo del prodotto interno lordo pari a 3.1 miliardi di euro per il solo biennio 2012-2013 (RER, 2012).

Analogamente agli edifici residenziali, la procedura di valutazione del rischio è stata ulteriormente applicata su 40 edifici industriali appartenenti a 12 aziende del distretto industriale di Sant'Agostino, evidenziato in Figura 34a. Per questa tipologia di edificio, la perdita economica totale da liquefazione connessa ai quattro scenari sismici precedentemente definiti è stata valutata applicando le equazioni 10 e 11, in cui si assumono i fattori di perdita riportati in Tabella 2 per edifici industriali. Dall'analisi delle pratiche di rimborso danni ad attività produttive fornite dal Portale regionale per la ricostruzione (<https://openricostruzione.regione.emilia-romagna.it/>) si è stimato per il generico edificio industriale un costo di ricostruzione (RC) pari ad $\text{€ } 2.000,00/\text{m}^2$ (comprensivo dei costi di demolizione/ricostruzione e di quelli associati ai beni strumentali), mentre i fatturati lordi delle imprese, dedotti dall'elenco regionale delle at-

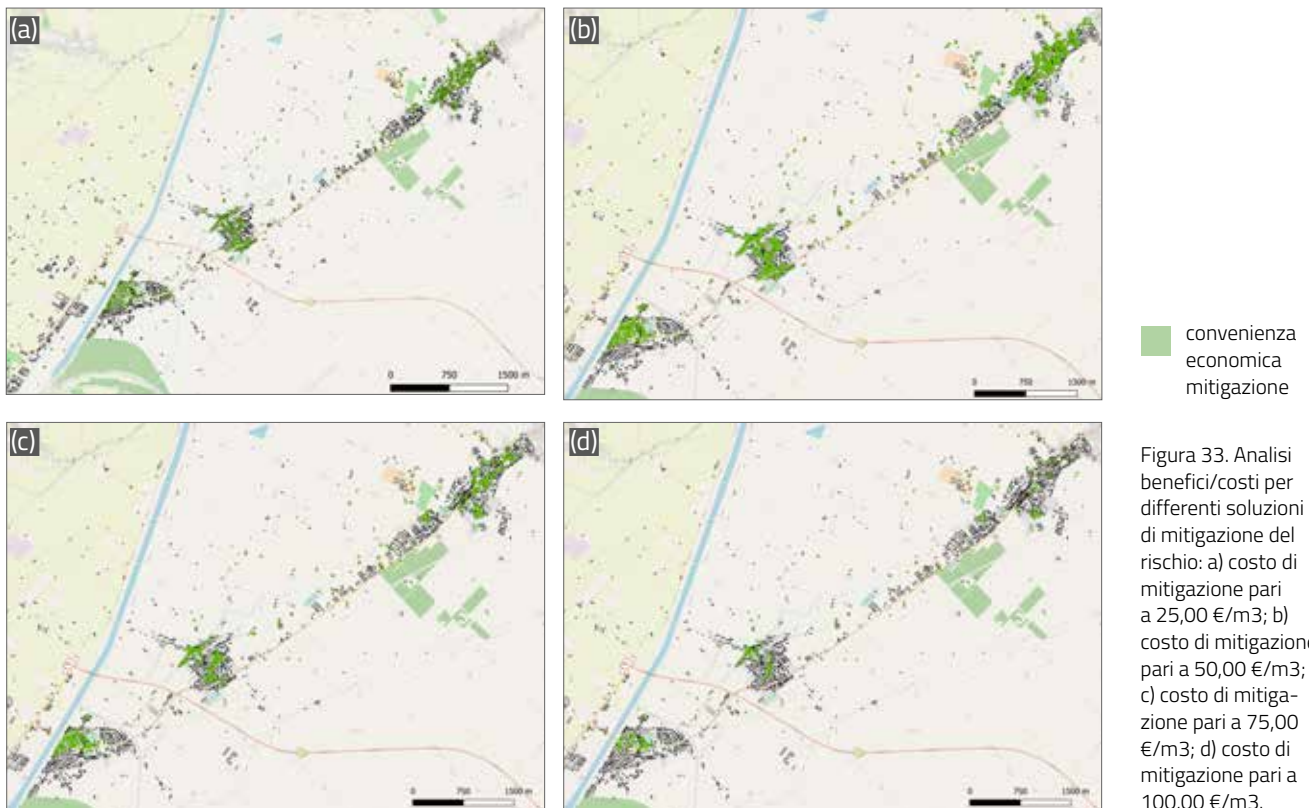


Figura 33. Analisi benefici/costi per differenti soluzioni di mitigazione del rischio: a) costo di mitigazione pari a $25,00 \text{ €/m}^3$; b) costo di mitigazione pari a $50,00 \text{ €/m}^3$; c) costo di mitigazione pari a $75,00 \text{ €/m}^3$; d) costo di mitigazione pari a $100,00 \text{ €/m}^3$.

tività produttive (https://www.reportaziende.it/emilia_romagna), sono diagrammati in Figura 34a. Pertanto, applicando l'equazione 12 della procedura sopracitata, noti i ricavi giornalieri di ogni azienda ed estendendo la perdita al tempo effettivo di mancata fruibilità della struttura (senza quindi considerare l'eventuale perdita di quote di mercato sopra citate), è stata valutata la perdita dovuta al mancato guadagno. In definitiva, per la pericolosità sismica considerata, il rischio annuo da liquefazione su edifici industriali è mostrato in Figura 34b come rapporto tra perdita totale e costo totale di ricostruzione.

L'analisi benefici/costi, i cui esiti sono sintetizzati in Figura 35 per le diverse soluzioni, è stata eseguita in maniera semplificata nelle stesse ipotesi introdotte per edifici residenziali. Tuttavia, a differenza di questi ultimi, per gli edifici industriali potrebbe risultare conveniente investire nella mitigazione anche per rapporti benefici/costi minori di 1 in ragione dei fatturati annui dell'azienda, dei beni strumentali e delle scorte necessarie al processo produttivo. In tal caso, una volta applicata la procedura di analisi proposta, è necessario intraprendere considerazioni di natura economica più dettagliate basate su studi *ad hoc* calibrati sulla singola azienda.

Figura 34. Distretto industriale di Terre del Reno e diagramma dei fatturati annui per le 12 aziende considerate (a); esempio di output dell'analisi: il rischio annuo da liquefazione è stato rapportato al fatturato (b).

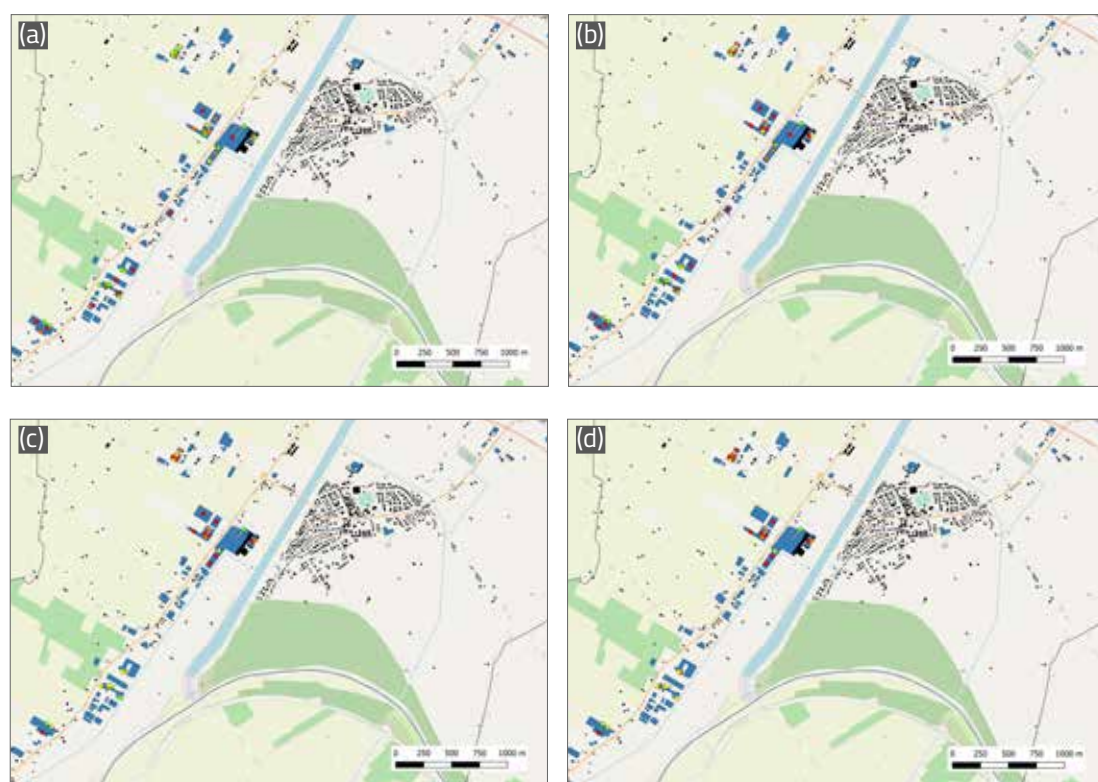
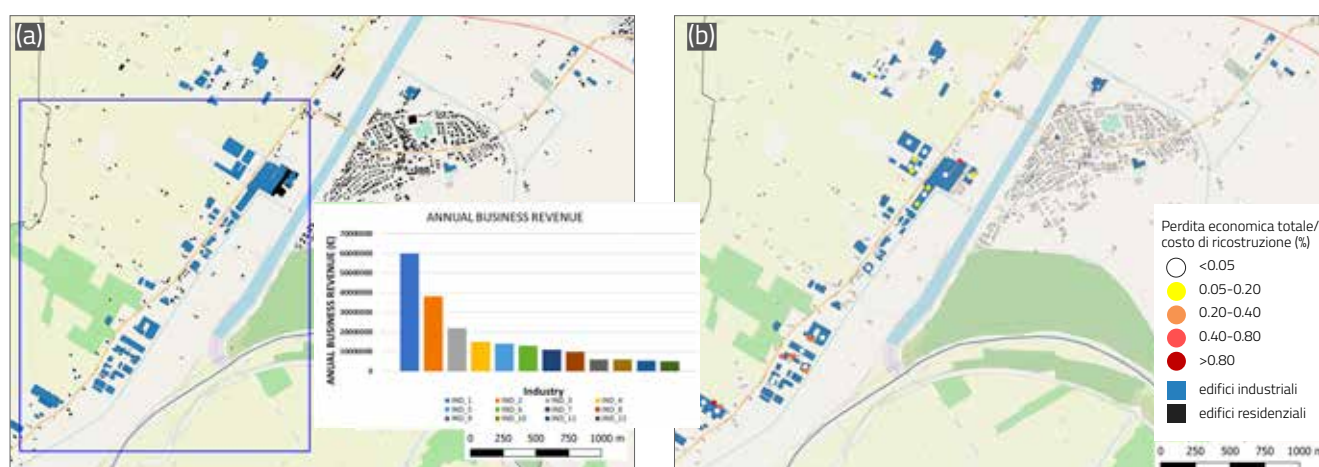


Figura 35. Analisi benefici costi su edifici industriali per differenti costi di trattamento: a 25,00 €/mc (a); 50,00 €/mc (b); 75,00 €/mc (c); 100,00 €/mc (d).

7. Analisi di rischio per le reti di trasporto stradali

Le attività e le abitudini della società moderna si basano su una comunicazione rapida e che si muove contemporaneamente a più livelli: idee, immagini, parole, servizi, beni, persone viaggiano e si diffondono in maniera più veloce rispetto al passato, anche recente. Le reti di comunicazione sia tradizionali che moderne, devono quindi garantire sempre efficienza e sicurezza, anche a seguito di eventi inattesi e distruttivi. È certamente questo il caso delle reti di trasporto tradizionali, come le strade e le linee ferroviarie che, a seguito di eventi catastrofici, possono generare perdite direttamente ed indirettamente legate ai molteplici settori economici di un paese.

In questo capitolo verrà presentata una breve analisi bibliografica della letteratura di settore, con particolare riferimento ai modelli di valutazione delle perdite dovute a riduzioni e/o cessazioni di servizio delle reti di trasporto, a seguito di eventi calamitosi. Si propone infine una nuova metodologia e si presentano i risultati preliminari ottenuti dall'analisi di una porzione di rete stradale di Terre del Reno.

7.1. Livelli di analisi relative allo studio delle reti di trasporto

Se si deve seguire un approccio basato sul rischio, con il fine di valutare l'impatto socio-economico relativo allo scenario post-terremoto, si deve tener conto della funzionalità delle infrastrutture critiche, tra cui le reti di trasporto. Per quanto riguarda il periodo di analisi, si possono in genere identificare due principali approcci:

- effetti a breve termine, circoscritti all'immediato scenario post-terremoto, nella misura in cui deve essere garantita l'accessibilità per le squadre di soccorso ed i servizi di emergenza a comunità piccole e più isolate;
- effetti a lungo termine, considerando che la funzionalità della rete di trasporto può essere gravemente danneggiata da un terremoto e pertanto devono essere intrapresi lavori di riparazione volti a ripristinare le condizioni iniziali.

Una recente revisione degli approcci metodologici [SINER-G, 2009] finora sviluppati per le infrastrutture critiche di un sistema di trasporto, ha permesso di identificare i seguenti livelli di analisi:

- Livello 0 o analisi di vulnerabilità che, partendo da uno specifico scenario sismico, valuta il livello di danno sperimentato da ciascun elemento della rete stradale (ponte, tunnel, terrapieno, ecc.);
- Livello I o analisi di connettività in cui, a seguito della perdita di servizio di alcune connessioni della rete, in un fissato scenario post-sismico, valuta l'accessibilità a un'area specifica;
- Livello II.a o analisi della capacità che analizza la riduzione del livello di prestazioni dell'intera rete che a sua volta, provocherà un deterioramento dell'infrastruttura e un drastico aumento dei costi per gli utenti;
- Livello II.b o analisi di funzionalità in cui vengono presi in considerazione gli effetti di uno scenario sismico e le interdipendenze, nella misura in cui possono influenzare tutti gli aspetti della vita degli abitanti e degli stakeholder ed i relativi impatti economici, a seguito di un terremoto verificatosi in un'area specifica.

Sulla base di queste premesse, vale la pena notare che i gestori delle reti di trasporto devono far fronte al problema di una pianificazione ottimale delle contromisure di mitigazione sismica con budget disponibili sempre più limitati.

A tale proposito, sebbene l'analisi di funzionalità sembri la più esaustiva nel valutare tutti gli aspetti socio-economici, a breve e lungo termine, potenzialmente interessati da uno scenario sismico, essa richiede una conoscenza approfondita di tutto il quadro sociale ed economico dell'area d'analisi che non è sempre disponibile a livello locale. Pertanto, un'analisi della capacità sembra l'approccio più fattibile per valutare, anche se in misura minore, gli impatti socio-economici relativi alla mobilità che, a sua volta, rappresenta un aspetto significativo nella valutazione generale della qualità della vita nello scenario post-terremoto.

7.2. Valutazione del rischio, approcci di mitigazione e retrofitting sismico per le reti di trasporto: stato dell'arte

Il potenziale distruttivo prodotto dalla liquefazione è ormai ben noto in ogni parte del mondo e sono numerosi gli eventi che lo testimoniano: Christchurch nel 2010, nel 2011 e nel 2016; Tohoku Oki nel 2011; Emilia Romagna nel 2012 e Kumamoto nel 2016, tra i più noti e recenti. E'

indubbio che i danni dovuti alla liquefazione si rilevino non solo sui fabbricati, ma anche sulle opere più generalmente legate ai sistemi produttivi delle società (e le reti di trasporto sono tra le opere più importanti).

Dai primi anni Novanta, sono stati sviluppati diversi metodi per la valutazione del rischio associato agli eventi sismici e la stima delle conseguenti potenziali perdite, implementati successivamente su piattaforme GIS (Geographic Information Systems). Tra i recenti progetti di ricerca sviluppati, sia in ambito nazionale che internazionale, e più strettamente legati alle analisi di reti di trasporto e/o delle singole infrastrutture viarie, è doveroso annoverare il progetto europeo AllTrain (All-Hazard Guide for Transport Infrastructure; 2013-2015), il progetto italiano STRIT (Tools and Technologies for Risk Management of Transport Infrastructure; 2012-2015) ed il progetto statunitense HAZUS® (2004) che prevedono la stima delle perdite economiche con analisi a livello di singolo elemento, specialmente ponti e gallerie considerati intrinsecamente i più vulnerabili della rete (AllTrain, 2015; STRIT project; HAZUS, 2004). Altri progetti europei prevedono invece un'analisi a livello di rete, più o meno avanzata, rispetto a specifici pericoli derivanti da eventi naturali, come il progetto SYNER-G 2009-2012 (SYNER-G, 2013), il progetto SecMan - Security Risk Management Processes for Road Infrastructures 2011-2013 (SecMan Project, 2013) ed il progetto CRISMA - Modelling CRISIS Management for improved action and preparedness 2012-2015 (Molarius et al., 2014) oppure da eventi intenzionali come possibili attacchi terroristici analizzati nel progetto europeo SeRoN - Security of Road Transport Networks project 2007-2013 (SeRoN, 2012). Un esempio di applicazione dell'analisi di rischio per la chiusura forzata di un'arteria stradale di importanza strategica in Nuova Zelanda (con relativa analisi trasportistica per la stima dei costi che prevede esplicitamente un'aliquota dovuta alla crescita del rischio che avvengano incidenti stradali) è stato presentato da Seville e Nicholson (2001).

Per quanto invece riguarda la valutazione del rischio sismico ed il processo decisionale degli interventi di mitigazione sui sistemi di trasporto, per i quali è sempre richiesta almeno un'analisi a livello di rete, le ricerche finora sviluppate hanno principalmente riguardato analisi di rischio sismico circoscritte ai ponti, generalmente considerati i componenti più vulnerabili agli eventi sismici.

Un approccio di retrofitting sismico dei ponti è stato sviluppato ad esempio nel software RE-DARS-2 (Risks from Earthquake Damage to the Roadway System, 2003-2006) che fornisce le prestazioni sismiche ottimali della rete di trasporto analizzata, scelta all'interno di un ventaglio di strategie di mitigazione ipotizzate, confrontando i costi totali risultanti da ogni strategia (Werner et al., 2006).

Una metodologia più raffinata e volta a migliorare l'analisi di retrofitting, è stata proposta da Chang (2010), il quale ha sviluppato un approccio sistematico per la valutazione del rischio e la gestione dei sistemi di trasporto negli scenari post-sisma. La metodologia risulta valida sia per il contesto immediatamente successivo all'evento (come la valutazione dei migliori percorsi per l'immissione/emissione dai punti strategici), sia per il medio/lungo periodo post-sisma (come l'analisi di traffico e di capacità dell'intera rete stradale). Il metodo di Chang considera la variazione di domanda che potrebbe generarsi nel passaggio da pre- a post-sisma, modificando la matrice origine-destinazione (O/D) post-terremoto come input per l'analisi dei flussi di traffico, al fine di tenere conto del cambiamento del modello di traffico dopo l'evento sismico e del danneggiamento delle infrastrutture di trasporto. In particolare, per considerare il danno indotto dal terremoto, vengono modificate le fasi di generazione e distribuzione degli spostamenti nell'analisi del traffico.

7.3. Il concetto di Esposizione nell'analisi di rischio delle reti di trasporto

Tenendo conto della sequenza di sottosistemi coinvolti nella liquefazione sismica, la metodologia di valutazione del rischio può essere espressa quantificando la probabilità di accadimento e l'incertezza associata all'intensità del terremoto, al movimento del suolo, alla manifestazione di liquefazione, alla risposta strutturale, al danno fisico e alle perdite socio-economiche. Il rischio associato ad un possibile scenario sismico o di liquefazione, riferito ad un determinato asset della rete di trasporto, può essere definito come una combinazione di *Rischio, Vulnerabilità ed Esposizione*.

I concetti relativi al Rischio di liquefazione e alla Vulnerabilità sono stati e sono tuttora argomento di spiccato interesse nell'ambito dell'ingegneria geotecnica. Nel proseguo ci si limiterà alla definizione del concetto di Esposizione relativa ai sistemi di trasporto.

Stato di danno	Cedimenti [m]			Descrizione	Stato limite di Servizio
	min	max	mean		
minore	0.02	0.08	0.05	Lieve cedimento della parte superiore del rilevato; piccole fessure sulla pavimentazione stradale; lievi cedimenti del piano viabile.	Tratto stradale aperto al traffico e soggetto ad una riduzione di velocità di percorrenza.
moderato	0.08	0.22	0.15	Profondo cedimento della parte superiore del rilevato; fessure mediamente estese sulla pavimentazione stradale; considerevoli cedimenti del piano viabile.	Tratto stradale parzialmente chiuso durante i lavori di ripristino e soggetto ad una riduzione di velocità di percorrenza.
esteso	0.22	0.58	0.40	Profondo ed esteso cedimento del rilevato; fessure estese sulla pavimentazione stradale; considerevoli ed estesi cedimenti del piano viabile.	Tratto stradale chiuso al traffico durante i lavori di ripristino.

Tabella 3. Definizione dei limiti dello stato di danno dei rilevati stradali (SINER-G, 2014).

L'Esposizione può essere definita come la quantificazione dei danni socio-economici che un evento catastrofico può produrre per una comunità. Per le infrastrutture strategiche, come le reti di trasporto, la valutazione dell'esposizione può essere molto difficile perché questo parametro è intimamente correlato alla stima dei *Costi Sociali*.

La definizione dei *Costi Sociali* comprende tutte le "perdite" sociali ed economiche che una comunità affronta dopo un evento catastrofico e possono essere raggruppate principalmente in:

- perdite dirette: da una parte relative ai costi di riparazione o di sostituzione degli elementi danneggiati dell'infrastruttura e dall'altra relative alle vittime e alle lesioni fisiche causate di un evento catastrofico;
- perdite indirette: derivate dalle conseguenze dovute a possibili riduzioni ed interruzioni temporanee del servizio (legate anche alla resilienza o ridondanza della rete) che, nel caso dei sistemi di trasporto, potrebbero comportare gravi ripercussioni sui vari settori economici come agricoltura, industria e servizi.

In questo studio, le perdite indirette sono state valutate mediante il costo totale del ritardo (definito in termini anglosassoni Total Delay Cost, TDC), come conseguenza della perdita di funzionalità delle reti di trasporto, nell'ambito dell'analisi della capacità.

7.4. Modello di vulnerabilità per i sistemi di trasporto

La rete stradale è composta da diversi elementi e infrastrutture che, in base alle loro caratteristiche (geometria, materiali usati,

età, ...), in seguito ad eventi di liquefazione, potrebbero subire vari livelli di danno. Nell'ambito di questa analisi, l'attenzione è stata focalizzata sui rilevati stradali.

Per la definizione dei limiti dello stato di danno per i rilevati stradali, è stata adottata la classificazione proposta nel progetto SYNER-G (SINER-G, 2014) e riassunta in tabella 3.

7.5. Perdite indirette legate ai sistemi di trasporto

Le conseguenze della perdita di funzionalità delle reti di trasporto potrebbero dipendere dalle caratteristiche del sistema di trasporto stesso come la configurazione della rete, la ridondanza, la domanda di traffico e la capacità, la presenza, la quantità e la posizione delle infrastrutture sensibili (ponti, tunnel, rilevati, ...). Gli impatti sui flussi di traffico e sugli spostamenti potrebbero influenzare tutti i settori economici che quotidianamente utilizzano le reti di trasporto per le loro attività.

Per la stima degli impatti della perdita di funzionalità delle reti di trasporto è stata adottata la valutazione del costo totale del ritardo, TDC. Questo approccio implica che il tempo di viaggio sia uno degli elementi più significativi tra i diversi termini che contribuiscono al costo generalizzato del trasporto, (in terminologia anglosassone Generalized Transport Cost, GTC) che può essere definito come una misura del costo complessivo che viene sostenuto da ciascun utente del trasporto in una specifica area di analisi, calcolato su base giornaliera e per uno specifico motivo di spostamento.

Il TDC può essere espresso mediante la seguente equazione:

$$TDC = GTC_{post} - GTC_{pre} \quad [13]$$

dove:

GTC_{post} = Costo generalizzato del trasporto nello scenario post - evento;

GTC_{pre} = Costo generalizzato del trasporto nello scenario pre - evento.

L'equazione soprariportata fornisce i costi valutati su base giornaliera a seguito dell'evento catastrofico e, al fine di valutare il Costo Sociale Globale (definito in termini anglosassoni Overall Social Cost, OSC), relativo alla mobilità in una specifica area di analisi, il GTC_{post} deve essere moltiplicato per il numero complessivo di giorni necessari a ripristinare le condizioni pre-evento della rete di trasporto.

L'analisi TDC richiede, almeno, la conoscenza dell'intera matrice degli spostamenti Origine-Destinazione (O/D) dell'area di analisi e, più in generale, lo sviluppo e l'implementazione di un modello di previsione della domanda di trasporto che viene di seguito presentato.

7.6. Il modello di previsione della domanda di trasporto

Il modello di previsione della domanda di trasporto, definito in terminologia anglosassone Travel Demand Forecasting Model, TDFM (Cascetta, 2009), è uno dei modelli di previsione più noti e utilizzati nell'ingegneria dei trasporti.

Il modello TDFM, storicamente denominato modello di domanda di trasporto a quattro stadi

di, è un modello matematico in quattro fasi in grado di riprodurre su base oraria, tutti gli spostamenti che si verificano in una specifica area di analisi, in base allo scopo, al ruolo socio-economico dell'utente, al periodo di tempo, all'origine, alla destinazione, alla modalità di trasporto e al percorso. In particolare, il modello è la combinazione di quattro sotto-modelli separati: il modello di emissione del traffico, il modello di distribuzione del traffico, il modello di scelta modale ed il modello di scelta del percorso. In Figura 36 è riportata la rappresentazione concettuale del modello di previsione della domanda di trasporto.

Il modello TDFM può essere formalmente espresso attraverso la seguente equazione:

$$d_{od}^i(s, h, m, k) = d_o^i(sh) \cdot p^i(d/osh) \cdot p^i(m/oshd) \cdot p^i(k/oshdm) \quad [14]$$

dove:

$d_{od}^i(s, h, m, k)$ è il numero medio di spostamenti effettuati dall'utente di classe i , a partire dalla zona di traffico di origine o , terminando nella zona di traffico di destinazione d , per uno scopo specifico s , nel periodo di tempo h , utilizzando la modalità di trasporto m , e scegliendo il percorso di viaggio k ;

$d_o^i(sh)$ è il numero medio di spostamenti effettuati dall'utente di classe i , a partire dalla zona di traffico di origine o , per uno scopo specifico s e nel periodo di tempo h ;

$p^i(d/osh)$ è l'aliquota parziale di spostamenti effettuati dall'utente di classe i a partire dalla zona di traffico di origine o , terminando nella zona di traffico di destinazione d , per uno scopo specifico s , nel periodo di tempo h ;

$p^i(m/oshd)$ è l'aliquota parziale di spostamenti effettuati dall'utente di classe i a partire dalla zona di traffico di origine o , terminando nella zona di traffico di destinazione d , per uno scopo specifico s , nel periodo di tempo h , utilizzando la modalità di trasporto m ;

$p^i(k/oshdm)$ è l'aliquota parziale di spostamenti effettuati dall'utente di classe i , a partire dalla zona di traffico di origine o , terminando nella zona di traffico di destinazione d , per uno scopo specifico s , nel periodo di tempo h , utilizzando la modalità di trasporto m , e scegliendo il percorso di viaggio k .

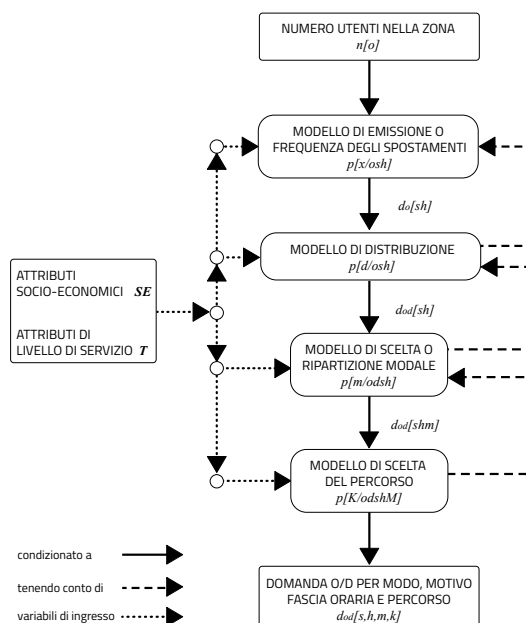


Figura 36. Sistema di modelli di domanda a quattro stadi (Cascetta, 2009).

7.7. Il caso studio di Terre del Reno

Ogni agglomerato urbano e la relativa rete di trasporto presentano peculiarità che meritano valutazioni preliminari ad hoc relative all'identificazione delle corrette dimensioni spaziali della rete di trasporto da analizzare. Ciò consiste principalmente nella definizione dell'area di progetto e di quella di studio; nella suddivisione dell'area in zone di traffico (zonizzazione) e nell'identificazione della rete di base (Cascetta, 2009). Poiché il territorio di Terre del Reno è caratterizzato dalla forte presenza di spostamenti di attraversamento, le aree di studio e di progetto non coincidono.

In questo caso l'area di progetto può essere identificata nei distretti di San Carlo mentre la

dimensione dell'area di studio (che comprende sempre la prima e all'interno della quale si esauriscono la maggior parte degli effetti delle variazioni di traffico) è stata definita dai risultati ottenuti dall'analisi di sensibilità: tre aree circolari con un raggio di 20 km, 40 km a 60 km centrate nell'area di progetto, sono state utilizzate come aree di studio. È stato infine sviluppato un modello TDFM per ciascuna area di studio ed i risultati sono stati mostrati nella Figura 37.

Come è possibile osservare dalla Figura 37c, il confronto tra flussi stimati e misurati (in tre diversi anni: 2013, 2014 e 2015) suggerisce una dimensione dell'area di studio di almeno 60 km di raggio. Per questo motivo, il modello TDFM è stato sviluppato, calibrato e validato sperimentalmente in un'area di 60 km di raggio attorno a

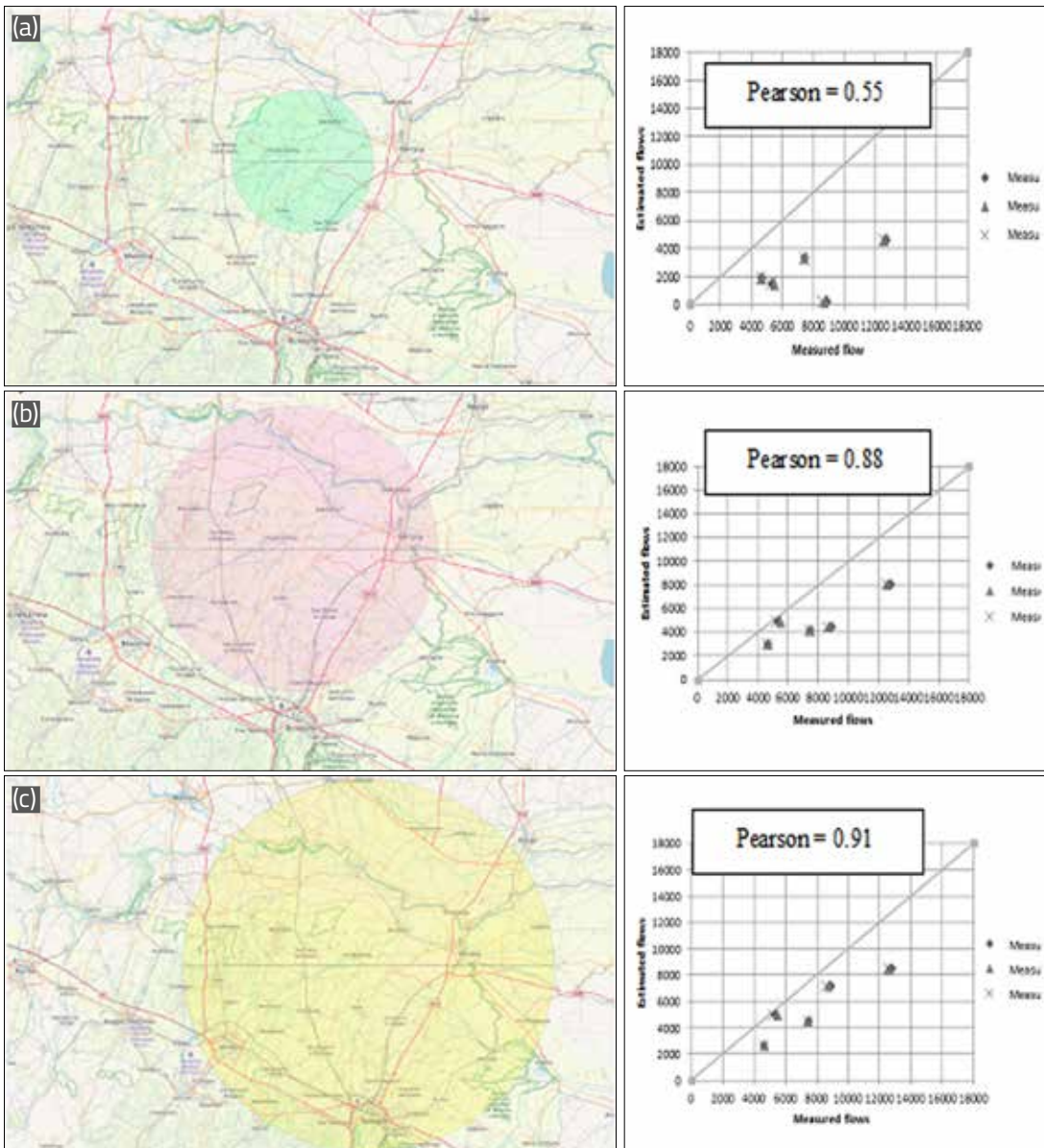


Figura 37. Analisi di sensibilità con aree di studio di raggio pari a 20 km (a), 40 km (b) e 60 km (c).

un'area rurale situata nel distretto di Terre del Reno.

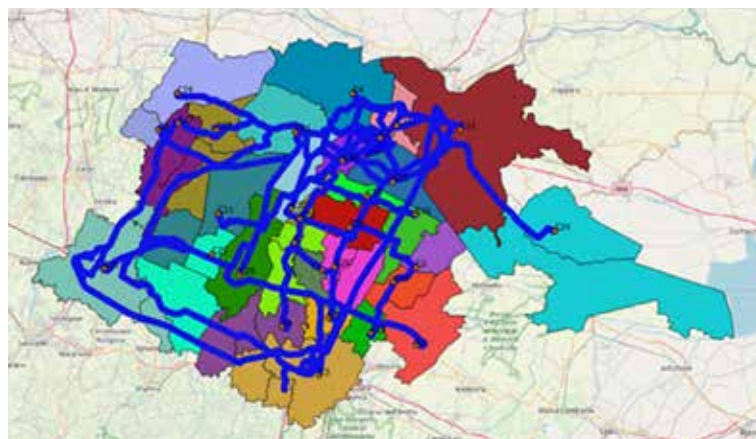
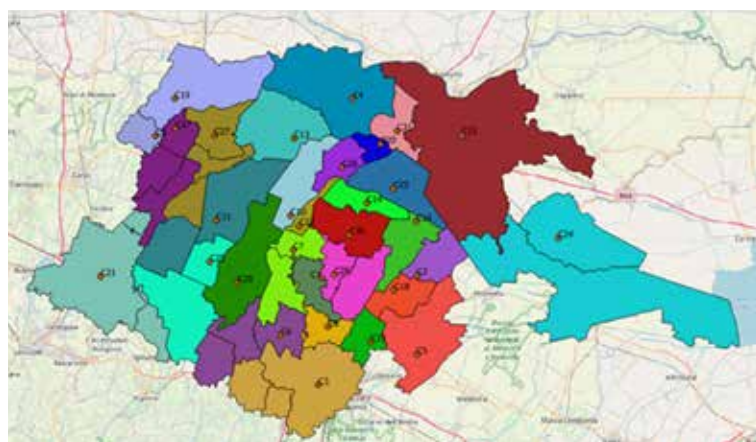
Ulteriori ipotesi alla base del modello sono state le seguenti:

- l'area di studio del modello abbraccia, come già evidenziato, una scala territoriale sovra-provinciale (ma non regionale); pertanto, trattandosi di una cosiddetta "area vasta", si è ritenuto opportuno assumere una discretizzazione delle zone di traffico alla scala comunale;
- gli effetti degli eventi sismici che provocheranno i fenomeni di liquefazione nella zona di studio sono prevalentemente circoscritti alla conurbazione di Terre del Reno;
- gli spostamenti monetizzabili sono sostanzialmente quelli legati al motivo casa-lavoro/studio; si ricorda a tal proposito che tali tipologie di spostamento sono connotate dalla minore rigidità in termini di elasticità della curva della domanda rispetto a quelli relativi ad altri motivi e/o ad attività ricreative;

- gli spostamenti per il motivo casa-lavoro/studio sono considerati prevalenti nello scenario di mobilità che si intende misurare;
- la fluttuazione giornaliera di mobilità è stata partizionata considerando due soli scenari: uno di punta che si manifesta prevalentemente in due fasce orarie (dalle 7:00 alle 9:00 e dalle 17:00 alle 19:00) ed uno di morbida per il resto della giornata;
- per i motivi sovraesposti la matrice O/D è stata sviluppata partendo dai dati sul pendolarismo sistematico raccolti mediante il Censimento ISTAT del 2011; si ricorda che tali dati consentono anche di evidenziare una disaggregazione di tipo modale;
- la realizzazione di eventuali aree di ricovero provvisorio (*shelter areas*) è stata assunta in prossimità del centro abitato principale a livello comunale e pertanto i fattori di emissione e di attrazione delle zone di traffico sono considerati invariati nello scenario ex-ante ed ex-post sisma;
- trattandosi infine di una simulazione di scenario in area vasta, con spostamenti anche di significativa entità (in termini di tempi di percorrenza e traiettorie), i meccanismi di scelta del percorso sono considerati connotati da un livello epistemico mediamente basso e pertanto appare lecito (anche in virtù della prevedibile installazione della segnaletica verticale direzionale di carattere provvisorio) assumere un sotto-modello di assegnazione di tipo prevalentemente deterministico.

Figura 38: Identificazione dei centroidi e delle zone di traffico.

Figura 39: Individuazione della rete stradale di base.



A seguito dell'identificazione dell'area di studio, sono stati individuati 31 centroidi con le relative zone di traffico (Figura 38) ed è stata infine identificata la rete di base (Figura 39).

La formula proposta da Karamitros et al. (2013) è stata quindi applicata per stimare i cedimenti dei rilevati stradali dislocati sul territorio di Terre del Reno, avendo schematizzato i rilevati come carico uniformemente distribuito proporzionale all'altezza (Figura 42) ed avendo calcolato precedentemente il corrispondente spessore dello strato liquefacibile e della crosta sovrastante (rispettivamente Figura 40, Figura 41). Infine, nella Figura 43 è stata riportata la mappa dei cedimenti calcolati per i rilevati stradali relativamente all'evento sismico del 20 maggio 2012.

Come già precedentemente introdotto, per la definizione dei limiti dello stato di danno relativi ai rilevati stradali, è stata adottata la clas-

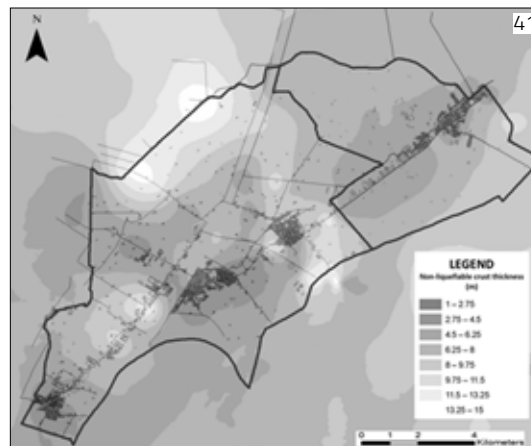
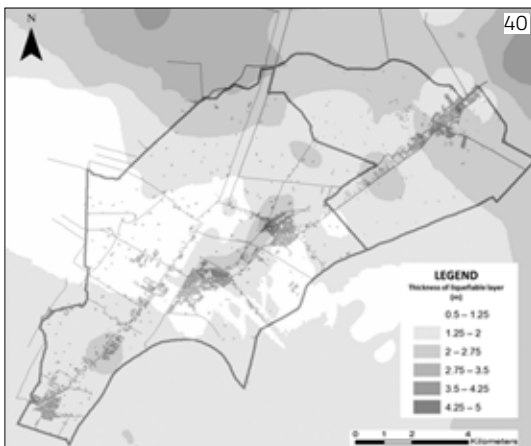
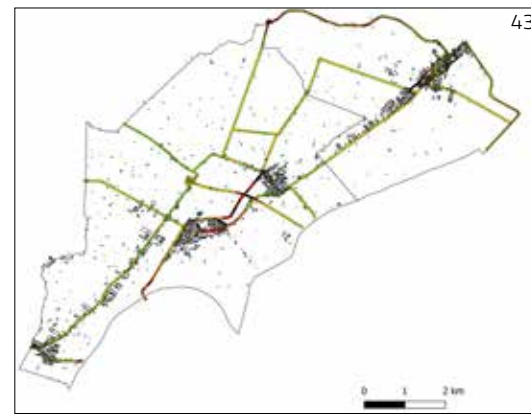
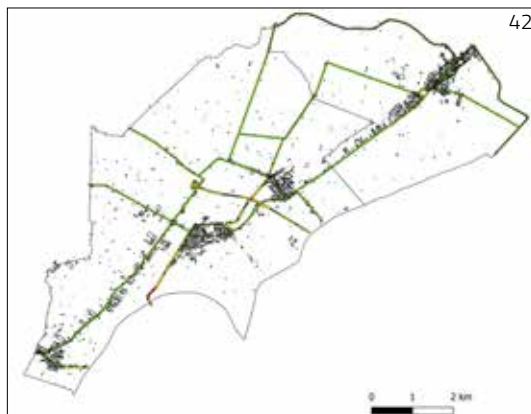


Figura 40. Mappa dello spessore dello strato liquefacibile.

Figura 41. Mappa dello spessore della crosta superficiale.



Benefici/costi
 ● <math>< 0.20</math>
 ● 0.20-0.50
 ● 0.50-1.00
 ● > 1.00

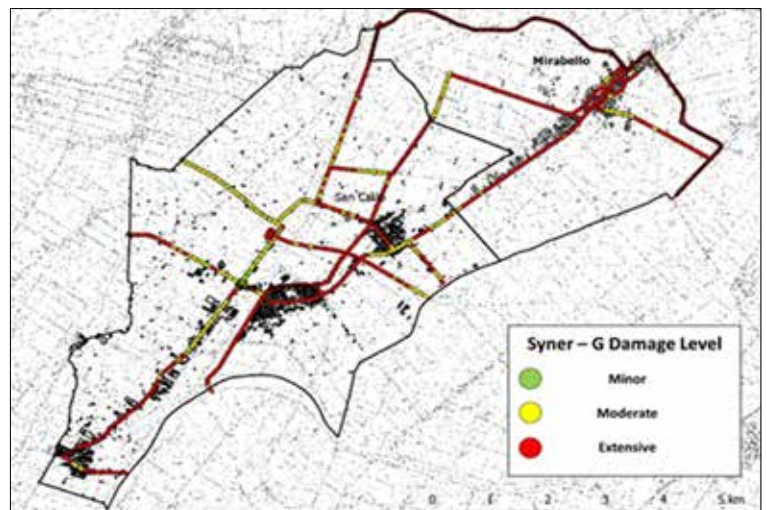
Figura 42. Mappa dell'altezza dei rilevati stradali.

Figura 43. Mappa dei cedimenti dei rilevati stradali.

sificazione SYNER-G (2014), sintetizzata nella Tabella 3, e i risultati ottenuti in termini di livello di servizio o funzionalità, sono mostrati nella Figura 44.

Come già evidenziato in precedenza, a causa delle fluttuazioni dei flussi di traffico che si verificano nella giornata e nei diversi giorni di una settimana, sono state eseguite simulazioni con dati di traffico diversi che caratterizzano i periodi di "picco" (primo mattino e tardo pomeriggio) e periodi "fuori picco", comunemente detti di morbida, con l'obiettivo di simulare il volume orario di traffico effettivo sulla rete stradale in una tipica giornata lavorativa. In questo caso studio, per ogni scenario (sia pre-liquefazione che post-liquefazione), i valori del volume orario di traffico sono stati assegnati alla rete secondo la regola convenzionale nota con il nome di "tutto o niente".

A titolo di esempio, gli scenari pre- e post-liquefazione (correlati all'evento sismico specifico del 20 maggio 2012) dell'area del progetto relativi al periodo di picco mattutino, sono stati riportati rispettivamente nella Figura 45 e nella Figura 46.



Come si può facilmente osservare dalla simulazione, l'interruzione di alcuni collegamenti stradali causati dai fenomeni di liquefazione è responsabile di una redistribuzione dei flussi di traffico originali che comporta un aumento del tempo di viaggio e, a sua volta, dei costi sociali.

Per ogni scenario, sono stati valutati i tempi di viaggio sull'intera rete stradale di base, consi-

Figura 44. Mappa dei livelli di servizio dei rilevati stradali.

Figura 45. Distribuzione dei flussi di traffico giornalieri generata dal modello TDFM per lo scenario pre-liquefazione.

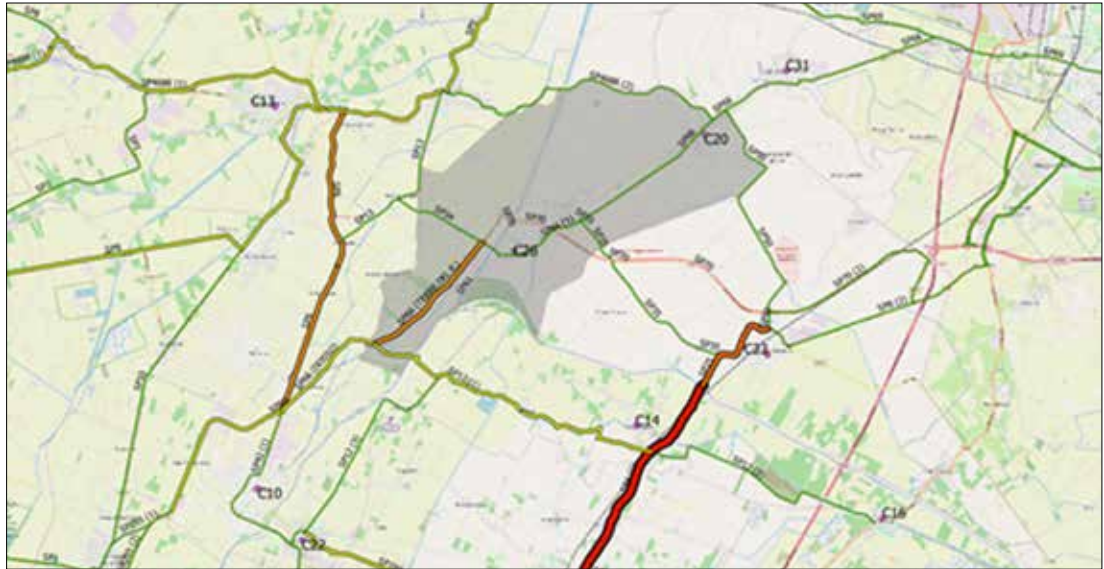


Figura 46. Distribuzione dei flussi di traffico giornalieri generata dal modello TDFM per lo scenario post-liquefazione.



derando una tipica giornata lavorativa e spostamenti sistematici di tipo casa- lavoro e casa-studio e, in base al costo di viaggio per veicoli pesanti e leggeri, è stato calcolato il costo generalizzato medio del trasporto.

Per mezzo dell'Equazione 13, è stato valutato il costo totale del ritardo (TDC) per ogni scenario post-liquefazione e, al fine di valutare il costo sociale globale (OSC), il costo del totale del dovrebbe essere moltiplicato per il numero complessivo di giorni necessari per ripristinare le condizioni pre-sisma della rete di trasporto. Si tenga presente che durante il periodo dell'evento post-liquefazione non sono state prese in considerazione variazioni nella domanda di trasporto poiché, come precedentemente indicato,

l'area di studio è molto più grande della dimensione dell'area del progetto ed è stato ipotizzato che il traffico che circola nell'area di studio non sarà drammaticamente influenzato dall'evento sismico.

Dal confronto dei tempi di viaggio per gli spostamenti lungo la rete negli scenari post e pre-evento, è stato possibile valutare il ritardo complessivo orario, che l'intero sistema sconta, a seguito della variazione subita dalla rete che, in questo caso, si traduce necessariamente in allungamenti anche molto consistenti dei percorsi di viaggio. Quindi, valutati i ritardi orari sia per le ore di picco che per quelle *off-peak*, è stato valutato un ritardo giornaliero pari a circa 16.700 minuti.

8. Conclusioni

Nel presente lavoro si è esposta una metodologia per la valutazione del rischio da liquefazione sviluppata nell'ambito del progetto Liquefact. Il metodo proposto adotta strumenti analitici volutamente semplificati, ovvero tali da essere implementati agevolmente su una piattaforma GIS ed applicati in maniera estensiva richiedendo un coinvolgimento relativamente ridotto dell'operatore. La procedura è stata applicata al caso di studio di Terre del Reno, un comune nato nel 2017 dalla fusione delle municipalità di Sant'Agostino, comprendente anche la frazione di San Carlo, e Mirabello, tutti centri colpiti duramente da fenomeni di liquefazione durante la sequenza sismica di maggio-giugno 2012.

Le analisi sono state condotte a vari livelli, elaborando informazioni disponibili da diverse banche dati riguardanti le caratteristiche del sottosuolo, gli edifici civili ed industriali ed i danni rilevati nel post-terremoto. I risultati mostrano una geolocalizzazione del rischio piuttosto eterogenea, funzione della combinazione di fattori geologici, geotecnici, strutturali ed economici presenti nel territorio considerato. La validazione delle procedure, svolta con metodi quantitativi, ha evidenziato una discreta sovrapposizione delle aree a maggior rischio con le osservazioni maturate successivamente al sisma del 20 maggio 2012.

Va infine evidenziato che i ragionamenti svolti ed i relativi risultati hanno carattere puramente

indicativo e devono essere visti in un'ottica globale, e non riferendole singolarmente sui diversi casi, poiché vi sono notevoli margini di incertezza derivanti dal fatto che i dati di partenza sono frutto di analisi statistiche e geostatistiche di informazioni ricavate da banche dati elaborate con metodologie semplificate. Valutazioni puntuali del rischio sui singoli edifici o infrastrutture, richiedono indagini da effettuare ad hoc sulle caratteristiche dei terreni e degli edifici, metodologie più avanzate e considerazioni socio-economiche basate su una conoscenza diretta del contesto di riferimento.

Ringraziamenti

Il presente lavoro è stato svolto grazie al contributo erogato dall'Unione Europea per il progetto LIQUEFACT "Assessment and mitigation of liquefaction potential across Europe: a holistic approach to protect structures/infrastructures for improved resilience to earthquake-induced liquefaction disasters" (ID 700748 programma H2020-DRS-2015).

Inoltre, le analisi svolte sono il risultato di un accordo di collaborazione istituzionale tra Regione Emilia-Romagna e Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale - Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica, per *"l'acquisizione e l'analisi di dati per la valutazione della vulnerabilità a liquefazione e dei danni indotti ad infrastrutture e strutture e per lo sviluppo di approcci metodologici finalizzati al miglioramento della resilienza"*.

Riferimenti bibliografici

- All Train (2015). All-Hazard Guide for Transport Infrastructure. © Copyright 2013 – 2015. The AllTrain Consortium. Website: <http://www.alltrain-project.eu/>
- Arias A. (1970). A measure of earthquake intensity. Seismic design for nuclear power plants, R. J. Hansen, ed., MIT Press, Cambridge, Mass.
- Baecher G.B. & Christian J.T. (2003). Reliability and statistics in geotechnical engineering. Chichester, England: Wiley.
- Bardet J.P., Tobita T., Mace N., Hu J. (2002). Regional modeling of liquefaction induced ground deformation. Earthq Spectra; 18(1): 19–46.
- Baggio C., Bernardini A., Colozza R., Corazza L., Della Bella M., Di Pasquale G., Dolce M., Goretti A., Martinelli A., Orsini G., Papa F., Zuccaro G., (2009). "Manuale per la compilazione della scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica (AeDES)". Dipartimento della Protezione Civile.

- Bird J., Crowley H., Pinho R., Bommer J. (2005). Assessment of building response to liquefaction induced differential ground deformation, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 38-4, Dec. 2005, 215-234.
- Bird J., Bommer J., Crowley H., Pinho R. (2006). Modelling liquefaction-induced building damage in earthquake loss estimation, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 26 (2006) 15–30.
- Bommer J.J. & Abrahamson N.A. (2006). Why do modern probabilistic seismic-hazard analyses often lead to increase hazard estimates? *Bulletin of Seismological Society of America* 96:6, 1967–1977.
- Bondesan A. & Bondesan M. (1990). Breve storia idrografica del territorio ferrarese. <http://www.naturalistiferraresi.org/wp-content/uploads/2017/03/Storia-Idrografica-del-Ferrarese.pdf>
- Boscardin M.D., & Cording E. J. (1989). Building response to excavation-induced settlement, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 115, No. 1, January, 1989. ©ASCE, ISSN 0733-9410/89/0001-0001. Paper No. 23066.
- Boulanger R.W. & Idriss I.M. (2014). "CPT and SPT based liquefaction triggering procedures". Department of Civil and Environmental engineering, University of California at Davis.
- Boulanger R.W. & Idriss I.M. (2015). CPT-based liquefaction triggering procedure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(2), p.04015065.
- Boulanger R. & Ziotopoulou K. (2012). PM4Sand (Version 2): a sand plasticity model for earthquake engineering applications. Report no. UCD/CGM-12/01, center for Geotechnical Modeling.
- Campbell K. W., & Bozorgnia Y. (2012). A Comparison of Ground Motion Prediction Equations for Arias Intensity and Cumulative Absolute Velocity Developed Using a Consistent Database and Functional Form. *Earthquake Spectra*, 28(3), 931-941.
- Cascetta E. (2009). "Transportation Systems Analysis. Models and Applications." Second Edition, Springer Verlag, DOI 10.1007/978-0-387-75857-2, pp. 1-752.
- Cetin K. O., Seed R. B., Der Kiureghian A., Tokimatsu K., Harder L. F., Kayen R. E., Moss R.E. S. (2004). Standard penetration test-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 130(12), 1314–340.
- Chang L. (2010). "Transportation system modeling and applications in earthquake engineering". Doctoral Thesis in the Graduate College of the University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Chilès J. P. & Delfiner P. (2012). *Geostatistics: Modeling Spatial Uncertainty*, 2nd Edition – Wiley - ISBN: 978-0-470-18315-1, p. 726.
- Comerio M.C. (editor) (2005). PEER testbed study on a laboratory building: exercising seismic performance assessment. PEER Report. PEER 2005/12.
- Cornell C.A. & Krawinkler H. (2000). Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment. PEER Center News, 3, 1-3.
- Cubrinovski M. & Ballegooy S. (2017). System response of liquefiable deposits, 3rd Int. Conf. on Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering.
- DPC (2017). Microzonazione sismica, Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazione (LQ), versione 1.0, Commissione tecnica per la microzonazione sismica, Dipartimento della Protezione Civile, Roma, 57 pp.
- Emergeo Working Group (2013). Liquefaction phenomena associated with the Emilia earthquake sequence of May-June 2012 (Northern Italy). *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 13, 935-947.
- Fardis M.N. et al. (2005). Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. General rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures. Eurocode Expert, ICE and Thomas Telford, UK.
- FEMA/NIBS (1998). HAZUS - Earthquake Loss Estimation Methodology. Vol. 1, 1998.
- Fioravante V., Giretti D., Abate G., Aversa S., Boldini D. (2013). Earthquake geotechnical engineering aspects: the 2012 Emilia Romagna earthquake (Italy). Seventh international Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, April 29 th – May 4th, 2013. Chicago (US).

- Flora A., Bilotta E., Chiaradonna A., Fasano G., Lirer S., Mele L., Nappa V. (2021). Tecniche di mitigazione del rischio liquefazione sismo-indotta dei terreni. In: sostituire con Atti del webinar "Il progetto Liquefact in Emilia-Romagna", 17 febbraio 2021, Regione Emilia-Romagna, 90-107.
- Fotopoulou S., Karafagka S., Pitilakis K. (2018). Vulnerability assessment of low-code reinforced concrete frame buildings subjected to liquefaction-induced differential displacements, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 110 (2018) 173–184.
- Grant R., Christian J.T. and Vanmarcke E.H. (1974). Differential settlement of buildings, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 100(9), pp. 973-991.
- Idriss, I.M., Boulanger, R.W. (2010). SPT-based liquefaction triggering procedure. Report # UCD/CGM-10/02 of the Center for Geotechnical Modeling, 259 pp.
- INGV-DPC (2004 – 2006). Mappe interattive di pericolosità sismica, Progetto S1, Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi. http://esse1-gis.mi.ingv.it/help_s1.html
- Itasca Consulting Group, Inc. (2016). FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua, Ver. 8.0. Minneapolis: Itasca.
- Iwasaki T., Tatsuoka F., Tokida K., Yasuda S. (1978). A Practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. [conference]: 2nd International conference on Microzonation. - 1978: 885-896.
- Karamitros D.K., Bouckovalas G. D., Chaloulos Y.K. (2013). Seismic settlements of shallow foundations on liquefiable soil with a clay crust. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 46. 64-76.
- Karimi Z. & Dashti S. (2017). Ground motion intensity measures to evaluate II: the performance of shallow-founded structures on liquefiable ground. *Earthquake Spectra*, 33(1), 277-298.
- Kongar I., Rossetto T., Giovinazzi S. (2015). Evaluating Desktop Methods for Assessing Liquefaction-Induced Damage to Infrastructure for the Insurance Sector, 12th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, ICASP12 Vancouver, Canada, July 12-15, 2015.
- Krawinkler H. (editor) (2005). Van Nuys Hotel building testbed report: exercising seismic performance assessment. PEER Report. PEER 2005/11.
- Lai C.G., Bozzoni F., Mangriotis M.D., Martinelli M. (2015). Soil liquefaction during the May 20, 2012 M5.9 Emilia earthquake, Northern Italy: field reconnaissance and post-event assessment, *Earthquake Spectra*, Volume: 31 issue: 4, page(s): 2351-2373.
- Lee T.H. & Mosalam K.M. (2006). Probabilistic seismic evaluation of reinforced concrete structural components and systems. PEER Report. PEER 2006/04.
- Liquefact, D7.1 (2019). Deliverable 7.1, Manual for the assessment of liquefaction risk, defining the procedures to create the database, collect, define, symbolize and store information in the Georeferenced Information System and to perform and represent the risk analysis. www.liquefact.eu
- Lo Presti D., Giusti I., Cosanti B., Squeglia N., Pagani E. (2016). "Interpretation of CPTu in 'unusual' soils". *Italian Geotechnical Journal*, 4/2016. Luzi L, Pacor F, Puglia R (2019). *Italian Accelerometric Archive v3.0*. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Dipartimento della Protezione Civile Nazionale. doi: 10.13127/itaca.3.0.
- Macaulay T. (2009). *Critical Infrastructures*, Taylor & Francis, 342 pp.
- Madiai C., Vannucchi G., Baglione M., Martelli L., Veronese T. (2016). Utilizzo di prove penetrometriche statiche a punta meccanica per la stima del potenziale di liquefazione, *Rivista Italiana di Geotecnica* 3/16, pp.14-24.
- Millen M., Ferreira C., Quintero J., Gerace A., Viana da Fonseca A. (2019). Simplified equivalent soil profiles based on liquefaction performance. 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. Rome, Italy.
- Mitrani-Reiser J., Haselton C.B., Goulet C., Porter K.A., Beck J., Deierlein G.G. (2006). Evaluation of the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete frame building - part II: loss estimation. 8th NCEE, San Francisco, California, April 18-22, 10 pp.
- Moehle J.P. (2003). A framework for performance-based earthquake engineering. Proc. ATC-15-9 Workshop on the Improvement of Building Structural Design and Construction Practices, Maui, HI, June.

- Molarius R., Tuomaala P., Piira K., Rääkkönen M., Aubrecht C., Polese M., Zuccaro G., Pilli-Sihvola K., Rannat K. (2014). "Systemic Vulnerability and Resilience Analysis of Electric and Transport Network Failure in Cases of Extreme Winter Storms". In: Beer, M.; Au, S.-K.; Hall, J. W. (Eds.): *Vulnerability, Uncertainty, and Risk: Quantification, Mitigation, and Management*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers (ASCE), pp. 608–617.
- NZGS, 2016. Earthquake geotechnical engineering practice, Module 2: Geotechnical investigations for earthquake engineering, New Zealand Geotechnical Society and Ministry of Business Innovation & Employment (MBI E) Earthquake Geotechnical Engineering Practice in New Zealand, 44 pp.
- NZGS, 2016. New Zealand Geotechnical Society, Earthquake Geotechnical Engineering Practice, Module 3: identification, assessment and mitigation of liquefaction hazards, New Zealand Geotechnical Society and Ministry of Business Innovation & Employment (MBI E) Earthquake Geotechnical Engineering Practice in New Zealand.
- Porter K.A. (2003). An overview of PEER's Performance-based earthquake engineering methodology, ICASP9, Civil Engineering Risk and Reliability Association (CERRA), San Francisco, CA, July 6-9.
- Poulos H.G., Carter J.P., Small J.C. (2001). Foundations and retaining structures: research and practice, Proc. XV ICSMGE, Istanbul, vol.4, pp.2527-2606.
- Powers D. M. W. (2011). Evaluation: from precision, recall and F-measure to ROC, informedness, markedness and correlation, *J. of Mach. Lear. Tech*, 2(1), 37-63.
- Rauch A.F., Martin J.R. (2000). EPOLLS model for predicting average displacements on lateral spreads. *ASCE J Geotech Geoenviron Eng* 2000;126(4):360–71.
- RER (2012). Primo rapporto sugli effetti della liquefazione osservati a S. Carlo, frazione di S. Agostino (Provincia di Ferrara) - Regione Emilia Romagna Servizio Geologico e dei Suoli e Dipartimento della Protezione Civile Ufficio Rischio Sismico e Vulcanico. <https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/sismica/liquefazione-gruppo-di-lavoro>
- Robertson P.K. & Wride, C.E. (1998). 'Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test', *Canadian Geotechnical Journal* 35, 442–459.
- Romeo R.W. (2012). Emilia (Italy) M5.9 Earthquake on 20 May 2012: un unusual pattern of liquefaction. *Italian Journal of Engineering Geology and Environment*, 2012 (2), 75–84.
- Rovida A., Camassi R., Gasperini P., Stucchi M. (a cura di) (2011). *Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI11)*. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), Milano, Bologna. <https://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI11>
- SecMan Project (2013). "SECURITY MANUAL FOR EUROPEAN ROAD INFRASTRUCTURE" Website: www.sec-man-project.eu. Copyright: SecMan Consortium.
- Seed H. B. & Idriss I. M. (1982). "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes". Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, Monograph Series, p. 13.
- SeRoN (2012). Deliverable D400 "Importance of the structures for the traffic network". © Copyright 2009 – 2012. The SeRoN Consortium.
- Seville E. & Nicholson A. (2001). Risk and Impact of Natural Hazards on a Road Network. In *Journal of Transportation Engineering - asce - J TRANSP ENG-ASCE*. 127. 10.1061/(ASCE)0733-947X(2001)127:2(159).
- SHARE Project: Giardini, D., Woessner J. , Danciu L. (2014). Mapping Europe's Seismic Hazard. *EOS*, 95(29): 261-262.
- SIMQKE User Manual (1976). NISEE Software Library, University of California, Berkeley, USA. Tokimatsu K, Seed HB. Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking. *ASCE J Geotech Geoenviron Eng* 1987;113(8): 861–78.
- Sinatra L. & Foti S. (2015). "The role of aftershocks in the liquefaction phenomena caused by the Emilia 2012 seismic sequence". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 75. August 2015.
- STRIT project. Website: <http://www.stress-scarl.com/it/innovazione/i-progetti-nazionali/strit.html>.
- SYNER-G (2013). *Systemic Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline Networks and Infrastructures Safety Gain*. ISBN: 978-92-79-33135-0. DOI: 10.2788/23242. Website: <http://www.vce.at/SYNER-G/files/project/proj-overview.html>
- SYNER-G (2014). *SYNER-G: Typology Definition and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk*. ISBN 978-94-007-7871-9. DOI 10.1007/978-94-007-7872-6.

- Tonkin & Taylor (2016). <https://www.youtube.com/watch?v=rH-UUx5W1rw>
- Toprak S., Holzer T. L., Bennett M. J., Tinsley J. C. (1999). "CPT- and SPT-based probabilistic assessment of liquefaction potential." Proceedings of Seventh US Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Life-line Facilities and Counter-measures Against Liquefaction, T. D. O'Rourke, J. P. Bardet, and M. Hamada, eds., Report MCEER-99-0019, MCEER, NY.
- Van Ballegooy S., Malan P., Lacrosse V., Jacka M.E., Cubrinovski M., Bray J.D., O'Rourke T.D., Crawford S.A., Cowan H. (2014). Assessment of Liquefaction-Induced Land Damage for Residential Christchurch. Earthquake Spectra (30) No. 1: pages 31–55, February 2014.
- Viggiani C., Mandolini A., Russo G. (2012). Pile and piled foundations, Taylor & Francis, 278 pp.
- Werner S.D., Taylor C.E., Cho S., Lavoie J.-P., Huyck C., Eitzel C., Chung H., Eguchi R. T. (2006). "REDARS 2 METHODOLOGY AND SOFTWARE FOR SEISMIC RISK ANALYSIS OF HIGHWAY SYSTEMS". Special Report MCEER-06-SPO8. Federal Highway Administration.
- Yasuda S. & Ishikawa K. (2018). Liquefaction-induced Damage to Wooden Houses in Hiroshima and Tokyo during Future Earthquakes. 16 ECEE, Thessaloniki, Greece, June 2018.
- Youd T.L., Hansen C.M., Bartlett S.F. (2002). Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement. ASCE J Geotech Geoenviron Eng 2002;28(12):1007–17.
- Youd T. L., & Perkins D. M. (1978). Mapping Liquefaction-induced Ground Failure Potential, J. Geotech. Eng. Div., ASC E, 104, 433–446pp.
- Youd T.L. & Perkins D.M. (1987). Mapping of liquefaction severity index. ASCE J Geot. Eng 1987;113(11):1374–92.
- Zhang G., Robertson P.K., Brachman R.W.I. (2002). Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground. Canadian Geotechnical Journal 39: 1168–80.
- Zhang G., Robertson P.K., Brachman R.W.I. (2004). Estimating liquefaction-induced Lateral Displacements from CPT for level ground. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. AUGUST 2004.

5. Tecniche di mitigazione del rischio liquefazione sismo-indotta dei terreni

Flora A. ⁽¹⁾, Bilotta E. ⁽¹⁾, Chiaradonna A. ⁽²⁾, Fasano G. ⁽¹⁾, Lirer S. ⁽³⁾, Mele L. ⁽¹⁾, Nappa V. ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura (DiSt), Università degli Studi di Napoli "Federico II";

⁽²⁾ Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile-Architettura ed Ambientale (DICEAA), Università degli Studi dell'Aquila;

⁽³⁾ Dipartimento di Ingegneria della Stabilità, Università di Roma Guglielmo Marconi

L'articolo introduce brevemente le tecniche di consolidamento dei terreni utilizzabili ai fini della mitigazione del rischio di liquefazione, soffermandosi in particolare su quelle più innovative studiate nell'ambito del progetto europeo LIQUEFACT: l'uso di dreni orizzontali e la parziale saturazione indotta (Induced Partial Saturation, IPS). Partendo dalle evidenze sperimentali acquisite a diverse scale – in laboratorio, in centrifuga su modelli in piccola scala e in un campo prova in vera grandezza – l'articolo propone semplici procedure di progettazione per le due tecniche, evidenziandone l'utilità anche in condizioni di non completa liquefazione. Anche quando la liquefazione, cioè l'annullamento delle tensioni efficaci, non è raggiunto, la loro riduzione può essere così elevata da generare meccanismi non compatibili con la sicurezza del costruito, quali cedimenti assoluti e differenziali eccessivi o, addirittura, pericolose riduzioni dei margini di sicurezza a carico limite. L'articolo, richiamando anche i dettami delle norme italiane recentemente aggiornate (NTC2018), segnala il fatto che, per quanto riguarda il progetto degli interventi di consolidamento per la mitigazione del rischio da liquefazione, il progettista ha grandi margini di libertà, da utilizzare al fine di un progetto ragionevolmente cautelativo, tenendo conto appunto anche dei possibili problemi antecedenti il completo sviluppo della liquefazione.

1. Introduzione

La liquefazione è un fenomeno che si può manifestare durante un evento sismico, in depositi sabbiosi saturi e poco addensati, a causa della rapida perdita di resistenza al taglio e di rigidità dei terreni dovuta all'insorgere di sovrappressioni neutre (Δu). Gli effetti della liquefazione al piano campagna possono essere molteplici (fuoriuscita di sabbia e acqua, cedimenti, espansioni laterali, fratture) e generalmente causano danni anche rilevanti alle strutture esistenti: l'entità dei danni che si manifestano in superficie dipende dallo spessore e dalla profondità degli strati interessati dal fenomeno della liquefazione, nonché dalla tipologia di edificio presente al piano campagna.

In Europa il rischio di liquefazione è concentrato in poche aree, caratterizzate da significativa sismicità e da caratteristiche geologiche e morfologiche dei siti che li rendono vulnerabili a questo fenomeno. Tra queste aree, le più estese sono quelle situate in Emilia-Romagna, in vaste zone interessate da depositi alluvionali sciolti pianeggianti, geologicamente giovani, e da una falda molto superficiale. Questa evidenza è assunta all'attenzione dell'opinione pubblica in occasione della ben nota sequenza sismica che ha colpito la pianura emiliana nel mese di maggio

del 2012 (gli eventi principali si sono registrati il 20 maggio con una $M_L=5.9$ e il 29 maggio con una $M_L=5.8$), che ha causato estesi fenomeni di liquefazione. Le manifestazioni più significative si sono localizzate principalmente in corrispondenza del paleo-alveo del Reno in prossimità della frazione di San Carlo del Comune di Terre del Reno (Figura 1). Gli effetti sul costruito sono stati evidenti e rilevanti, e hanno interessato principalmente edifici con fondazioni superficiali (monumenti, piccoli edifici in muratura, capannoni) e anche opere in terra, come ad esempio argini fluviali. Come illustrato da Di Ludovico et al. (2021) in un'altra nota presentata a questo convegno, tali danni - quando presenti - sono stati in termini relativi più ingenti di quelli causati dalle sollecitazioni inerziali innescate nelle strutture in elevazione dallo scuotimento sismico. In altre parole, sebbene la drastica riduzione di rigidità a taglio causata dall'accumulo di sovrappressioni neutre nei terreni suscettibili alla liquefazione induca un abbattimento molto importante delle sollecitazioni inerziali sugli edifici (fungendo da isolatore naturale), gli effetti diretti della liquefazione prima citati inducono dissesti quasi sempre più rilevanti. Ciò che cambia, tra l'altro, è il meccanismo critico e il quadro fessurativo osservato.

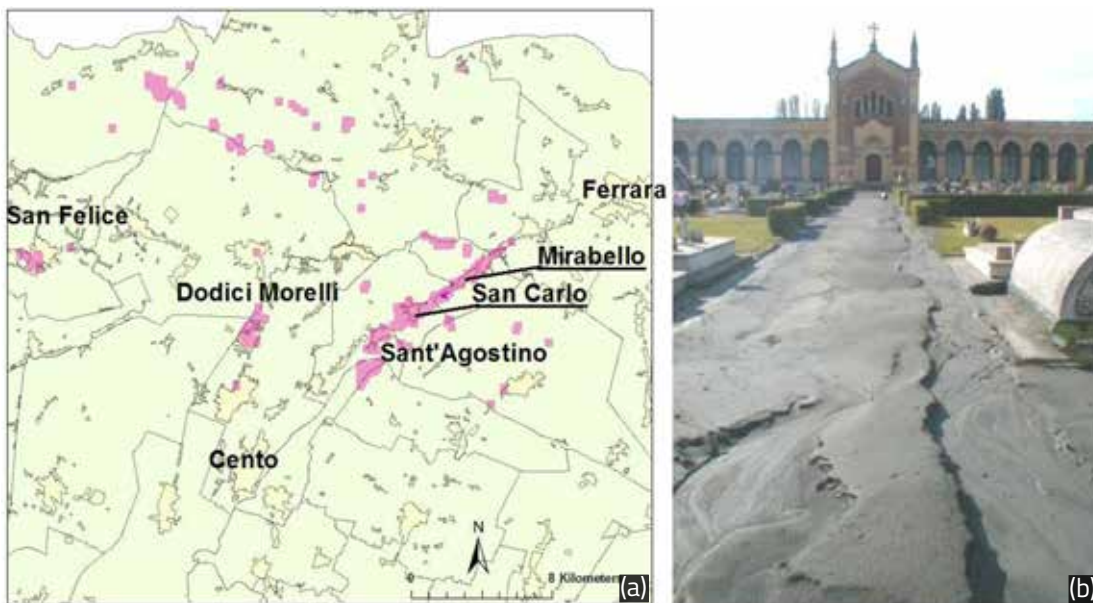


Figura 1. (a) Mappa dei fenomeni di liquefazione osservati in Emilia Romagna dopo gli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012; (b) manifestazione di liquefazione con fuoriuscita di sabbia a San Carlo (Fiorevante et al., 2013).

Al fine di suggerire i necessari interventi di mitigazione del rischio da liquefazione nei terreni suscettibili a tale fenomeno, è necessario procedere per passi successivi, che possono essere sinteticamente riassunti come segue:

- a. valutazione del rischio da liquefazione del sito di interesse,
- b. previsione degli effetti attesi al piano campagna,
- c. scelta della tecnica di mitigazione più idonea,
- d. progetto dell'intervento.
- e. Per il primo punto (a), esistono metodi semplificati oramai ben consolidati nella pratica ingegneristica e suggeriti nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018), così come richiamato nel capitolo 2.

Per quanto riguarda gli altri punti, a livello scientifico esistono ancora margini di incertezza sulla validità degli approcci suggeriti in letteratura per la stima degli effetti della liquefazione, e anche gravi lacune in termini di metodologie di progetto delle tecniche di mitigazione. La normativa quindi non entra nei dettagli delle scelte del progettista e non indica prescrizioni cogenti, riflettendo con ciò il fatto che questi aspetti sono ancora per molti aspetti allo stadio di ricerca, e non rappresentano conoscenze talmente consolidate da potere essere esplicitamente introdotte in testi normativi.

Nonostante ciò, è evidente la necessità di fornire indicazioni ai progettisti, soprattutto in relazione ad alcune delle tecniche più innovative

che si stanno affacciando sul mercato professionale. La presente nota riporta quindi brevi richiami e considerazioni con riferimento ad alcuni dei punti sopra elencati, soffermandosi in particolare sui risultati recentemente acquisiti nell'ambito del progetto europeo LIQUEFACT.

2. Valutazione del rischio di liquefazione di un deposito e indicazioni normative Italiane

È innanzitutto opportuno richiamare quanto previsto dalla normativa italiana. Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) stabiliscono, al punto 7.11.3.4, che il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione. La quantificazione di queste condizioni di stabilità viene solitamente fatta attraverso il calcolo di un coefficiente di sicurezza alla liquefazione fino ad una profondità di interesse ingegneristico.

In base alle NTC 2018 (punto 7.11.3.4.2), la probabilità che nei terreni sabbiosi saturi si verifichino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla se si verifica almeno una delle seguenti condizioni:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;

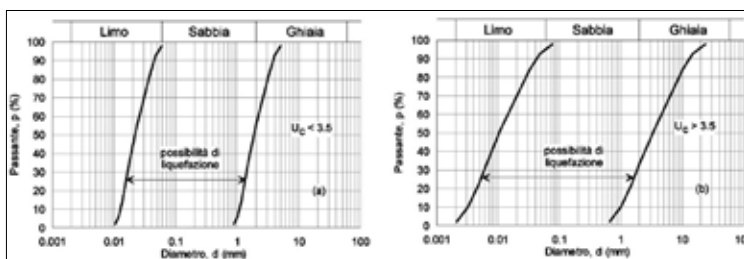
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$, dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata a una tensione efficace verticale di 100 kPa, e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ (Figura 2).

Qualora la prima condizione non fosse verificata e, dunque, l'accelerazione massima attesa al piano campagna fosse maggiore di 0.1 g, occorre che le indagini geotecniche siano finalizzate alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle altre tre condizioni.

Quando nessuna delle quattro condizioni indicate è soddisfatta, il sito è ritenuto suscettibile alla liquefazione (cioè vulnerabile, a causa della presenza di elementi predisponenti) e quindi potenzialmente a rischio (a causa della pericolosità sismica non trascurabile). Occorre pertanto procedere alla valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefificabili.

Per la verifica è possibile utilizzare procedure di analisi avanzate in grado di simulare l'insorgere di sovrappressioni neutre nel terreno, oppure si può procedere con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza FS_{liq} viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. Solitamente si utilizzano le prime, anche perché in questo modo si evita di introdurre ulteriori ipotesi semplificative nell'analisi

Figura 2. Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione (da NTC 2018).



(l'uso delle curve di resistenza cicliche di laboratorio rende infatti necessario equiparare l'azione sismica irregolare ad una sequenza ciclica regolare caratterizzata da un numero di cicli equivalente N_{cyc}).

La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima a_{max} attesa al suolo, secondo la procedura empirica più consolidata, oppure di quella $a(z)$ alla generica profondità di interesse, nel caso in cui siano utilizzati i risultati di analisi di risposta sismica locale.

Il metodo di gran lunga più diffuso per la valutazione del potenziale di liquefazione è quello che fa riferimento a questa procedura empirica, e che calcola il coefficiente di sicurezza $FS_{liq}(z)$ (Seed e Idriss, 1971; Boulanger e Idriss, 2015; Robertson e Wride, 1998) in condizioni di *free field* (campo libero, privo di edifici e strutture) come rapporto tra la tensione tangenziale necessaria ad indurre la liquefazione (*espressa dal rapporto di resistenza ciclica, CRR*) e la sollecitazione indotta dal sisma (*espressa dal rapporto tensionale ciclico, CSR*):

$$FS_{liq}(z) = \frac{CRR(z)}{CSR(z)} = \frac{CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad [1]$$

dove la capacità $CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1}$ è calcolata in riferimento ad un evento sismico di magnitudo $M=7.5$ e uno stato tensionale efficace verticale di un'atmosfera ($\sigma'_v = 103$ kPa). Il coefficiente *MSF (Magnitude Scaling Factor)* è un fattore di scala della magnitudo e i due coefficienti correttivi K_σ e K_α portano in conto rispettivamente gli effetti della tensione verticale e un eventuale sforzo di taglio statico preesistente l'evento sismico.

I valori di CRR sono generalmente ricavati da correlazioni empiriche basate sui risultati di prove in sito CPT e SPT (Boulanger e Idriss, 2015) quali ad esempio:

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1} = \exp\left(\frac{q_{clNes}}{113} + \left(\frac{q_{clNes}}{1000}\right)^2 - \left(\frac{q_{clNes}}{140}\right)^3 + \left(\frac{q_{clNes}}{137}\right)^4 - 2.8\right) \quad [2a]$$

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1} = \exp\left(\frac{(N1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right) \quad [2b]$$

dove q_{c1Ncs} e $(N_{1,60cs})$ sono rispettivamente i valori normalizzati della resistenza alla punta CPT e del numero di colpi N_{SPT} corretti per tener conto della frazione fine (FC).

Tipicamente il rapporto di tensione ciclico CSR è calcolato attraverso la nota equazione (Seed & Idriss, 1971):

$$CSR(z) = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad [3]$$

in cui σ_v e σ'_v sono la tensione litostatica totale ed efficace alla generica profondità (z) , a_{max} è il valore di picco dell'accelerazione orizzontale attesa in superficie, g è l'accelerazione di gravità e r_d è un fattore riduttivo dell'accelerazione con la profondità z che può essere stimato empiricamente o determinato numericamente attraverso una analisi di risposta sismica locale.

La valutazione semplificata del coefficiente di sicurezza attraverso l'eq. 1 trascura necessariamente alcuni meccanismi in realtà presenti, e ben noti in letteratura (interazione idraulica tra strati contigui, fenomeni di parziale drenaggio, modifica della sollecitazione sismica a seguito della liquefazione), che combinati tra di loro possono comportare a volte una stima non cautelativa del potenziale di liquefazione di un deposito (Cubrinovski et al., 2018). In particolare, l'interazione idraulica tra strati contigui, e cioè la modifica del regime di pressioni neutre durante il sisma o nei momenti immediatamente successivi causata da flussi transitori generati dai gradienti idraulici relativi alle Δu sismicamente generate, può portare a liquefazione strati inizialmente non completamente liquefatti. L'argomento, di grande rilevanza pratica, è tuttavia ancora oggetto di ricerca e di tentativi di modellazione semplificata che ne possano rendere possibile la valutazione nella pratica professionale. Sebbene quindi non siano al momento disponibili semplici strumenti di valutazione quantitativa, le potenziali conseguenze negative di questo "effetto sistema" causato dall'interazione tra strati contigui (Cubrinovski et al., 2018) deve spingere il progettista ad una certa cautela nella scelta dei margini di sicurezza da adottare.

A questo proposito si osservi che le NTC 2018 non indicano un valore specifico di coefficiente di sicurezza da utilizzare come riferimento, sot-tendendo di fatto che qualsiasi valore maggiore dell'unità sia in linea di principio soddisfacente.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve quindi essere valutata e motivata dal progettista.

Il fatto che ad una generica profondità si abbia $FS_{liq}(z) < 1$ non implica necessariamente che gli effetti al piano campagna e i danni attesi alle strutture esistenti siano significativi. Per quantificare il rischio di liquefazione di un sottosuolo, infatti, è opportuno determinare la risposta integrale del deposito. Ciò può essere fatto attraverso un indicatore integrale del potenziale di liquefazione fino ad una profondità z_{max} , tipicamente posta pari a 20 m. L'indicatore cumulato rappresenta in modo sintetico la severità degli effetti attesi al piano campagna, e può quindi essere considerato come rappresentativo della domanda nella valutazione del rischio da liquefazione per le strutture in elevazione.

L'indicatore più utilizzato è certamente quello introdotto da Iwasaki et al. (1978) LPI (*Liquefaction Potential Index*) che quantifica il rischio di liquefazione in corrispondenza di una generica verticale attraverso la seguente espressione:

$$LPI = \int_0^{20} F(z) \cdot W(z) dz \quad [4]$$

Dove z è la profondità in metri, e esono rispettivamente:

$$F(z) = \begin{cases} 1 - FS_{liq} & \text{for } FS_{liq} < 1 \\ 0 & \text{for } FS_{liq} \geq 1 \end{cases} \quad [5a]$$

$$W(z) = 10 - 0.5z \quad [5b]$$

LPI ha il difetto di considerare solo gli strati che hanno un coefficiente di sicurezza FS_{liq} inferiore all'unità, trascurando completamente l'effetto degli strati che, anche se non completamente liquefatti ($FS_{liq} > 1$), subiscono una significativa riduzione della resistenza e della rigidezza a seguito dell'insorgere delle sovrappressioni interstiziali Δu , e contribuiscono quindi di fatto alla riduzione di capacità portante degli edifici e all'aumento dei cedimenti. In altre parole, LPI trascura il contributo ai danni attesi al piano campagna dato dagli strati con $FS_{liq} > 1$ (Cascone e Bouckovalas, 1998; Karamitros et al., 2013, Spacagna et al., 2018; Chiaradonna et al., 2018). Anche se negli anni sono state proposte una serie di modifiche all'indicatore originario proprio

Figura 3. (a) definizione delle classi di rischio per gli indicatori integrali LPI e LSN; (b) correlazioni tra LPI e LSN per i territori interessati da fenomeni di liquefazione in Emilia-Romagna (Papathanassiou et al., 2015); (c) mappa del rischio da liquefazione basata sull'indicatore LPI per le aree di San Carlo e Mirabello (Fioravante et al., 2013).

per superarne i limiti (Sonmez 2003; Sonmez e Gokceoglu 2005; Rashidian e Gillins, 2018), la versione originaria è ancora la più utilizzata nella pratica corrente.

Recentemente, Tonkin e Taylor (2013) hanno introdotto un nuovo indicatore del rischio da liquefazione (Liquefaction Severity Number, LSN), definito come il valore integrale delle deformazioni volumetriche ε_v dovute alla dissipazione delle sovrappressioni interstiziali accumulate durante il sisma (Zhang et al., 2002), calcolate per ciascun strato e divise per la profondità del relativo baricentro:

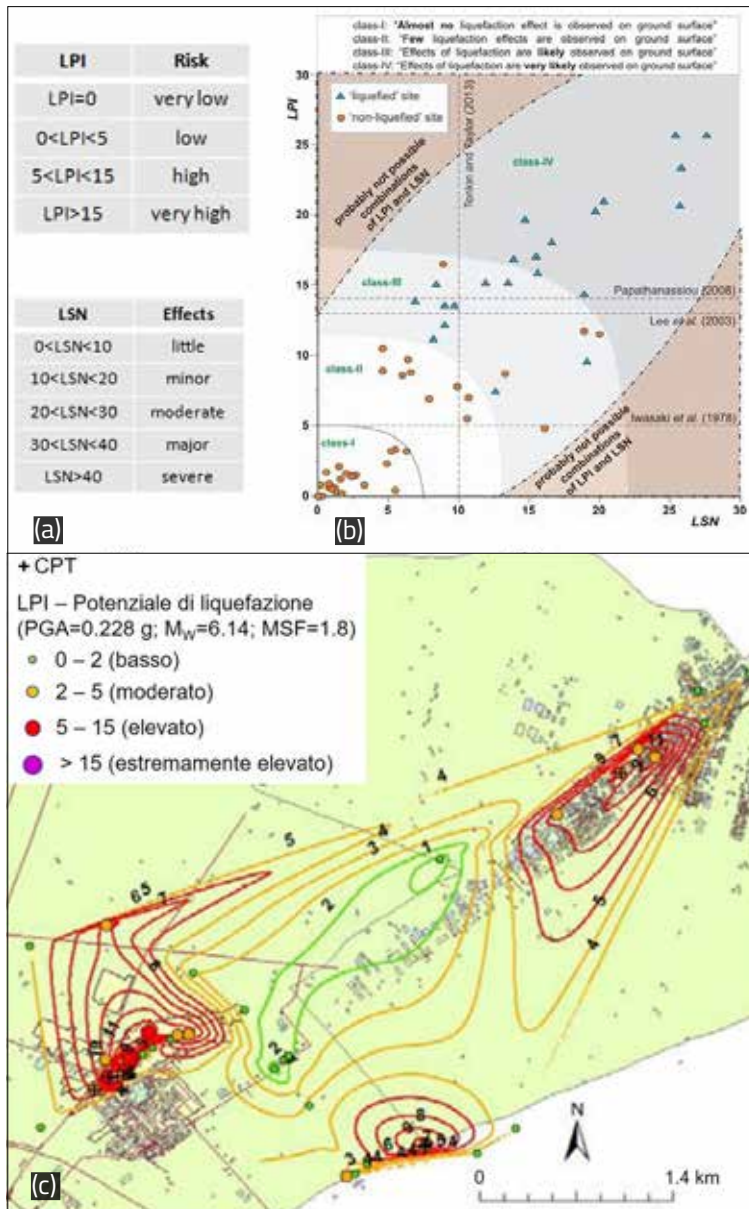
$$LSN = 1000 \cdot \int \frac{\varepsilon_v}{z} \cdot dz \quad [6]$$

LSN considera il contributo di tutti gli strati presenti nel sottosuolo (cioè, non è definita a priori una profondità massima come estremo di integrazione), dando però più rilevanza agli strati più superficiali attraverso la funzione peso iperbolica della profondità ($1/z$). L'indicatore LSN supera il limite di LPI perché considera il contributo di tutti gli strati interessati da sovrappressioni neutre, e quindi anche quelli con $FS_{liq} > 1$, e sta riscuotendo grande successo nelle applicazioni pratiche in molte parti del mondo.

Un esempio di mappatura del rischio da liquefazione calcolato mediante LPI è riportato in Figura 3c, relativamente alle aree di San Carlo e Mirabello in Emilia-Romagna. Nella figura sono anche riportate due tabelle con la definizione delle classi di rischio in funzione dei valori degli indicatori LPI e LSN. Si osserva che il rischio maggiore (LPI > 15, Figura 3c) è proprio concentrato nelle aree limitrofe al vecchio paleo-alveo, in accordo con quanto poi osservato a seguito degli eventi sismici del 2012.

È interessante osservare che, sebbene sia ormai universalmente riconosciuta la necessità di analizzare la risposta di un sottosuolo attraverso un indicatore integrale, le NTC2018 non ne fanno menzione, limitandosi a dare indicazioni sulla necessità di calcolare $FS_{liq}(z)$. Pertanto, sebbene non strettamente richiesto dalla norma, è certamente conveniente valutare la risposta integrale del sottosuolo attraverso l'uso di uno degli indicatori prima riportati, al fine di una stima ragionevole degli effetti in superficie. Altrimenti, se si volesse avere $FS_{liq}(z) > 1$ per ogni z di interesse, si potrebbe giungere ad una valutazione eccessivamente cautelativa del rischio, per la quale ad esempio un singolo valore $FS_{liq}(z) < 1$ ad una sola profondità condurrebbe alla progettazione di interventi di consolidamento non necessari. A conferma di quanto detto, si osserva che l'eurocodice EC8, attualmente in revisione, prevedrà in modo esplicito nella sua nuova versione il suggerimento di quantificare la risposta integrale di un banco al fine della valutazione del rischio.

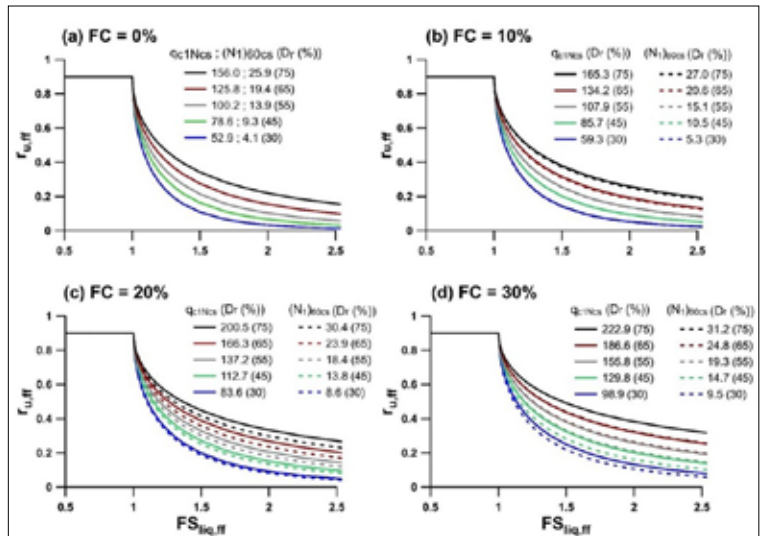
Naturalmente, gli approcci semplificati quantificano il margine di sicurezza rispetto al fenomeno della liquefazione, ma non forniscono alcuna informazione sull'entità delle sovrappressioni neutre indotte nel deposito durante l'evento sismico (rappresentate tipicamente dal rapporto adimensionale di sovrappressioni neutre $r_u = \Delta u / \sigma'_v$) prima che la liquefazione sia raggiunta (solo in quest'ultima condizione, in-



fatti, la sovrappressione è nota per definizione ed è $\Delta u = \sigma'_{v'}$, cioè $r_u = 1$. La quantificazione delle sovrappressioni neutre indotte nel sottosuolo è un aspetto davvero rilevante dal punto di vista ingegneristico per la stima degli effetti al piano campagna: le Δu sono infatti la causa della riduzione di tensioni efficaci e quindi dei cedimenti e della perdita di capacità portante degli edifici durante l'evento sismico (e.g., Cascone e Bouckovalas, 1998; Karamitros et al., 2013), nonché dei cedimenti di riconsolidazione che si hanno dopo l'evento sismico.

Senza ricorrere ad analisi dinamiche rigorose ma più complesse, una stima delle sovrappressioni neutre indotte nel sottosuolo (in condizione di *free field*, cioè in assenza di edifici) può essere fatta attraverso le correlazioni analitiche $r_u - FS_{liq}$ fornite recentemente da Chiaradonna e Flora (2021): in Figura 4, tali correlazioni sono rappresentate graficamente per quattro differenti valori di contenuto in fine (FC, passante in % allo staccio di diametro 0.075 mm) e per differenti valori di q_{c1Ncs} e $(N_{160cs})'$ o alternativamente della densità relativa D_r .

Anche su questo aspetto, si osserva che non esistono indicazioni nelle NTC 2018, e questa carenza può condurre ad una sottostima del reale rischio per gli edifici in elevazione. Se ad esempio in un sito un banco di sabbie sciolte è interamente interessato da coefficienti di sicurezza appena superiori all'unità, la norma indica come soddisfatta la verifica. In realtà, sebbene le valutazioni di FS_{liq} siano affette da molte incertezze e semplificazioni, coefficienti di sicurezza maggiori dell'unità ma prossimi ad essa implicano l'esistenza di sovrappressioni neutre elevate, e quindi di cedimenti e riduzioni di capacità portanti potenzialmente critici. Su quest'aspetto, pertanto, è opportuna da parte dei progettisti una grande cautela. Due sono le strade percorribili a tale scopo: da un lato, è possibile scegliere come valore target di progetto un coefficiente di sicurezza significativamente maggiore dell'unità (ad esempio, $FS_{liq, min} = 1.3$) senza stimare le sovrappressioni neutre attese nel sottosuolo né le sue eventuali conseguenze, dando per scontato che i margini di sicurezza scelti siano sufficienti a garantire riduzioni delle tensioni efficaci non particolarmente critiche, così come indicato dagli abachi di Figura 4; dall'altro, utilizzando tali abachi in modo esplicito, si può operare in modo diverso, e cioè definendo come target di progetto il massimo valore di sovrappressione neutra tollerabile in relazione agli effetti temuti.



Quest'ultimo approccio è certamente più complesso, perché rende necessaria la valutazione quantitativa degli effetti della riduzione di tensioni efficaci stimata in base agli abachi di Figura 4 sui meccanismi di interesse (ad esempio, il carico limite), ma ha il grande vantaggio di rendere possibile una quantificazione degli effetti del sisma rispetto a tutti gli scenari di interesse. Esiste però un problema, in relazione all'uso degli abachi mostrati: essi fanno infatti riferimento alla condizione di campo libero (*free field*) e non possono essere estesi tout court al caso in cui al piano campagna sia presente un edificio. È ben noto che in tal caso i valori di r_u sotto l'edificio sono diversi a causa della presenza di sforzi di taglio statici pre-esistenti e soprattutto a causa del valore diverso della tensione efficace verticale preesistente. In questo caso, per una stima rigorosa dell'effetto dell'edificio bisogna calcolare r_u necessariamente attraverso analisi dinamiche accoppiate (Figura 5). L'affidabilità di tali analisi dinamiche nella valutazione degli incrementi di pressione neutra ed eventualmente dell'insorgere di condizioni di liquefazione durante l'evento sismico è influenzata dalla procedura di calibrazione del modello costitutivo adottato. Una validazione dei risultati numerici

Figura 4. Abachi $r_u - FS_{liq}$ per terreni saturi aventi diverso contenuto in fine (FC, % di passante in peso allo staccio di 0.075 mm) e diverse densità relative, calcolata in base ai risultati di prove CPT o SPT (Chiaradonna e Flora, 2020).

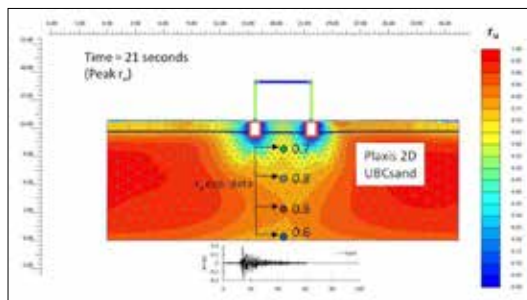


Figura 5. Rapporto di sovrappressione neutra r_u in presenza di una struttura, misurato in prove in centrifuga (punti indicati con valori puntuali) e calcolato nel dominio attraverso analisi numeriche (Bilotta et al., 2019; Fasano, et al., 2020). Si osserva l'effetto benefico del carico imposto dalla struttura, che globalmente riduce r_u rispetto alle condizioni di campo libero.

sulle misure registrate durante eventi reali può migliorare la capacità di previsione del modello. In alcuni casi, i valori dei parametri costitutivi possono essere rimodulati per riprodurre al meglio le misure, tenendo così conto delle capacità previsionali del modello in percorsi tensionali diversi da quelli esperiti in prove di laboratorio. In alternativa ad analisi dinamiche complete, la stima di r_u sotto un edificio può essere condotta seguendo le indicazioni semplificate di letteratura (ad esempio Karamitros et al., 2013).

3. Tecniche innovative di mitigazione del rischio da liquefazione

Le tecniche di mitigazione dal rischio liquefazione sono molteplici (Tabella 1). In via generale, possono essere identificate come tecniche "dirette" quelle che riducono l'accumulo delle sovrappressioni interstiziali durante il fenomeno sismico (drenaggi o desaturazione), oppure "indirette" quelle finalizzate ad aumentare la resistenza alla liquefazione dei terreni, prevenendo lo sviluppo delle sovrappressioni (addensamento, cementazione, aggiunta di materiale plastico).

L'ampio panorama di possibili tecniche si riduce drasticamente quanto l'intervento va effettuato in ambienti urbanizzati, in cui la presenza di edifici e sottostrutture rende impossibile l'uso di tecniche che inducano ad esempio vibrazioni o significativi spostamenti del terreno.

Nell'ambito del progetto LIQUEFACT, il gruppo di ricerca dell'Università degli studi di Napoli Federico II ha verificato l'efficacia di diverse tecniche (tra cui ad esempio l'aggiunta di fine plastico e

l'addensamento), focalizzando però la propria attenzione su due tecniche di mitigazione dirette, particolarmente adatte alle aree urbane perché arrecano un disturbo minimo alle opere circostanti:

- la parziale saturazione indotta (o desaturazione);
- l'installazione di sistemi di drenaggio (principalmente dreni orizzontali).

La prima, nota in letteratura come *Induced Partial Saturation* (IPS), è una tecnica innovativa molto promettente che consiste nell'introdurre o generare nel terreno suscettibile alla liquefazione una certa quantità di aria/gas al fine di ridurre il grado di saturazione iniziale ($S_r=1$). Nell'ambito del progetto LIQUEFACT, l'efficacia della tecnica dell'IPS è stata verificata attraverso uno studio sperimentale molto dettagliato, utilizzando prove di laboratorio, prove in centrifuga (ISMGEO) e verifiche in un campo prova in vera grandezza (Pingue e Siepi, 2021), nonché attraverso l'uso di analisi dinamiche complete ad elementi finiti (Fasano, 2021).

I dreni orizzontali (*Horizontal Drains*, HD) usati per la riduzione del rischio di liquefazione rappresentano un'altra tecnica innovativa non tanto per il meccanismo di mitigazione indotto (filtrazione), quanto per la possibilità di installare le canne drenanti con perforazione direzionale, in tal modo accedendo ai terreni liquefacibili presenti anche al disotto di strutture esistenti in ambito urbano, dove le classiche tecniche di drenaggio (dreni verticali) comporterebbero enormi difficoltà di applicazione e notevoli disturbi sul costruito. In ciò il progetto ha tratto vantaggio da un brevetto disponibile per la loro installazione con disturbo minimo, sviluppato da TREVI, uno dei partner industriali del progetto LIQUEFACT. Si rimanda ai contributi di Fioravante et al. (2021) e Pingue e Siepi (2021) in questo medesimo volume, per maggiori dettagli relativi ai risultati delle relative prove in centrifuga e del campo prova sui dreni orizzontali. Alcuni risultati di analisi dinamiche complete a elementi finiti, relativi agli schemi utilizzati in centrifuga, sono reperibili in Fasano et al. (2019b) e Fasano (2020).

3.1 Parziale saturazione indotta (IPS) – Evidenze di laboratorio

È ben noto, alla scala di laboratorio, che anche una lieve riduzione del grado di saturazione iniziale del terreno comporta un rilevante incre-

Classificazione	Tecnica di mitigazione
Rinforzo	Sostituzione, aggiunta di fine
	Densificazione: pali in sabbia, vibrazione, compattazione dinamica, compattazione con esplosivo, compaction grouting
	Cementazione: permeation grouting, bio-cementazione
Desaturazione	Abbassamento della falda, Parziale saturazione indotta
Drenaggio	colonne di ghiaia, dreni verticali e orizzontali

Tabella 1. Classificazione delle più comuni tecniche di mitigazione del rischio da liquefazione.

mento della resistenza ciclica dei terreni (Chaney, 1978; Yoshimi, 1989; Ishihara et al., 2002; Yegian et al., 2007; Mele et al., 2018; Mele e Flora, 2019). Per elevati gradi di saturazione (in cui la fase fluida è continua e quella gassosa dispersa in forma di bolle), le bolle d'aria all'interno dei pori del terreno - che hanno una rigidezza volumetrica molto più bassa dell'acqua - subiscono in condizioni di carico ciclico non drenato una deformazione volumetrica di compressione che riduce gli incrementi di pressione neutra nell'acqua di porosità, e quindi la suscettibilità alla liquefazione del terreno.

Nell'ambito del progetto LIQUEFACT è stata svolta una ampia sperimentazione di laboratorio mediante prove triassiali cicliche non drenate eseguite su campioni di terreno (Sabbie di Sant'Agostino, bauxite e Sabbia di Inagi; Figura 6 e Tabella 2) ricostituiti a diversi stati iniziali di addensamento (D_r) e grado di saturazione (S_r) (Mele et al., 2018). A titolo di esempio, in Figura 7 sono riportati i risultati delle prove cicliche condotte sui terreni di Sant'Agostino (Emilia-Romagna) nel piano CRR-Nliq. È evidente come la curva di resistenza relativa a terreni non saturi ($50\% < S_r < 90\%$) sia più alta di quella satura ($S_r = 100\%$) corrispondente, ovvero ottenuta nelle stesse condizioni di D_r e tensione di confinamento.

L'effetto positivo della desaturazione può essere rappresentato dal parametro adimensionale LRR15, definito come rapporto tra la CRR calcolata per i terreni non saturi ad un numero di cicli $N_{cyc} = 15$ e quella calcolata per i terreni saturi ($LRR_{15} = CRR_{unsat,15} / CRR_{sat,15}$). In Figura 8a tale rapporto è rappresentato per terreni con diversi gradi di saturazione: si osserva che LRR15 aumenta significativamente al ridursi di S_r , specialmente per alti valori iniziali del grado di saturazione. Mele et al. (2018) hanno introdotto un parametro di stato sintetico di grande utilità: l'energia specifica volumetrica di liquefazione ($E_{v,liq}$), che ingloba l'effetto dell'indice dei vuoti, della tensione di confinamento e del grado di saturazione. $E_{v,liq}$ rappresenta l'energia spesa dal terreno per raggiungere la liquefazione a partire dal suo stato iniziale. Essendo nulla per terreni saturi, $E_{v,liq}$ può essere vista come un parametro che regola l'incremento di resistenza a liquefazione di un terreno non saturo rispetto a quello saturo. Mele e Flora (2019) hanno analizzato la relazione tra tale incremento ΔCRR_{15} ($= CRR_{unsat,15} - CRR_{sat,15}$) ed $E_{v,liq}/p_a$ (dove p_a è la pressione atmosferica introdotta con il solo scopo di rendere la relazione adimensio-

nale), mostrando come ΔCRR_{15} aumenti all'aumentare di $E_{v,liq}$ (Figura 8b). La relazione di Figura 8b risulta estremamente importante in ambito progettuale in quanto, nota $E_{v,liq}$ (calcolata per un certo grado di saturazione), ΔCRR_{15} può essere calcolato di conseguenza. Inoltre, da un punto di vista pratico, poiché N_{liq} varia per le usuali magnitudo dei terremoti in un intervallo ristretto (tipicamente 5-15 cicli) è ragionevole assumere un incremento di resistenza

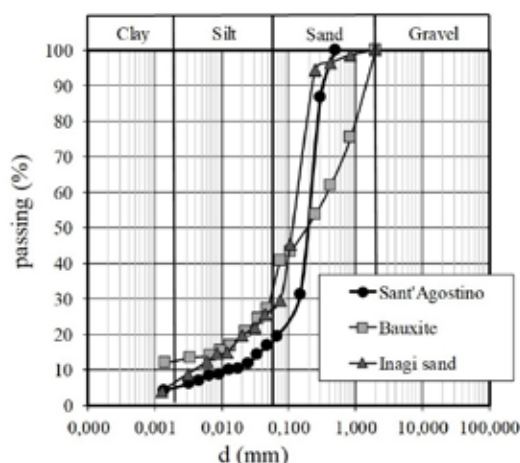


Figura 6. Curve granulometriche dei terreni sottoposti a prova (Mele et al., 2018) i cui risultati sono riportati in questa nota.

	S.Agostino	Bauxite	Inagi
G_s	2.674	2.642	2.656
FC (%)	20.0	40.6	29.5
($d < 0.0075\text{mm}$)			
D_{50} (mm)	0.200	0.200	0.115
e_{max}	1.01	-	1.645
e_{min}	0.370	-	0.907

Tabella 2. Proprietà dei terreni sottoposti a prova (Mele et al., 2018) i cui risultati sono riportati in questa nota.

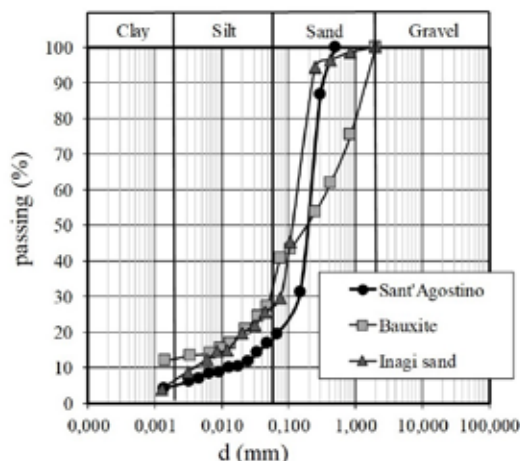
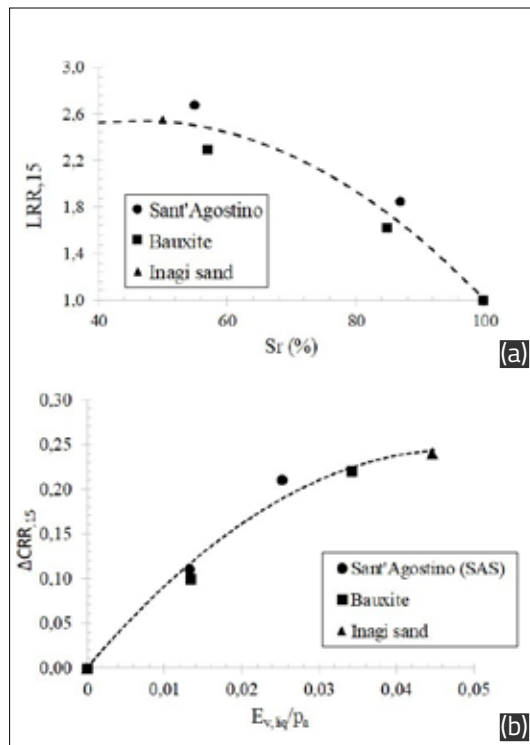


Figura 7. Risultati di prove triassiali cicliche non drenate condotte su campioni ricostituiti della Sabbia di Sant'Agostino (Mele et al., 2018).

Figura 8. (a) Rapporto di resistenza alla liquefazione $LRR_{C,15}$ in funzione del grado di saturazione S_r per i tre terreni descritti in Figura 6 e Tabella 2 (Mele et al., 2018); (b) relazione $\Delta CRR_{C,15}$ e il parametro di stato $E_{v,liq}$ (Mele e Flora, 2019).



ciclico costante con N_{liq} , ipotizzando quindi che l'effetto della desaturazione sia una semplice traslazione verso l'alto della curva di resistenza ciclica. Sebbene ciò non sia vero a rigore, è certamente un'approssimazione ragionevole nel piccolo intervallo di interesse dei valori di N_{liq} . In altre parole, noto il parametro di stato $E_{v,liq}$ la curva di resistenza ciclica satura può essere traslata verso l'alto di una quantità $\Delta CRR_{C,15}$ che dipende dai gradi di saturazione prescelto. Con ciò, quindi, è tracciata la strada per un semplice metodo progettuale, come sarà illustrato al capitolo 5.

Figura 9. (a) Modello pronto per la prova nella centrifuga ISMGEO; (b) schema della strumentazione installata.

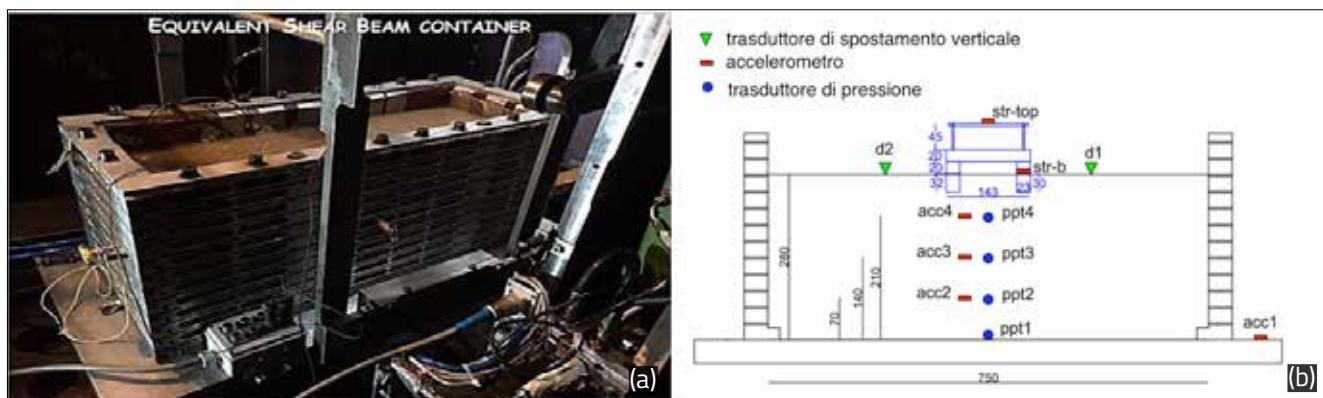
Il buon funzionamento del modello energetico di previsione delle curve di resistenza ciclica di terreni non saturi, note quelle corrispondenti sature, è stato già dimostrato da Mele e Flora

(2019). Si rimanda al loro articolo per i dettagli relativi al calcolo di $E_{v,liq}$, per brevità non riportati in questa sede.

3.2 Parziale saturazione indotta (IPS)- Prove in centrifuga

La modellazione fisica può essere molto utile ed efficace nello studio di meccanismi geotecnici complessi. Condizioni di liquefazione possono essere riprodotte su modello fisico in scala ridotta, sottoposto a scuotimento, in un campo gravitazionale aumentato mediante l'uso di una centrifuga geotecnica. In essa il modello viene posto in rotazione al fine di generare un'accelerazione centrifuga. Ciò garantisce una corretta riproduzione del comportamento meccanico del terreno in sito, a condizione che siano rispettate leggi di scala adeguate. La principale legge di scala richiede che un modello N volte più piccolo del caso reale debba essere posto in un campo gravitazione N volte più grande.

Nell'ambito del progetto LIQUEFACT sono state effettuate prove in centrifuga (Figura 9a) presso l'ISMGEO di Seriate (BG) al fine di ottenere utili evidenze sperimentali, nonché di validare analisi dinamiche avanzate condotte con codici a elementi finiti (Plaxis, Opensees) o alle differenze finite (FLAC). Le prove sono state condotte sia su modelli in free-field (Figura 9b), sia su modelli in cui è stata introdotta una struttura in elevazione con fondazioni superficiali (Fasano et al., 2018; Airoldi et al., 2018; Bilotta et al., 2019; Fioravante et al., 2019; Fasano, 2020). La struttura utilizzata ha periodo proprio pari a 0.3 s, paragonabile a quello di un edificio in muratura di 2 piani. I modelli sono stati strumentati con trasduttori locali (Figura 9b) per misurare gli spostamenti verticali di alcuni punti al piano campagna e le storie temporali delle sovrapp-



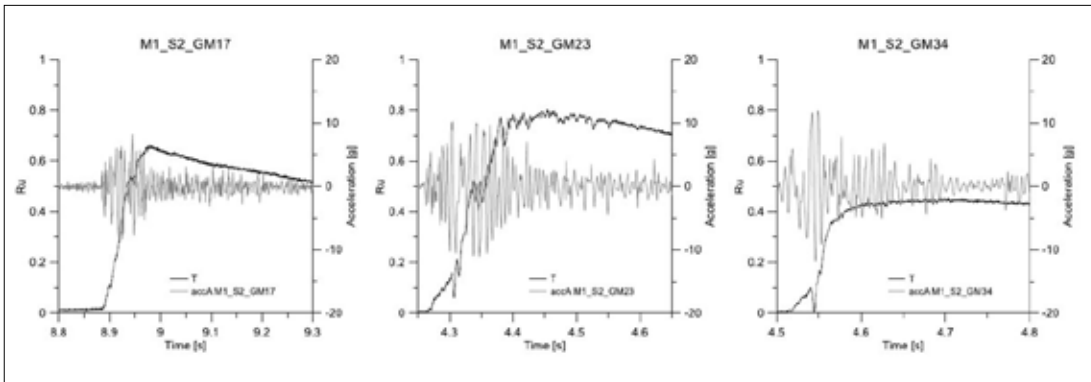


Figura 10. Storia temporale delle accelerazioni $a(t)$ imposte alla base del modello e dei valori del rapporto di sovrappressioni neutre $r_u(t)$ misurati in alcune prove in centrifuga in condizioni di free field durante lo scuotimento in assenza di tecniche di mitigazione (Fasano, 2020).

pressioni neutre e delle accelerazioni (Figura 10).

La sperimentazione condotta utilizzando la tecnica IPS è certamente innovativa, visto che solo recentemente le prove in centrifuga si sono rivolte allo studio di queste condizioni di sottosuolo (ad esempio Zeybek e Madabhushi, 2017).

I risultati della sperimentazione in centrifuga (un esempio è riportato in Figura 11) hanno innanzitutto mostrato l'efficacia della parziale saturazione indotta (Fioravante et al., 2021) nel migliorare la resistenza ciclica dei terreni, confermando i risultati delle prove di laboratorio. Sono inoltre serviti a calibrare i modelli numerici utilizzati nelle analisi dinamiche complete (Fasano et al., 2020). Le analisi, che hanno mostrato ottima capacità di riprodurre il comportamento sperimentale misurato puntualmente dai trasduttori posti nel modello fisico, hanno quindi consentito di estendere affidabilmente all'intero modello la valutazione delle distribuzioni delle grandezze d'interesse e la loro evoluzione temporale. Ad esempio, la distribuzione di r_u già mostrata in Figura 5 in condizioni di saturazione completa è stata ottenuta attraverso tali analisi.

A titolo di esempio, in Figura 11 sono rappresentati i risultati di due prove svolte su due modelli analoghi (terreno omogeneo e in assenza di struttura) al fine di valutare sperimentalmente gli effetti della parziale saturazione indotta mediante l'iniezione di aria dal fondo, in uno dei modelli. I risultati sono rappresentati in termini di profili di sovrappressione neutra misurati in diversi momenti dello scuotimento imposto alla base dei modelli: si osserva per entrambi i modelli un graduale incremento delle Δu , ma con valori molto inferiori in quello trattato con IPS (Figura 11b). Maggiori dettagli sono riportati nell'articolo Fioravante et al. (2021) in questo stesso volume.

3.3 Parziale saturazione indotta (IPS) e dreni orizzontali (HD) – Campo prova di Pieve di Cento

L'efficacia della tecnica di mitigazione IPS è stata infine verificata, insieme ai drenaggi orizzontali, anche nel campo prova in vera grandezza realizzato (TREVI S.p.A.) a Pieve di Cento (BO) (Figura 12). La zona è stata caratterizzata dal punto di vista geotecnico attraverso una campagna di indagini in sito e in laboratorio molto estesa (Flora et al., 2019), finalizzata ad individuare preventivamente la profondità degli strati sabbiosi suscettibili al fenomeno della liquefazione ($2.8 < z < 6.0$ m, Figura 13a).

Il campo prova è stato suddiviso in 4 aree di prova (Figura 13b):

- Area 1: non sono stati fatti interventi di mitigazione (terreno naturale);
- Area 2: sono stati posizionati 4 dreni orizzontali con schema a rombo (HDR);
- Area 3: sono stati posizionati 3 dreni orizzontali con schema lineare (HDL);
- Area 4: trattata con IPS.

Figura 11. Evoluzione delle sovrappressioni neutre misurate in due modelli (free field, terreno omogeneo) alle varie profondità durante lo scuotimento: (a) modello naturale, (b) modello con IPS (Fasano, 2020).

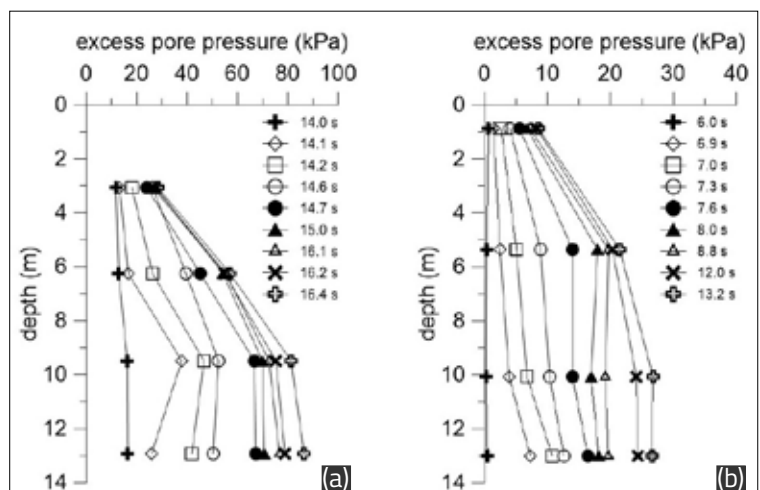


Figura 12. Campo prova di Pieve di Cento: (a) ubicazione, (b) aree di intervento, (c) shaker impiegato nelle prove, (d) esempio di storia temporale delle accelerazioni imposta dallo shaker (Flora et al., 2019).

Figura 13. Campo prova di Pieve di Cento: (a) modello di sottosuolo ricavato dalle prove in sito e di laboratorio; (b) sezione delle 4 aree di prova, con indicazione della strumentazione e degli interventi (Flora et al., 2019).

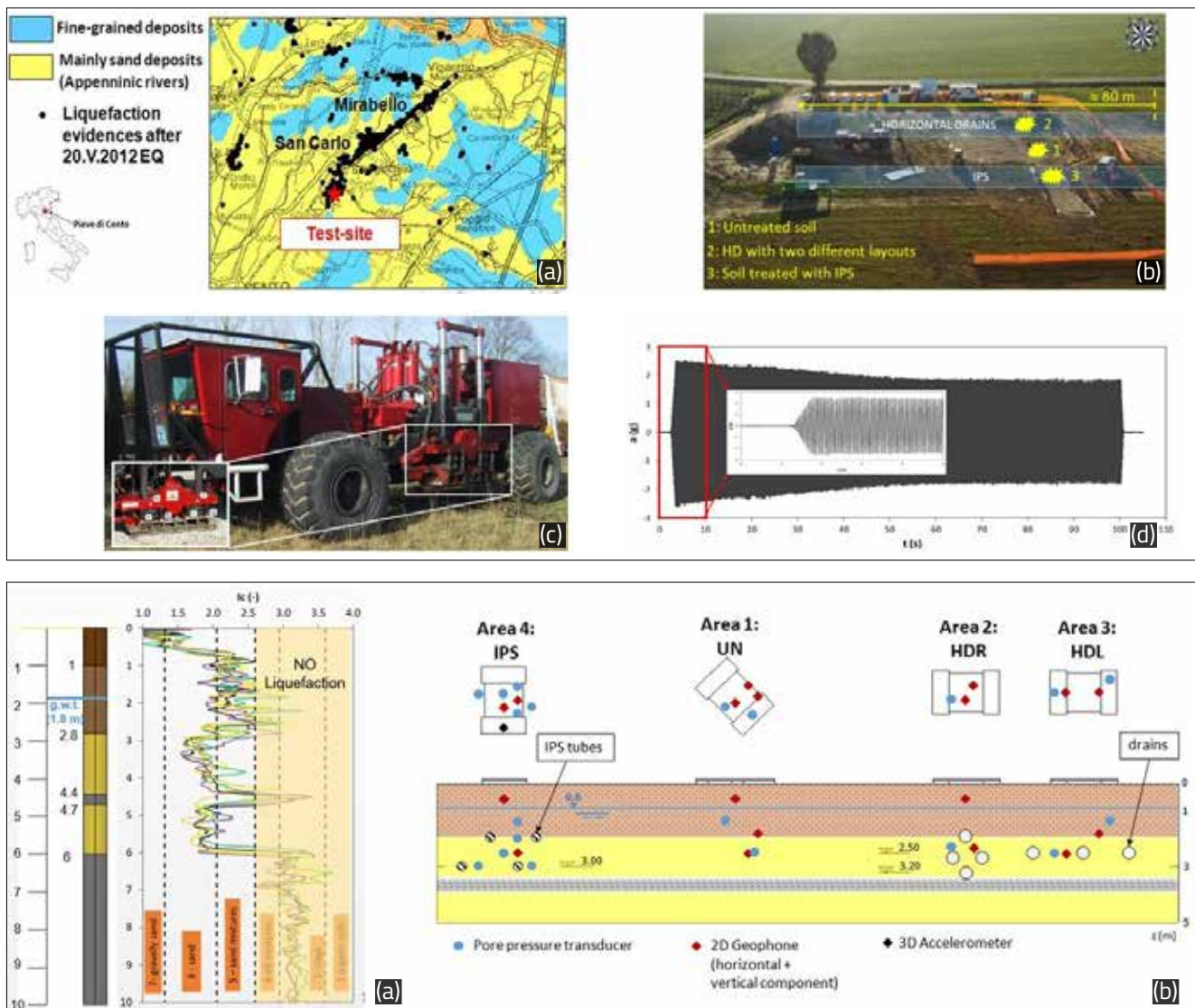
Nell'area 4, la parziale saturazione è stata realizzata attraverso l'immissione di aria in pressione ($p < 40$ kPa) attraverso 4 tubi orizzontali inseriti nel terreno. Il volume di aria immesso ($V = 15$ m³) è stato calcolato preventivamente ipotizzando un determinato grado di saturazione finale da raggiungere nel volume di terreno ($S_r < 80\%$). Al fine di mettere a punto una procedura idonea di immissione di aria, sono state eseguite preventivamente alcune prove di insufflaggio di aria: la verifica in sito del grado di saturazione raggiunto nel volume di interesse è stata fatta attraverso una analisi congiunta dei risultati di prove Cross Hole e ERT (tomografia elettrica superficiale). Queste indagini forniscono una misura della velocità delle onde di compressione V_p e della resistività del terreno, entrambe sensibili ai cambi del grado di saturazione del terreno.

Le prove di liquefazione sono state eseguite nelle 4 aree di prova utilizzando uno shaker

(Figura 12c) posizionato al piano campagna (M13S/609 S-WAVE), in grado di generare nel sottosuolo onde di tipo S.

Nelle quattro aree di prova, trasduttori locali per la misura delle sovrappressioni neutre e dei geofoni per la misura delle due componenti (nel piano orizzontale) della velocità sono stati posizionati a varie profondità.

A titolo di esempio, si riportano in Figura 14a i risultati del rapporto di sovrappressione neutra misurato alla stessa profondità ($z = 1.5$ m dal piano campagna) in due prove eseguite nell'area 1 non trattata e nell'area 4 trattata con IPS. Si osserva chiaramente che la sollecitazione applicata dallo shaker al piano campagna è tale da innescare la liquefazione nell'area non trattata: ciò si evince dai valori elevati delle sovrappressioni neutre raggiunte nello strato più superficiale ($r_u \approx 1$, Figura 14a) e anche dalla fuoriuscita



di sabbia al piano campagna osservata durante la prova stessa (Figura 14c). La stessa sollecitazione, applicata nell'area trattata con IPS, induce sovrappressioni significativamente inferiori, che non innescano alcun fenomeno di liquefazione (Figura 14d). Nella stessa figura (Figura 14b) sono riportate per confronto analoghi risultati a profondità maggiore ($z=2.5$ m dal piano campagna) per la stessa area 1, non trattata, e per le aree 2 e 3, rispettivamente interessate dall'installazione di dreni orizzontali secondo uno schema romboidale (area 2) e lineare (area 3). Si può notare come in prossimità dei dreni la dissipazione delle sovrappressioni avviene più rapidamente del caso di terreno non trattato. Tuttavia, solo con una disposizione romboidale la riduzione di sovrappressioni neutre prodotta dalla presenza dei dreni è confrontabile con quella raggiunta con l'IPS. Sia le evidenze sperimentali delle prove in centrifuga (Airoldi et al., 2018; Fasano, 2020), sia le corrispondenti analisi numeriche (Fasano, 2020; Fasano et al., 2020) forniscono indicazioni simili, evidenziando al contempo come i risultati raggiunti sono fortemente dipendenti: per l'IPS dal grado di saturazione raggiunto, per i dreni dall'interasse e dalla disposizione dei dreni. Sarebbe pertanto

fuorviante utilizzare i risultati del campo prova per effettuare un confronto diretto tra l'efficienza delle due tecniche di mitigazione, restando tuttavia evidente l'efficacia di entrambe, purché ne venga ottimizzato il progetto. Tale aspetto verrà trattato nella sezione successiva.

4. Progetto di un intervento con dreni orizzontali

Il progetto dei dreni orizzontali consiste nella scelta del diametro d (generalmente $d < 30$ cm) e dell'interasse (s) in funzione del margine di sicurezza rispetto al fenomeno di liquefazione prefissato in fase di progetto. Nell'ambito del progetto LIQUEFACT è stato studiato, numericamente, il processo di filtrazione che si innesca durante l'evento sismico dal terreno verso i dreni orizzontali. Lo studio ha permesso la realizzazione di abachi di progetto attraverso i quali è possibile determinare l'interasse tra i dreni (De Sarno et al., 2019; Fasano et al., 2019; Fasano, 2020).

Lo schema geometrico (a quinconce) e le condizioni al contorno adottate per le analisi parametriche sono riportati in Figura 15. Per la su-

Figure 14. Confronto dei valori di r_u misurati (a) ad una profondità di 1.5 m dal piano campagna nell'Area 1 (terreno naturale), nell'area 3 (dreni lineari) e nell'Area 4 trattata con IPS; (b) ad una profondità di 2.5 m nell'Area 1 e nelle Aree 2 e 3 (rispettivamente dreni a rombo e lineari); (c) particolare della base dello shaker durante la prova nell'Area 1 non trattata, in cui si osserva la fuoriuscita di sabbia satura, evidenza di liquefazione avvenuta; (d) particolare similene nell'Area 4, trattata con IPS, in cui si osserva l'assenza di evidenze di liquefazione.

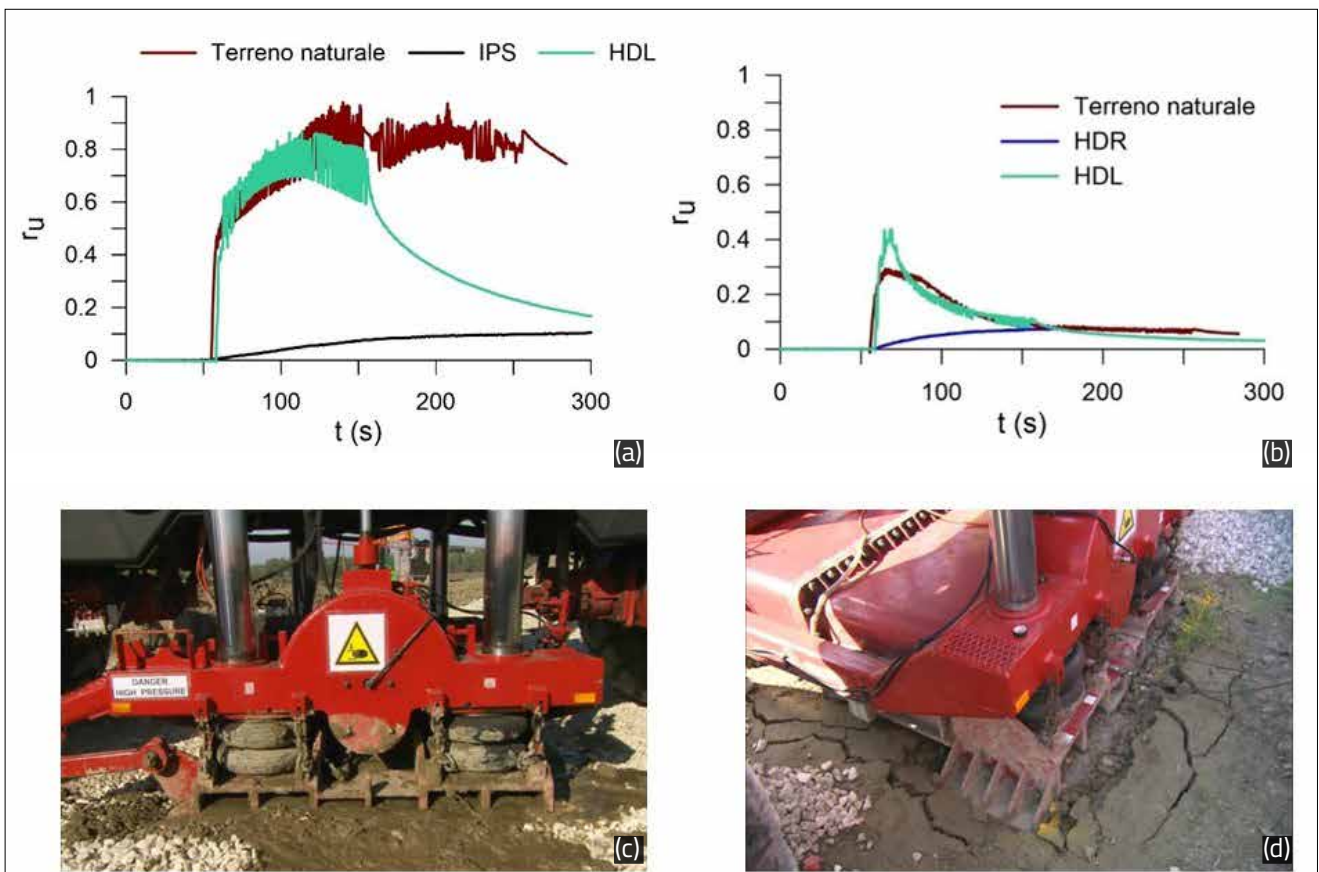
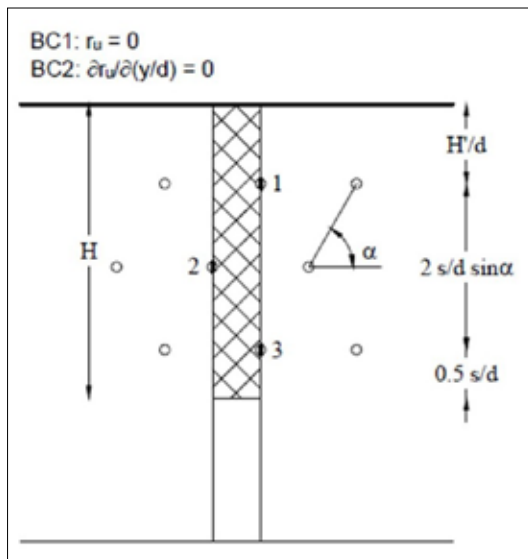


Figure 15. Disposizione dei dreni orizzontali e condizioni al contorno adottate nelle analisi parametriche.



- della permeabilità del terreno liquefacibile (k);
- della compressibilità volumetrica del terreno liquefacibile (m_v).

Senza entrare in dettagli analitici, si osservi che il rapporto N_{eq}/N_i è inversamente proporzionale al coefficiente di sicurezza alla liquefazione FS_{liq} . E quindi, $N_{eq}/N_i=1$ implica $FS_{liq}=1$, mentre $N_{eq}/N_i < 1$ implica $FS_{liq} > 1$.

Gli abachi di progetto definiti tramite le analisi parametriche consentono di stimare il rapporto di sovrappressione (r_u) massimo e minimo raggiunto nel terreno trattato in funzione del rapporto s/d , e di un fattore di tempo definito come segue:

$$T_{ad} = \frac{t_d k}{d^2 m_v \gamma_w} \quad [7]$$

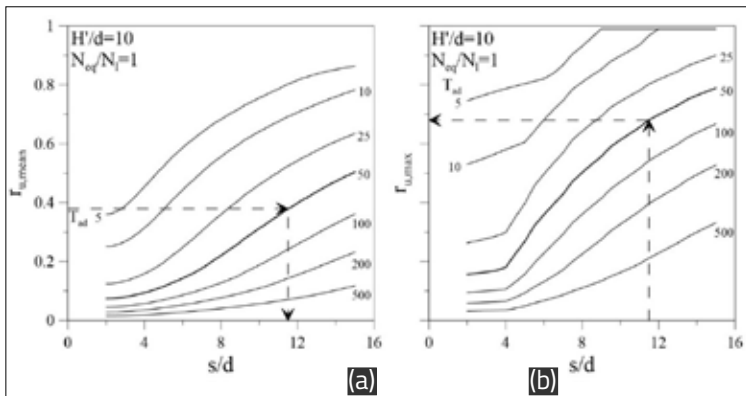


Figure 16. Esempio di utilizzo degli abachi per il progetto di un sistema di dreni orizzontali disposti secondo lo schema di Fig. 15.

perficie superiore, sono state considerate due diverse condizioni al contorno: superficie drenante (BC1) e non drenante (BC2). Quest'ultima condizione si verifica quando vi è la presenza di una crosta di materiale a bassa permeabilità al disopra del terreno liquefacibile (situazione molto comune nella pratica applicativa).

Le analisi parametriche sono state effettuate adottando l'approccio di Bouckovalas et al. (2009), basato sul precedente approccio di Seed e Booker (1976), che introduce l'accumulo e la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel terreno liquefacibile, per via semplificata, come funzione:

- del numero di cicli equivalente indotto dal sisma (N_{eq}), valutabile ad esempio con la procedura suggerita da Biondi et al. (2012);
- del numero di cicli che porta a liquefazione il terreno in esame (N_i);
- della durata significativa del sisma (t_d) valutabile tramite Trifunac e Brady (1975a);

Un esempio di utilizzo degli abachi è riportato in Figura 16, in cui la scelta dell'abaco da utilizzare è fatta attraverso il calcolo del rapporto N_{eq}/N_i e della scelta della profondità adimensionalizzata della prima fila di dreni rispetto al contorno superiore (H'/d).

Ipotizzando di essere in presenza di un fattore di tempo $T_{ad} = 50$ (eq. 7) e di aver scelto, come *target* di progetto, un rapporto di sovrappressione medio $r_{u,mean} = 0.4$, attraverso l'abaco riportato in Figura 16a è possibile determinare il rapporto s/d necessario. Una volta scelto il diametro d commerciale del drenio, si può quindi indicare l'interasse s che garantisce il fatto che la sovrappressione neutra media nel banco non superi il valore di progetto.

L'abaco riportato in Figura 16b consente invece di conoscere il rapporto di sovrappressione massimo che si raggiunge durante il sisma nel terreno liquefacibile ($r_{u,max}$) per la geometria scelta (s/d). Infatti, entrando con l'interasse adimensionalizzato s/d prima individuato, s'individua il valore di $r_{u,max}$: in questo caso, per l'interasse scelto tra i dreni, si ottiene un valore massimo del rapporto di sovrappressione neutra pari a circa 0.7. Evidentemente, sia le sovrappressioni medie che quelle massime hanno un chiaro significato fisico.

Nelle Figure 17 e 18 si riportano, a titolo di esempio, gli abachi di progetto per diversi valori di N_{eq}/N_i , e per $H'/d=5$ (Figura 17) e $H'/d=10$ (Figura 18) per i casi in cui si è in presenza di una

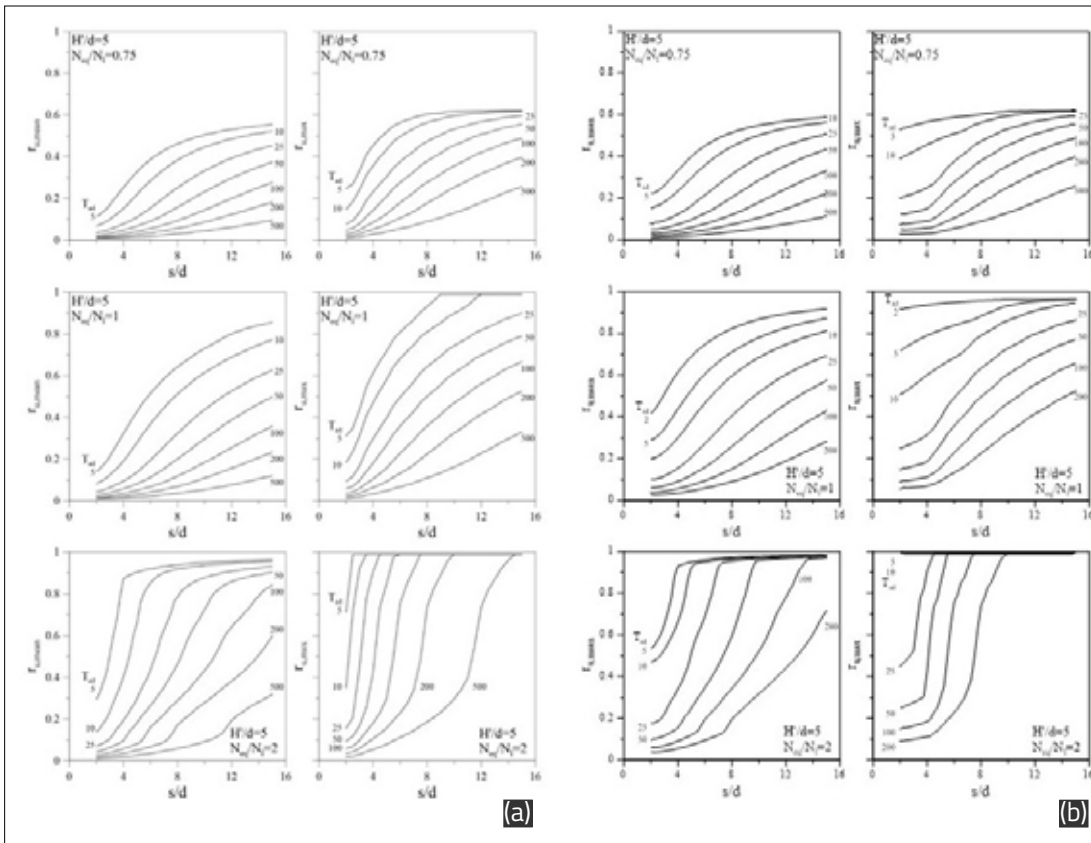


Figure 17. Abacchi di progetto di un sistema di dreni orizzontali secondo lo schema di Figura 15, per $H/d = 5$ e per diversi valori del rapporto N_{eq}/N_i con (a) superficie superiore drenante (Fasano et al., 2019a) e (b) superficie superiore impermeabile (De Sarno et al., 2019).

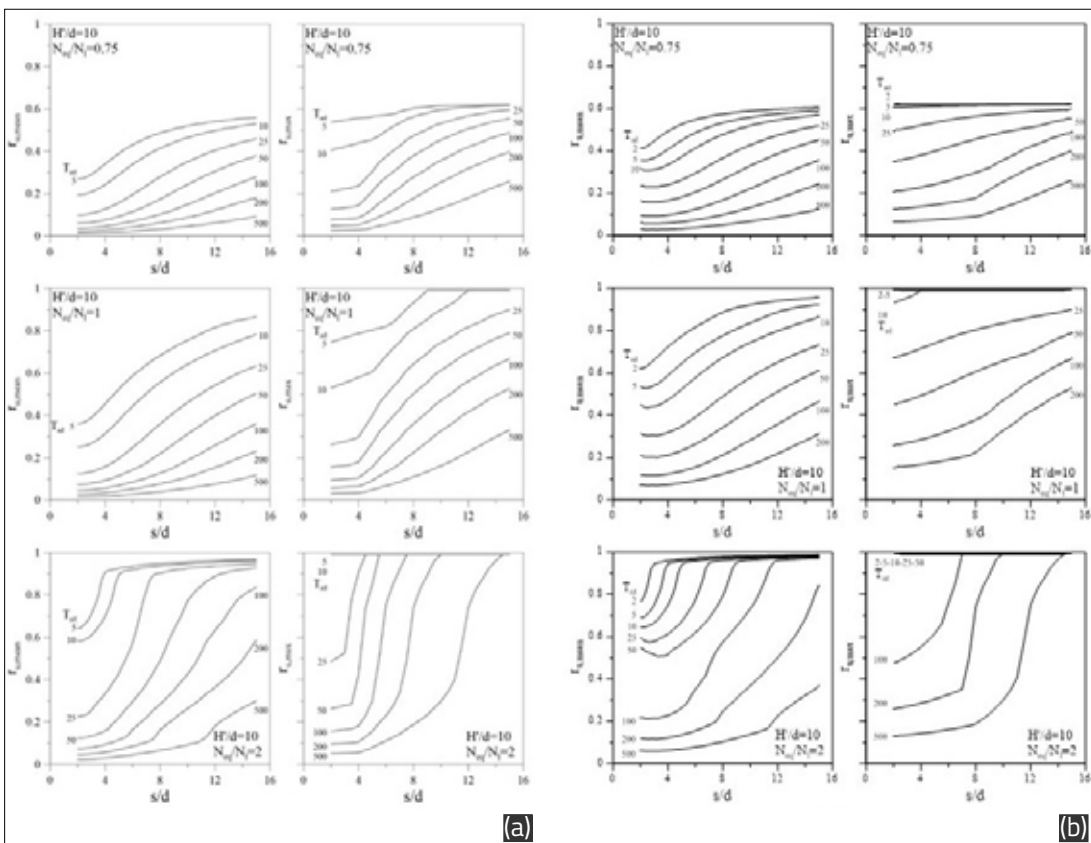


Figure 18. Abacchi di progetto di un sistema di dreni orizzontali secondo lo schema di Figura 15, per $H/d = 10$ e per diversi valori del rapporto N_{eq}/N_i con (a) superficie superiore drenante (Fasano et al., 2019a) e (b) superficie superiore impermeabile (De Sarno et al., 2019).

superficie superiore drenante oppure impermeabile. Si noti che gli abachi sono stati realizzati anche per valori del rapporto N_{eq}/N_l minore di 1 ($N_{eq}/N_l = 0.75$), in tal caso l'evento sismico non è in grado di produrre liquefazione ($r_u = 1$). Tuttavia, l'accumulo di sovrappressioni nel terreno liquefacibile può essere significativo e in presenza di edifici può causare cedimenti e perdite di capacità portante che è bene prevenire. Per rapporti N_{eq}/N_l superiori a 2 possono essere utilizzati gli abachi con N_{eq}/N_l pari a 2.

È interessante osservare il fatto che il progetto di un sistema drenante (sia esso con canne verticali o orizzontali) produce l'effetto di ridurre le sovrappressioni neutre, e quindi di evitare il fenomeno della liquefazione; tuttavia, non dice nulla sulla modifica delle condizioni di sicurezza in termini di FS_{liq} . Se si vuole stimare quale sia l'effetto in questi termini, si deve quindi fare ricorso ad una correlazione tra le sovrappressioni neutre e il coefficiente di sicurezza, come quella citata in precedenza proposta da Chiaradonna e Flora (2019) (abachi di Figura 4). Nel caso in cui invece il sito sia già in condizioni di sicurezza rispetto alla liquefazione ($N_{eq}/N_l < 1$, $FS_{liq} > 1$), gli abachi consentono il progetto di un intervento che riduca le sovrappressioni neutre al di sotto di un valore soglia $r_{u,s'}$ ritenuto critico rispetto a possibili meccanismi di cedimento o carico limite. In questo caso, le condizioni di partenza, in termini di r_u , possono ancora essere stimate dagli abachi di Figura 4, mentre quella finale viene stabilita con riferimento ad $r_{u,s'}$.

5. Progetto di un intervento di desaturazione (IPS)

Per progettare un intervento di mitigazione con IPS è necessario identificare quale sia il grado di saturazione ($Sr < 100\%$) da indurre nel volume

di terreno suscettibile alla liquefazione per raggiungere le condizioni di sicurezza desiderate. Questa scelta è ovviamente legata all'incremento di resistenza alla liquefazione CRR necessaria per garantire un margine di sicurezza rispetto al fenomeno della liquefazione (eq. 1).

Come già accennato nel paragrafo 2, da un punto di vista pratico la resistenza a liquefazione di un deposito (CRR) può essere ricavata da correlazioni empiriche basate sui risultati di prove in sito, rappresentate dalle equazioni (2a) e (2b). Tali correlazioni, rappresentate da Boulanger & Idriss (2014) anche attraverso abachi nel piano CRR-qc1Ncs e CRR-(N1)60cs, sono ovviamente valide per terreni saturi ($Sr = 1$).

Come dimostrato dalle prove di laboratorio, la presenza di bolle d'aria nel fluido di porosità di un terreno, seppure in piccole quantità, aumenta la resistenza a liquefazione dei terreni. Da un punto di vista meccanico, i gradi di saturazione indotti dall'IPS (è sufficiente $Sr > 80\%$) sono tali da considerare trascurabile l'effetto della suzione sullo scheletro solido, anche se la pressione dell'acqua e dell'aria sono leggermente diverse tra loro. Tutto ciò si traduce nel fatto che si può ritenere che, negli intervalli di Sr ottenuti tramite la tecnica dell'IPS, i parametri di stato qc1Ncs e (N1)60cs, rispettivamente per prove CPT e SPT, restino invariati.

Partendo da queste considerazioni, nell'ambito del progetto LIQUEFACT, sono stati ricavati abachi di progetto (Figura 19) nei piani di interesse professionale CRR-qc1Ncs e CRR-(N1)60cs, per diversi gradi di saturazione Sr . Gli abachi sono stati ottenuti attraverso considerazioni teoriche che qui per brevità non si riportano, utilizzando il parametro di stato Ev_{liq} (brevemente discusso nel par. 3.1), che consente di traslare verso l'alto le curve saturate di Boulanger & Idriss (2014).

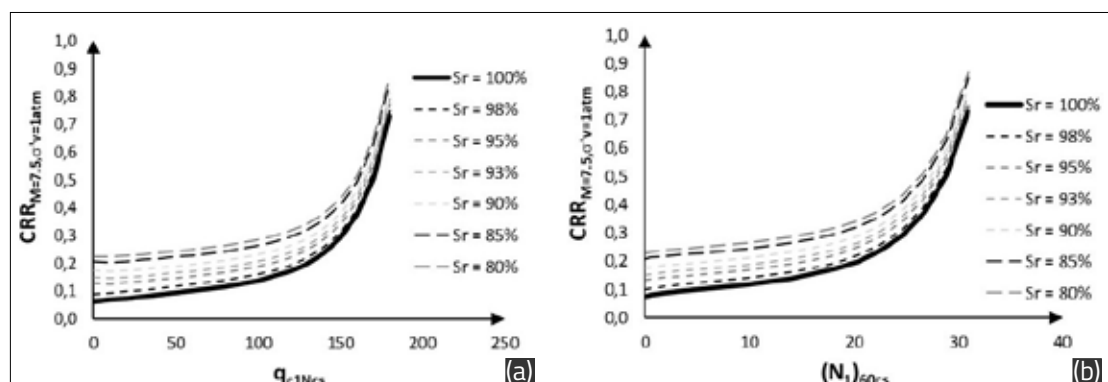


Figura 19. Abaco CRR- q_{c1Ncs} (a) e CRR-(N_1) $_{60cs}$ (b) con valori di CRR corrispondenti a diversi gradi di saturazione Sr (Mele 2020).

Per un determinato terreno, noto il valore iniziale q_{c1Nc5} o $(N_1)_{60c5}$, è possibile infatti calcolare il parametro $E_{v,liq}$ (Mele e Flora, 2019) e quindi tralasciare la curva satura di una quantità pari a $\Delta CRR_{,15}$. Per ogni S_r è quindi possibile ottenere per punti la nuova curva di resistenza. Con tale procedura sono stati ottenuti gli abachi mostrati in Figura 19a (prove CPT) e 19b (prove SPT).

Gli abachi possono essere utilizzati per progettare l'intervento con IPS, identificando il grado di saturazione da avere in sito per garantire l'incremento di resistenza necessario.

Dal punto di vista progettuale, dopo avere determinato il grado di saturazione necessario a garantire un determinato FS_{liq} , è necessario:

scegliere la tecnica di riduzione del grado di saturazione (immissione di aria/gas, adozione di batteri, immissione di sali)

verificare in sito il grado di saturazione ottenuto (misurando le V_p e/o la resistività elettrica del terreno).

Come brevemente richiamato nel paragrafo 3.3, la sperimentazione svolta nel campo prova di Pieve di Cento ha evidenziato come la verifica in sito del grado di saturazione (a breve ed a lungo termine) sia il passaggio più delicato per questa tecnica di mitigazione. Gli scriventi stanno lavorando al momento allo sviluppo di tecniche di interpretazione combinate delle misure di monitoraggio per la stima più affidabile possibile del grado di saturazione indotto in sito. È in corso di analisi anche l'effetto fisico della desaturazione indotta con diverse tecniche, attraverso lo studio delle dimensioni delle bolle generate nel sottosuolo, al fine di potere stimare la durata di permanenza delle bolle nel sottosuolo. Uno dei limiti di questa tecnica, infatti, consiste nella naturale tendenza delle bolle a risalire in superficie e ad abbandonare quindi il fluido. Nel tempo, cioè, il grado di saturazione tende a risalire. La generazione di bolle di piccolo diametro dà migliori garanzie di durata, perché bolle di piccolo diametro aderiscono ai granelli di terreno rimanendo più a lungo nel sottosuolo. È comunque probabile che un intervento con IPS debba essere soggetto a manutenzione periodica, a seguito di periodico monitoraggio dell'evoluzione del valore corrente di S_r . Siccome l'insufflazione di aria è decisamente economica, la probabilità di dovere eseguire una periodica manutenzione non sembra ridurre l'interesse verso questa

tecnica, che è decisamente la meno impattante e la più efficace.

6. Conclusioni

L'accumulo di sovrappressioni neutre sismo-indotte è un complesso fenomeno legato alle caratteristiche intrinseche e di stato dei terreni nonché alla pericolosità sismica del sito. Gli effetti dannosi sul costruito sono solitamente ingenti, e tali da rendere necessaria una chiara presa di coscienza da parte dei professionisti della necessità di analizzare il fenomeno e di intervenire progettuualmente in modo consapevole. I richiami normativi riportati nell'articolo hanno evidenziato come il progettista abbia ampi margini discrezionali nella scelta delle condizioni di sicurezza da raggiungere in un intervento di riduzione del rischio di liquefazione. È stato anche segnalato che questa discrezionalità dovrebbe essere utilizzata per considerare anche quei meccanismi potenzialmente pericolosi come cedimenti e riduzione della capacità portante, non necessariamente legati allo sviluppo completo della liquefazione. In altre parole, si è segnalata la convenienza di estendere le analisi e le considerazioni di progetto al di là di quanto strettamente richiesto dalle NTC2018. Nell'articolo, si sono anche riportate correlazioni tra il coefficiente di sicurezza e le sovrappressioni neutre normalizzate (Figura 4) di grande utilità a tal fine, che gli scriventi stanno attualmente estendendo anche al caso di terreni non saturi.

Le tecniche di consolidamento dei terreni offrono una vasta gamma di alternative per mitigare gli effetti della liquefazione. In Italia, a causa dell'estesa urbanizzazione sono del massimo interesse le tecniche che disturbano il meno possibile il costruito circostante. Tra queste, ce ne sono due particolarmente idonee all'utilizzo in ambiente urbano, che per tale motivo sono state approfonditamente studiate nell'ambito del progetto LIQUEFACT, sia dal punto di vista teorico che sperimentale: l'adozione di dreni orizzontali, che possono essere spinti al di sotto di edifici esistenti, e la parziale saturazione indotta. Al limite, potrebbe essere di grande interesse anche l'adozione combinata delle due tecniche, attraverso l'insufflazione di aria da dreni orizzontali anche al di sotto di edifici esistenti. Le evidenze sperimentali brevemente riportate in questa nota, nonché i semplici metodi di progetto proposti, rappresentano un bagaglio di

grande interesse per chi debba cimentarsi con la mitigazione del rischio da liquefazione. Per la desaturazione indotta, tuttavia, esiste ancora la necessità di rendere più affidabile la stima degli effetti ottenuti in sito e della loro eventuale modifica nel tempo, per la verifica dell'efficacia del trattamento effettuato nonché di eventuali interventi di manutenzione (nuove insufflazioni).

Riferimenti bibliografici

- Airoldi S., Fioravante V., Giretti D., Moglie J. (2018). Validation of liquefaction retrofitting techniques from geotechnical centrifuge small scale models [WWW Document]. <https://doi.org/10.5281/ZENODO.1281598>
- Bilotta E., Chiaradonna A., Fasano G., Flora A., Mele L., Nappa V. (2019). Experimental evidences of the effectiveness of some liquefaction mitigation measures. IABSE Symposium "Towards a resilient built environment - Risk and Asset Management". March 27-29, 2019, Guimarães, Portugal.
- Cascone E., Bouckovalas G. (1998). Seismic bearing capacity of footings on saturated sand with a clay cap. Proc. 11th European Conference on Earthquake Engineering.
- Chaney R. (1978). Saturation effects on the cyclic strength of sands. In *Earthquake engineering and soil dynamics*, pp. 342–358. New York, NY, USA: American Society of Civil Engineers.
- Chiaradonna A., Bilotta E., d'Onofrio A., Flora A., Silvestri F. (2018). A simplified procedure for evaluating post-seismic settlements in liquefiable soils. Proceedings of the 5th Conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics (GEEESDV), Austin (TX), GSP 290:51-59. DOI: 10.1061/9780784481455.005.
- Chiaradonna A., Flora A. (2020). On the estimate of seismically-induced pore water pressure increments before liquefaction. *Geotechnique letters* 10:1–7. <https://doi.org/10.1680/jgele.19.00032>
- Cubrinovski M., Rhodes A., De la Torre C., Bray J., Ntritsos N. (2018). Liquefaction hazards from "inherited vulnerabilities". XVI Danube, European Conference on Geotechnical Engineering, June 2018 Skopje, R. Macedonia.
- Di Ludovico M., Chiaradonna A., Bilotta E., Flora A., Prota A. (2021): Valutazione della vulnerabilità di strutture e infrastrutture alla liquefazione sismo indotta dei terreni. Sviluppo di modelli di fragilità empirici per edifici in muratura utilizzando i dati della Regione Emilia-Romagna. In: Atti del webinar "Il progetto LiquefAct in Emilia-Romagna", 17 febbraio 2021, Regione Emilia-Romagna, 34-49.
- Fasano G. (2020). Innovative mitigation techniques to reduce soil liquefaction impact on buildings. PhD Thesis, University of Napoli Federico II.
- Fasano G., Bilotta E., Flora A., Fioravante V., Giretti D., Lai C.G., Özcebe A.G. (2018). Dynamic centrifuge testing to assess liquefaction potential. *Physical Modelling in Geotechnics*, Proc. 9th Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics (ICPMG 2018), July 17-20, London, UK, Volume 2, 955-960.
- Fasano G., Bilotta E., Nappa V., Özcebe A.G. (2020). Numerical modeling of centrifuge test results of soil-structure interaction in liquefiable soils. Submitted to *Bulletin of Earthquake Engineering*.
- Fasano, G., De Sarno, D., Bilotta, E., Flora, A. (2019a). Design of horizontal drains for the mitigation of liquefaction risk. *Soils and Foundations*, Elsevier.
- Fasano, G., Nappa, V., Bilotta, E., Flora, A. (2019b). Parametric study to evaluate the performance of horizontal drains as mitigation technique against soil liquefaction. 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, ICEGE 2019, Rome (Italy), June 2019.
- Fioravante et al. (2013). Earthquake Geotechnical Engineering Aspect of the 2012 Emilia - Romagna Earthquake (Italy). Proc. of VII International Conference on Case Histories on Geotechnical Engineering May 4 Chicago.
- Fioravante, V., Giretti, D., Moglie, J., Bilotta, E., Fasano, G., Flora, A., Nappa, V. (2019). Centrifuge modelling in liquefiable ground before and after the application of remediation techniques. *Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions*, Francesco Silvestri, Nicola Moraci, 727–739.
- Fioravante V., Giretti D., Airoldi S., Moglie J. (2021). Modellazione fisica in centrifuga delle tecniche di mitigazione del rischio liquefazione sismo-indotta. In: Atti del webinar "Il progetto LiquefAct in Emilia-Romagna", 17

- febbraio 2021, Regione Emilia-Romagna, 108-126.
- Flora A., Chiaradonna A., Bilotta E., Fasano G., Mele L., Lirer S., Pingue L., Fanti F. (2019). Field tests to assess the effectiveness of ground improvement for liquefaction mitigation. Proc. of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, 7ICEGE, Rome (Italy), June 2019.
- Idriss I.M., Boulanger R.W. (2015). 2nd Ishihara Lecture: SPT and CPT bases relationships for the residual shear strength of liquefied soils. *Soil Dynamic and Earthquake Engineering* (68): 57-68-130.
- Ishihara K., Tsukamoto Y., Nakazawa H., Kamada K., and Huang Y. (2002). Resistance of partly saturated sand to liquefaction with reference to longitudinal and shear wave velocities. *Soils Found.*, 42, No. 6, 93-105.
- Iwasaki T., Tatsuoka F., Tokida K., Yasuda S. (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. Proc. 2nd Int. Conf. On Microzonation National Science Foundation, Washington, Dc.
- Karamitros D.K., Bouckovalas G.D., Chaloulos Y.K. (2013). Seismic settlements of shallow foundations on liquefiable soil with a clay crust. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (46): 46-76.
- Mele L. (2020). Experimental and theoretical investigation on cyclic liquefaction mechanisms and on the effects of some mitigation measures. PhD thesis, University of Napoli, Federico II. Napoli, Italy.
- Mele L., Flora A. (2019). On the prediction of liquefaction resistance of unsaturated sands. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. DOI.: 10.1016/j.soildyn.2019.05.028.
- Mele L., Tan Tian J., Lirer S., Flora A., Koseki J. (2018). Liquefaction resistance of unsaturated sands: experimental evidence and theoretical interpretation. *Géotechnique*, <https://doi.org/10.1680/jgeot.18.P.042>
- Pingue L., Siepi M. (2021). Valutazione dell'efficacia delle tecniche di mitigazione: il campo prova di Pieve di Cento. In: Atti del webinar "Il progetto LiquefAct in Emilia-Romagna", 17 febbraio 2021, Regione Emilia-Romagna, 127-138.
- Papathanassiou G., Mantovani A., Tarabusi G., Rapti D., Caputo R. (2015). Assessment of liquefaction potential for two liquefaction prone areas considering the May 20, 2012 Emilia (Italy) earthquake. *Engineering Geology* 189 (2015): 1-16.
- Rashidian V., Gillins D.T. (2018). Modification of the liquefaction potential index to consider the topography in Christchurch, New Zealand. *Engineering Geology* 232(2018): 68-81.
- Robertson P.K., Wride C.E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(5):442-459.
- Seed H.B., Booker J.R. (1976). Stabilisation of potentially liquefiable sand deposits using gravel drain system. Report No EERC76-10 U.C. Berkeley.
- Seed H.B., Idriss I.M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division* (97): 1249-74.
- Sonmez H., Gokceoglu C. (2005). A liquefaction severity index suggested for engineering practice. *Environmental Geology*, 48(1):81-91.
- Sonmez H. (2003). Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol, Turkey). *Environmental Geology*, 44(7):862-871.
- Spacagna R.L., Paoletta L., Rasulo A., Modoni G. (2018). Spatial variability of CPT data for liquefaction assessment. Proceedings of the 16th European Conference on Earthquake Engineering, Thessaloniki, 18-21 June 2018.
- Tonkin & Taylor (2013). Canterbury Earthquakes 2010 and 2011. Land report as at 29 February 2012. 108 pp. Earthquake Commission.
- Yegian M. K., Eseller-Bayat E., Alshawabkeh A., Ali S. (2007). Induced-Partial Saturation for liquefaction mitigation: experimental investigation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE* 133, No. 4, 372-380.
- Yoshimi Y., Yanaka K., and Tokimatsu K. (1989). Liquefaction resistance of partially saturated sand. *Soils Found.*, 29, No. 2, 157-162.
- Zhang G., Robertson P.-K., Brachman R.W.-I (2002). Estimating liquefaction-induced lateral displacements using the Standard Penetration Tests or Cone Penetration Test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 861-871.

6. Modellazione fisica in centrifuga di tecniche di mitigazione del rischio liquefazione sismo-indotta

Fioravante V. ⁽¹⁾, Giretti D. ⁽²⁾, Airoidi S. ⁽²⁾, Moglie J. ⁽²⁾

⁽¹⁾ UniFe - Università degli Studi di Ferrara;

⁽²⁾ ISMGEO srl, Seriate (BG)

Questa nota descrive i risultati di alcune prove dinamiche eseguite in centrifuga geotecnica per analizzare i meccanismi di innesco della liquefazione e l'efficacia di alcune tecniche di mitigazione del fenomeno. Il modello di riferimento, sottoposto a prova, consiste in un deposito sabbioso, di spessore 14 m, saturo e con piano campagna orizzontale. In alcune prove, sullo strato di sabbia è stato posizionato uno strato di terreno fine, di 1.5 m di spessore, con l'obiettivo di studiare l'effetto di una barriera a bassa permeabilità sul comportamento dinamico della sabbia. Nel corso della sperimentazione sono stati utilizzati terremoti di intensità crescente. In alcune prove è stata simulata la presenza di una struttura su fondazioni superficiali a un grado di libertà. Lo studio è stato condotto nell'ambito del progetto europeo Horizon2020 "LIQUEFACT".

1. Introduzione

La liquefazione ciclica dei terreni non-plastici saturi, consiste nella perdita temporanea della resistenza e rigidità a taglio per effetto dell'incremento delle pressioni interstiziali prodotto dalle distorsioni cicliche indotte dal sisma. È un fenomeno ampiamente investigato negli ultimi 50 anni, attraverso l'osservazione in campo, la sperimentazione di laboratorio e la modellazione fisica. In particolare, la modellazione fisica in centrifuga geotecnica si è affermata negli ultimi venti anni come efficace strumento di indagine sia per la comprensione dei meccanismi che innescano la liquefazione sia per la valutazione dell'efficacia delle tecniche di mitigazione degli effetti di tale fenomeno.

Nell'ambito del progetto LIQUEFACT (<http://www.liquefact.eu/>), presso il laboratorio ISMGEO di Seriate (BG) è stata eseguita una estesa campagna di prove dinamiche in centrifuga geotecnica finalizzate alla riproduzione del comportamento dinamico di depositi sabbiosi sottoposti a sisma, in presenza e in assenza di presidi finalizzati alla riduzione delle pressioni interstiziali che causano la diminuzione delle tensioni efficaci e la conseguente perdita di resistenza e rigidità. Le tecniche di mitigazione della liquefazione modellate sono i dreni verticali, orizzontali e la parziale saturazione indotta.

I modelli sottoposti a prova hanno riprodotto depositi sabbiosi di circa 14 m di spessore, con piano campagna orizzontale, sia omogenei sia caratterizzati dalla presenza di uno strato superficiale o "crosta" di terreno fine a bassa per-

meabilità. In alcune prove sono stati analizzati gli effetti della presenza di una struttura in superficie, mediante l'inserimento di un telaio a un grado di libertà con fondazioni superficiali.

L'obiettivo principale delle prove è stato quello di produrre una banca dati sperimentale da utilizzare per calibrare e validare metodi numerici con i quali eseguire studi parametrici.

Questa nota descrive le caratteristiche principali della modellazione fisica eseguita e alcuni dei principali risultati conseguiti. Tutti i dati sperimentali possono essere scaricati dal sito: <https://www.zenodo.org/record/1281598#.X9eEhl57knV>

2. Sulle prove in centrifuga geotecnica sismica

Le prove in centrifuga eseguite nell'ambito del progetto LIQUEFACT sono state organizzate in tre serie: nel corso della prima sono state modellate le condizioni di innesco della liquefazione sottoponendo modelli sia omogenei sia stratificati, con e senza struttura, a sollecitazioni sismiche di intensità crescente fino alla completa liquefazione. Durante la seconda serie è stata analizzata l'efficacia di dreni verticali e orizzontali, posizionati con diversi interassi, nella riduzione delle sovrappressioni interstiziali. Obiettivo della terza serie è stato valutare l'efficacia della tecnica della parziale saturazione (IPS) indotta mediante immissione di aria nel terreno saturo.

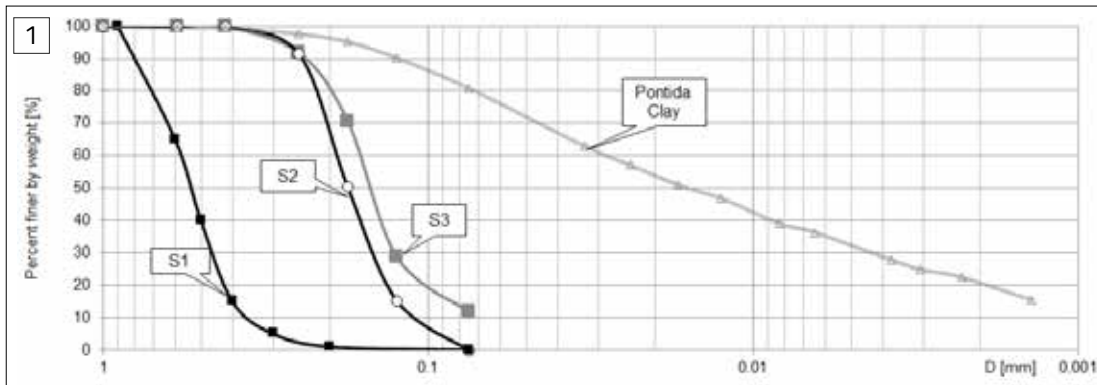


Figura 1. Curve granulometriche delle sabbie S1, S2 e S3

Il prototipo di riferimento della campagna sperimentale è l'area della regione Emilia-Romagna dove sono presenti i depositi sabbiosi superficiali (fino a 12 m di profondità) del fiume Reno che durante la sequenza sismica del 2012, ed in particolare per effetto del sisma di magnitudo $M_w = 6,1$ del 20 maggio, hanno subito fenomeni di liquefazione (eruzioni, fratture superficiali, lateral spreading). La stratigrafia di riferimento è stata desunta per una località lungo il fiume Reno ubicata nel Comune di Pieve di Cento, sede di un campo prova per la verifica in vera grandezza di tecniche di mitigazione della suscettibilità a liquefazione nell'ambito del progetto LIQUEFACT (Pingue e Siepi, 2021).

Il profilo stratigrafico modellato in centrifuga è costituito da uno strato di 14 m di sabbia poco addensata, o affiorante (modello M1) o sovrastata da una crosta di terreno fine poco permeabile di 1,5 m di spessore (modello M2), con superficie libera della falda coincidente con il piano campagna.

Il fattore di scala geometrico adottato nella modellazione è $N=50$, ovvero i modelli sono stati sottoposti ad un campo gravitazionale accelerato di 50 g imposto in corrispondenza della base dei modelli.

Per la sperimentazione sono state utilizzate tre diverse sabbie (Tabella 1, Figura 1): una sabbia naturale che ha subito liquefazione nel 2012, proveniente dal sito di Pieve di Cento in Emilia Romagna (indicata come S3); la sabbia di Pieve di Cento privata della frazione fine (sabbia S2); la sabbia del Ticino (S1), ampiamente utilizzata negli ultimi 40 anni nel campo della sperimentazione geotecnica, sia di laboratorio che in centrifuga.

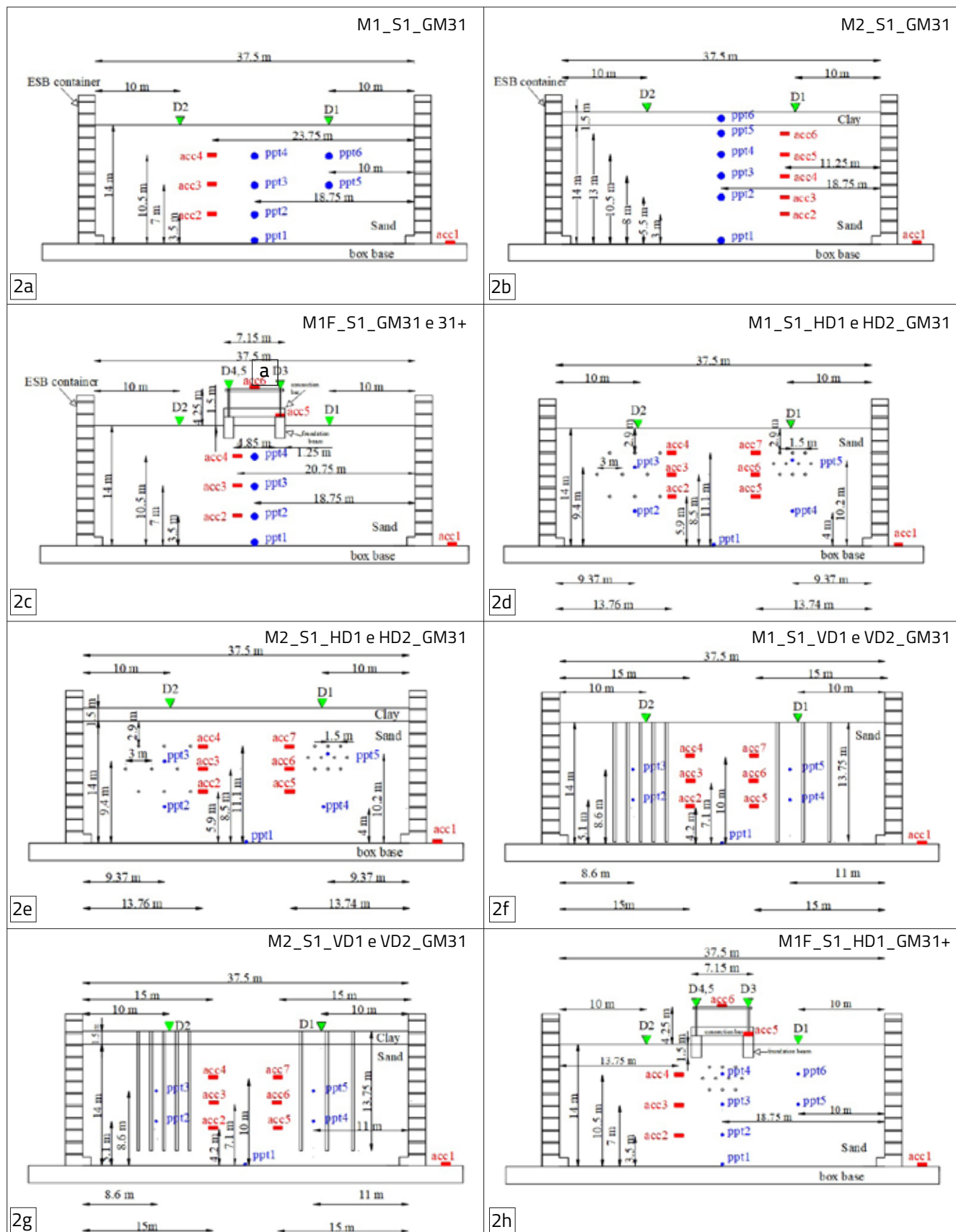
Le prove, i cui risultati sono discussi in questa nota (Tabella 2) sono state eseguite con la sabbia del Ticino, S1. Si tratta di una sabbia da media a grossa, composta da grani sub-arrotondati. Una descrizione dettagliata del comportamento meccanico di tale sabbia può essere trovata in Fioravante e Giretti (2016). Lo strato di terreno fine è stato modellato utilizzando un limo argilloso caolinitico, poco plastico, noto in letteratura come Pontida Clay (Fioravante&Jamiołkowski, 2005, curva granulometrica in Figura 1), le cui caratteristiche principali sono: gravità specifica $G_s = 2,77$, limite liquido $w_L = 24\%$, limite plastico $w_P = 11\%$, indice di compressibilità $cc = 0,2$. Granulometricamente, l'argilla di Pontida è costituita per 53% in peso da limo, per il 30% da argilla e per il 17% da sabbia.

Tabella 1. Sabbie di prova

Sabbia	γ_{min} (kN/m ³)*	γ_{max} (kN/m ³)**	e_{min}	e_{max}	G_s	D_{50} (mm)	FC (%)	IP (%)	K (m/s)***
Ticino (S1)	13.64	16.67	0.574	0.923	2.68	0.53	0	-	$2 \cdot 10^{-3}$
Pieve di Cento pulita (S2)	12.55	15.75	0.674	1.101	2.69	0.17	0	-	10^{-4}
Pieve di Cento naturale (S3)	12.18	15.77	0.672	1.165	2.69	0.15	12	-	$8.4 \cdot 10^{-5}$
Pontida Clay	-	-	-	-	2.77	0.017	81	7	10^{-9} - 10^{-10}

* ASTM 4254, **ASTM 4253, *** valori alla densità di prova

In Figura 2 sono riportati degli schemi dei modelli M1 e M2 i cui risultati sono descritti in questa nota.



In alcune prove è stata modellata anche una semplice struttura su fondazioni superficiali, concepita come un sistema a un grado di libertà composto da un telaio in elevazione fondato su due travi continue collegate rigidamente. La frequenza naturale della struttura è 3,1 Hz alla scala del prototipo.

Il piano di posa delle fondazioni è posizionato a 1,5 m di profondità dal piano campagna. Due accelerometri e tre trasduttori di spostamento sono stati utilizzati per misurare le oscillazioni e i cedimenti della struttura.

Si osserva infine che in Tabella 2 sono elencate per completezza anche le prove in cui è stata modellata la parziale saturazione (terza serie di prove), indotta utilizzando 1 o 4 punti di iniezione dell'aria posizionati sul fondo del contenitore; i risultati ottenuti nel corso di queste prove non sono discussi in questa sede.

2.1. La centrifuga geotecnica ISMGEO

La centrifuga geotecnica ISMGEO è una centrifuga a braccio simmetrico rotante, di 6 m di diametro. Il braccio ha 1 m di spessore, il raggio nominale alla base dei modelli è 2,2 m. Una carena esterna ricopre il braccio e ruota solidalmente ad esso, in modo da ridurre turbolenze e perturbazioni durante il volo. La centrifuga ha una capacità di 240g ton, ovvero può raggiungere un'accelerazione di 600g con un carico di esercizio di 400 kg (Baldi et al., 1998). Da un lato il braccio simmetrico supporta un cestello basculante sul quale sono posizionati i modelli per le prove statiche; dall'altro lato del braccio è fissata una tavola vibrante a un grado di libertà, il cui contrasto è costituita dalla massa del braccio stesso. Un cestello basculante che contiene i modelli per le prove dinamiche è portato a contatto con la tavola in volo e poi sganciato prima che l'eccitazione sismica sia applicata. La tavola vibrante è in grado di esercitare azioni dinamiche casuali con accelerazioni fino a 50 g e contenuto in frequenza fino a 500 Hz (Airoldi et al., 2016).

Per la sperimentazione in programma nell'ambito del progetto LIQUEFACT è stato realizzato un contenitore di tipo Equivalent Shear Beam (ESB) box (Airoldi et al., 2018), costituito da 12 telai di alluminio di forma rettangolare, di altezza 25 mm ciascuno, collegati da strati di gomma di 3,36 mm di spessore. L'altezza complessiva del contenitore è 337 mm.

2.2. Ricostruzione dei modelli, saturazione, strumentazione

I modelli di terreno sono stati ricostruiti mediante deposizione pluviale della sabbia asciutta dentro il contenitore ESB, da un'altezza di caduta ridotta (di circa 3 cm), calibrata in modo da ottenere una densità a 1g di circa il 40% e una densità finale a 50g mediamente pari al 50% (l'aumento della densità è dovuto ai cedimenti che il terreno subisce durante le fasi di saturazione e incremento dell'accelerazione centrifuga; tali cedimenti sono misurati durante tutte le fasi di prova, in modo che sia sempre noto il peso dell'unità di volume di ogni modello).

I modelli sono stati saturati alla fine della deposizione utilizzando un fluido viscoso (viscosità 50 volte superiore a quella dell'acqua, peso dell'unità di volume 9,84 kN/m³), il cui impiego è necessario nelle prove dinamiche per modellare correttamente la permeabilità del prototipo di riferimento. Il fluido utilizzato è una soluzione di acqua e idrossido di propilene metilcellulosa. La saturazione è stata eseguita imponendo, mediante una pompa a vuoto, un flusso monodimensionale diretto verso l'alto di soluzione viscosa attraverso il terreno sigillato all'interno del contenitore ESB.

Nei modelli di tipo M2 lo strato di argilla di Pontida è stato ricostruito miscelando sottovuoto per circa due ore il terreno con una quantità di acqua deaerata pari al 1,75 volte il limite liquido. La miscela è stata successivamente compressa monodimensionalmente in un consolidometro. Alla fine della consolidazione, lo strato ottenuto, di spessore circa 30 mm, è stato posizionato sulla superficie dello strato di sabbia. Il grado di consolidazione della crosta superficiale è, in volo a 50 g, superiore a 20.

2.3. Dreni

I dreni, installati in alcuni modelli, sono stati simulati utilizzando dei sottili tubi di silicone aventi diametro esterno di 6 mm e diametro interno di 4 mm (0,3 m e 0,2 m alla scala del prototipo). Sui tubi sono stati praticati fori di 0,5 mm di diametro, in modo da ottenere una permeabilità dei dreni 1,7E-02 m/s. La permeabilità della sabbia S1 al 40% di densità relativa è risultata pari a 2E-03 m/s.

I dreni verticali, di lunghezza 275 mm, sono stati installati mediante infissione nel terreno saturo

Nella pagina precedente:

Figura 2. Schemi di prova (al termine della fase di deposizione): vista laterale dei modelli a) M1_S1_GM31, b) M2_S1_GM31, c) M1F_S1_GM31 e 31+, d) M1_S1_HD1 e HD2_GM31, e) M2_S1_HD1 e HD2_GM31, f) M1_S1_VD1 e VD2_GM31; g) M2_S1_VD1 e VD2_GM31, h) M1F_S1_HD1_GM31+. Scala prototipo.

Tabella 2. Programma di prova.

Prima serie

Test	Modello	Dreni	Interasse S	Densità (%)	Input	ID	
16*	M1-S1	Verticali (VD)	5D	47,16	GM31	M1_S1_VD1_GM31	
17*			10D			M1_S1_VD2_GM31	
20*	M2-S1		5D	55,15		M2_S1_VD1_GM31	
21*			10D			M2_S1_VD2_GM31	
24	M1F-S1 (con struttura)		5D	50,61	GM31+	M1F_S1_VD1_GM31+	
26	M2F-S1 (con struttura)		5D	47,51		M2F_S1_VD1_GM31+	
18*	M1-S1		Orizzontali (HD)	5D	54,48	GM31	M1_S1_HD1_GM31
19*				10D			M1_S1_HD2_GM31
22*	M2-S1	5D		52,48	M2_S1_HD1_GM31		
23*		10D			M2_S1_HD2_GM31		
25*	M1F-S1 (con struttura)	5D		51,16	GM31+	M1F_S1_HD1_GM31+	
27	M2F-S1 (con struttura)	5D		52,56		M2F_S1_HD1_GM31+	

Seconda serie

Test	Modello	Terreno	Densità (%)	Input	ID
1	M1	Ticino (S1)	47	GM17	M1_S1_GM17
2			50	GM34	M1_S1_GM34
3*			47,5	GM31	M1_S1_GM31
4		Pieve di Cento pulita (S2)	65	GM17	M1_S2_GM17
5			66	GM23	M1_S2_GM23
6			70	GM 34	M1_S2_GM34
7		Pieve di Cento Naturale (12%fine) (S3)	56	GM17	M1_S3_GM17
8			57	GM23	M1_S3_GM23
9			61	GM34	M1_S3_GM34
10	M2	S1	52	GM34	M2_S1_GM34
11*			50,5	GM31	M2_S1_GM31
12		S3	46	GM34	M2_S3_GM34
13*	M1	S1	49	GM31	M1F_S1_GM31
14*	(con struttura)		53	GM31+	M1F_S1_GM31+
15	M2 (con struttura)	S1	52,5	GM31+	M2F_S1_GM31+

Terza serie

Test	Modello	Numero di ugelli	ID
28	M1_S1	1	M1_S1_IPS1_GM31
29		1	M1_S1_IPS1_GM31+
30		4	M1_S1_IPS4_GM31
31		4	M1_S1_IPS4_GM31+
32	M2_S1	1	M2_S1_IPS1_GM31
33		1	M2_S1_IPS1_GM31+
34		4	M2_S1_IPS4_GM31
35		4	M2_S1_IPS4_GM31+
36	M1F_S1 (con struttura)	4	M1F_S1_IPS4_GM31+
37	M1F_S1 (con struttura)	4	M1F_S1_IPS4_GM31++

* test descritti nella nota

secondo una maglia quadrata, con interasse pari a 5 o 10 diametri (1,5 m o 3 m alla scala del prototipo) a seconda dello schema di prova, avendo precedentemente sigillato l'estremità inferiore. La testa dei dreni è stata lasciata libera di dissipare in superficie l'acqua in pressione per effetto del sisma (Figure 2f e 2g).

I dreni orizzontali, di lunghezza 225 mm, sono stati invece posizionati nei modelli durante la deposizione, interrompendo la stessa a quote opportune. I dreni orizzontali sono stati disposti secondo maglie a quinconce con interasse pari a 5 o 10 diametri (1,5 m o 3 m alla scala del prototipo). Le teste dei dreni sono state collegate a dei tubi di dissipazione a loro volta collegati a 4 colonne di drenaggio ubicate in corrispondenza degli spigoli del contenitore ESB (Figure 2d e 2e).

2.4. Strumentazione

I modelli sono stati strumentati (Figura 2) con accelerometri (acc), trasduttori di pressione (ppt) miniaturizzati e con potenziometri (D) per la misura degli abbassamenti del piano campagna.

I sensori sono stati posizionati nei modelli a quote prefissate durante la fase di ricostruzione e in corrispondenza della sezione longitudinale di mezzeria del contenitore, in modo da poter riferire tutte le misure alla stessa sezione in condizione piane. Numero e posizione dei sensori sono stati stabiliti per ogni modello in funzione

della specifica configurazione di prova. In presenza della struttura superficiale, due ulteriori accelerometri e tre potenziometri sono stati utilizzati per registrarne oscillazioni e cedimenti.

2.5. Input sismici

Gli input sismici utilizzati per le prove dinamiche in centrifuga derivano da uno studio di risposta sismica locale effettuato nell'ambito del progetto Liquefact (Chiaradonna et al., 2018). Lo studio ha prodotto 21 segnali, corrispondenti a diversi tempi di ritorno ($T_R=475, 975$ e 2475 anni). Tali segnali sono stati calcolati per il profilo sismico del sito di Pieve di Cento in corrispondenza della profondità di 15 m da piano campagna (cioè in corrispondenza della base del deposito sabbioso modellato in centrifuga).

Dei 21 segnali, quelli utilizzati per le prove in centrifuga sono i terremoti GM17, GM23, GM31 e GM34, le cui principali caratteristiche sismiche sono riassunte in Tabella 3. I segnali di input della tavola vibrante sono stati opportunamente scalati amplificando le accelerazioni e riducendo i tempi del fattore $N = 50$. In Tabella 4 sono riportate le caratteristiche dei moti di input applicati dalla tavola vibranti ai modelli descritti in questa nota.

3. Risultati

Tutti i risultati descritti in questa nota sono stati derivati dai test evidenziati con un asterisco in Tabella 2. Nelle Figure che seguono i risultati

Tabella 3. Caratteristiche dei moti di input di riferimento

Tr	GM_ID	Mw	PGA (g)	d ₉₀ (s)	I _A (m/s)	SI (m)
475	GM17	6,1	0,108	13,380	0,121	0,166
975	GM23	5,9	0,113	16,21	0,211	0,400
2475	GM34	6,93	0,148	6,525	0,227	0,658
2475	GM31	6,9	0,136	17,495	0,465	0,683

Tr: periodo di ritorno; GM_ID: Input sismico; Mw: magnitude momento; PGA: peak ground acceleration; d₉₀: durata valutata in funzione dell'intensità Arias; I_A: intensità Arias; SI: intensità Housner.

Tabella 4. Caratteristiche dei moti di input riprodotti dalla tavola vibrante

Test ID	PGA (g)	d ₉₀ (s)	I _A (m/s)	SI (m)
M1_S1_GM31	0,198	18,64	0,601	0,636
M2_S1_GM31	0,244	21,72	0,675	0,693
M1F_S1_GM31	0,212	17,72	0,493	0,512
M1F_S1_GM31+	0,298	25,04	1,922	1,120
M1_S1_VD1 e VD2_GM31	0,187	19,83	0,573	0,604
M1_S1-HD1 e HD2_GM31	0,185	19,1	0,467	0,564
M2_S1_VD1 e VD2_GM31	0,245	20,32	0,667	0,642
M2_S1-HD1 e HD2_GM31	0,207	23,61	0,395	0,356
M1F_S1_HD1_GM31+	0,254	24,62	1,024	0,869

sono riportati in scala prototipo. Sono rappresentate solo le misure dei sensori correttamente funzionanti nel corso della prova.

Sono discussi in particolare i risultati dei modelli M1 e M2, ricostruiti utilizzando la sabbia Ticino (S1), con e senza struttura (F), con e senza dreni (HD, VD), sottoposti agli accelerogrammi GM31 e GM31+; gli schemi di prova sono rappresentati in Figura 2. Le storie temporali degli accelerogrammi di input sono rappresentate in Figura 3; le linee tratteggiate sugli accelerogrammi indicano l'inizio e la fine del moto sismico, valutati come istanti in corrispondenza dei quali il 5% e il 95% dell'intensità Arias è stata rilasciata. I parametri sismici dei moti di input sono riportati in Tabella 4.

Le variabili analizzate di seguito sono:

- effetto dello strato superficiale fine sul comportamento del modello M1 in condizioni di campo libero;
- effetto della presenza della struttura;
- effetto della presenza di dreni verticali e orizzontali con diverso interasse (S = 5De10D) in condizioni di campo libero;

▪ effetto della presenza di orizzontali in presenza della struttura.

3.1. Modello omogeneo di riferimento: M1_S1_GM31

Il modello di riferimento per tutte le prove discusse nel seguito è il modello M1_S1_GM31, ovvero modello omogeneo (M1), ricostruito con la sabbia Ticino (S1) soggetto al moto di input GM31 (Figure 2a e 3a). Il modello è caratterizzato da una densità pre-shock del 47,5%.

In Figura 4a sono rappresentate le storie temporali del rapporto della sovrappressione interstiziale Ru misurate dai ppt presenti nel modello, con Ru definito come:

$$R_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{vo}} \quad [1]$$

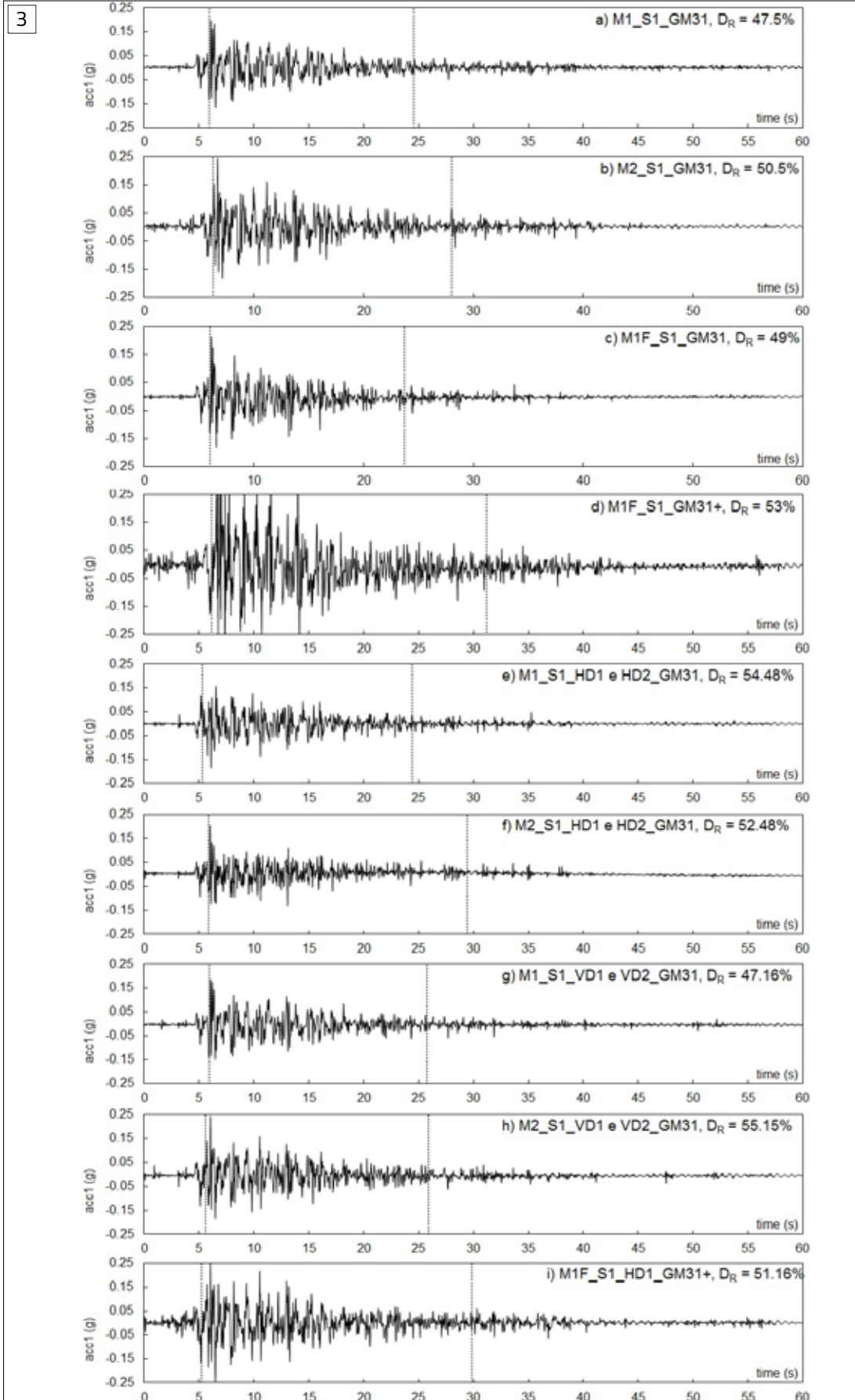


Figura 3. Input sismici applicati dalla tavola vibrante

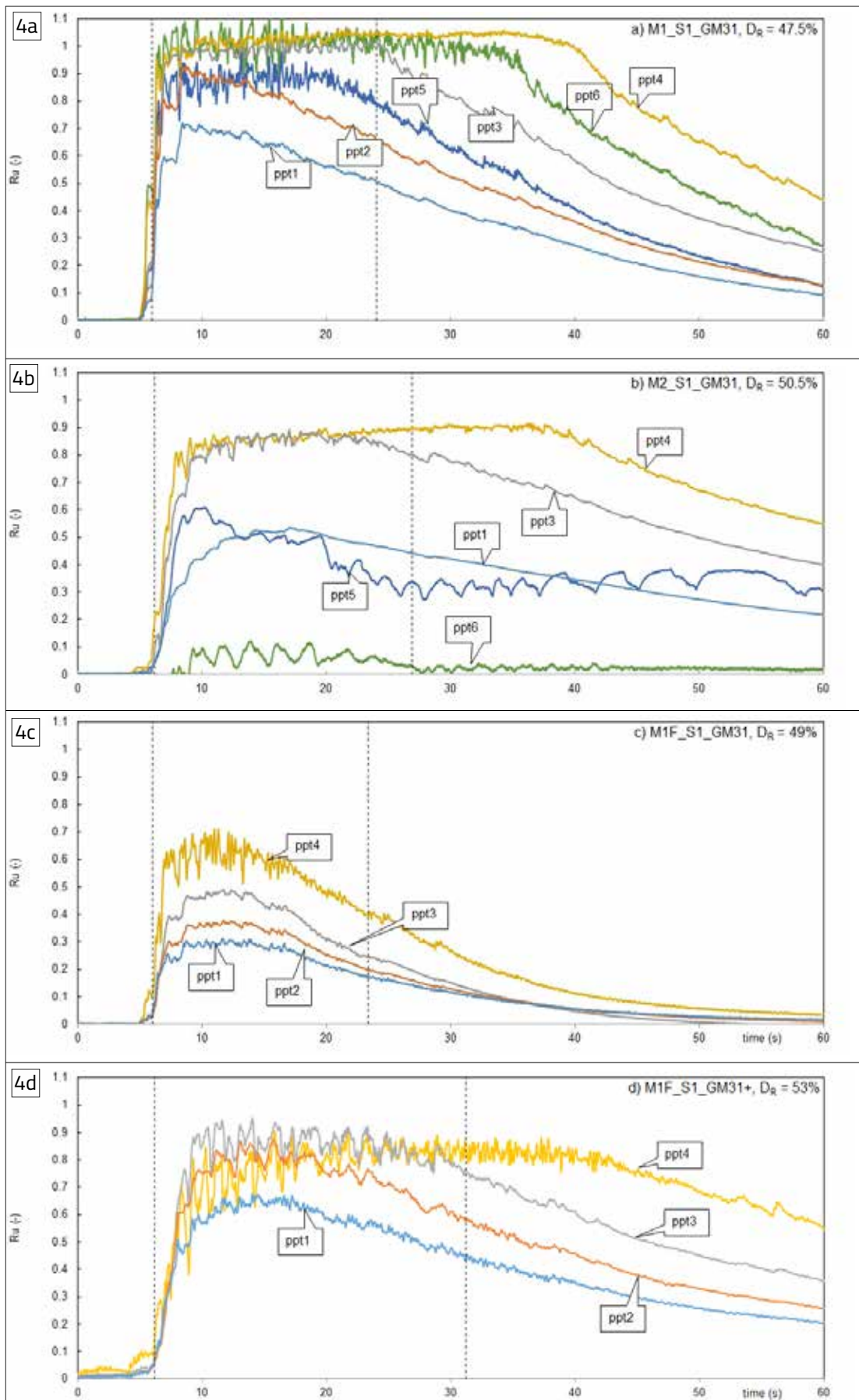


Figura 4. Rapporto della sovrapposizione interstiziale R_u dei modelli: a) M1_S1_GM31, b) M2_S1_GM31 c) M1F_S1_GM31, d) M1F_S1_GM31+. Scala prototipo

con Δu = sovrappressione interstiziale e σ'_{v0} = tensione verticale efficace agente alla profondità di misura prima dell'applicazione della sollecitazione sismica.

In Figura 5 è rappresentata la funzione di amplificazione (o stress ratio SR) calcolata tra gli accelerometri acc4 e acc1 come rapporto tra i rispettivi spettri di Fourier.

Come evidenziato in Figura 4a, nel corso della prova, la condizione di liquefazione è stata raggiunta dai ppt posizionati a metà altezza del modello (ppt3 e 5) e in prossimità della superficie (ppt4 e 6). La pressione interstiziale ha raggiunto il valore massimo nei primi 2,5 s, per poi rimanere costante per tutta la durata della sollecitazione sismica, e, in prossimità della superficie, per diversi secondi alla fine della stessa.

La liquefazione ha avuto avvio in prossimità della superficie e si è poi propagata verso il basso. A metà profondità del modello la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali ha avuto inizio al termine della sollecitazione dinamica; in superficie invece R_u è rimasto uguale al valore massimo raggiunto durante il sisma per diversi secondi dopo la fine della sollecitazione, indicando l'innescio di un moto di filtrazione diretto dalla base del modello verso la superficie. In prossimità della superficie il flusso entrante dal basso è rimasto per molti secondi preponderante rispetto al flusso uscente verso la superficie drenante rappresentata dal piano campagna. Questa osservazione è supportata anche dai cedimenti sviluppati dal piano campagna che hanno continuato a crescere nella fase post

sisma indicando il prolungarsi del processo di consolidazione oltre il termine della sollecitazione sismica, come evidenziato in Figura 6. Dei cedimenti complessivamente misurati, 2/3 sono stati sviluppati in fase co-sismica.

L'innescio della liquefazione nel modello M1_S1_GM31 è confermato anche dalle misure degli accelerometri miniaturizzati presenti a diverse quote nel terreno, che hanno evidenziato una progressiva deamplificazione del moto sismico a partire da metà modello verso la superficie, come rappresentato dalle funzioni di amplificazione rappresentate in Figura 5.

3.2. Modello stratificato: M2_S1_GM31

L'obiettivo di questo modello (schema di prova in Figura 2b) è stato quello di verificare l'effetto della presenza di uno strato superficiale fine a bassa permeabilità sul processo di innescio e sviluppo della liquefazione. Strati superficiali di terreno fine sono tipicamente presenti a chiusura di depositi a grana grossa di canale fluviale. I modelli omogeneo e stratificato sono stati sottoposti a sollecitazioni dinamiche molto simili (Figure 3a e 3b).

I valori di R_u misurati dai ppt e la funzione di amplificazione tra gli accelerometri acc6 e acc1 sono rappresentati nelle Figure 4b e 5.

Occorre evidenziare che il ppt6 è stato posizionato all'interno dello strato fine superficiale: durante la consolidazione in volo, per effetto dell'elevato grado di sovraconsolidazione dovuto al metodo di ricostruzione, tale trasduttore

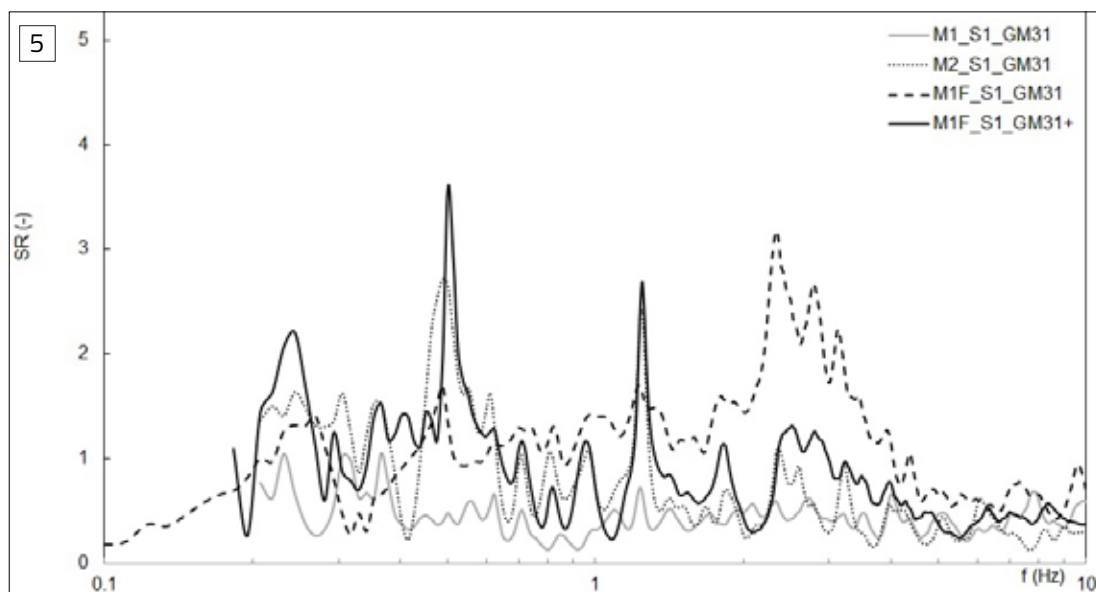


Figura 5. Modelli M1_S1_GM31, M2_S1_GM31, M1F_S1_GM31 and M1F_S1_GM31+: rapporti spettrali (SR) valutati dividendo lo spettro di Fourier dell'accelerometro più superficiale per quello dell'accelerometro di base. Scala prototipo

ha registrato valori negativi di pressione interstiziale e durante la sollecitazione sismica le sovrappressioni misurate sono risultate molto basse e influenzate dalla suzione interna della matrice fine.

La condizione di liquefazione è stata raggiunta in superficie e fino a profondità intermedia del modello, come evidenziato dalle misure di Ru dei ppt 3 e 4 e dagli effetti di deamplificazione evidenziati dalle misure dell'accelerometro 6.

Mentre a metà strato il valore massimo di Ru raggiunto dai ppt 3 e 4 è rimasto costante durante tutta la sollecitazione sismica e oltre, il terreno superficiale immediatamente al di sotto dello strato fine (ppt 5) ha raggiunto un valore di sovrappressione interstiziale sufficientemente alto da fessurare lo strato fine sovrastante con formazione di canali preferenziali per il libero efflusso del fluido interstiziale e la dissipazione repentina delle sovrappressioni. Di conseguenza, la sovrappressione accumulata immediatamente al di sotto dello strato fine ha iniziato a essere dissipata prima della fine del sisma. Alla fine della prova lo strato fine è risultato diffusamente fessurato e ricoperto di fluido e sabbia.

Nei due modelli in campo libero omogeneo e stratificato l'accumulo di sovrappressione interstiziale è avvenuta con analogo gradiente, ma, per effetto del peso dello strato fine, i valori massimi di Ru raggiunti nel modello stratificato sono risultati leggermente inferiori di quelli misurati nel modello in posizioni corrispondenti. D'altra parte, la velocità di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali è risultata inferiore

nel modello stratificato, indicando che la presenza della crosta di terreno fine influisce sul processo di consolidazione post-sisma ma non sul meccanismo di accumulo delle sovrappressioni.

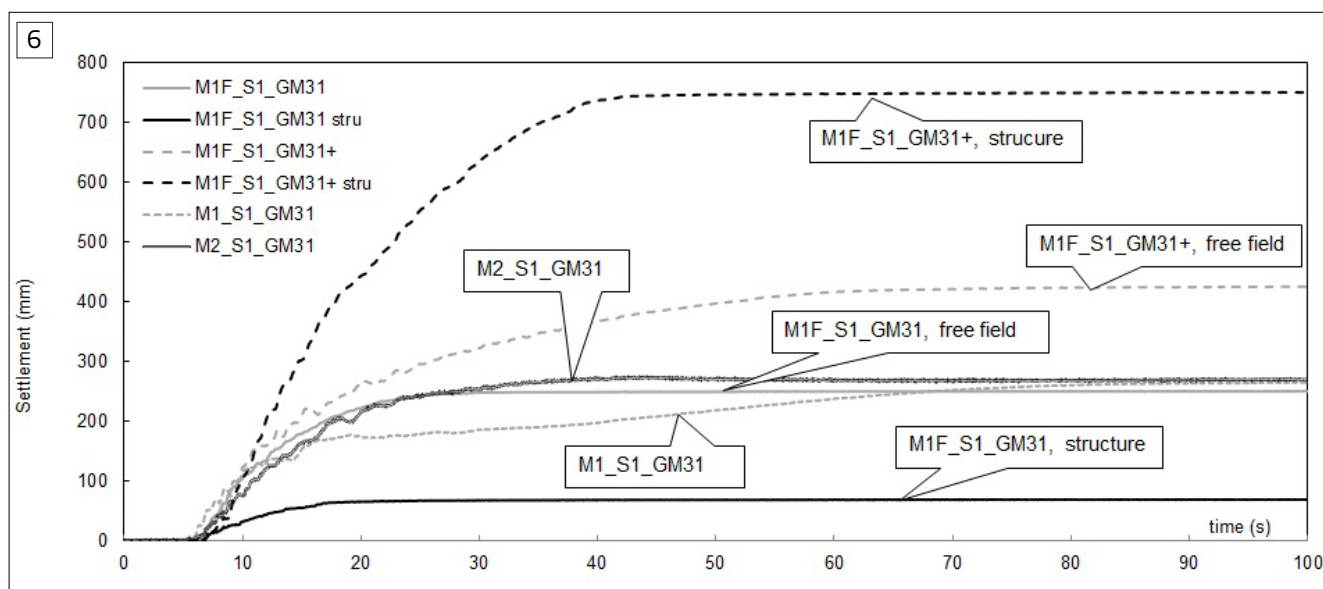
Alla fine del processo di consolidazione, i cedimenti del piano campagna misurati nel modello omogeneo e in quello stratificato sono risultati analoghi, 265 mm, nel modello omogeneo, 283 mm nel modello stratificato (Figura 6); nel modello stratificato il 90% del cedimento di consolidazione misurato si è sviluppato in fase co-sismica, ma al termine della registrazione il cedimento stava ancora aumentando.

3.3. Effetto di una struttura su fondazioni superficiali

L'effetto della presenza di una struttura su fondazioni superficiali sul meccanismo di innesco della liquefazione è evidenziato dai risultati della prova M1F_S1_GM31 (schema di prova in Figura 2c). L'accelerogramma di input, rappresentato in Figura 3c, è risultato leggermente meno intenso di quello applicato al modello omogeneo in condizioni di campo libero.

In prossimità della superficie, la sovrappressione interstiziale indotta dal sisma sotto la fondazione e misurata dal ppt4 è risultata molto simile a quella registrata in condizione di campo libero, ma il terreno non ha raggiunto la condizione di liquefazione, come evidenziato dal profilo temporale di Ru rappresentato in Figura 4c e dalla progressiva amplificazione del moto

Figura 6. Modelli M1_S1_GM31, M2_S1_GM31, M1F_S1_GM31, M1F_S1_GM31+: cedimenti indotti dallo scuotimento sismico. Scala prototipo



sismico nella propagazione verso l'alto (vedere lo stress ratio SR rappresentato in Figura 5). A profondità maggiori (ppt1, ppt2eppt3), la sovrappressione interstiziale misurata è risultata significativamente inferiore rispetto al modello in campo libero, e il massimo Ru misurato non ha superato 0,5. Occorre evidenziare che i valori di Ru riportati in Figura 4c sono stati stimati tenendo conto dell'incremento di tensioni efficaci indotto dalla struttura. In generale è stato registrato un minore gradiente di accumulo delle sovrappressioni interstiziali.

Il diverso comportamento del terreno registrato in presenza della struttura può essere spiegato come dovuto all'incremento di tensioni efficaci dovuto al peso della struttura e alla presenza di un carico statico deviatorico iniziale che rende il sistema più resistente alle distorsioni cicliche (Liu e Dobry, 1997, Dashti et. al., 2010 Yang e Sze, 2011).

La dissipazione delle sovrappressioni interstiziali è iniziata a tutte le profondità prima della fine del sisma, nonostante il terreno laterale in campo libero abbia presumibilmente liquefatto, con conseguente innesco di un moto di filtrazione verso il volume di terreno sottostante la fondazione. I cedimenti del piano campagna misurati ai lati della fondazione sono risultati infatti analoghi a quelli registrati nel modello omogeneo in campo libero (Figura 6). I cedimenti di consolidazione del terreno laterale sono terminati entro la fine del moto sismico. L'effetto positivo del carico della fondazione sulla resistenza a liquefazione è anche attestato dai cedimenti della struttura, risultati inferiori rispetto ai cedimenti del terreno circostante.

Per indurre liquefazione nel terreno sotto la fondazione del modello MF1_S1 è stato necessario amplificare di 3 dB l'input GM31, la cui versione amplificata è stata indicata come GM31+ (storia temporale delle accelerazioni in Figura 3d). Il sisma GM31+ ha maggior durata del GM31, una PGA 50% superiore e di conseguenza, maggiore intensità (sia Arias sia Housner, vedi Tabella 4).

Il moto GM31+ ha indotto sotto la fondazione sovrappressioni interstiziali simili a quelle registrate nel modello in campo libero a tutte le profondità. Il rapporto Ru misurato dal ppt4 (Figura 4d) ha velocemente raggiunto il valore massimo di 0,9, mantenuto successivamente costante durante tutta la sollecitazione sismica, e oltre. A profondità maggiori, anche i ppt 2 e 3 hanno raggiunto valori di Ru prossimi a 0,9, ma

la condizione di liquefazione ha avuto durata inferiore alla durata del sisma. In corrispondenza della base del modello (ppt1), Ru ha assunto il valore massimo di 0,5 per pochi secondi, a seguire ha avuto avvio la dissipazione delle Δu .

Per effetto della liquefazione del terreno di fondazione, la struttura ha sviluppato cedimenti di circa 0,75 m, mentre il terreno laterale ha ceduto 0,43 m (Figura 6). I rapporti spettrali in Figura 5 confermano il raggiungimento e il perdurare della condizione di liquefazione, con effetti di de-amplificazione di tutte le frequenze superiori a 0,8 Hz.

3.4. Effetto di dreni verticali ed orizzontali nel modello omogeneo in campo libero

I modelli M1_S1_HD1_GM31 e M1_S1_HD2_GM31 (modello omogeneo, condizioni di campo libero, dreni orizzontali con interasse $s = 5D$ e $s = 10D$, rispettivamente) sono stati testati contemporaneamente, pertanto sono caratterizzati dalla stessa densità e sono stati sottoposti al medesimo accelerogramma di input. Le configurazioni di prova sono rappresentate nella Figura 2d.

La sollecitazione dinamica eseguita dalla tavola vibrante ha una forma d'onda simile a quella eseguita durante la prova M1_S1_GM31 (Figura 3e), ma leggermente meno intensa (Tabella 4).

Le misure dei ppt 3 e 5, (Figure 7a e 7b) posti al centro di una maglia triangolare di dreni con diverso interasse, sono molto simili. Ciò implica che la posizione effettiva dei ppt durante la prova ha subito variazioni durante la fase di volo, e che i ppt hanno avuto simile distanza da un dreno durante la sollecitazione sismica, da cui le misure pressoché identiche.

Confrontando le misure dei ppt 3 e 5 con quelle dei ppt 4 e 6 del modello M1_S1_GM31, tenuto conto dei moti di input leggermente diversi, si può osservare che: i) il gradiente di accumulo delle Δu è inferiore in presenza dei dreni; ii) la presenza dei dreni orizzontali riduce del 50% il valore massimo di Ru alla stessa profondità rispetto al piano campagna; iii) la dissipazione delle Δu ha inizio prima della fine dello shock sismico; iv) l'effetto drenante dell'area trattata con dreni raggiunge il fondo del contenitore, e il valore massimo di Ru registrato dal ppt1 è meno della metà di quello misurato dallo stesso ppt nel modello non trattato.

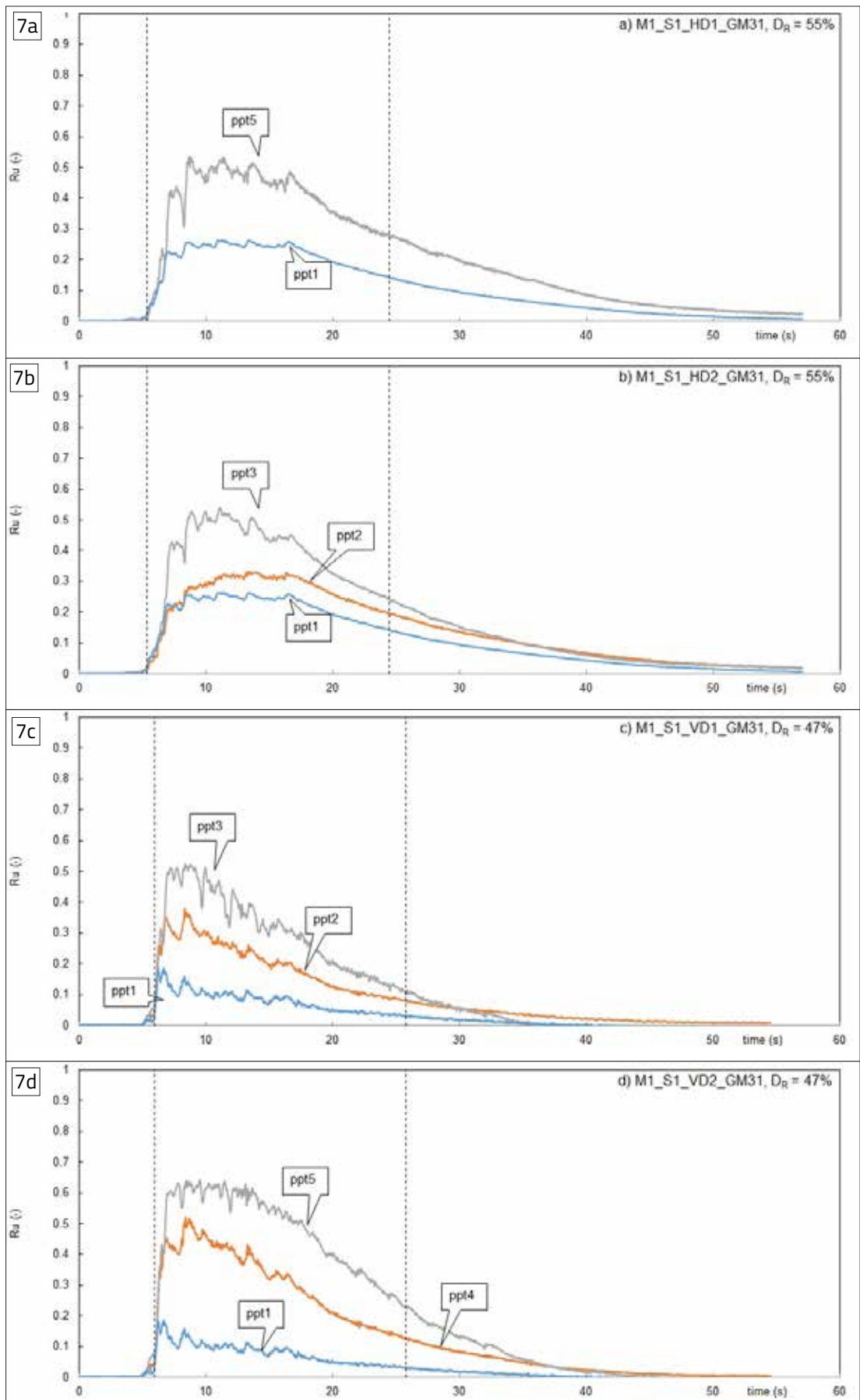


Figura 7. Rapporto della sovrappressione interstiziale R_u dei modelli: a) M1_S1_HD1_GM31, b) M1_S1_HD2_GM31, c) M1_S1_VD1_GM31, d) M1_S1_VD2_GM31. Scala prototipo

Infine, come evidenziato in Figura 9, la presenza dei dreni ha ridotto i cedimenti superficiali in modo significativo rispetto al modello omogeneo non trattato, del 50% e 65% nelle configurazioni HD2 e HD1, rispettivamente. Questo risultato sembra evidenziare che, nel modello omogeneo, un interasse tra dreni pari a 10 diametri permette di evitare l'insacco della liquefazione e che una riduzione dell'interasse da 10 a 5 diametri apporta una ulteriore riduzione dei cedimenti superficiali.

Il campo di influenza dei dreni orizzontali è risultato almeno pari a 10 diametri D , visto che in corrispondenza della colonna centrale di terreno dove sono ubicati gli accelerometri (distanza $5D$ e $10D$ dai dreni orizzontali nei modelli HD2 e HD1, rispettivamente) non è stata raggiunta la condizione di liquefazione e il moto sismico è amplificato verso l'alto, come evidenziato in Figura 8, dove sono rappresentate le funzioni di amplificazione degli accelerometri acc4 e acc7.

Per quanto riguarda l'efficacia dei dreni verticali (schemi di prova in Figura 2f, input sismico in Figura 3g), in questo caso la sollecitazione sismica è molto simile a quella del modello M1_S1_GM31. Anche in questo caso le due configurazioni di dreni VD1 e VD2 sono state testate sullo stesso modello. La configurazione VD1 (interasse pari a $5D$) ha avuto effetto paragonabile a quello esercitato dai dreni orizzontali HD1 e HD2 in termini di massimo R_u misurato durante lo scuotimento sismico (Figura 7c): i ppt più superficiali (ppt3 nel modello VD1 e ppt 5 e 3 nei modelli HD1 e HD2) hanno misurato analogo R_u . Il gradiente di accumulo delle Δu è risultato leggermente maggiore nella configurazione VD1 che in HD1 e HD2. D'altra parte, la dissipazione delle Δu ha avuto inizio prima ed è avvenuta più rapidamente.

La configurazione di dreni verticale con interasse maggiore (VD2) è risultata invece meno efficiente, sia in termini di riduzione delle Δu (ppt5 ha registrato un massimo R_u pari a 0,6) sia in termini di velocità di accumulo delle sovrappressioni interstiziali (vedere Figura 7d).

Come atteso, i dreni verticali estesi fino alla base dello strato sabbioso, hanno ridotto le Δu lungo tutta la verticale trattata, ma l'area di influenza laterale è risultata meno estesa rispetto a quella indotta dai dreni orizzontali.

Infatti, in entrambi i modelli VD1 e VD2, il terreno presente a $8D$ di distanza dalla zona trattata si è avvicinato alla condizione di liquefazione, come evidenziato dai fenomeni di de-amplifica-

zione registrati dalle due verticali strumentate con accelerometri ivi presenti (funzioni di amplificazione degli accelerometri 4 e 7 in Figura 8).

I cedimenti misurati nei modelli VD1 e VD2 non sono riportati per malfunzionamento in fase di prova.

3.5. Effetto di dreni verticali ed orizzontali nel modello stratificato in campo libero

In questa sezione il comportamento dei modelli stratificati, trattati con dreni orizzontali e verticali (schemi nelle Figure 2e e 2g), è confrontato con quanto osservato nel modello non trattato M2_S1_GM31. Occorre evidenziare tuttavia che i modelli stratificati M2_S1_HD1/2_GM31 trattati con dreni orizzontali sono stati sollecitati con un input meno intenso, come evidenziato in Figura 3f.

I rapporti R_u misurati dai ppt nei modelli M2_S1_HD1_GM31, M2_S1_HD2_GM31 (Figura 2e), M2_S1_VD1_GM31 e M2_S1_VD2_GM31 (Figura 2g) sono rappresentati nelle Figure 10a, b, c e d in funzione del tempo. Questi risultati confermano alcuni aspetti osservati nei modelli omogenei.

Anche in presenza dello strato fine superficiale le configurazioni di dreni HD1 e HD2 hanno simile efficacia. Il ppt3 nel modello HD1 ha raggiunto un R_u massimo leggermente superiore rispetto al ppt5 nel modello HD2 con un gradiente lievemente superiore; la dissipazione delle Δu è avvenuta con la stessa velocità nei due modelli.

Anche a fronte di una sollecitazione sismica meno intensa rispetto al modello di riferimento M2_S1_GM31, è possibile osservare che entrambe le configurazioni di dreni orizzontali hanno: i) ridotto il massimo R_u sviluppato a profondità da piano campagna comparabili; ii) ridotto il gradiente di accumulo delle Δu ; iii) innescato la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali prima del termine della sollecitazione dinamica.

Anche nel caso di modello stratificato, entrambe le configurazioni di dreni orizzontali hanno sviluppato un'area di influenza sufficientemente estesa da prevenire l'insacco della liquefazione in corrispondenza delle verticali strumentate con accelerometri, distanti $5D$ e $10D$ dall'area trattata nei modelli HD2 e HD1, rispettivamente. In conseguenza, il moto sismico è stato amplificato nel percorso di propagazione verso

l'alto, come mostrato in Figura 11 dove sono rappresentate le funzioni di amplificazione degli accelerometri acc4 e acc7.

Infine, in presenza di entrambe le configurazioni di dreni orizzontali i cedimenti misurati a piano campagna nel modello stratificato sono risultati molto inferiori a quelli sviluppati in assenza di dreni (Figura 9).

Per quanto riguarda i modelli stratificati trattati con dreni verticali, (Figura 2g) in questo caso il moto di input è paragonabile a quello del modello di riferimento (Figura 3h). Anche nel modello stratificato, la configurazione di dreni verticali con interasse maggiore (VD2) è risultata meno efficace nella riduzione delle Δu della configurazione VD1 (come già osservato nel caso di modello omogeneo) e il ppt più superficiale in VD2 (ppt5) ha registrato un massimo Ru doppio rispetto a quello registrato dal ppt3 in VD1.

Entrambe le configurazioni di dreni verticali

sono risultate più efficaci in presenza dello strato fine superficiale che nel modello omogeneo, sia in termini di gradiente di accumulo, che di massimo Ru registrato.

La presenza dello strato impermeabile ha anche avuto l'effetto di allargare l'area di influenza dei dreni verticali, come evidenziato dalle misure accelerometriche. Mentre nello strato omogeneo alla distanza di 8D, dove sono ubicati gli accelerometri, il terreno ha raggiunto la condizione di liquefazione come attestato dai marcati effetti di deamplificazione del moto sismico registrati, nel modello stratificato il moto sismico di base è stato amplificato verso l'alto, indicando una risposta più rigida del terreno presente (Figura 11).

Infine, come nei modelli stratificati trattati con dreni orizzontali, i modelli M2 trattati con dreni verticali hanno sviluppato cedimenti superficiali inferiori rispetto al modello non trattato (Figura 9).

Figura 8. Modelli M1_S1_HD1/2_GM31, M1_S1_VD1/2_GM31: rapporti spettrali (SR) valutati dividendo lo spettro di Fourier dell'accelerometro più superficiale per quello dell'accelerometro di base. Scala prototipo

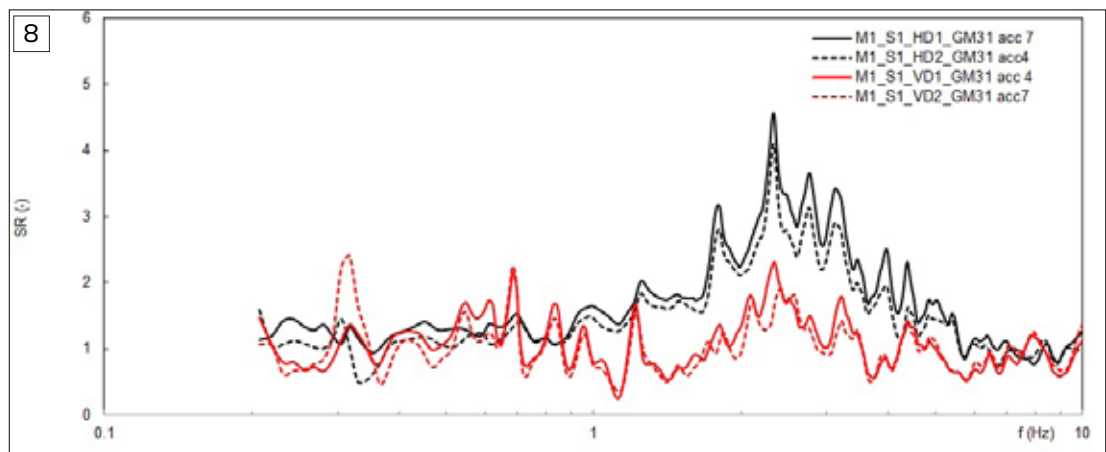
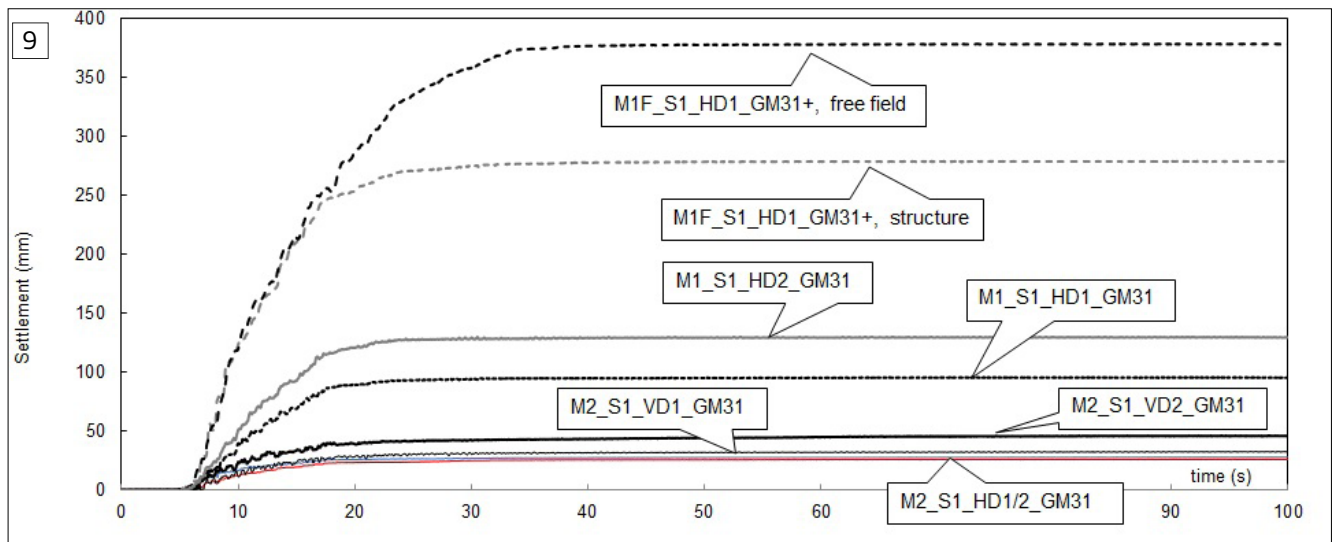


Figura 9. Modelli M1_S1_HD1/2_GM31, M2_S1_HD1/2_GM31, M2_S1_VD1/2_GM31, M1F_S1_HD1_GM31+: cedimenti indotti dallo scuotimento sismico. Scala prototipo



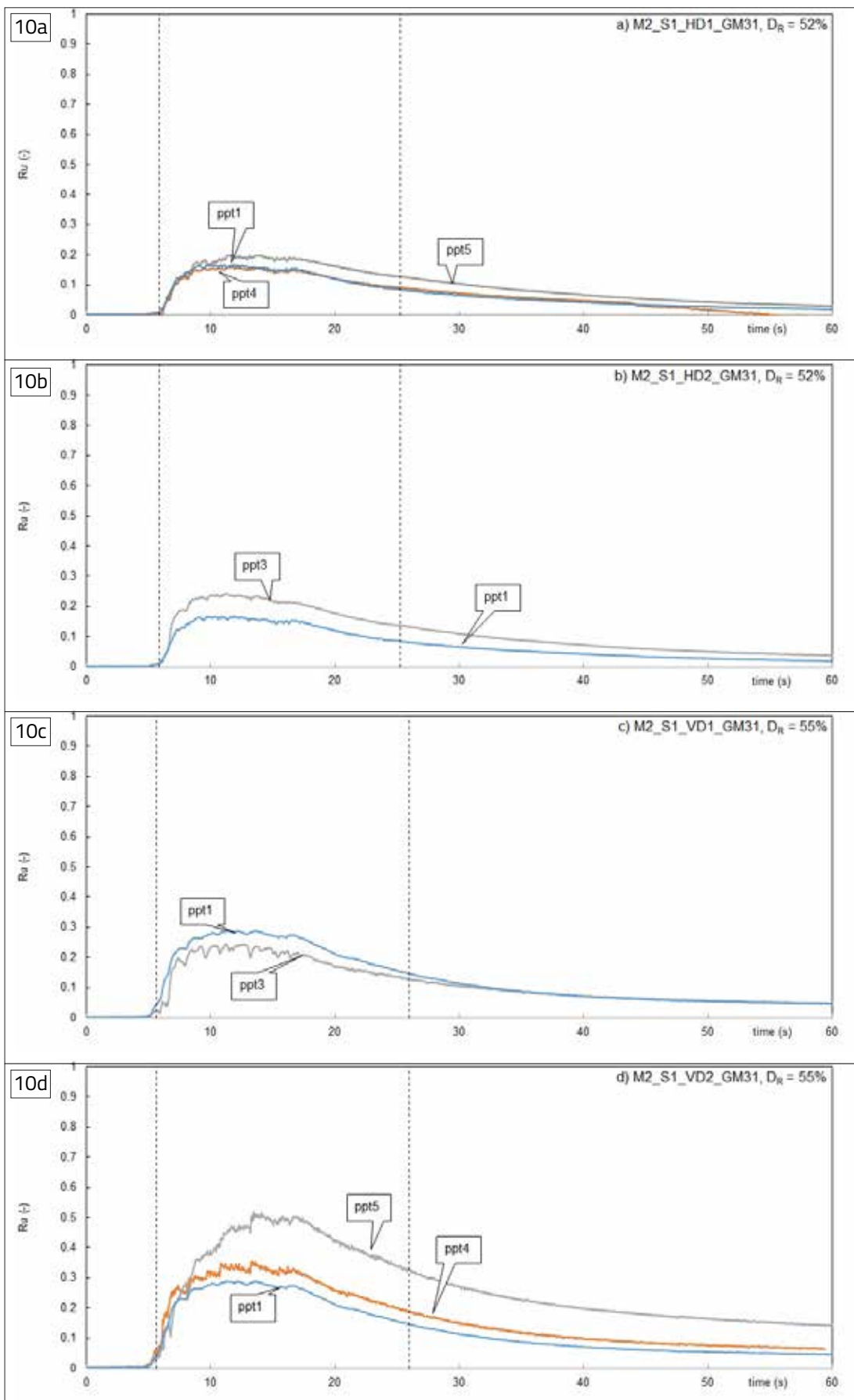


Figura 10. Rapporto della sovrappressione interstiziale R_u dei modelli: a) M2_S1_HD1_GM31, b) M2_S1_HD2_GM31, c) M2_S1_VD1_GM31, d) M2_S1_VD2_GM31. Scala prototipo

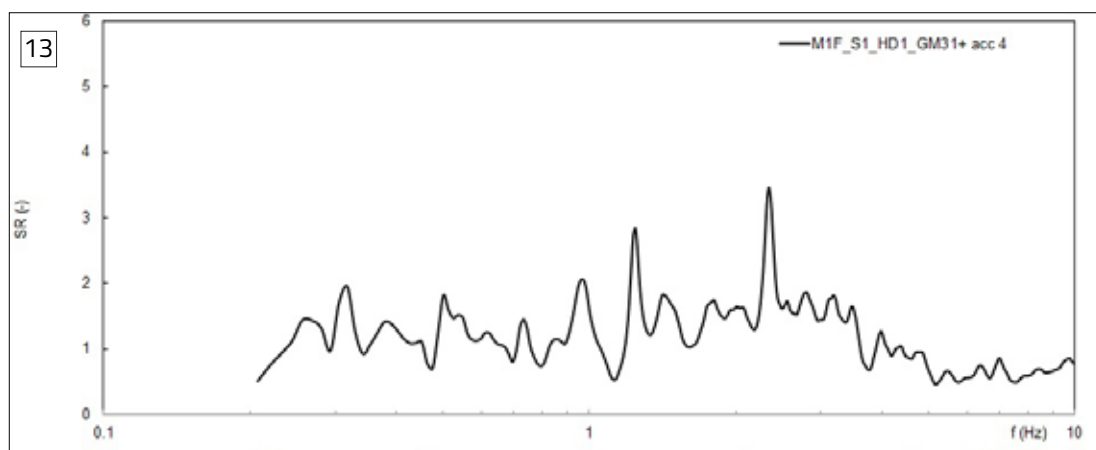
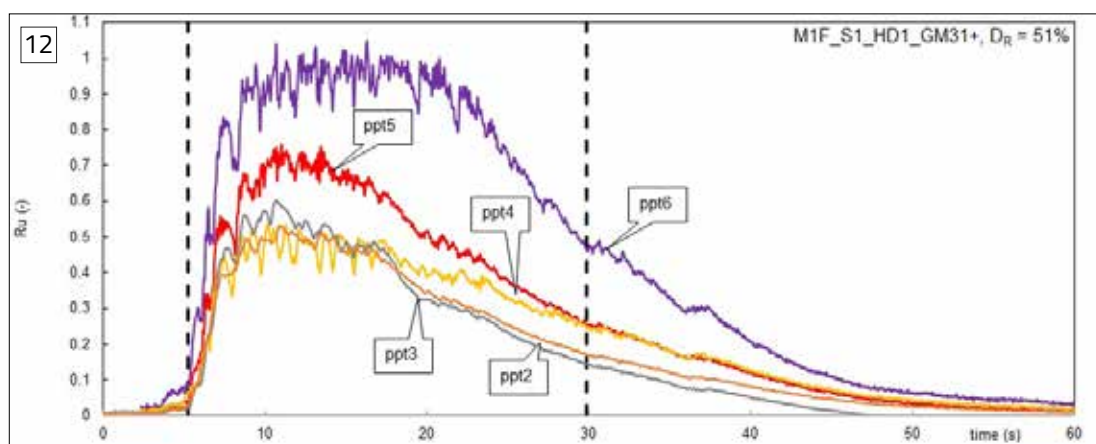
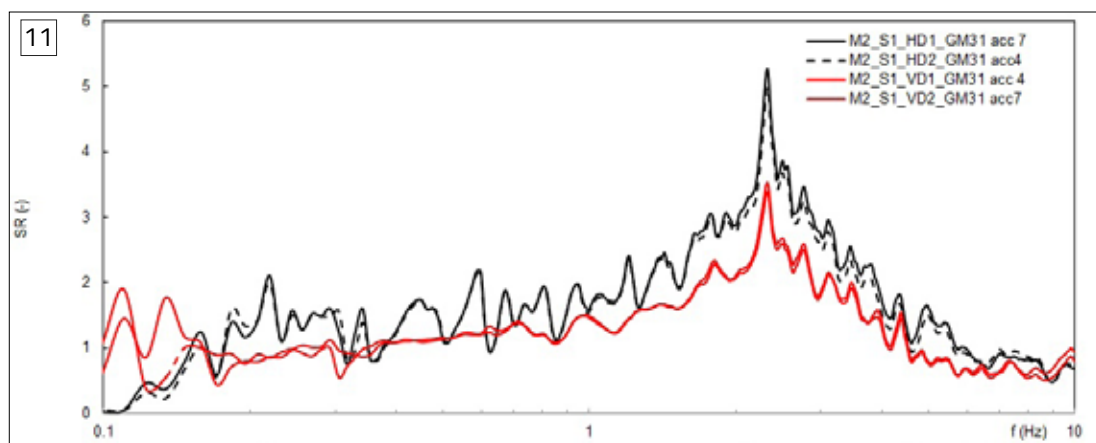


Figura 11. Modelli M2_S1_HD1/2_GM31, M2_S1_VD1/2_GM31: rapporti spettrali (SR) valutati dividendo lo spettro di Fourier dell'accelerometro più superficiale per quello dell'accelerometro di base. Scala prototipo

3.6. Effetto di una struttura su fondazioni superficiali in presenza di terreno omogeneo trattato con dreni orizzontali

In Figura 12 sono riportate le curve Ru-tempo dei ppt presenti nel modello M1F_S1_HD1_GM31+ (Figure 2h e 3i).

I valori di Ru sono stati valutati tenendo conto del campo di tensioni indotte dalla struttura nel terreno alle quote dei ppt.

Il terreno superficiale fuori dall'area di influenza della fondazione ha raggiunto la condizione di liquefazione, come indicato dal valore massimo di Ru registrato dai ppt6 e 5, pari a 1 e 0,75, rispettivamente.

L'azione combinata del campo tensionale indotto nel terreno di fondazione dalla struttura e dell'effetto drenante del piccolo gruppo di dreni orizzontali posizionati sotto la fondazione ha avuto un effetto rilevante nella riduzione della suscettibilità a liquefazione del terreno di fon-

dazione della struttura rispetto al terreno laterale. Il massimo R_u registrato è risultato pari a 0,6, sia all'interno sia al di sotto dell'area trattata.

Gli effetti superficiali delle sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma sono state tuttavia rilevanti, la struttura ha sviluppato un cedimento di 0,279 m, inferiore al cedimento del piano campagna (0,38 m) ma comunque significativo (Figura 9).

L'effetto comunque significativo delle sovrappressioni interstiziali sviluppate dal terreno di fondazione è evidenziato anche dalla funzione di amplificazione dell'accelerometro acc4 distante 9D dai dreni (Figura 13), che ha registrato una lieve amplificazione di alcune frequenze e marcata deamplificazione di molte altre.

È possibile concludere che l'area tratta con dreni orizzontali è risultata troppo ridotta rispetto alla richiesta del moto di input e per ottenere una riduzione rilevante dei cedimenti della struttura l'area trattata avrebbe dovuto essere più estesa.

4. Considerazioni conclusive

La sperimentazione in centrifuga geotecnica sismica condotta nell'ambito del progetto LIQUEFACT è stata estesa e complessa, sono state analizzate diverse variabili, dal tipo di terreno al moto di input, dal profilo stratigrafico alla tecnica di mitigazione della liquefazione.

In questa nota sono stati illustrati alcuni risultati relativi sia al meccanismo di innesco della liquefazione sia all'efficacia di dreni nel ridurre le sovrappressioni interstiziali che causano la liquefazione.

Sono stati presentati i risultati ottenuti da modelli omogenei e stratificati, ricostruiti utilizzando la sabbia del Ticino, sottoposti allo stesso moto di input e testati in condizioni di campo libero e in assenza di trattamenti anti-liquefazione. È stato in seguito discusso l'effetto della presenza di una struttura su fondazioni superficiali sul comportamento sismico del terreno di fondazione. È stata infine descritta l'efficacia di dreni orizzontali e verticali con diverso interesse in termini di riduzione delle sovrappressioni interstiziali.

Le prove hanno fornito una grande quantità di dati sperimentali che sono stati utilizzati per calibrare e validare modelli numerici, utilizzati per analisi parametriche e per l'elaborazione di abachi progettuali utili per il dimensionamento di interventi di riduzione del rischio di liquefazione.

Ringraziamenti

Questa ricerca è stata condotta nell'ambito del progetto europeo LIQUEFACT, finanziato dall'Unione Europea nell'ambito del progetto Horizon 2020 Research and Innovation Programme, Grant Agreement No. 700748.

Riferimenti bibliografici

- Airoldi S., Fioravante V., Giretti D. (2016). Soil Liquefaction Tests in the ISMGEO Geotechnical Centrifuge. Proceedings of China-Europe Conference on Geotechnical Engineering: 469-472.
- Airoldi S., Fioravante V., Giretti D. (2018). Soil liquefaction tests in the ISMGEO geotechnical centrifuge. Springer Series in Geomechanics and Geoengineering.
- Baldi G., Belloni G., Maggioni W. (1988). The ISMES Geotechnical Centrifuge. In: Corté JF (ed) Centrifuge 88, Paris. Balkema, Rotterdam, 45-48.
- Chiaradonna A., Özcebe AG., Bozzoni F., Fama A., Zuccolo E., Lai C.G., Flora A., Cosentini R.M., d'Onofrio A., Bilotta E., Silvestri F. (2018). Numerical simulation of soil liquefaction during the 20 May 2012 M6.1 Emilia Earthquake in Northern Italy: the case study of Pieve di Cento. In Proceedings of the 16th European Conference on Earthquake Engineering, 16ECEE, Thessaloniki, Grecia, 18-21 June 2018. Paper 11234.
- Dashti S., Bray J. D., Pestana J. M., Rieme, M., Wilson D. (2010). Mechanism of seismically induced settlement of buildings with shallow foundation on liquefiable soil. J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE 136, No. 1, 151-164.

- Fioravante V., Giretti D. (2016). Unidirectional cyclic resistance of Ticino and Toyoura sands from centrifuge cone penetration tests. *Acta Geotechnica* 11(4):953–968. doi:10.1007/s11440-015-0419-3.
- Fioravante V., Jamiolkowski M. (2005). Physical modelling of piled rafts. *Soil structure interaction: Calculation methods and Engineering Practice*. International Geotechnical Conference. Saint Petersburg. May 2005, 89-95.
- Liu L., Dobry R. (1997). Seismic response of shallow foundation on liquefiable sand. *J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE* 123, No. 6, 557–567.
- Pingue L., Siepi M. (2021). Valutazione dell'efficacia delle tecniche di mitigazione: il campo prova di Pieve di Cento. In: *Atti del webinar "Il progetto LiquefAct in Emilia-Romagna"*, 17 febbraio 2021, Regione Emilia-Romagna, 127-138.
- Yang J., Sze H.Y. (2011). Cyclic behaviour and resistance of saturated sand under non-symmetrical loading conditions. *Géotechnique* 61(1):59–73.

7. Valutazione dell'efficacia delle tecniche di mitigazione: il campo prova di Pieve di Cento

Luca Pingue, Maurizio Siepi

Trevi S.p.a.

Nell'ambito del Pacchetto di lavoro #4, cuore sperimentale del Progetto Europeo Horizon 2020 – 700748 – Liquefact, è stato realizzato un campo prove per testare, in scala reale, due tecniche di mitigazione alla liquefazione selezionate tra quelle precedentemente investigate sia in laboratorio che in centrifuga.

La scelta è ricaduta sui Dreni Orizzontali (Horizontal Drains=HD) e sulla Parziale Saturazione Indotta (Induced Partial Saturation=IPS) in quanto considerate le tecniche più promettenti in termini di innovazione.

Esse sono accomunate dalla messa in opera da piano campagna di setti porosi sub-orizzontali all'interno di uno strato liquefacibile del terreno a mezzo di perforazioni direzionate (TREVI directional Drilling Technique=TDDT). La sequenza operativa adottata suggerisce una loro futura applicazione al di sotto di strutture pre-esistenti.

1. Introduzione

Per simulare un evento sismico in scala reale all'oggi esistono due approcci diversi: il primo è il "soil blasting" ed il secondo è il "Mega-Shaker" ovvero una macchina capace di indurre a piano campagna elevate deformazioni al terreno tramite potenti vibrazioni. Per il campo prove LiqueFACT è stato preferito il secondo approccio per una serie di motivazioni tecniche e logistiche, non ultima, la vicinanza di strutture residenziali all'area selezionata per i test.

Il campo prova ha dimostrato l'efficacia di vari metodi di mitigazione del rischio di liquefazione, combinate alla tecnica di perforazione suborizzontale guidata, dimostrandone la potenzialità

per un uso al di sotto di edifici esistenti (figura 1). Riteniamo che tale risultato possa essere utile per indirizzare le scelte di progettisti e amministratori pubblici nella valutazione del tipo di interventi da adottarsi per la mitigazione del rischio sismico di edifici strategici esistenti.

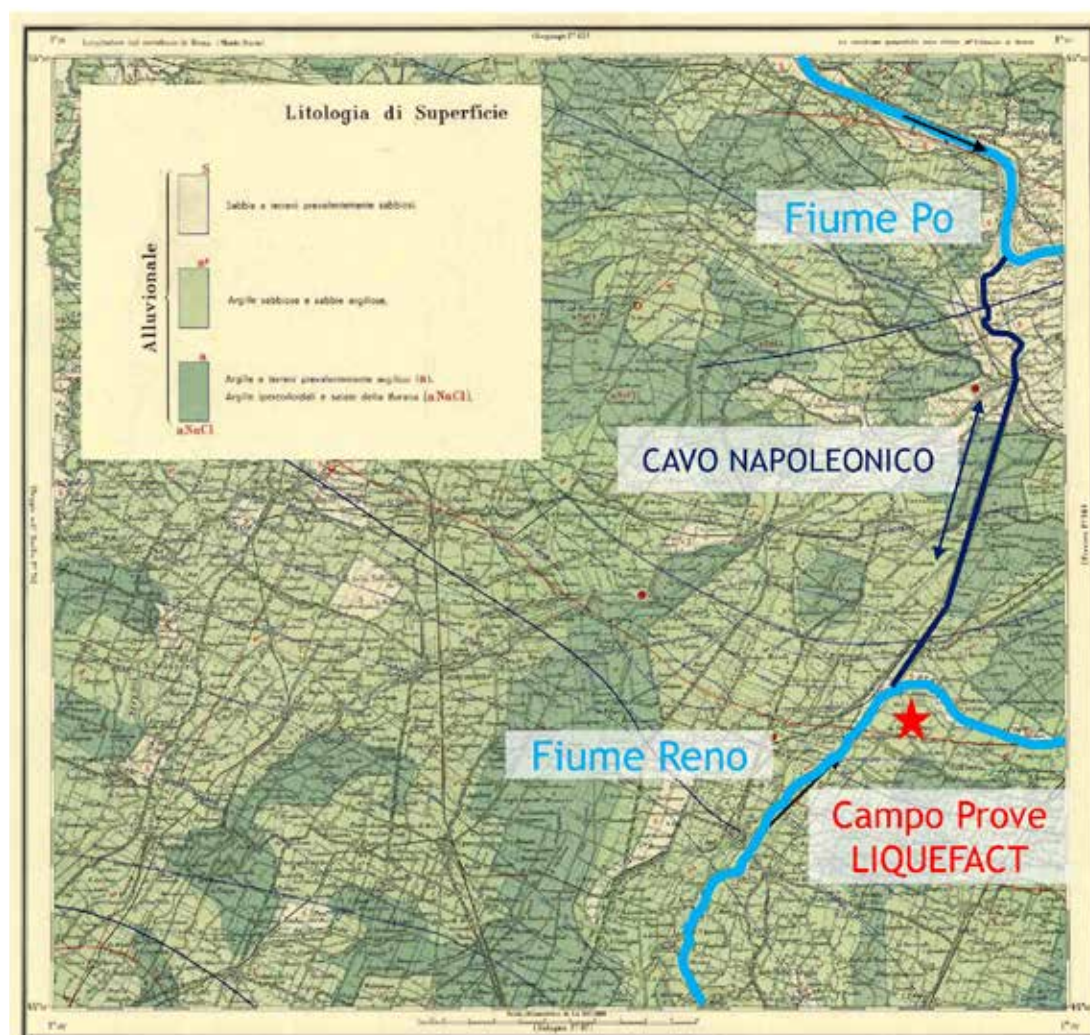
2. Sito selezionato per il campo prove

Competenza e disponibilità della regione Emilia-Romagna, in coordinamento con il partner del progetto UNIPV-Eucentre, hanno permesso di individuare il sito idoneo alla sperimentazione ad inizio 2017; l'inquadramento planimetrico



Figura 1. TDDT applicato al di sotto di strutture esistenti

Figura 2. Inquadramento planimetrico, FOGLIO 75 MIRANDOLA Carta Geologica d'Italia 1:100.000



del campo prove è palesato in figura 2.

La selezione si è basata su tre principali criteri politico-tecnici:

- adeguatezza del sito dal punto di vista geologico, geotecnico e sismologico;
- assistenza fornita dalle amministrazioni locali per raccogliere i dati tecnici preliminari esistenti;
- disponibilità da parte del proprietario del sito a consentirne l'usufrutto durante il periodo delle prove.

Situato nella periferia nord-orientale del comune di Pieve di Cento, nella valle del Po dove la sequenza sismica del 2012 ($M_w=6,1$ e $M_w=5,9$ il 20 ed il 29 maggio rispettivamente) ha palesato diffusi e significativi fenomeni di liquefazione del suolo (Figura 3), l'area, di ca. 8.000 m², si trova nella pianura emiliana in prossimità di un'ansa del fiume Reno nelle immediate vicinanze del Cavo Napoleonico, il canale multifun-

zione lungo 18 km che mette in comunicazione i fiumi Reno e Po.

Il Foglio 75 "Mirandola" della Mappa Geologica Italiana identifica i terreni in esame come giovani (superficiali) depositi alluvionali sabbiosi.

A valle della sottoscrizione di un contratto di comodato d'uso della durata di due anni tra il proprietario dei terreni e la TREVI S.p.A. di Cesena, hanno avuto inizio le attività di cantiere che, a più riprese, hanno interessato il periodo compreso tra maggio 2017 a novembre 2018.

3. Fasi di lavoro

Le attività svolte in questo arco temporale risultano essere facilmente suddivisibili nelle seguenti fasi:

- FASE I: caratterizzazione geotecnica e geofisica del sito;
- FASE II: installazione dei setti porosi orizzontali.



Figura 3. Liquefazione a seguito dei movimenti tellurici del maggio 2012 nell'area selezionata per i test

zontali per HD e IPS;

- FASE III: test di simulazione del sisma.

3.1. Fase I: Caratterizzazione geofisica del sito

L'obiettivo conseguito in FASE I è stata l'approfondita conoscenza dei terreni in esame ottenuta a mezzo di una campagna indagini geotecniche e geofisiche mirata alla caratterizzazione di un'area di ca. 10.000 m³ (18 m di lunghezza, 50 m di larghezza e 11 m di profondità) all'interno della quale sarebbero state poi applicate le tecniche di mitigazione (FASE II) e gli eventi sismici indotti artificialmente (FASE III). Tutte le attività di FASE I sono state svolte tra maggio e settembre 2017.

CAMPAGNA GEOTECNICA E GEOFISICA

In data 25 maggio 2017 è stato realizzato uno scavo per la raccolta di circa 4,0 m³ di materiale da inviare all'ISMGEO di Bergamo per i test in centrifuga; la fossa ha anche permesso di stimare visivamente la quota della falda che era posizionata 2,0 m al di sotto del piano campagna.

Successivamente nell'area sono stati eseguiti 14 sondaggi di cui 5 carotaggi continui e, da fori limitrofi, sono stati prelevati, alle medesime profondità, campioni indisturbati di sabbia liquefacibile utilizzando due diversi campionatori: il "canonico" campionatore Osterberg e l'innovativo Gel-Push Sampler, quest'ultimo alla sua seconda applicazione in Italia. Ciò ha reso possibile per la prima volta, a valle dell'analisi dei campioni in laboratorio, confrontare i due campionatori in maniera specifica ed approfondita. Sono stati effettuati anche 10 SPT (Standard

Penetration Test) ed un totale di 5 CPTu.

Le seguenti attività hanno fatto parte della campagna geofisica svoltasi in cantiere nel settembre 2017:

- 7 sezioni tomografiche Cross-Hole [Vp e Vs];
- 1 sezione Cross-Hole [Vp e Vs];
- 1 tomografia Elettrica (ERT) Wenner-Schlumberger e Dipolo-Dipolo con polarizzazione indotta.

La Figura 4 riassume la posizione e la profondità di ciascuna delle attività sopra menzionate.

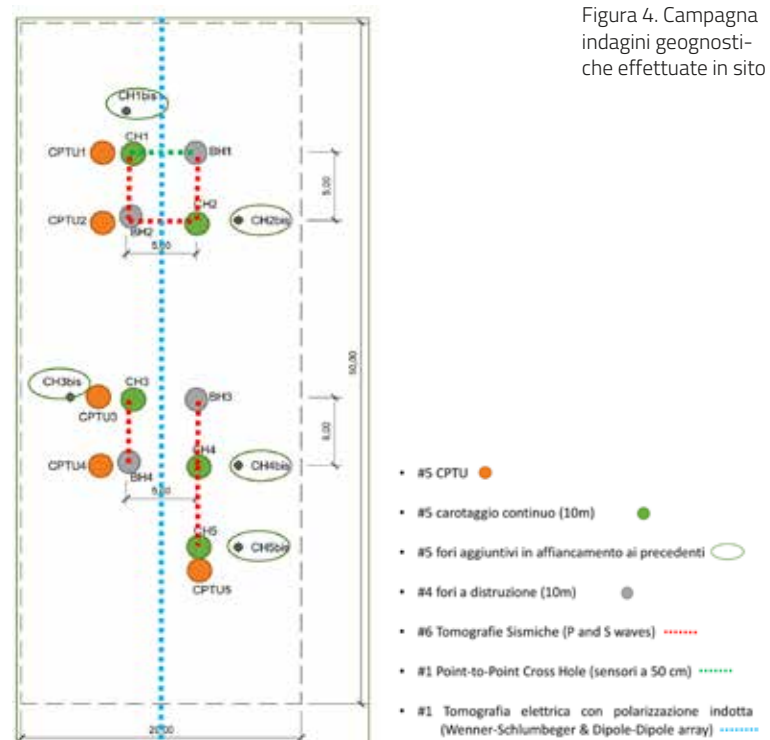


Figura 4. Campagna indagini geofisiche effettuate in sito

STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

Le informazioni acquisite durante la campagna indagini in situ hanno permesso, tra l'altro, di ben definire la stratigrafia delle aree di interesse, v. anche Figura 5, qui di seguito riassunta:

- 0,00 m - 0,80 m: crosta sovra-consolidata di sabbia e sabbia-limoso
- 0,80 m - 2,80 m: sabbia limosa e limo sabbioso
- 2,80 m - 4,40 m: sabbia e sabbia limosa
- 4,40 m - 4,70 m: sabbia limosa e limo sabbioso
- 4,70 m - 6,00 m: sabbia e sabbia limosa
- 6,00 m - 11,00 m: argilla sovra-consolidata

Lo strato sabbioso limoso è risultato essere eterogeneo, ben calibrato e con un contenuto di fine a bassa plasticità compreso tra il 60% e l'85%, mentre lo strato di sabbia grigia e sabbia limosa è risultato essere maggiormente omogeneo, con un contenuto fine che varia dal 5% al 12%. Lo strato argilloso, presente a partire dai sei metri di profondità dal piano campagna, può essere assunto come il limite impermeabile inferiore.

Durante questa campagna investigativa, la falda freatica è stata individuata alla profondità di 1,8 m dal piano campagna. Essa risultata pertanto soggetta ad oscillazioni decimetriche legate, più che alla ciclicità delle precipitazioni annuali, alle attività di irrigazione e le conseguenti impostazioni artificiali del livello dell'acquifero mediante la gestione del Cavo Napoleonico.

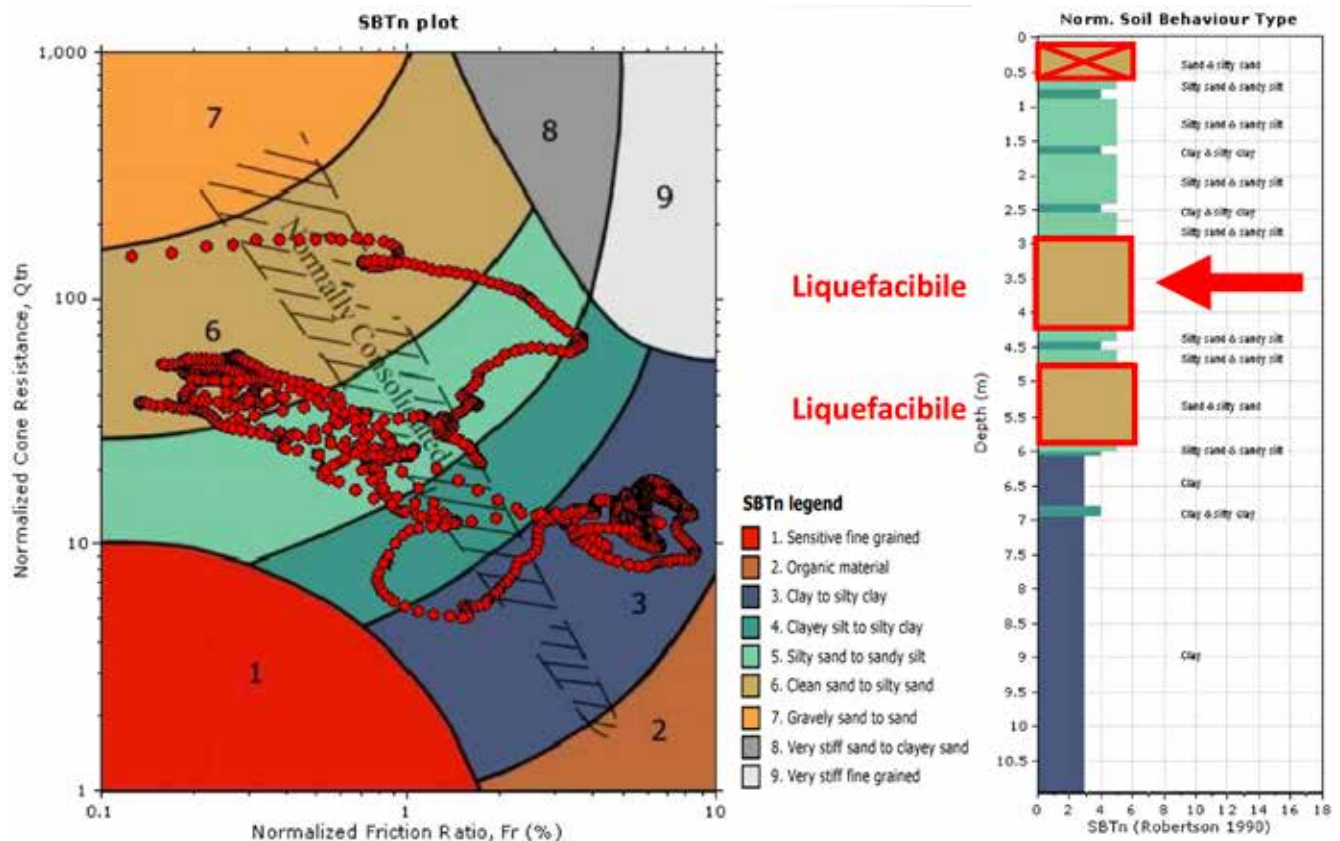
Le analisi di suscettibilità alla liquefazione indicano che lo strato di sabbia grigia e sabbia limosa è altamente liquefacibile; ciò in pieno accordo col fatto che tale strato è saturo, a basso livello di stress e con un indice di comportamento del suolo I_c inferiore a 2,0, $D_r > 40\%$ e $V_s > 130$ m/s.

Pertanto si è deciso di installare entrambe le tecniche mitigative ad una profondità compresa tra i 3,0 ed i 4,0 m dal piano campagna, ovvero all'interno dello strato liquefacibile più superficiale.

3.2. Fase II: installazione dei setti porosi orizzontali per HD e IPS

Nella FASE II sono stati installati nel terreno innovativi setti porosi in polietilene microfessurato; essi rappresentano un brevetto studiato per il conseguimento di una minima resistenza

Figura 5. Normalized Soil Behaviour type secondo Robertson 1990 sulla base delle 5 CPTu eseguite



al flusso ed una porosità fino al +40% maggiore rispetto a dreni convenzionali. Tale porosità risulta, inoltre, essere uniformemente distribuita lungo l'intera lunghezza dell'elemento. La gamma di tali setti permette la scelta tra diverse dimensioni dei pori, consentendo di abbinare correttamente il setto poroso sia al tipo di terreno, che alla tipologia di applicazione tecnica richiesta.

Tutti gli elementi sono stati installati grazie al Trevi Directional Drilling Technique (TDDT). Questa non rappresenta, in realtà, una sola tecnica di perforazione ma un intero set di metodologie che variano a seconda del tipo di terreno e/o roccia da attraversare. Permette di essere sempre "in controllo" durante la perforazione il che significa anzitutto avere la possibilità di conoscere, in ogni momento, il reale posizionamento dell'utensile di perforazione nello spazio e, se ritenuto necessario, modificarne opportunamente la direzione. La tecnologia deriva dall'industria petrolifera il cui utilizzo primario è quello di conservare una elevata direzionalità in perforazioni molto lunghe e principalmente verticali, ma essa è oggi largamente utilizzata nell'ingegneria civile per riuscire a seguire percorsi curvilinei con elevata accuratezza.

L'applicazione del TDDT per il campo prove LiqueFACT si è avvalsa di un cavo elettrico steso al piano campagna, il cui posizionamento è stato rilevato topograficamente, come sorgente del campo magnetico artificiale. Una sonda equipaggiata con accelerometri triassiali e magnetometri è stata usata per le letture in tempo reale del percorso seguito da ogni perforazione, infine un utensile a "becco di flauto" (Figura 6) è stato utilizzato per le correzioni nei terreni sabbiosi attraversati.

La tecnica di perforazione e la sequenza operativa, descritte nelle sezioni seguenti, rappresentano una soluzione unica che permette la messa in opera di tecniche di mitigazione alla liquefazione al di sotto di strutture pre-esistenti raggiungendo i seguenti obiettivi:

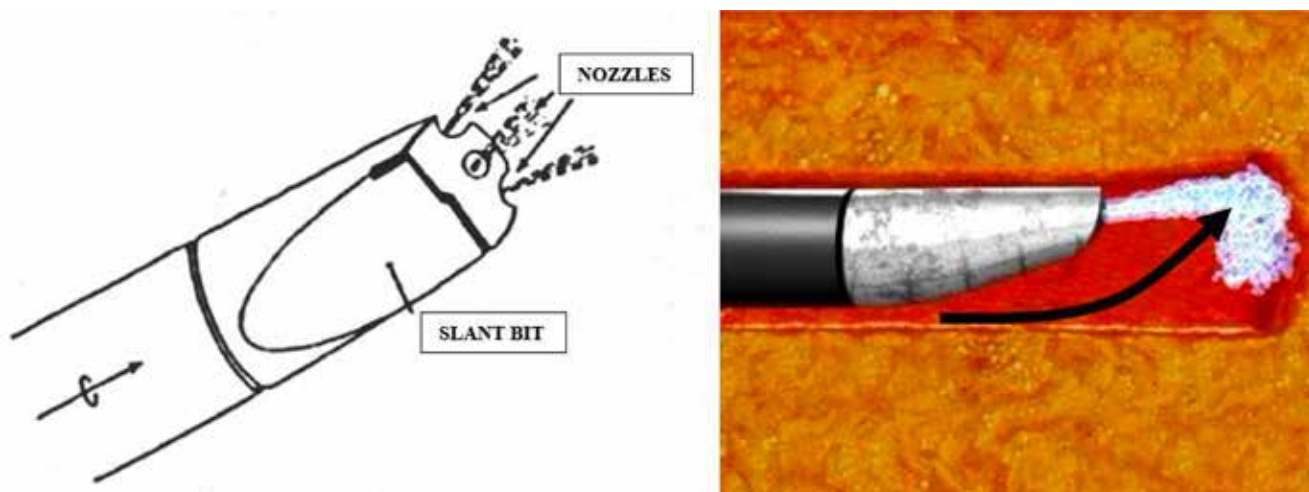
- installazione di ogni elemento secondo una ben definita spaziatura orizzontale e verticale;
- minimizzazione dei cedimenti al piano campagna durante la fase di messa in opera degli elementi;
- preservazione dello stato vergine dei terreni attraversati prima dei test sismici.

La presenza di personale altamente specializzato, in particolare l'ingegnere di guida ed il perforatore che comunicano continuamente tra loro tramite walkie-talkie, insieme all'uso di una sospensione polimerica leggera e biodegradabile, ha permesso di raggiungere un importante traguardo: tutti i setti porosi sono stati installati con successo senza che siano stati registrati cedimenti al piano campagna e con una deviazione media finale dalla posizione teorica nella sezione centrale pari a soli 13 cm e comunque mai superiore a 23 cm.

Per la tecnologia HD sono stati messi in opera tubi porosi OD/ID (mm) 180/150. Un diametro così elevato si è reso necessario per massimizzare la superficie drenante. Inoltre, per ridurre il rischio di danneggiare gli elementi durante la fase di installazione a causa dell'elevato attrito laterale, si è optato per elementi dotati di una rete di rinforzo interna.

Sono stati messi in opera 7 dei suddetti tubi secondo due configurazioni geometriche distinte:

Figura 6. Utensile a "becco di flauto" utilizzato al campo prove di Pieve di Cento



- configurazione lineare HDL: tre elementi A, B e C (v. Figura 7) con una spaziatura orizzontale di 1,8 m posizionati ad una profondità di 3,5 m dal piano campagna;
- configurazione Romboidale HDR: quattro elementi E1, E2, D ed F (v. Figura 7) posizionati ai vertici di un rombo avente lato lungo 1,0 m ed a profondità di 2,8 m, 3,5 m e 4,2 m dal piano campagna.

La Figura 7 palesa inoltre la sezione al di sotto delle impronte del Mega-Shaker mostrando la posizione *as built* dei setti porosi drenanti nonché tipologia e nome dei trasduttori di pressione neutra e geofoni biassiali installati nel terreno per il monitoraggio sismico durante i test.

Per la Parziale Saturazione Indotta (IPS) sono stati installati setti porosi aventi OD/ID (mm) 75/60, senza rinforzo interno. Il tipo scelto

rappresenta la porosità raccomandata dal costruttore per applicazioni tipo "air-injection". Si è dovuto rinunciare al rinforzo interno per permettere la perfetta adesione alla parete interna dei setti di due packer utilizzati per sezionare un tratto orizzontale di ca. 10 m dal quale insufflare aria. D'altro canto il diametro ridotto rispetto all'HD garantisce lo svilupparsi di un attrito laterale sensibilmente minore riducendo il rischio di rotture in fase di trascinamento per la loro messa in opera.

La parziale saturazione del terreno al di sotto del piano di falda è stata ottenuta insufflando aria, ad una pressione compresa tra 30 e 40 kPa, da 4 setti orizzontali messi in opera in due file alle profondità di 3,0 e 4,0 m dal piano campagna e con una spaziatura orizzontale di 2 m (Elementi G, I, H, L in Figura 8).

Figura 7. Sezione trasversale zona HDL e HDR con relativa strumentazione di monitoraggio

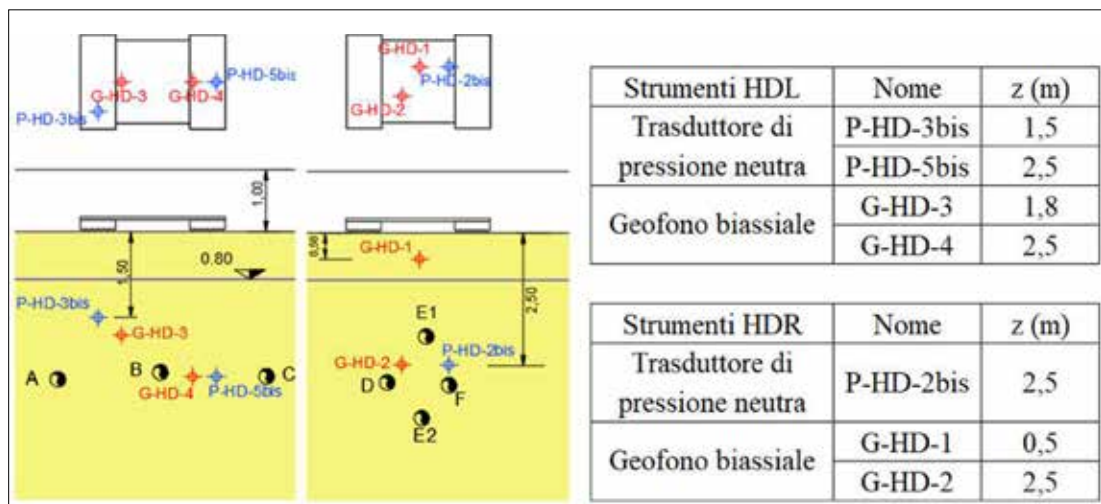
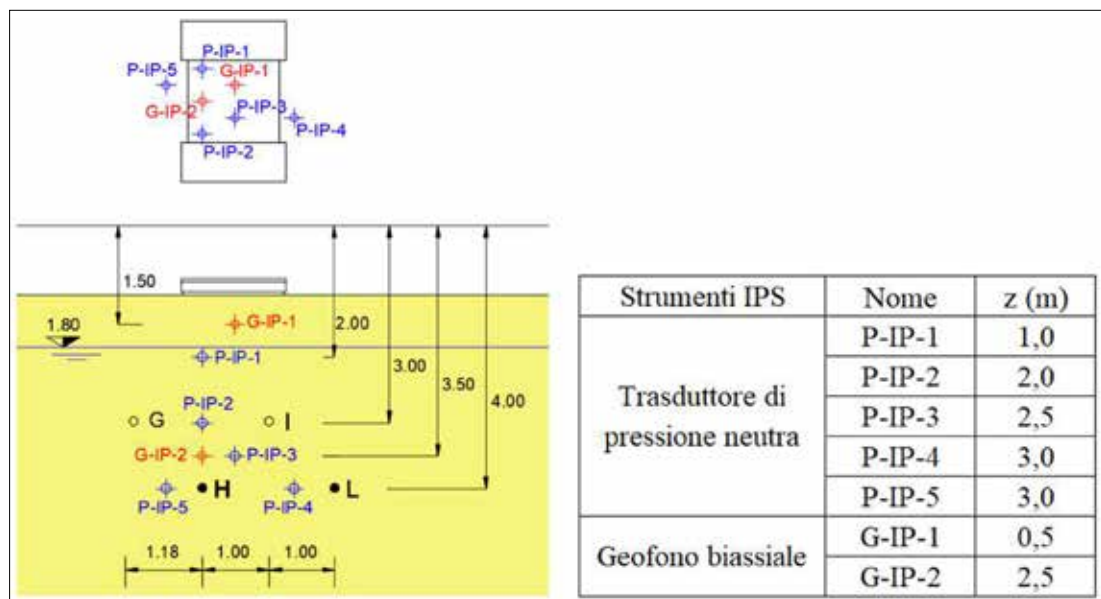


Figura 8. Sezione trasversale zona IPS con relativa strumentazione di monitoraggio



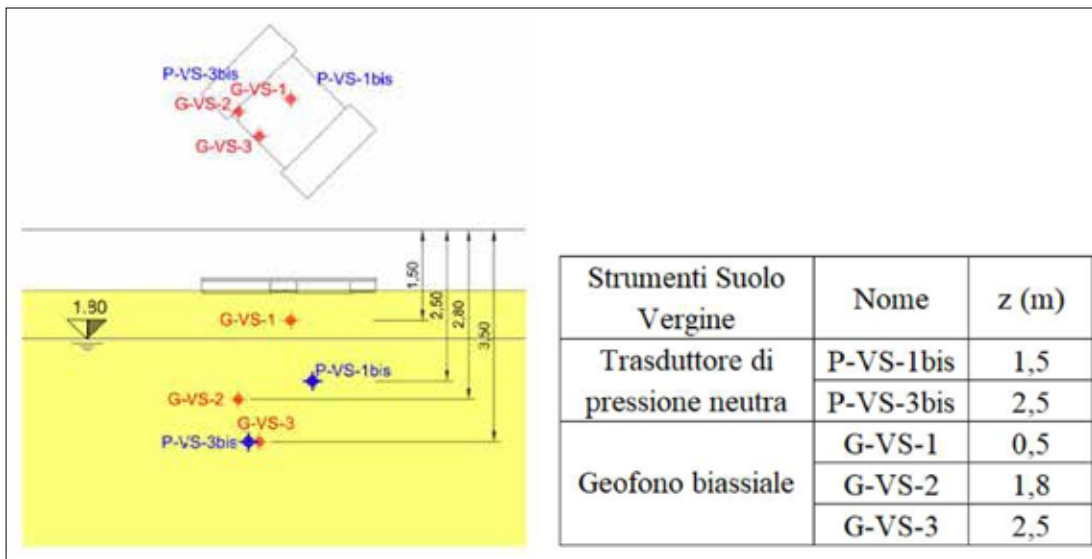


Figura 9. Sezione trasversale zona terreno vergine con relativa strumentazione di monitoraggio



Figura 10. Fase di alesaggio e messa in opera Dreni Orizzontali (HD)

La sezione trasversale in Figura 8 mostra sia la posizione dei setti messi in opera che la tipologia ed il nome dei trasduttori di pressione neutra e geofoni biassiali installati nel terreno per il monitoraggio sismico durante le prove.

La sezione trasversale di Figura 9, infine, palesa tipologia e nome dei trasduttori di pressione neutra e geofoni biassiali installati nel terreno vergine per il monitoraggio sismico rispetto all'impronta del Mega-Shaker.

Il posizionamento dei suddetti elementi alle

profondità prestabilite è stato realizzato con un elemento unico elettrosaldato, fatto di tubi ciechi alle due estremità per ca. 30 m e del tratto poroso al centro di ca. 18 m, inserito nel terreno seguendo il percorso tracciato da una perforazione direzionata ad "U". Quest'ultima entrante nel terreno da piano campagna con raggio di curvatura studiato per raggiungere la profondità richiesta orizzontalmente e poi riuscire al piano campagna con un terzo, ed ultimo, tratto curvo (v. Figura 10).

L'uso di alesatori con un diametro non eccedente il 10% del diametro degli elementi tubolari combinato all'uso di un fluido di perforazione costituito da una sospensione polimerica leggera e biodegradabile ha permesso di ridurre al minimo il disturbo del terreno attraversato.

3.3. Fase III: test condotti col mega-shaker

L'obiettivo ultimo del campo prove è stato quello di confrontare il potenziale di liquefazione del terreno vergine del sito con quello del terreno interessato dalle due tecniche di mitigazione selezionate (HD e IPS). Come sorgente di carico dinamico è stato utilizzato un vibratore ad onde di taglio (M13S / 609 S-Wave, Figura 11) posizionato su un piano di lavoro ribassato di 1,0 m rispetto al piano campagna, allo scopo di massimizzarne l'efficacia avvicinando la piastra del vibratore al deposito liquefacibile. Tale vibratore è dotato di due piastre di base (160x60 cm) sagomate a dente di sega per garantirne un buon ingranaggio con il terreno.

Un sottile strato di ghiaia è stato posizionato in corrispondenza del piano di lavoro ribassato per facilitare il movimento della Mega-Shaker, avendo attenzione a lasciare senza ghiaia le impronte di terreno da testare. Le letture di Geofoni e Piezometri sono avvenute in tempo reale, a video, in modo da facilitare le scelte per eventuali cambi di strategie ed ottimizzazioni di procedure in itinere.

Per ogni test effettuato è stata seguita la seguente procedura:

1. posizionamento del Mega-Shaker sull'impronta selezionata (carico verticale statico);

2. attesa del completamento del processo di consolidazione delle sabbie;
3. shaking (durata di 100 secondi o 200 secondi, frequenza tra 5 Hz e 10 Hz);
4. monitoraggio della dissipazione delle sovrappressioni neutre indotte dallo shaking fino al completamento del processo di consolidazione.

A Pieve di Cento, tra il 22 ed il 23 ottobre 2018, sono stati portati a termine 12 test il cui elenco completo, con l'indicazione delle condizioni applicate e della tecnica di mitigazione coinvolta sulle 4 impronte selezionate (UN=terreno vergine, HDL=dreni orizzontali lineari, HDR=dreni orizzontali romboidali e IPS=parziale saturazione indotta) è riassunta in Figura 12.

In tutti i test, durante lo "shaking" si sono verificati cedimenti differenziali delle piastre di carico, pertanto il Mega-Shaker è stato soggetto ad inclinazioni durante le prove e, nei casi più severi, ciò ha portato all'interruzione del test stesso. Tale fenomeno si è verificato con un meccanismo di punzonatura locale praticamente senza nessun cedimento al di fuori dell'area caricata direttamente dalle piastre. Per questo motivo il terreno è stato significativamente densificato nella zona immediatamente al di sotto del vibratore, diventando molto più rigido. Quindi, i successivi scuotimenti nella stessa area hanno eccitato in varie maniere lo strato liquefacibile, essendo la trasmissione di energia più efficiente.

L'elaborazione dei numerosi dati raccolti durante i test svolti, assieme a semplici osservazioni di cantiere, ha permesso di ben valutare l'efficacia delle tecniche mitigative in essere.

Figura 11. Mega-Shaker utilizzato al campo prove con principali caratteristiche della macchina

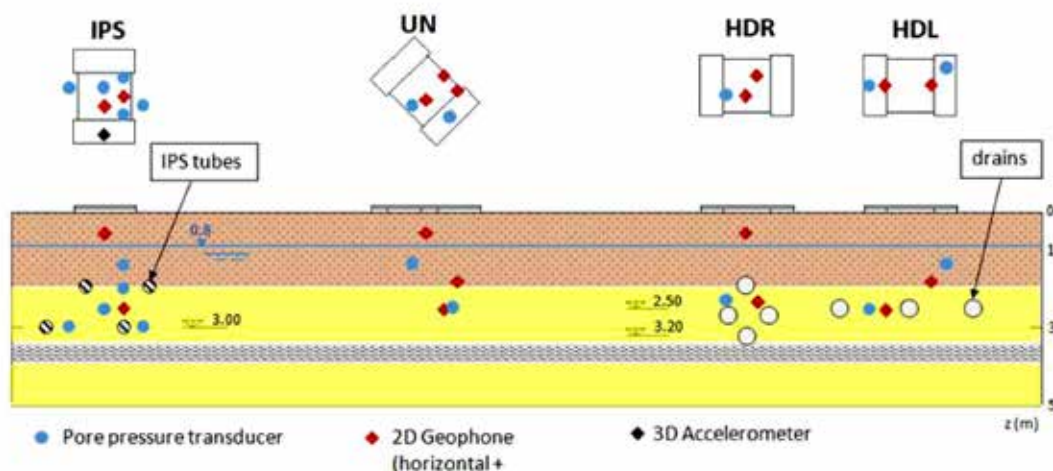


VIBRATOR SPECIFICATIONS

- Actuator Model : M13 S-Wave
- Reaction Mass Weight : 3175 Kg
- Base plate Weight : 3629 Kg
- Base plate size : S-WAVES
- Peak Force : 13749 daN
- Hold-Weight : 17799 daN
- Usable Stroke : 20.32 cm
- Frequency range : 5- 60 Hz
- Accumulators, 19 Liters : 1 HP & 2 LP
- Vibrator pump, Axial piston, Variable volume with integral charge pump : Sauer 26 series, Pressure compensated
- Pump de-stroke system : Barnes 12 VDC
- Hydraulic oil filtration : 3 micron absolute, full flow
- Oil tank : Vented with air filter, 114 Litter (30 gal.)
- Operating oil pressure : HP 215 bars, LP 12 bars

ID	Date	Mitigation technique	Frequency, f (Hz)	Duration, Δt (s)	Notes
UN_1	22/10/2018	UN	10	100	-
UN_2			10	100+100	Large tilting of the vibrator
UN_3			5	100	-
UN_4	23/10/2018		10	100	Gravel layer introduced
UN_5			10	100	Gravel layer introduced
HDL_1	22/10/2018	HDL	10	100	-
HDL_2			10	100+100	-
HDR_1		HDR	10	100	-
HDR_2			10	100+100	-
IPS_1	23/10/2018	IPS	10	100	-
IPS_2			10	100+100	Stop after 100 s (large tilting)
IPS_3			5	100	-

Figura 12. Impronte del Mega-Shaker utilizzate e dettagli dei test svolti durante il campo prove



4. Risultati

4.1. Risultati nell'area non trattata

I risultati dei test eseguiti sul suolo naturale sono stati considerati come set di dati di riferimento. I dati registrati dai geofoni hanno mostrato che la sollecitazione applicata dal Mega-Shaker è stata trasmessa al terreno: i valori maggiori delle componenti della velocità (orizzontale e verticale) sono stati registrati dal geofono superiore (G-VS-1), ed è stata registrata una riduzione nelle velocità nei geofoni più approfonditi (G-VS-2 e G-VS-3).

L'agitazione applicata alla superficie del terreno ha indotto l'accumulo di sovrappressioni neutre all'interno del suolo: i valori più alti della pressione dell'acqua in eccesso dei pori Δu sono stati registrati, come ovvio, dal trasduttore di pressione P-VS-1bis più vicino alla sorgente vi-

brante (Figura 8). L'innescò della liquefazione è stato verificato tramite il rapporto di sovrappressione interstiziale r_u , calcolato tenendo conto del peso proprio del Mega-Shaker nel calcolo dell'effettiva sollecitazione verticale σ'_v : alla profondità $z = 1,5$ m il rapporto di sovrappressione interstiziale r_u raggiunge il valore $\max = 0,9$ dopo ca. 80 s di agitazione.

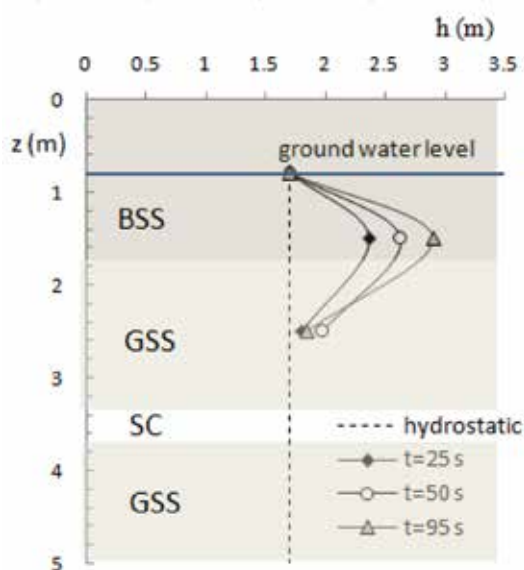
Il trasduttore installato a maggior profondità P-VS-3bis ($z=2,5$ m da piano ribassato) ha misurato valori più bassi della sovrappressione neutra ($r_u, \max \approx 0,3$) in accordo ad una azione dinamica inferiore registrata dal geofono a questa profondità (G-VS-3).

I dati mostrano che, dopo una fase di scuotimento relativamente breve, l'incremento della sovrappressione neutra è stato limitato dall'innescarsi di un drenaggio naturale (v. Figura 13): l'agitazione al piano campagna ha generato un flusso d'acqua verticale, sia verso l'alto che ver-

Figura 13. Liquefazione indotta al piano di lavoro nell'area di terreno non trattato (a), sezione con vista canali verticali di risalita di acqua e sabbia (b)



Figura 14. Profili dell'andamento verticale del flusso d'acqua sviluppato nell'area non trattata in tre diversi momenti, 25s, 50s e 95s, dall'inizio dello shaking.



so il basso come dimostrato dai profili idraulici (h), tracciati a $t=25s$, $t=50s$ e $t=95s$ dopo l'inizio della sollecitazione dinamica (Figura 14).

4.2. Risultati nelle aree trattate

Le attività del Mega-Shaker sono state ripetute nelle aree in cui erano in precedenza state implementate le tecniche di mitigazione prescelte.

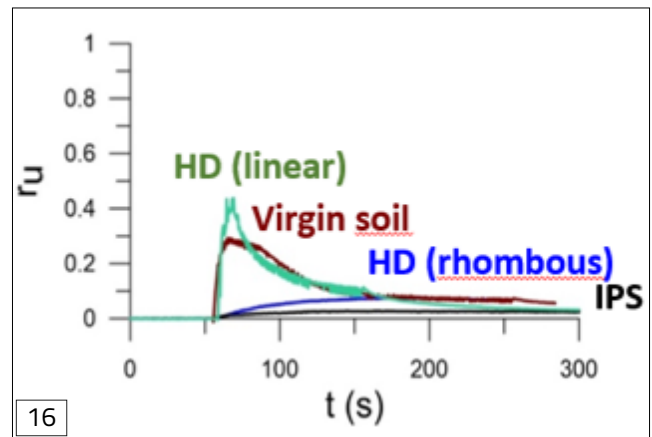
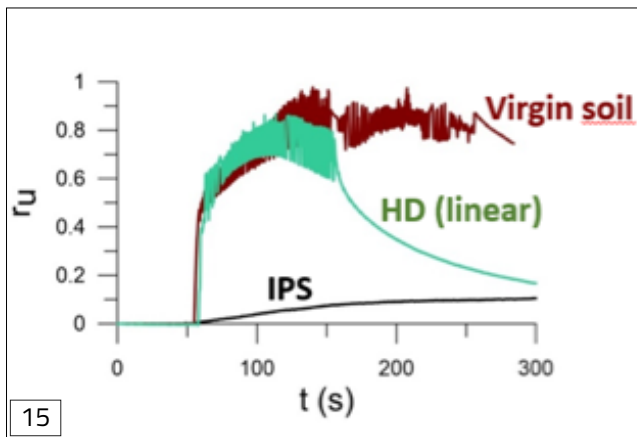
Come precedentemente descritto, i setti con fine drenante sono stati installati in due diverse

configurazioni (HDL e HDR) per analizzare l'effetto di diversi layout sull'efficacia della tecnica. I test nell'area pertinente alla tecnica dell'IPS sono stati eseguiti dopo l'insufflaggio di ca. 20 m^3 di aria, ovvero un volume d'aria che secondo il calcolo era necessaria per ottenere un valore finale di $S_r > 80\%$. Il primo test di insufflaggio era avvenuto una prima volta in luglio 2018, ed i profili sismici rilevati in ottobre (dopo 3 mesi) hanno confermato la persistenza della attenuazione del segnale nelle aree oggetto delle prove.

Come prevedibile, il movimento misurato dai geofoni si è andato ad indebolire con la profondità. Inoltre in tutti i test, è stata misurata una componente verticale della velocità, a conferma che il Mega-Shaker è stato soggetto a cedimenti differenziali durante tutti i test.

La Figura 15 mostra l'andamento nel tempo del rapporto di sovrappressione interstiziale r_u registrato a profondità ridotta ($z = 1,5 \text{ m}$ da piano ribassato) sia nell'area interessata dai dreni orizzontali in configurazione lineare HDL, sia nell'area soggetta a saturazione parziale indotta, IPS, che nell'area non trattata. Mancano dati dei dreni orizzontali nella configurazione romboidale HDR poiché, a questa profondità e per questa tecnica, non sono stati messi in opera trasduttori di pressione.

Si può notare che i setti drenanti nella configurazione lineare hanno un'efficacia bassa, comunque sufficiente ad evitare i fenomeni di



risalita in superficie di acqua e sabbia, poiché si perviene ad un valore di picco di r_u di poco inferiore rispetto a quello misurato nell'area non trattata ($r_u \text{ max HDL} \approx 0,8$ vs $r_u \text{ max VS} \approx 0,9$). Risulta chiaro che comunque i dreni orizzontali contribuiscono in maniera significativa ad una più veloce dissipazione nel tempo della pressione dei pori in eccesso. Al contrario, la tecnica IPS è molto efficace nel ridurre la pressione dell'acqua in eccesso dei pori, dando un valore di $r_u \text{ max IPS} \approx 0,1$.

Il confronto tra i dati sperimentali di tutte le aree testate è possibile alla profondità $z = 2,5$ m (Figura 16): i risultati confermano ancora che la configurazione lineare dei setti orizzontali (HDL) è risultata essere la meno performante. Una possibile spiegazione di ciò è connessa alla profondità scelta per l'installazione dei tubi HD: osservando lo schema di flusso dell'acqua verticale sviluppato nell'area non trattata, i setti porosi avrebbero dovuto essere installati circa un metro più in alto (cioè $z = 1,5$ m), ovvero dove è stato misurato il valore massimo della sovrappressione interstiziale (v. Figura 14).

Al contrario, si può notare che quando i setti porosi sono configurati in un layout romboidale, i dreni sono molto efficaci nel ridurre l'accumulo di pressione neutra, raggiungendo un valore di picco di $r_u \text{ max HDR} \approx 0,1$. Coerentemente con i risultati ottenuti a bassa profondità, la tecnica IPS si conferma essere la più efficace in quanto fornisce i valori più bassi del rapporto di sovrappressione interstiziale ($r_u \text{ max IPS} \approx 0,05$).

5. Conclusioni

Il campo di prova svolto nel Comune di Pieve di Cento nell'ambito delle attività del Progetto Europeo Horizon 2020 – 700748 – LiquefACT si è svolto tra maggio 2017 e novembre 2018: un

Mega-Shaker, in grado di riprodurre localmente movimenti tellurici, è stato utilizzato per testare l'efficacia di due tecniche innovative di mitigazione della liquefazione: Drenaggi Orizzontali (HD) e Saturazione Parziale Indotta (IPS).

L'approfondita conoscenza da un punto di vista geologico e geofisico del sito selezionato ha mostrato la presenza di uno strato liquefacibile superficiale ad una profondità compresa tra 3,0 e 4,0 m dal piano campagna, là dove sono stati installati innovativi setti porosi brevettati. La tecnica TDDT (Trevi Directional Drilling Technique) si è resa necessaria per eseguire tale installazione sub-orizzontale rispettando sia la bassissima tolleranza richiesta in termini di deviazioni dalle posizioni di progetto e sia minimizzando il disturbo della condizione vergine del terreno attraversato. È questo un aspetto tecnico importante nel caso in cui queste tecnologie mitigative del rischio liquefazione debbano essere adottate in veri e propri cantieri, consolidando il terreno al di sotto di strutture pre-esistenti.

Un totale di 12 prove su quattro impronte, una per il suolo vergine, due per gli HD ed una per l'IPS, sono state eseguite variando la frequenza e la durata della vibrazione. Una considerevole quantità di dati è stata registrata durante ogni test: misurazioni della pressione neutra interstiziale e delle velocità orizzontali e verticali nel terreno, a diverse profondità, nonché misure accelerometriche della piastra vibrante in superficie. I dati sono stati anche mostrati in tempo reale su due schermi disponibili nell'ufficio di cantiere, per consentire al personale tecnico e scientifico di avere il pieno controllo della situazione.

L'evidenza sperimentale dei test condotti mostra come entrambe le tecniche siano capaci di

Figura 15. Confronto di rapporto di sovrappressione interstiziale nel tempo per $z=1,5$ m

Figura 16. Confronto di rapporto di sovrappressione interstiziale nel tempo per $z=2,5$ m

evitare l'innesco del fenomeno di liquefazione il quale, al contrario, è stato raggiunto nelle prove posizionate nell'area di terreno non interessata dalle tecniche mitigative. La grande quantità di dati registrati rappresenta un significativo database per approfondire la conoscenza del complesso meccanismo della liquefazione e degli effetti mitigativi sia dei drenaggi orizzontali che della parziale saturazione indotta. In particolare i dreni orizzontali sono risultati essere maggiormente efficienti quando disposti nella configurazione romboidale (HDR), piuttosto che in quella lineare (HDL), raggiungendo un valore del rapporto della sovrappressione interstiziale, $r_{u\max HDR} \approx 0.1$, comparabile con quello ottenuto con la tecnica IPS. Tuttavia la configurazione lineare (HDL) è stata probabilmente installata ad una profondità troppo elevata per poter massi-

mizzare la dissipazione delle Δu .

La tecnica della Parziale Saturazione Indotta (IPS) è risultata essere estremamente efficace, ottenendo un risultato $r_{u\max IPS} \approx 0,05$, e confermando così di essere una tecnica molto promettente per fronteggiare il rischio di liquefazione in aree densamente urbanizzate.

Quanto emerso dal campo prove consente, inoltre, di avere indicazioni riguardo il delicato tema della messa in sicurezza di edifici esistenti nei confronti del rischio di liquefazione delle sabbie. Mentre infatti esistono tecniche conosciute per la mitigazione del rischio di liquefazione, migliorando le caratteristiche dei terreni di fondazione prima della costruzione, risulta ad oggi dibattuto il tema delle modalità e dei costi relativi alla messa in sicurezza di edifici esistenti.

8. LIQUEFACT software, a tool for liquefaction risk assessment, mitigation planning, and decision support

Abdelghani Meslem and Håvard Iversen

Department of Earthquake Hazard and Risk, NORSAR, Kjeller, Norway

In the framework of the multi-disciplinary LIQUEFACT project, funded under the European Commission's Horizon 2020 program, LIQUEFACT Reference Guide software has been developed, targeting a wider range of the user groups with different levels of technical background as well as requirements: such as urban planners, facility managers, structural and geotechnical engineers, or risk modelers. In doing so, the LIQUEFACT software shall allow the user assessing the liquefaction-related risk as well as assisting them in liquefaction mitigation planning. Dependent on the user's requirements, the LIQUEFACT software can be used to separately conduct the liquefaction hazard analysis, the risk analysis, and the mitigation analysis. At the stage of liquefaction hazard, the users can geo-locate their assets (buildings or infrastructures) against the pre-defined macrozonation and microzonation maps in the software and identify those assets/sites that are potentially susceptible to an earthquake-induced liquefaction damage (EILD) hazard. For potentially susceptible sites the users could commission a detailed ground investigation (e.g. CPT data, SPT data or VS30 profile) and this data can be used by the software to customise the level of susceptibility to specific site conditions. The users can either use inbuilt earthquake scenarios or enter their own earthquake scenario data. In Risk analysis, the users can estimate the level of impact of the potential liquefaction threat on the asset and evaluate the performance. For the Mitigation Analysis, the user can develop a customized mitigation framework based on the outcome of risk and cost-benefit analysis.

1. Introduction

One of the key outputs from the LIQUEFACT project, funded under the European Commission's Horizon 2020 framework program, is the LIQUEFACT Reference Guide software, a toolbox for liquefaction mitigation planning and decision support, able to estimate and predict the likely consequences of Earthquake-Induced Liquefaction Disaster (EILD) to the most vulnerable region of Europe (Meslem et al., 2018). The development of the LIQUEFACT software involved the incorporation of data and methodologies collected and elaborated by the LIQUEFACT consortium partners in the project's various work packages. Specifically, this refers to liquefaction susceptibility level maps, methodologies and results of liquefaction vulnerability analysis for both building typologies and critical infrastructures, liquefaction mitigation measures as well as cost-benefit considerations. The software is targeting a wider range of the user groups with different levels of technical background as well as requirements (urban planners, facility managers, structural and geotechnical engineers, or risk modelers). In doing so, the LIQUEFACT software shall allow

the user making informed assessments on the feasibility and cost-benefit of applying certain liquefaction mitigation techniques for a given earthquake-induced liquefaction threat.

Dependent on the user's requirements, the LIQUEFACT software can be used to separately conduct the liquefaction hazard analysis, the risk analysis, and the mitigation analysis. At the stage of liquefaction hazard analysis, the user can conduct two stages of liquefaction susceptibility level analysis, qualitative or quantitative assessment, depending on how detailed the available input data are and type of result the user want to obtain. In Risk analysis, the user can estimate level of impact of the potential liquefaction threat on the asset and evaluate the performance in terms of physical capacity, content and business activity. For the Mitigation Analysis, the user can develop a customized mitigation framework based on the outcome of risk and cost-benefit analysis. All these different analysis processes are handled through a robust graphic the user interface (GUI) providing a the user-friendly environment for preparing the input information for the LIQUEFACT

software and work on the database. The LIQUEFACT software also uses Geographic Information Systems (GIS) technology, allowing the user to visualize the spatial relationships between various geographic assets or resources for the specific hazard being modelled, a crucial function in the planning process.

The development of the LIQUEFACT software was based on various detailed feedbacks on both the engineering science and practical usefulness of each feature incorporated in the tool. The development has also been validated during workshops (International Expert Advisory Panel review workshops, several workshops with urban planners, facility managers, structural and geotechnical engineers, or risk modelers) and tested in various sites (published by different project's partners) during the LIQUEFACT project lifetime.

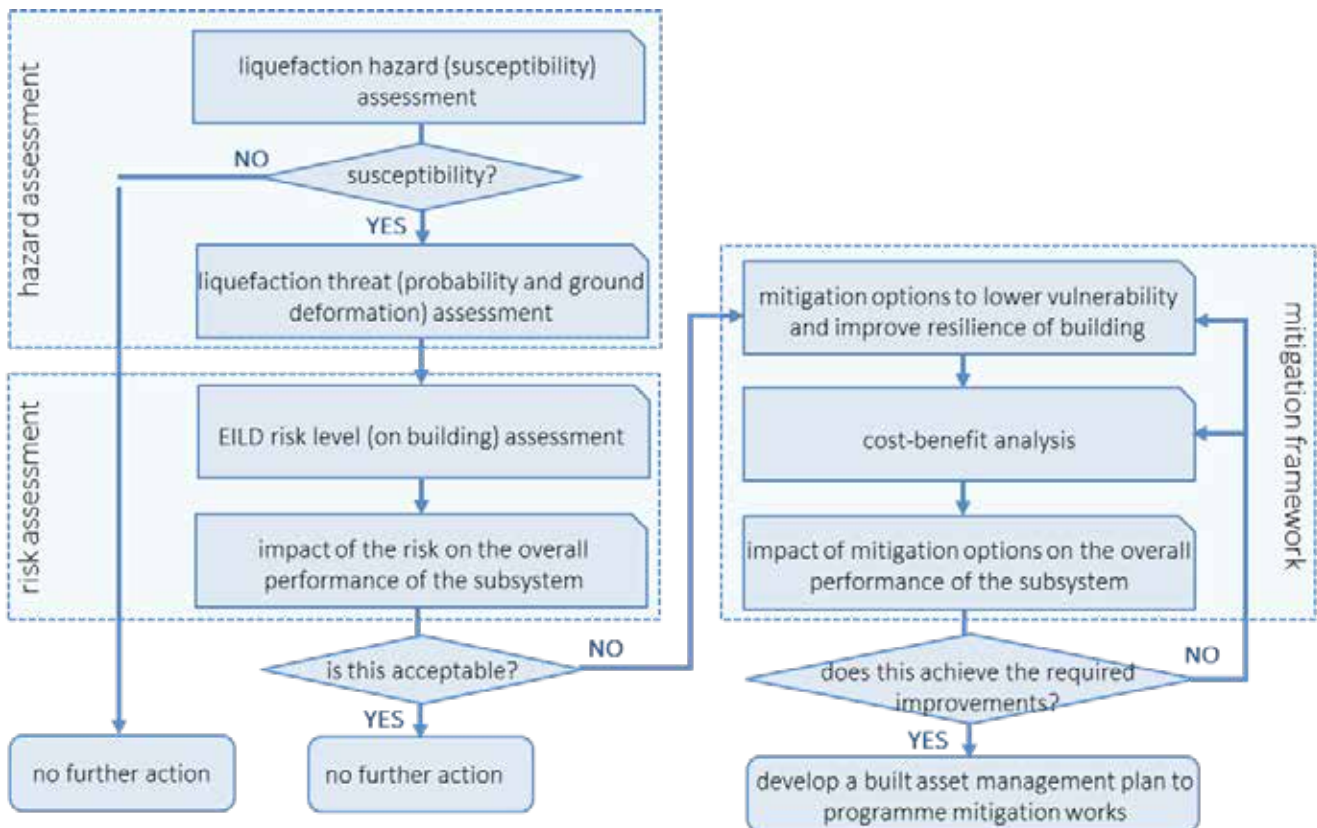
This paper provides insights on the concept and the philosophy of analysis process that characterize the LIQUEFACT software, illustrating and describing how the various methodologies and different forms of data, provided by the other work packages, have been integrated, and illustrates the interaction between the various protocols and modules of the hazard, risk and mitigation analysis.

2. Main concept of the LIQUEFACT software

Earthquake-induced liquefaction damage assessment is a multi-process analysis that requires different types and forms of input data related to geology and seismology of the site, geotechnical data, and structure-foundation system characteristics of the asset under risk. To this end, the LIQUEFACT software has been designed in a way that EILD as assessment is conducted at three independent protocol of analysis to provide more flexibility to the user's requirements with respect to the level of analysis to be implemented and type of input data that are available (Meslem et al., 2018).

The three-independent protocol of analysis implemented in the software are: the protocol for liquefaction susceptibility level analysis, the protocol for risk analysis, and the protocol for mitigation analysis (see Figure 1). At the stage of liquefaction hazard, the users can geo-locate their assets (buildings or infrastructures) against the pre-defined macrozonation and microzonation maps in the software and identify those assets/sites that are potentially susceptible to an earthquake-induced liquefaction damage (EILD) hazard. For potentially suscepti-

Figure 1. The LIQUEFACT Software Flow Diagram.



ble sites the users could commission a detailed ground investigation (e.g. CPT data, SPT data or VS30 profile) and this data can be used by the software to customise the level of susceptibility to specific site conditions. The users can either use inbuilt earthquake scenarios or enter their own earthquake scenario data. In Risk analysis, the users can estimate the level of impact of the potential liquefaction threat on the asset and evaluate the performance. For the Mitigation Analysis, the user can develop a customized mitigation framework based on the outcome of risk and cost-benefit analysis.

These different analysis processes are handled through a robust graphic the user interface (GUI) providing the user-friendly environment for preparing the input information for the LIQUEFACT software and work on the database (Figure 2). The LIQUEFACT software uses Geographic Information Systems (GIS) technology, allowing the user to visualize the spatial relationships between various geographic assets or resources for the specific hazard being modelled, a crucial function in the planning process. Open Street Map (Bennet 2010) has been embedded in the Qt for the LIQUEFACT map module, providing view of individual buildings and street names, and allowing the overlay of input data (e.g. data on buildings, liquefaction profiles and ground shaking maps) on the LIQUEFACT map. Import of data into the LIQUEFACT software is based on as tab-separated CSV files, unformatted TXT files or SHAPE files (ESRI defined formats) that will be converted to SQLite database files in the project. Results can be exported as

SHAPE or CSV. SHAPE files can be exported as points or polygons. The database and result files in various formats will be stored in a project directory.

3. Liquefaction susceptibility level assessment

Two stages of liquefaction susceptibility level analysis can be conducted depending on how detailed the available input data are and type of result the user want to obtain:

3.1. Qualitative Analysis of liquefaction hazard

In the Qualitative analysis no detailed geotechnical soil profile data or specific information on the earthquake are required. This approach is used to identify whether a given asset is located in a geographical area likely to be affected by an EILD event. The level of exposures that the asset is likely to be susceptible to is evaluated using qualitative labels ranging such as "Non-Susceptible", "No Liquefaction" to "Very High Risk of Liquefaction" (Figure 2). The outcomes from this level of assessment can be used by asset managers and other stakeholders as guidance for more detailed analysis (quantitative assessment). The concept of the qualitative approach incorporated in the LIQUEFACT software is based on using User-supplied or Pre-defined already existing liquefaction hazard map with qualitative classification labels representing levels of susceptibility. User-supplied existing liquefaction hazard maps could be a result of local, regional

Figure 2. Examples of qualitative assessment of liquefaction risk potential in the LIQUEFACT software based

Hazard Identification	Latitude	Longitude	Geo-code	Liquefaction Hazard
B007	44.804261	11.405951	2	Very High Risk of Liquefaction
B008	44.804082	11.405790	2	No Liquefaction
B009	44.804159	11.406743	2	Very High Risk of Liquefaction
B010	44.804034	11.406466	2	Very High Risk of Liquefaction
B011	44.803783	11.406423	2	Very High Risk of Liquefaction
B012	44.803577	11.405844	2	No Liquefaction
B013	44.803335	11.405187	2	No Liquefaction
B014	44.803718	11.405271	2	No Liquefaction
B015	44.803853	11.405559	2	No Liquefaction
B016	44.803192	11.404738	2	No Liquefaction
B017	44.803499	11.405588	2	No Liquefaction
B018	44.804262	11.411034	1	Non-susceptible
B019	44.803789	11.410564	1	Non-susceptible

Hazard Identification	Latitude	Longitude	Geo-code	Liquefaction Probability Index (LPI)
B001	44.804676	11.406691	2	Very High Risk of Liquefaction
B002	44.804535	11.406245	2	Moderate Liquefaction Risk
B003	44.804734	11.407085	2	Very High Risk of Liquefaction
B004	44.804296	11.407706	2	Moderate Liquefaction Risk
B005	44.804456	11.407388	2	Moderate Liquefaction Risk
B006	44.804078	11.407326	2	Moderate Liquefaction Risk
B007	44.804261	11.405951	2	Moderate Liquefaction Risk
B008	44.804082	11.405790	2	Low Liquefaction Risk
B009	44.804159	11.406743	2	Moderate Liquefaction Risk
B010	44.804034	11.406466	2	Moderate Liquefaction Risk
B011	44.803783	11.406423	2	Moderate Liquefaction Risk
B012	44.803577	11.405844	2	Low Liquefaction Risk
B013	44.803335	11.405187	2	Low Liquefaction Risk

or national level hazard assessment, and can be provided in terms of Liquefaction Susceptibility, Liquefaction Severity Number (LSN), Liquefaction Potential Index (LPI), or Probability of Liquefaction (PL).

3.2. Quantitative analysis of liquefaction hazard

This approach requires to provide detailed geotechnical soil profile and earthquake data (Meslem et al., 2019a). The concept consists of number of analyses to be carried out in two main sequences (Figure 3):

Step-1 Liquefaction Triggering Analysis: to estimate the tendency of developing liquefaction under a given seismic input, and the analysis is based on applying Cyclic Stress approach, using the user-supplied soil profiles data. The computation of liquefaction triggering can be carried out using different methods depending on what type of soil profiles data are available: Cone Penetration Tests (CPT)-based soil profiles, Standard Penetration Tests (SPT) or V_s -based soil profiles. Regarding the provision of seismic action, LIQUEFACT software provides alternative methods or sources to generate spatial distribution of ground motion: Deterministic Scenario Earthquake (repeat of any potential earthquake event); Pre-Defined Uniform Hazard map (probabilistic ground motion maps, SHARE.eu); and the user-Defined Seismic Hazard map (can be based on probabilistic or deterministic ground motion analysis).

Step-2 Liquefaction-induced Surficial Manife-

stations: implies to evaluate the effects at the ground level, where indicators are adopted to broadly quantify the severity of liquefaction. The LIQUEFACT software uses various liquefaction severity or damage potential indicators to provide a measure of the liquefaction-induced surficial evidence, based on the cumulative liquefaction response of a soil profile: Liquefaction Potential Index "LPI" (Iwasaki et al., 1978); one-dimensional volumetric reconsolidation settlement Ground Deformation "GD" (Zhang et al., 2002); Liquefaction Severity Number "LSN" (Van Ballegooy et al., 2014). With these indicators the damage to the ground is quantified by integrating the estimated effects of liquefaction in the first 20 m depth (Figure 3).

In addition to these above well-known indicators, LIQUEFACT software also produces liquefaction risk level in terms of Equivalent Soil Profile (ESP), a new hazard-independent liquefaction classification that was developed and addressed in LIQUEFACT project (Millen et al., 2019; Viana da Fonseca et al., 2018a). In the ESP soil profile is defined as an equivalent 3-layered soil profile. The classification consists of only three features, highly influential to the ground behaviour: the depth of the non-liquefying crust, and the thickness and liquefaction resistance of the potentially liquefiable layer. Figure 4 illustrates the general steps for the development of equivalent soil profile (ESP) and evaluation of the level of liquefaction hazard, as conducted in the LIQUEFACT software. The concept of this methodology consists of 2 main steps: Step 1 is about generating 3-laye-

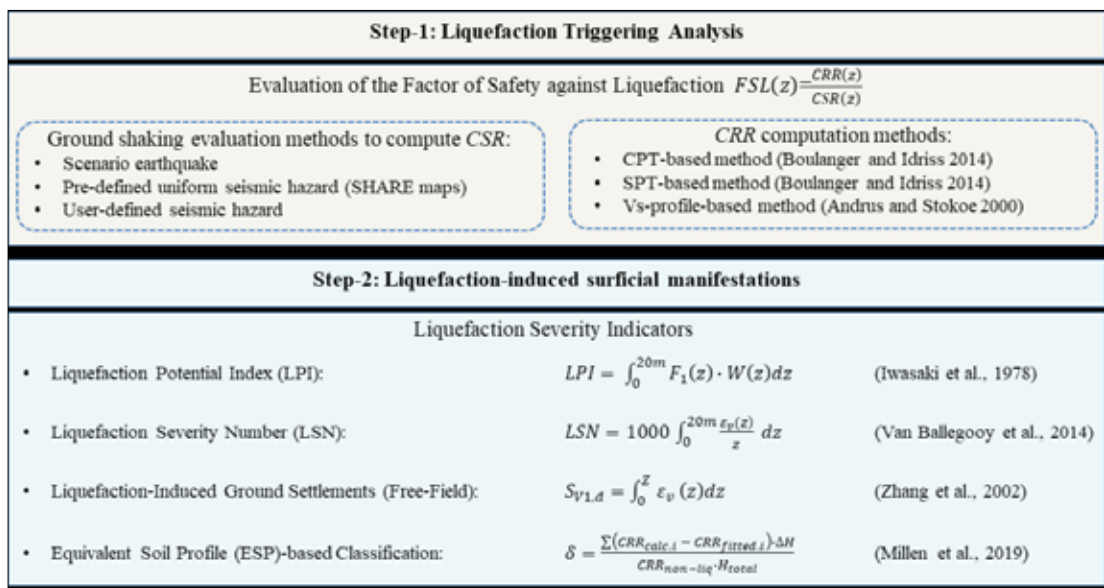


Figure 3 - Concept of liquefaction hazard assessment based on quantitative analysis.

red soil profile, i.e. the equivalent soil profile, from CPT, SPT or Vs data to evaluate the level of liquefaction hazard; Step 2 the methodology uses three governing parameters: the depth of the crust (D_{liq}), the thick-ness of the lique-

fied layer (H_{liq}) and its liquefaction resistance (CRR_{n15}).

Figures 5 and 6 show examples of quantitative measures for liquefaction potential along with a qualitative assessment (Very Low to Very High)

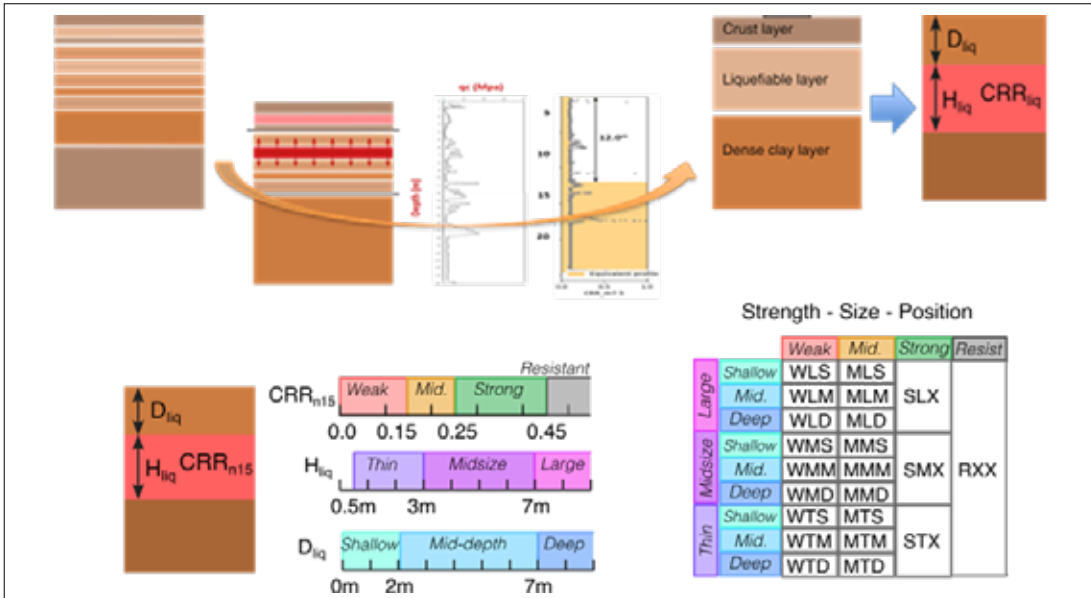


Figure 4 – General steps of the development of equivalent soil profile (ESP) and range definition for classification (Millen et al., 2019; Viana da Fonseca et al., 2018)

Figure 5 – Example of liquefaction risk levels for a range of buildings. The LIQUEFACT software produces a number of measures for liquefaction potential along with a qualitative assessment (Very Low to Very High) of the liquefaction risk level for each location. In the Table, when List (Profile) is selected, the displayed values represent the results of liquefaction susceptibility level analysis measured at each location of CPT, SPT or Vs profile. When List is selected, the displayed values are resulted from the interpolation of the liquefaction severity indicators values that were measured for each CPT, SPT or VS profile.

Profile	Latitude	Longitude	PGA (amplified)	PGA Assignment	LPI	Settlement (cm)	LSN	LSN (ESP)	ESP	Liquefaction Risk Level (LFI-Based)	Liquefaction Risk Level (LSN-Based)
41	44.803500	11.407200	0.208262	G109	4.0972	15.2665	21.3570	54.3492	WLS	Moderate	Moderate
42	44.803900	11.408300	0.208262	G128	2.3410	8.9604	9.9407	34.8708	WLM	Moderate	Low
43	44.804400	11.410300	0.133288	G141	2.3458	8.9604	9.9406	36.2930	WLM	Moderate	Low
44	44.804900	11.411300	0.133288	G144	0.0000	1.4252	2.6601	0.0000	RXX	None	None
45	44.805000	11.412800	0.133288	G146	0.0000	2.3351	4.4300	0.0000	RXX	None	None
46	44.806700	11.414600	0.208262	G193	5.2020	15.5538	19.9925	54.3456	WLM	High	Moderate
47	44.808500	11.415300	0.133288	G224	0.0000	2.8011	4.0662	0.0000	RXX	None	None
48	44.806900	11.418700	0.208262	G195	0.2331	3.1921	6.5475	31.1152	WLD	Low	Low
49	44.805000	11.418900	0.133288	G150	0.0000	0.5316	1.0810	0.0000	RXX	None	None



Figure 6: Example of Liquefaction Severity maps in terms of Liquefaction Severity Number (LSN): (a) LSN Risk level quantitative measures; (b) LSN Risk level qualitative classification as defined by Tonkin and Taylor (2013).

of the liquefaction risk level, as produced by the LIQUEFACT software.

4. Liquefaction risk assessment

LIQUEFACT software provides the users with options at different stages of computation of damage and losses, including: comparison of damage and loss from to liquefaction and from ground shaking, in considering seismic demand and liquefaction demand to be considered in damage and loss computation; type of intensity measures for the liquefaction and ground shaking fragility functions, number of damage limit states to be considered in the vulnerability models, and method for the vulnerability analysis (ESP-based or Conventional-based) for

liquefaction fragility functions (Meslem et al., 2019b). LIQUEFACT software includes a module for computation of Owner and Insurance Economic and Business monetary losses. The Owner losses are computed in terms of direct asset loss (due to physical impact), contents loss and business interruption loss. The Insurance losses are also provided in terms asset insurance loss, contents insurance loss, and business interruption insurance loss. Results of risk analysis due to liquefaction and ground shaking are computed at individual asset (Risk Identification) as well as at Geo-code level. Figure 7 and Figure 8 show example applications of Owner Losses computed in the LIQUEFACT software at individual asset level and Geo-code level, re-

Figure 7. Example of Owner Loss at individual asset level as produced in the LIQUEFACT software for liquefaction hazard.

Figure 8. Example of Owner Loss at Geo-code level, as produced in the LIQUEFACT software for liquefaction hazard.

Risk Identification	Latitude	Longitude	Geo-code	LPI	Differential Settlement (m)	LSH	LSH (ESP)	ESP	Liquefaction Risk Level (LPI-Based)	Liquefaction Risk Level (ESH-Based)	Probability (Site)	Probability (Moderate)	Probability (Extensive)	Probability (Catastrophic)	Mean Loss Ratio (Building)	Monetary Values (Building)	Loss (Building)
B212	44.895800	11.409600	11	17.9860	0.5157	15.3130	16.4760	WLS	High	Moderate	0.000000	0.000000	0.000000	1.000000	1.000000	109 240.00	109 240.00
B213	44.895800	11.409800	11	17.5354	0.1388	15.9407	52.0696	WLS	Low/High	Moderate	0.000000	0.000000	0.000000	1.000000	1.000000	301 680.00	301 680.00
B214	44.896100	11.409600	11	15.8115	0.3658	8.1685	43.3434	WLS	High	Low	0.000000	0.000000	0.000000	1.000000	1.000000	109 240.00	109 240.00
B215	44.895800	11.407900	11	8.3042	0.3629	7.3693	122.8086	WLS	High	Low	0.000000	0.000000	0.000000	1.000000	1.000000	162 900.00	162 900.00
B216	44.895400	11.407700	11	1.0703	0.0205	1.1515	34.2347	WMS	Low	None	0.000234	0.009433	0.097783	0.892560	0.993474	282 900.00	281 053.75
B217	44.895800	11.407700	11	1.2656	0.3230	1.3016	39.5749	WMS	Low	None	0.000000	0.003682	0.053947	0.942411	0.977478	326 130.00	325 327.38
B218	44.895800	11.411800	11	11.6450	0.3992	10.3968	34.3094	WLM	High	Moderate	0.000000	0.000000	0.000000	1.000000	1.000000	653 210.00	653 210.00
B219	44.895800	11.411900	11	13.6313	0.0743	6.6333	42.5402	WLS	High	Low	0.000000	0.000000	0.000000	1.000000	1.000000	301 680.00	301 680.00
B220	44.895900	11.412200	11	5.2252	0.0952	2.7130	15.3822	WMS	High	None	0.000000	0.000000	0.000000	1.000000	1.000000	109 240.00	109 240.00
B221	44.896000	11.412000	11	14.2675	0.1025	12.7475	81.8204	WLS	High	Moderate	0.000000	0.000000	0.000000	1.000000	1.000000	282 900.00	282 900.00
B222	44.896100	11.413000	11	12.3904	0.2688	9.2834	39.3887	WLS	High	Low	0.000000	0.000000	0.000000	1.000000	1.000000	326 130.00	326 130.00

Geo-code	Latitude	Longitude	Mean Loss Ratio (Buildings)	Monetary Values (Buildings)	Loss (Buildings)	Mean Loss Ratio (Contents)	Monetary Values (Contents)	Loss (Contents)	Mean Loss Ratio (Businesses)	Business Revenues	Loss (Businesses)	Total Loss
1	44.803697	11.410193	1.000000	4 684 900.00	4 684 899.78	1.000000	1 316 452.00	1 316 451.62	1.000000	4 684.90	4 684.90	6 006 036.29
2	44.804029	11.406233	0.999959	4 991 860.00	4 991 655.56	0.999899	1 900 412.00	1 900 219.37	0.999948	4 991.86	4 991.60	6 896 866.53
3	44.803065	11.407821	0.999963	4 118 100.00	4 118 028.81	0.999950	1 300 392.00	1 300 327.55	0.999978	4 118.10	4 118.01	5 422 474.37
4	44.802151	11.409012	1.000000	3 973 740.00	3 973 740.00	1.000000	1 837 224.00	1 837 223.99	1.000000	3 973.74	3 973.74	5 814 937.72
5	44.800945	11.409346	1.000000	7 738 400.00	7 738 400.00	1.000000	2 936 800.00	2 936 800.00	1.000000	7 738.40	7 738.40	10 682 938.40
6	44.800867	11.413629	1.000000	3 533 320.00	3 533 320.00	1.000000	1 234 892.00	1 234 892.00	1.000000	3 533.32	3 533.32	4 771 745.32
7	44.800030	11.411432	1.000000	5 508 240.00	5 508 239.93	1.000000	2 603 640.00	2 603 639.60	1.000000	5 508.24	5 508.24	8 117 367.77
8	44.802867	11.412463	1.000000	9 184 710.00	9 184 710.00	1.000000	3 821 854.00	3 821 854.00	1.000000	9 184.71	9 184.71	13 015 748.71
9	44.802015	11.411098	1.000000	5 127 170.00	5 127 170.00	1.000000	1 967 870.00	1 967 869.99	1.000000	5 127.17	5 127.17	7 100 167.16
10	44.804601	11.413063	1.000000	4 855 270.00	4 855 269.94	1.000000	1 354 606.00	1 354 605.86	1.000000	4 855.27	4 855.27	6 214 811.06
11	44.805743	11.410076	0.999717	9 353 160.00	9 350 515.12	0.999077	3 803 552.00	3 800 041.73	0.999643	9 353.16	9 349.82	13 159 906.67

Hazard Analysis Output Risk Analysis Output Mitigation Analysis Output

Applicable to Existing Buildings/Infrastructure

ALL	MITIGATION TECHNIQUES APPLICABILITY SCORE			MITIGATION COST		EXPECTED BENEFIT		COST-BENEFIT RATIO (CBR)					HIGHEST RANKED G.I. TECHNOLOGY	
Risk Identification	Latitude	Longitude	EARTHQUAKE DRAINS (Score)	DEEP DYNAMIC COMPACTION (Score)	VIBRO COMPACTION (Score)	BLASTING COMPACTION (Score)	VIBRO REPLACEMENT (Score)	INDUCED PARTIAL SATURATION (Score)	COMPACTION GROUTING (Score)	LOW PRESSURE GROUTING (Score)	JET GROUTING (Score)	DEEP SOIL MIXING (Score)		
15	B015	44.803853	11.405559	173	141	192	90	128	236	227	256	209	191	LOW PRESSURE GROUTING
16	B016	44.803192	11.404738	173	141	192	90	128	236	227	256	209	191	LOW PRESSURE GROUTING
17	B017	44.803499	11.405588	173	141	192	90	128	236	227	256	209	191	LOW PRESSURE GROUTING
18	B018	44.804262	11.411034	173	141	192	90	128	236	227	256	209	191	LOW PRESSURE GROUTING
19	B019	44.803789	11.410564	173	141	192	90	128	236	227	256	209	191	LOW PRESSURE GROUTING
20	B020	44.804494	11.410094	173	141	192	90	128	236	227	256	209	191	LOW PRESSURE GROUTING
21	B021	44.804180	11.410419	173	141	192	90	128	236	227	256	209	191	LOW PRESSURE GROUTING
22	B022	44.804892	11.411208	173	141	192	90	128	236	227	256	209	191	LOW PRESSURE GROUTING
23	B023	44.804677	11.411108	173	141	192	90	128	236	227	256	209	191	LOW PRESSURE GROUTING
24	B024	44.804846	11.410874	173	141	192	90	128	236	227	256	209	191	LOW PRESSURE GROUTING
25	B025	44.804519	11.411434	173	141	192	90	128	236	227	256	209	191	LOW PRESSURE GROUTING

Results of mitigation analysis system is provided for guidance only and should be critically reviewed by an experienced engineer with sufficient expertise and understanding of the underlying assumptions and limitations of the software. The validity of the results cannot be guaranteed as correct and the mitigation framework results should be independently cross-checked. This software is offered without warranty or promise of support of any kind either expressed or implied. This software is offered as is, without warranty or promise of support of any kind either expressed or implied.

Export

spectively. Note that the LIQUEFACT software can produce similar type of losses information when considering ground shaking hazard.

5. Liquefaction mitigation assessment

In the LIQUEFACT software, the concept of mitigation analysis includes: a process for selecting an appropriate mitigation measure considering the actual in-site condition, and a process for cost-benefit analysis and socio-economic impact. The concept of selection is processed as Level of Applicability and Score Rating Evaluation sequences where the user can develop mitigation framework customized to their case studies. The ground improvement technologies that have been considered in the LIQUEFACT software are the most common in practice for liquefaction mitigation. These techniques are categorized into two main groups: (a) measures and techniques applicable in a situation of an existing structure/infrastructures; and (b) measures and techniques applicable in a situation of a free-field condition site (Meslem et al., 2019c).

Note that the LIQUEFACT software adopts a certain number of assumptions and limitations which are mainly related to the incorporated data and methodologies. The concept of Level of Applicability and Score Rating Evaluation that has been adopted by the software represents one of these limitations as it based on experience and expert judgement only, while ground improvement technologies are, indeed, very sensi-

tive to site-condition and environment. Hence, the users are reminded at each stage of mitigation analysis and results. Hence, a Disclaimer message underlying assumptions and limitations of the software has been added asking the users to Agree or Disagree to conditions of using the Mitigation Analysis System (Figure 10).

Figure 11 shows example of results in terms of Cost-Benefit ratio for each of the incorporated ground improvement mitigation techniques, as produced in the LIQUEFACT software. The costs of the mitigation technologies are estimated for each considered asset selected for mitigation analysis. The software also produces a compiled information summarizing all the mitigation analysis results for each individual asset (Figure 12).

Figure 9. Example of mitigation analysis results in terms of overall applicability score for the incorporated ground improvement mitigation techniques, as produced in the LIQUEFACT software for each considered asset (building or infrastructure) selected for mitigation analysis.

Figure 10. Disclaimer message underlying the assumptions and limitations of the LIQUEFACT software.

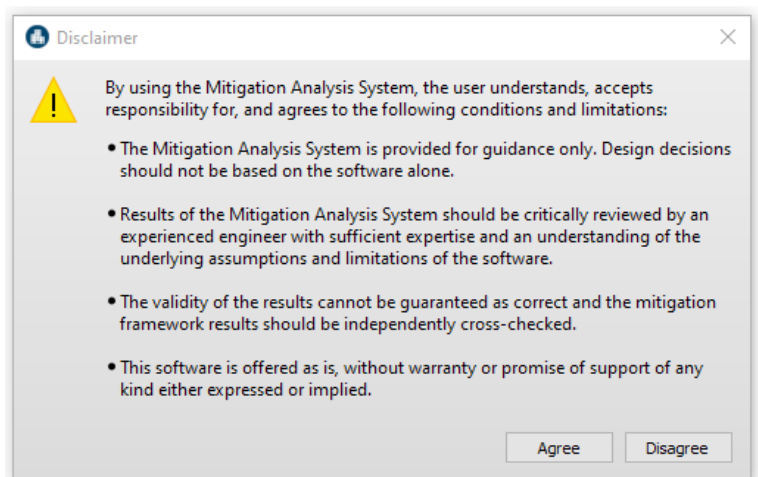


Figure 11. Example of mitigation analysis results in terms of Cost-Benefit ratio for the incorporated ground improvement mitigation techniques, as produced in the LIQUEFACT software for each considered asset selected for mitigation analysis. Cost-benefit ratios less than unity indicate favourable conditions where the benefits outweigh the costs.

Asset ID	Latitude	Longitude	EARTHQUAKE DRAINS (CBR)	DEEP DYNAMIC COMPACTION (CBR)	VIBRO COMPACTION (CBR)	BLASTING COMPACTION (CBR)	VIBRO REPLACEMENT (CBR)	INDUCED PARTIAL SATURATION (CBR)	COMPACTION GROUTING (CBR)	LOW PRESSURE GROUTING (CBR)	JET GROUTING (CBR)	DEEP SOIL MIXING (CBR)	MINIMUM CBR	Mitigation Technique
0012	44.80337	11.40284	0.89	0.0	0.36	1.05	1.38	1.18	1.80	0.9	1.86	1.1	0.89	EARTHQUAKE DRAINS
0013	44.80335	11.40517	0.42	0.15	1.88	1.38	1.38	1.38	0.87	1.04	0.90	0.15	0.42	EARTHQUAKE DRAINS
0014	44.801718	11.405271	0.17	0.45	0.66	0.55	0.50	0.41	0.88	0.67	0.17	0.46	0.17	EARTHQUAKE DRAINS
0015	44.80385	11.40555	0.07	0.20	0.30	0.24	0.22	0.26	0.17	0.18	0.16	0.20	0.07	EARTHQUAKE DRAINS
0016	44.803192	11.404793	0.06	0.13	0.18	0.15	0.14	0.17	0.11	0.12	0.10	0.11	0.06	EARTHQUAKE DRAINS
0017	44.803489	11.405585	0.40	1.00	1.38	1.27	1.14	1.40	0.81	0.90	0.85	1.06	0.40	EARTHQUAKE DRAINS
0018	44.804262	11.411024	1.86	0.66	11.41	0.47	0.50	0.10	0.81	0.51	1.86	1.76	1.86	EARTHQUAKE DRAINS
0019	44.803728	11.410264	0.88	0.09	0.18	1.88	1.30	1.14	1.86	0.11	1.86	1.86	0.88	EARTHQUAKE DRAINS
0020	44.804404	11.410204	0.33	0.89	1.38	1.07	0.87	1.18	0.76	0.82	0.71	0.81	0.33	EARTHQUAKE DRAINS
0021	44.804180	11.410419	0.07	0.20	0.26	0.24	0.21	0.24	0.17	0.18	0.16	0.20	0.07	EARTHQUAKE DRAINS
0022	44.804082	11.411230	0.07	0.13	0.29	0.23	0.21	0.25	0.16	0.18	0.15	0.19	0.07	EARTHQUAKE DRAINS

Figure 12. Example of compiled information summarizing all the mitigation analysis results for each individual asset, as produced in the LIQUEFACT software.

G.I. TECHNOLOGY	Score	Mitigation cost	Annual Frequency of Damage (%)	Expected Annual Loss Before Mitigation (EALi)	Expected Annual Loss After Mitigation (EALM)	Expected Loss Avoided (EALi - EALM)	Expected Benefit	Cost-Benefit Ratio
EARTHQUAKE DRAINS	173	6 833	0.464764	642.03	128.41	513.62	17 168.60	0.40
DEEP DYNAMIC COMPACTION	141	13 665	0.464764	642.03	256.81	385.22	12 876.40	1.06
VIBRO COMPACTION	192	13 665	0.464764	642.03	385.22	256.81	8 504.25	1.38
BLASTING COMPACTION	90	13 665	0.464764	642.03	321.01	321.01	10 736.40	1.27
VIBRO REPLACEMENT	128	13 665	0.464764	642.03	288.91	353.12	11 803.40	1.18
INDUCED PARTIAL SATURATION	236	13 665	0.464764	642.03	353.12	288.91	9 657.33	1.40
COMPACTION GROUTING	227	13 665	0.464764	642.03	192.61	449.42	15 022.50	0.91
LOW PRESSURE GROUTING	236	13 665	0.464764	642.03	224.71	417.32	13 949.50	0.90
JET GROUTING	209	13 665	0.464764	642.03	160.51	481.52	16 095.50	0.85
DEEP SOIL MIXING	191	13 665	0.464764	642.03	256.81	385.22	12 876.40	1.06

6. Conclusion

This paper provides a description of the LIQUEFACT software development process that has been undergoing through various development and improvement. The aim is to come-up with an easy-to use software application toolbox, wherein civil engineers and other relevant stakeholders involved in the design and implementation of a structure or infrastructure is guided to make informed assessments on the feasibility and cost-benefit of applying certain liquefaction mitigation techniques within specific European regions. The LIQUEFACT software is designed to be applied for an individual level (individual structure or infrastructure) and for region/city level (i.e. in an urban area, GIS-based outputs) with procedures for calculating socio-economic impacts and proposing risk reduction and resilience improvement strategies. The various parts of the LIQUEFACT software development

presented in this paper are still work in progress which will be updated and amended throughout the duration of the LIQUEFACT project.

Acknowledge



The LIQUEFACT project has received funding from the European Union’s Horizon 2020 research and innovation programme under grant agreement No 700748.

References

- Bartolucci A., & Jones K. (2016). Deliverable D1.4 Detailed user requirements and research output protocols for the LIQUEFACT Reference Guide. LIQUEFACT Project.
- Boulanger R.W., Idriss I.M. (2014). "CPT and SPT based liquefaction triggering procedures". Department of Civil and Environmental engineering, University of California at Davis.
- Boulanger R.W. & Idriss I.M. (2015). "CPT-based liquefaction triggering procedure". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(2), p.04015065
- Boulanger R. & Ziotopoulo K. (2012). "PM4Sand (Version 2): a sand plasticity model for earthquake engineering applications". Report no. UCD/CGM-12/01, center for Geotechnical Modeling.
- Boulanger R.W. & Ziotopoulou K. (2015). "PM4Sand (Version 3): A Sand Plasticity Model for Earthquake Engineering Applications". Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, California, Report no. UCD/CGM-15/01, pp. 70-76.
- Boulanger R.W. & Idriss I.M. (2016). "CPT- Based Liquefaction Triggering Procedures". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(2), 04015065.
- Bradley B.A., Lee D.S., Broughton R., Price C. (2009). "Efficient evaluation of performance-based earthquake engineering equations". *Structural Safety*, 31, 65–74.
- Bradley B. (2013). "Ground motion selection for seismic risk analysis of civil infrastructure". *Handbook of seismic risk analysis and management of civil infrastructure systems*, S. Tesfamariam and K. Goda editors, Woodhead Publishing Limited, pp. 79-112.
- Bray, J.D., Rathje, E.M., Augello, A.J., and Merry, S.M. (1998). "Simplified seismic design procedure for geosynthetic-lined, solid waste landfills". *Geosynthetics International*, 5(1-2): 203-235.
- Bray J.D. & Macedo J. (2017). 6th Ishihara lecture: Simplified procedure for estimating liquefaction induced building settlement. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 102: 215–231. <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.08.026>
- Grunthal G., Wahlstro R. (2013). "The SHARE European earthquake catalogue (SHEEC) for the time period 1900-2006 and its comparison to the European-Mediterranean earthquake catalogue (EMEC)". *Journal of seismology* 17: 1339-1344.
- Modoni G., Spacagna R.L., Paoletta L., Rasulo A., Jones K., Morga M.A., Lai C., Bozzoni F., Meisina C., Viana da Fonseca A., Millen M., Rios S., Ferreira C., Kosič M., Dolšek M., Logar, J. Oztoprak S., Bozbey I., Kelesoglu K., Ozcep F., Flora A., Bilotta E., Fioravante V., Meslem A. (2019). Deliverable D7.1. Manual for the assessment of liquefaction risk, defining the procedures to create the database, collect, define, symbolize and store information in the Georeferenced Information System and to perform and represent the risk analysis. LIQUEFACT Project.
- Idriss, I. M. 1999. "An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential". Proceedings, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, Publication No. FHWARD- 99-165, Federal Highway Administration, January.
- Idriss I. M. & Boulanger R. W. (2008). "Soil liquefaction during earthquakes". Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 261 pp.
- Idriss I.M. & Boulanger R.W. (2010). "SPT-based liquefaction triggering procedure". Report # UCD/CGM-10/02 of the Center for Geotechnical Modeling, 259 pp.
- Iwasaki T., Tatsuoka F., Tokida K., Yasuda S. (1978). "A Practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan". [conference]: 2nd International conference on Microzonation. - 1978: 885-896.
- Lai C.G., Meisina C., Persichillo P., Famà A., Bozzoni F., Cosentini R. (2017). Deliverable D2.2 GIS platform including data for liquefaction hazard assessment in Europe. LIQUEFACT Project.
- Lai C.G., Meisina C., Bozzoni F., Conca D., Bonì R. (2019). Deliverable D2.6. Report to describe the adopted procedure for the development of the European liquefaction hazard map LIQUEFACT Project.
- Lai C.G., Meisina C., Bozzoni F., Conca D., Antonino Famà A., Özcebe A.G., Zuccolo E., Bonì R., Poggi V., Cosentini R.M., Viana da Fonseca A., Ferreira C., Coelho C., Coelho J., Quintero J., Rios S., Millen M., Cordeiro D., Oztoprak S., Bozbey I., Oser C., Sargin S., Aysal N., Ozcep F., Kelesoglu M.K., Maček M., Oblak A., Petrovič D., Kosič M., Smolar J., Kuder S., Loga J. (2019). Deliverable D2.7. Report to describe the adopted procedure for the deve-

lopment of the European liquefaction hazard map LIQUEFACT Project.

- Lai C.G., Meisina C., Persichillo P., Famà A., Bozzoni F., Cosentini R. (2017). Deliverable D2.2 GIS platform including data for liquefaction hazard assessment in Europe (version 1). LIQUEFACT Project.
- Meslem A., Lang D.H., Iversen H. (2018). LRG Software Toolbox for Liquefaction Mitigation Planning and Decision Support. Deliverable D6.1, LIQUEFACT Project.
- Meslem A., Iversen H., Kaschwich T., Iranpour K., Drange L.S. (2019a). LIQUEFACT Software Toolbox Development – Integration of Procedures for Performing Localised Liquefaction Analysis, and Development of Liquefaction Hazard Map. Deliverable D6.2, LIQUEFACT Project.
- Meslem A., Iversen H., Kaschwich T., Drange L.S., Iranpour K. (2019b). Software Toolbox Development – Integration of Procedure for Liquefaction Vulnerability Analysis. Deliverable D6.3, LIQUEFACT Project.
- Meslem A., Iversen H., Kaschwich T., Iranpour K., Drange L.S. (2019c). LIQUEFACT Software Toolbox Development – Integration of Procedure of Liquefaction Mitigation Measures. Deliverable D6.2, LIQUEFACT Project.
- Millen M., Ferreira C., Quintero J., Gerace A., Viana da Fonseca A. (2019). "Simplified equivalent soil profiles based on liquefaction performance". 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. Rome, Italy.
- Van Ballegooy S., Malan P., Lacrosse V., Jacka M.E., Cubrinovski M., Bray J.D., O'Rourke T.D., Crawford S.A., Cowan H. (2014). "Assessment of Liquefaction-Induced Land Damage for Residential Christchurch". *Earthquake Spectra* (30) No. 1: pages 31–55, February 2014.
- Viana da Fonseca A., Millen M., Gómez-Martínez F., Romão X., Quintero J., Gómez F., Costa P., Rios S., Kosič M., Dolšek M., Logar J., Oztoprak S., Bozbey I., Kelesoglu K., Ozcep F., Flora A., Rasulo A., Modoni G., Croce P. (2017). State of the art review of numerical modelling strategies to simulate liquefaction-induced structural damage and of uncertain/random factors on the behaviour of liquefiable soils. Deliverable D3.1, LIQUEFACT Project.
- Viana da Fonseca A., Millen M., Romão X., Quintero J., Rios S., Ferreira C., Panico F., Azeredo C., Pereira N., Logar J., Oblak A., Dolšek M., Kosič M., Kuder S., Logar M., Oztoprak S., Kelesoglu M.K., Sargin S., Oser C., Bozbey I., Flora A., Bilotta E., Prota A., Di Ludovico M., Chiaradonna A., Modoni G., Paoletta L., Spacagna R.L., Lai C.G., Shinde S., Bozzoni F. (2018). Methodology for the liquefaction fragility analysis of critical structures and infrastructures: description and case studies. Deliverable D3.2, LIQUEFACT Project.
- Viana da Fonseca A., Millen M., Romão X., Quintero J., Rios S., Meslem A. (2018). Design guidelines for the application of soil characterisation and liquefaction risk assessment protocols. Deliverable D3.3, LIQUEFACT Project.

