X Incontro Annuale dei
Giovani Ingegneri Geotecnici

IAGIG 2021

Pisa, 3-4 Settembre 2021



ATTI DEL CONVEGNO

A cura di: Francesca Ceccato, Marco Rosone e Stefano Stacul

EDIZIONI
AGI ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA

X Incontro Annuale dei
Giovani Ingegneri Geotecnici

Atti del Convegno

IAGIG 2021

Pisa, 3-4 Settembre 2021

Centro Congressi Le Benedettine
Piazza San Paolo a Ripa D'Arno, 16

Comitato scientifico:

Francesca Ceccato (coordinatore), *Nicola Brusa, Luca Flessati, Domenico Gaudio, Maria Iovino, Gessica Umili, Marco Rosone.*

Si ringraziano inoltre:

Sara Amoroso, Francesco di Buccio, Laura Carbone, Piera Paola Capilleri, Gabriele Dalla Vecchia, Giulia Guida, Raffaele di Laora, Diego Lo Presti, Luca Masini, Sabrina Moretti, Stefano Stacul, Diego Valusso.

Con il patrocinio di:

Con la sponsorizzazione incondizionata di:

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma - Italia

Tutti i diritti sono riservati. Nessuna parte di questa pubblicazione o delle informazioni in essa contenute possono essere riprodotte, memorizzate su supporto elettronico, meccanico o di qualsiasi tipo, o trasmesse in qualsiasi forma e con qualsiasi mezzo, senza previa autorizzazione scritta dell'editore.

Gli editori e gli autori non assumono alcuna responsabilità per danni alla proprietà o alla persona a seguito dell'utilizzo della presente pubblicazione e/o delle informazioni in essa contenute

Pubblicato da Associazione Geotecnica Italiana
Viale dell'Università 11, 00185 Roma
e-mail agi@associazionegeotecnica.it
www.associazionegeotecnica.it

Stampato presso la Tipografia Editrice Pisana - Pisa - Italia
ISBN **978 88 97517 16 0**

X Incontro Annuale dei
Giovani Ingegneri Geotecnici

Pisa, 3-4 Settembre 2021

Prefazione

Questo volume raccoglie gli atti della decima edizione dell'Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici, tenutosi a Pisa il 3 e 4 settembre 2021.

IAGIG è un'iniziativa dell'Associazione Geotecnica Italiana (AGI) che vuole promuovere tra i suoi Giovani Soci la discussione di argomenti di Ingegneria Geotecnica con riferimento alla pratica professionale ed alle innovazioni proposte dalla ricerca. L'iniziativa è stata pensata, quindi, per coinvolgere liberi professionisti, dipendenti di enti pubblici o di imprese, giovani imprenditori del settore, neo-laureati, giovani ricercatori.

Il volume raccoglie 60 contributi, divisi in quattro sessioni: modellazione numerica e fisica dei terreni e delle rocce, opere geotecniche: aspetti progettuali, stabilità dei pendii, interventi di miglioramento e rinforzo, geotecnica sismica.

Ringraziamo tutti gli autori per aver contribuito attivamente e i membri del comitato scientifico per aver dato suggerimenti utili per migliorare la qualità degli articoli.

L'evento avrebbe dovuto svolgersi nell'estate 2020 costituendo l'usuale occasione di incontro fra giovani ingegneri per favorire la nascita di nuove amicizie, collaborazioni e scambio di idee; purtroppo l'arrivo della pandemia ci ha costretti a rinviare IAGIG al 2021. Purtroppo l'emergenza sanitaria non è completamente rientrata e, per garantire la sicurezza di tutti, abbiamo scelto di svolgere l'evento in modalità mista, sia on-line che in presenza, ma speriamo che questo non pregiudichi la creazione di un momento di condivisione importante, anzi ci permetta potenzialmente di ampliare la partecipazione.

Ringraziamo tutti i partecipanti, senza dei quali IAGIG non si sarebbe potuto realizzare, e naturalmente anche l'Università di Pisa, e l'ordine degli Ingegneri di Pisa che hanno supportato l'iniziativa e gli sponsor Sirive srl, Geosintex, Harpaceas e Titan Ischebeck.

Il Comitato Organizzatore

X Incontro Annuale dei
Giovani Ingegneri Geotecnici

Pisa, 3-4 Settembre 2021

Indice degli atti

SESSIONE 1: MODELLAZIONE NUMERICA E FISICA DEI TERRENI E DELLE ROCCE 1

Il consolidamento dei terreni di fondazione con resine espandenti tramite il supporto della modellazione numerica geotecnica e geofisica 3
Anna Albertini, Marco d'Attoli, Daniele Gualerzi, Andrea Occhi, Marco Occhi, Lorenzo Leoni, Martino Leoni, Nunziante Squeglia

A new insight into the effects of combined rupture mechanisms of soil and shallow foundations 7
Luca Prakash Argani, Alessandro Gajo, Colin C Smith

Analisi comparative di stabilità dei bacini di decantazione di sterili minerari 11
Gianluca Bella

Influenza della granulometria, della densità e della modalità di preparazione sulla ritenzione idrica degli inerti di Stava 15
Gianluca Bella, Guido Musso

Studio sperimentale delle relazioni tra il parametro-b di Skempton e il grado di saturazione degli inerti di stava in condizioni non sature e prossime alla saturazione 19
Gianluca Bella, Guido Musso

Influenza del grado di saturazione sulla compressibilità e sulla 1D-NCL della frazione limosa dei tailings di Stava 23
Gianluca Bella, Edoardo Nocera

Modellazione numerica al discontinuo per la coltivazione sotterranea di pietre ornamentali 27
Marco Berlingheri

Aspetti metodologici di analisi numerica 3d relativa ad un complesso di caverne in condizioni difficili 31
Cristiano Bertello

Analisi numerica al continuo e al discreto di gallerie in formazioni anisotrope 35
Juan Sebastian Bolivar Vasco e Francesca Brambilla

Approcci geotecnici per l'individuazione delle cause della rotta del Fiume Panaro nel dicembre 2020 39
Francesca Ceccato e Paolo Simonini

Analisi di differenti metodi di calcolo per la modellazione di opere di sostegno flessibili 43
Rosario Emanuele Cilla e Gianluca Bella

Le nuove opere sotterranee presso il CERN (HL-HLC), punto 5: sfide progettuali ed esecutive 47
Matteo Falanesca, Gianluca Bella, Davide Merlini, Filippo Gianelli, Anastasia Luz Lopez-Hernandez

Modellazione del collasso di un rilevato arginale con il metodo dei punti materiali per terreni parzialmente saturi 51
Veronica Girardi, Francesca Ceccato

Effetto dei geosintetici posti alla base di rilevati artificiali fondati su pali 55
Viviana Mangraviti, Luca Flessati

Caratterizzazione meccanica di terreni cementati e alleggeriti: primi risultati di un metodo di indagine non distruttivo..... 59
Filomena Sabatino, Marco Valerio Nicotera, Giacomo Russo

Studio della desaturazione di miscele cemento-bentonite indotta dall'evaporazione 63
Vincenzo Sergio Vespo, Guido Musso, Giulia Guida, Gabriele Della Vecchia

Studio preliminare degli aspetti geotecnici per la salvaguardia dell'Isola di San Marco dal fenomeno dell'acqua alta 67
Francesco Zarattini, Francesca Ceccato, Paolo Simonini

SESSIONE 2: OPERE GEOTECNICHE: ASPETTI PROGETTUALI 71

Consolidamento del terreno mediante colonne di ghiaia: il caso dei rammed aggregate piers (RAP)..... 73
Elena Bandiera, Marco Franceschini, Federico Fiorelli

Prolungamento della diga di Salerno con cassoni rewec..... 77
Tommaso Tassi, Chiara Scarpa, Alessandra Bortoluzzi, Luca Masiero

Viadotto ferroviario Calore Torrecuso: analisi delle fondazioni miste della spalla 81
Marta Ceschi, Angelo Triglia, Giovanni Massimo Aluffi

Analisi dinamiche di barriere rinforzate con geosintetici impattate da frane di tipo flusso 87
Antonella D'amico, Sabrina Moretti

Analisi della stabilità del fronte di scavo e dell'interazione terreno/struttura per la definizione di un piano dei monitoraggi: il caso della galleria della tratta Secondigliano-Di Vittorio lungo la linea 1 della metropolitana di Napoli 91
Filippo Cavuoto, Nicola De Falco

Analisi della risposta idro-termica dei terreni di fondazione dell'argine del Fiume Gorzone mediante sensori tradizionali e in fibra ottica..... 95
Nicola Fabbian, Simonetta Cola, Giorgia Dalla Santa, Luca Schenato, Giacomo Tedesco, Alessandra Tessarollo

Analisi transitorie FEM per il dimensionamento di sistemi di smaltimento acque in gallerie esistenti 99
Federico Foria, Riccardo Giordano, Gianluca Cordua, Gabriele Miceli, Domenico Chiaino

Un metodo di progetto per il trattamento elettrocinetico di terreni dragati..... 103
Sara Gargano

Una metodologia per la stima in sito delle proprietà di trasporto di diaframmi plastici 107
Giulia Guida, Gabriele Della Vecchia, Guido Musso, Gianluigi Sanetti

Automatic recognition and volume calculation of landslide collapse area based on image sequence 111
Zhipeng Liang, Fabio Gabrieli, Lorenzo Brezzi, Davide Vallisari

Analisi numerica di fondazioni su pali termicamente attivi 115
Arianna Lupattelli

Fondazioni superficiali di torri eoliche su terraferma: studio sperimentale 119
Pietro Marveggio, Luca Flessati, Claudio di Prisco, Marco di Prisco, Bruno Dal Lago

Verifiche di stabilità dei manufatti storici di drenaggio di Piazza San Marco (Venezia)..... 123
Riccardo Nardo, Francesca Ceccato

Progettazione di rilevati rinforzati con geosintetici su terreni coesivi: stabilità in condizioni non drenate e commenti al metodo di calcolo del BS 8006:2010..... 127
Demetrio Romeo

Valutazione analitica e numerica della capacità portante di fondazioni superficiali su terreni stratificati.... 131
Sara Sacco, Gianluca Bella, Paolo Sacco

Load transfer curves from pile monitoring with distributed fibre optic sensors 135
Francine Tchamaleu, Simonetta Cola, Silvia Bersan, Luca Schenato

Efficienza di gruppi di pali soggetti a carichi trasversali 139
Manuel Vaccaro, Stefano Stacul, Nunziante Squeglia

Analisi numerica 2d e 3d di un muro in terra rinforzata..... 143
Eleonora Violetta, Piera Paola Capilleri, Maria Todaro, Ernesto Motta

SESSIONE 3: STABILITÀ DEI PENDII, INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO E RINFORZO . 147

Struttura in terra rinforzata per l'allargamento della pista da sci "Pista Aloch" a Pozza di Fassa (TN) 149
Rinaldo Uccellini, Alessandro Cavagni, Alessandro Cullaciati, Claudio Taller

La stabilizzazione del capping delle discariche mediante l'impiego di geosintetici 153
Lorenzo Frigo, Marco Zausa

Valutazione degli effetti di uno svaso rapido sulla stabilità del petto arginale con il metodo dei punti materiali..... 157
Veronica Girardi, Francesca Ceccato

Stabilità di un deposito di materiale granulare in condizioni non sature: caratterizzazione idraulica di laboratorio e modellazione numerica 161
Nicolò Guarena, Gianluca Bella, Andrea Dominijanni, Mario Manassero

Stabilità delle spalle di una diga ad arco-gravità: il caso della diga di Ridracoli 165
Edoardo Lusini

SP 106-realizzazione di un sistema di sostegno e sistemazione del versante dal km 1+260 al km 1+670 ... 169
Marco Mancina, Daniele Lombardi

Uso di una apparecchiatura innovativa per la parametrizzazione geotecnica finalizzata a verifiche di stabilità delle coperture detritiche 173
Nicola Nenci, Yuri Galanti, Giacomo D'Amato Avanzi, Roberto Giannecchini, Piera Paola Capilleri, Diego Carlo Lo Presti

Reinforcement of a piled foundation with selfdrilling micropiles..... 177
Racquel Nottingham e Freddy Lopez

Progetto di un rilevato di contenimento in terra-cemento per l'ampliamento di una discarica..... 181
Federica Pasqualini, Evelina Fratalocchi

Modellazione agli elementi discreti di un rivestimento corticale in rete metallica 185
Antonio Pol, Fabio Gabrieli

Risposta deformativa e meccanismo di collasso per banchine a gravità soggette a scavi al piede 189
Danela Sauvageon

Studio di una fondazione superficiale su pendio in roccia con il metodo dell'equilibrio limite 193
Davide Sergeant, Lorenzo Borselli

Modellazione numerica dell'innesco di debris flows: un caso in Campania..... 197
Marialaura Tartaglia, Marianna Pirone, Gianfranco Urciuoli

SESSIONE 4: GEOTECNICA SISMICA..... 201

Curva di fragilità empirica per condotte fognarie ricavata attraverso la back-analysis del fenomeno di liquefazione a Urayasu (Giappone)..... 203
Anna Baris, Rose Line Spacagna

L'importanza della caratterizzazione ciclica e dinamica dei terreni liquefacibili nella previsione della risposta sismica di sito..... 209
Anna Chiaradonna

Terremoto del Mugello 2019: effetti di sito e distribuzione del danno 213
Giovanni Ciardi, Johann Facciorusso, Massimo Baglione, Vittorio D'Intinosante, Claudia Madiai

Approccio prestazionale per la valutazione della vulnerabilità sismica di gallerie sotterranee 217
Filomena de Silva, Stefania Fabozzi

Liquefazione in ghiaie: casi di studio in Italia..... 221
Emanuel D'Eramo, Diana Faieta, Sara Amorso, Kyle M Rollins

Banca dati di prove CPTM per la valutazione del potenziale di liquefazione nell'area costiera della Regione Toscana..... 225
Aurora Magalotti, Stefano Stacul, Massimo Baglione, Claudia Meisina, Diego Lo Presti

Analisi dei fenomeni di liquefazione prodotti in Emilia dalla sequenza sismica del 2012 con metodi basati su SDMT/DMT..... 229
Francesco E M Montemitro, Sara Amoroso, Paola Monaco, Luca Minarelli

Interazione cinematica palo-terreno in presenza di strati liquefacibili: analisi FEM vs metodi semplificati 233
Federico Pagnini, Stefano Stacul, Nunziante Squeglia

Analisi di rischio da liquefazione su edifici residenziali..... 237
Luca Paolella

Valutazioni preliminari del periodo fondamentale del sistema terreno-struttura in condizioni complesse di sottosuolo e fondazioni..... 241
Annachiara Piro, Filomena de Silva, Andrea Brunelli, Serena Cattari

Modellazione in centrifuga della tecnica di disconnesione laterale delle fondazioni dal terreno adiacente . 245
Fausto Somma, Alessandro Flora, Emilio Bilotta, Giulia Viggiani

Una procedura per la modellazione di elementi geotecnici in ambiente BIM (Building Information Modeling)..... 249
Sara Basci, Andrea Gariboldi, Matteo Sturiale, Carlo Pucci

X Incontro Annuale dei
Giovani Ingegneri Geotecnici

Pisa, 3-4 Settembre 2021

Sessione 1

Modellazione numerica e fisica dei terreni e delle rocce

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

IL CONSOLIDAMENTO DEI TERRENI DI FONDAZIONE CON RESINE ESPANDENTI TRAMITE IL SUPPORTO DELLA MODELLAZIONE NUMERICA GEOTECNICA E GEOFISICA

Anna Albertini (*ufficiotecnico4@geosec.it*)
Geosec International Srl

Marco d'Attoli, Daniele Gualerzi, Andrea Occhi, Marco Occhi,
Geosec Srl (ufficiotecnico@geosec.it)

Lorenzo Leoni, Martino Leoni (*info@wesigeotecnica.it*)
WeSI Geotecnica Srl

Nunziante Squeglia (*nunziante.squeglia@unipi.it*)
Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale (DICI), Università di Pisa

ABSTRACT. Il presente articolo descrive l'intervento di consolidamento del terreno di fondazione tramite iniezione di resine espandenti eseguito da GEOSEC® tra luglio ed ottobre 2016 presso un condominio sito nella zona est del territorio comunale di Pisa e dell'attività di caratterizzazione geotecnica e modellazione numerica 3D, a supporto dell'intervento stesso, realizzata con la collaborazione del DICI dell'Università di Pisa e di WeSI Geotecnica.

1. INTRODUZIONE

Il fabbricato oggetto di intervento è rappresentato da una struttura in c.a. di 7 piani con dimensioni in pianta di circa 12.5 m x 42 m, dotato di una fondazione a platea che poggia alla profondità di circa 1.5 m sotto la superficie del terreno.

L'intervento di consolidamento realizzato da GEOSEC® si è reso necessario poiché il fabbricato, subito dopo il suo completamento avvenuto nel 1993, ha mostrato sensibili cedimenti assoluti e differenziali. L'edificio è stato infatti oggetto nel tempo di una rotazione rigida tra il lato a Sud-Ovest, denominato lato mare, ed il lato a Nord-Est, denominato lato monte, con lesioni diffuse, ma non particolarmente gravi nella struttura in elevazione.

Secondo la ricostruzione delle misure topografiche eseguite negli anni in corrispondenza di alcuni punti notevoli dell'edificio, il cedimento differenziale tra mare e monte ammontava a ben 15.8 cm nell'aprile del 2003, arrivando a circa 17.3 cm nella primavera del 2010. Ben più complessa risulta la stima del cedimento totale, soprattutto in virtù del fatto che il cedimento iniziale è stato certamente compensato in cantiere e che l'esecuzione dei marciapiedi al termine della realizzazione della sovrastruttura ha inevitabilmente mascherato il cedimento totale accumulato durante la costruzione.

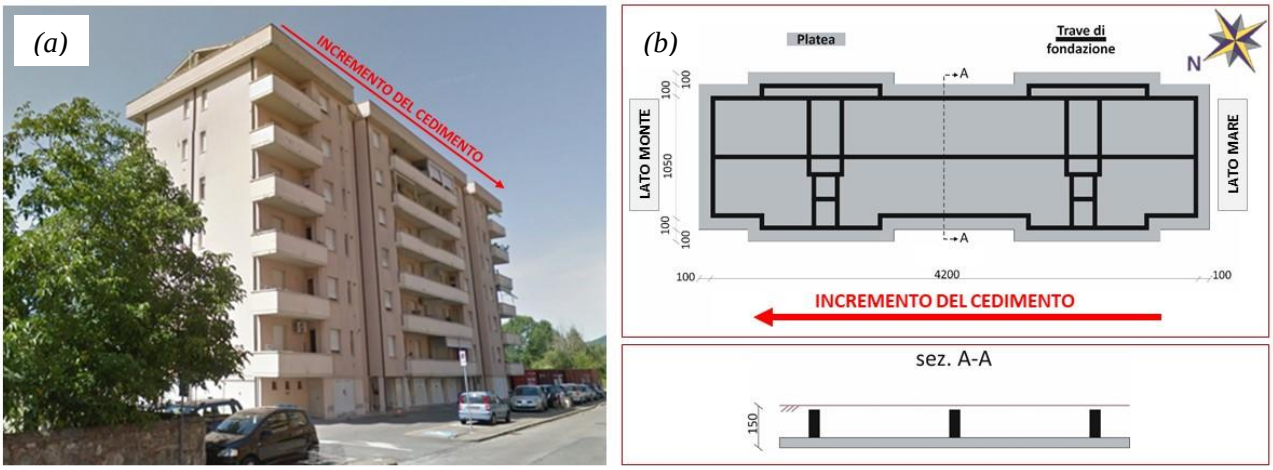


Figura 1. Fabbricato oggetto di intervento (fonte Google Maps)(a); planimetria e sezione delle fondazioni (b)

2. IL MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO DI PRE-INTERVENTO

Con lo scopo di studiare le cause e l'evoluzione dei cedimenti che hanno interessato il fabbricato negli anni, tra giugno ed ottobre 2010, è stata condotta una campagna di indagini in sito e di laboratorio. Tali prove sono inoltre servite per la ricostruzione del modello geologico e geotecnico di pre-intervento che è stato calibrato anche sulla scorta di indagini aggiuntive eseguite e commissionate da GEOSEC® nel 2016, poco prima dei lavori. In parallelo all'attività di iniezione, nell'angolo nord del fabbricato, è stato inoltre predisposto un test site come supporto all'attività di modellazione numerica e come ulteriore verifica dell'efficacia del trattamento.

La nuova campagna di indagini del 2016 ed il campo prove hanno previsto: i) prove penetrometriche statiche e dinamiche (CPTu, D.P.M. 30 e D.P.S.H.) spinte sino alla profondità massima di 10.0 m da piano campagna; ii) sondaggi elettrici verticali (SEV) per la ricostruzione di modelli di Tomografia di Resistività Elettrica E.R.T. 3D sino alla profondità di ca. 13.0 m dal piano campagna; iii) sondaggi geognostici e prelievo di campioni indisturbati a varie profondità per la successiva realizzazione di prove di laboratorio (analisi granulometriche, valutazione dei limiti di Atterberg, prove edometriche e prove triassiali consolidate non drenate).

Tutte le indagini del 2016 sono state eseguite prima, durante e post-intervento.

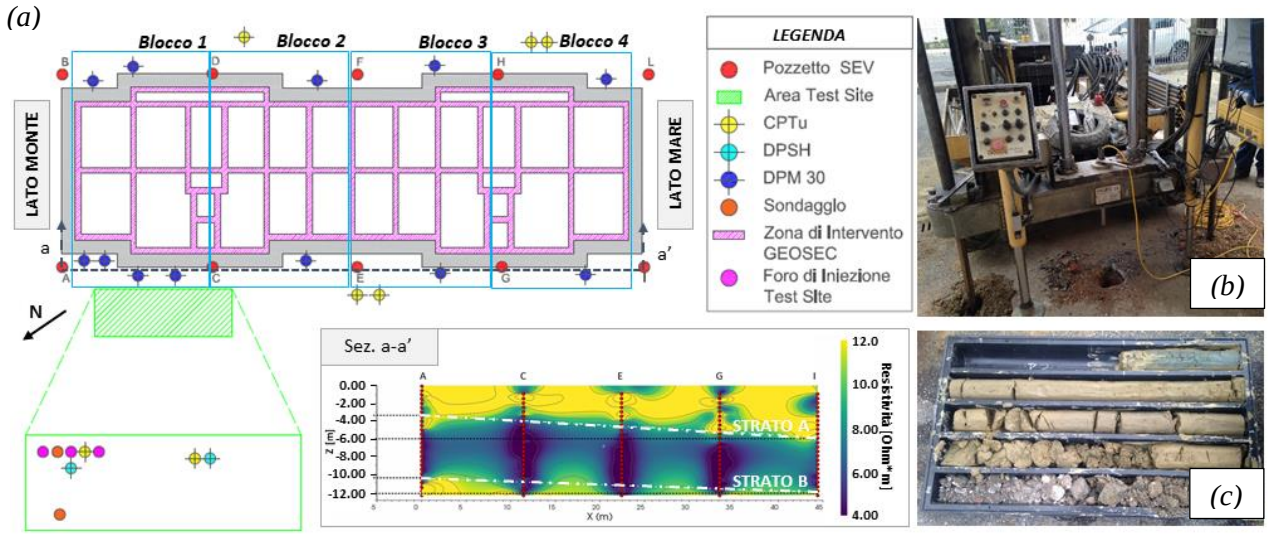


Figura 2. Planimetria con ubicazione delle indagini eseguite e sezione verticale di pre-intervento array A-I del modello E.R.T (a); dettaglio di esecuzione prova penetrometrica 2016 (b); dettaglio cassetta catalogatrice 2016 (c)

Sulla scorta dei risultati delle indagini eseguite è stato possibile ricostruire la stratigrafia del terreno come di seguito riportato:

- terreno di riporto prevalentemente ghiaioso sino a quota indicativa di -1.00 m da p.c.;
- **Strato A**: limo argilloso sabbioso e compatto, indicativamente tra -1.00 m e -5.00 m da p.c.;
- **Strato B**: limo argilloso con intercalazioni di sabbia fine, molle/sciolto, indicativamente tra -5.00 m e -9.00 m da p.c.;
- **Strato C**: sabbia limoso argillosa con torba e frammenti di fossili, sciolta, indicativamente tra -9.00 m e -10.00 m da p.c.;
- **Strato D**: limo con argilla, argilla con limo e tracce di torba, molle, al di sotto di -10.00 m da p.c..

Le prove CPTu eseguite nel 2016 attorno al fabbricato hanno permesso l'individuazione di un sottile strato di sabbia tra gli orizzonti A e B che sembra assumere potenza non trascurabile spostandosi verso il lato mare. Inoltre, grazie al modello E.R.T. di pre-intervento, è stato possibile individuare un'inclinazione dei primi due strati tra lato monte e lato mare. In particolare, come meglio osservabile nella sezione mostrata in Fig. 2a, si può notare come lo strato B, meccanicamente più scadente rispetto al soprastante strato A, abbia uno spessore maggiore in corrispondenza del fronte Nord-Est, lato che ha maggiormente ceduto rispetto al fronte Sud-Ovest.

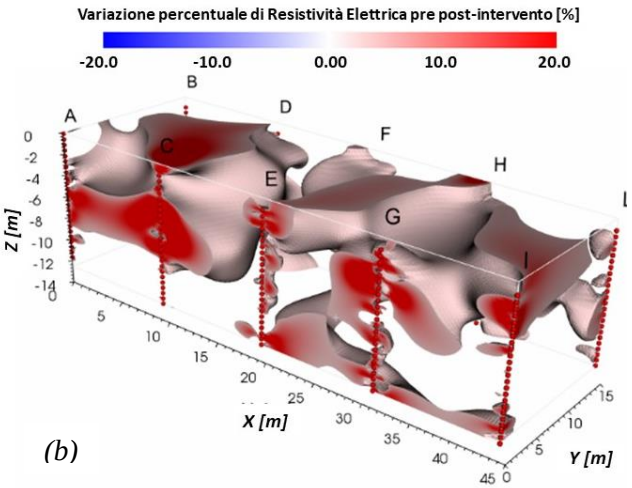
3. L'INTERVENTO GEOSEC®

L'intervento di consolidamento eseguito da GEOSEC® ha avuto durata complessiva di 108 giorni, dal 5 luglio al 21 ottobre 2016, ed ha previsto il trattamento del terreno su cui poggia l'intera impronta del fabbricato. Data l'elevata estensione dell'intervento, è stato necessario suddividere l'area di trattamento in quattro differenti blocchi, la cui posizione è mostrata nella planimetria di Fig. 2a.

L'intervento ha previsto il trattamento di circa 212 m di fondazione continua con oltre 12500 kg di resina iniettata. Le iniezioni sono state eseguite in continuo sulla verticale, da quota -10.00 m a quota -1.50 m (quota di appoggio fondazione) per i Blocchi 1 e 2, a maggior cedimento, e da quota -5.00 m a quota -1.50 m per i Blocchi 3 e 4, più vicini al lato mare.

BLOCCO TRATTATO	PROFONDITA' DEL TERRENO OGGETTO DI TRATTAMENTO
BLOCCO 1_profondo	da -10.00 m a -5.00 m
BLOCCO 2_profondo	da -10.00 m a -5.00 m
BLOCCO 1	da -5.00 m a -1.50 m
BLOCCO 2	da -5.00 m a -1.50 m
BLOCCO 3	da -5.00 m a -1.50 m
BLOCCO 4	da -5.00 m a -1.50 m

(a)



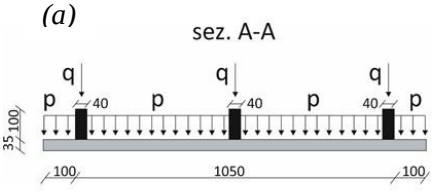
(b)

Figura 3. Dettaglio delle fasi e delle profondità di trattamento (a); variazione percentuale di resistività elettrica pre post-trattamento_volumi >3% (b)

4. LA MODELLAZIONE NUMERICA

Con lo scopo di studiare in maniera più approfondita l'evoluzione del cedimento e l'efficacia dell'intervento, è stata eseguita un attività di modellazione numerica del fenomeno tramite il codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS. Vista la distribuzione dei cedimenti differenziali del fabbricato lungo l'asse longitudinale della fondazione, l'accurata valutazione del comportamento deformativo del terreno nel pregresso e nel lungo termine ha reso necessaria l'adozione di un modello di verifica tridimensionale. Sulla scorta dell'analisi dei carichi eseguita dal progettista del fabbricato, si è scelto di applicare una carico uniforme sulle travi di fondazione (carico q in Fig. 4a), pari a 200 kN/m, ed un carico variabile tra lato monte e lato mare rispettivamente di 0.24 kN/m^2 e 0.21 kN/m^2 (carico p in Fig. 4a) sull'elemento platea. Il modello stratigrafico ricostruito a valle delle osservazioni effettuate è illustrato in Fig. 4b. Si può notare come sia stato incluso lo spessore di sabbia interposto tra gli strati A e B presente nel lato mare della fondazione e come si sia tenuto conto dell'inclinazione dei primi due orizzonti di terreno (già rilevata dall'indagine E.R.T. 3D) al di sotto della fondazione tra fronte Nord-Est e Sud-Ovest.

(a)



(b)

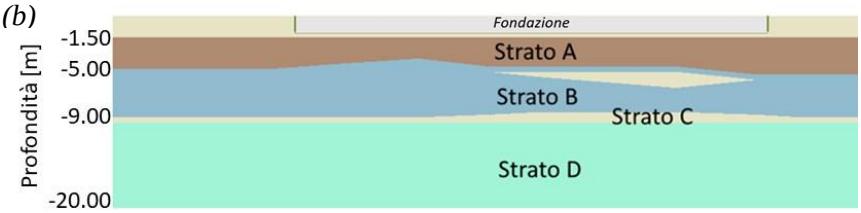


Figura 4. Schema di applicazione del carico in PLAXIS (cfr. Sezione A-A di Fig. 1) (a); stratigrafia ricostruita ed utilizzata nel modello PLAXIS (b)

Il trattamento con resine è stato modellato attraverso l'aggiornamento delle proprietà meccaniche rinvenute nei campioni prelevati post intervento. Tali parametri migliorati sono stati introdotti in un reticolo posto al di sotto dei setti di fondazione, di dimensioni adeguate a riprodurre i volumi di terreno trattato. Il comportamento del terreno per gli strati A e B, pre-intervento e post-trattamento, è stato riprodotto attraverso l'utilizzo del modello costitutivo *Soft Soil Creep*. La determinazione dei parametri di resistenza del modello è avvenuta a partire dai risultati delle prove triassiali CIU, mentre i parametri di rigidezza sono stati individuati a partire dalle prove edometriche. Per lo strato C è stato invece adottato un modello costitutivo elastico perfettamente plastico. Infine, l'assegnazione dei parametri dello strato D è avvenuta sulla base di dati di letteratura. Tutte le fasi costruttive sono state modellate nel calcolo attraverso la successione di fasi di consolidazione che hanno seguito pedissequamente gli step delle reali misure topografiche eseguite in sito a partire dal 2003.

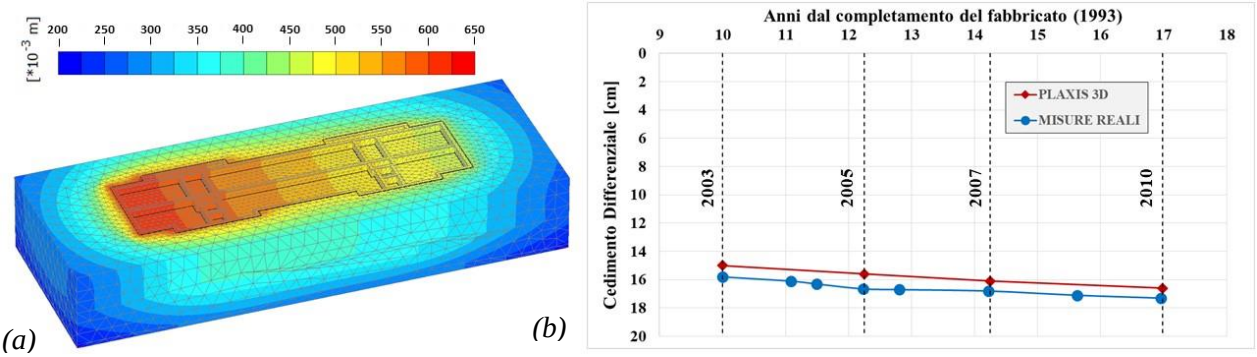


Figura 5. Colormap del cedimento assoluto a luglio 2016-Inizio lavori GEOSEC® (vista della porzione centrale del modello) (a); grafico cedimento differenziale Monte-Mare_confronto Reale/PLAXIS (b)

Nell'immagine 5 è mostrata una sintesi dell'esito della modellazione numerica eseguita. In particolare, nel grafico di Fig. 5b si nota la presenza del minimo scarto tra il dato reale e quello simulato, a conferma della bontà dell'attività di modellazione numerica eseguita.

5. CONCLUSIONI

L'esperienza descritta è tutt'ora in corso. Il periodo di osservazione è ancora troppo breve per poter giungere a conclusioni definitive. In relazione alle previsioni effettuate, l'intervento mostra la sua efficacia nell'eliminare il contributo degli strati più superficiali allo sviluppo del cedimento nel tempo, mentre – come ci si attendeva – non elimina il contributo degli strati più profondi che non sono stati oggetto del trattamento. La causa del cedimento differenziale è stata individuata nella disomogeneità della profondità del tetto dello strato B e questa è stata solo parzialmente corretta dall'intervento effettuato, il quale nel suo complesso ha avuto un esito positivo.

6. BIBLIOGRAFIA

Abed A., Leoni M., d'Attoli M., Occhi M., Siano P. (2015). Finite Element Modelling of Resin Improved Swelling Soil Based on ERT. *21st European Meeting, EAGE, Torino*.

Apuani T., Giani G.P., d'Attoli M., Fischanger F., Rainieri G., Santarato G. (2011). Valutazione dell'efficienza delle iniezioni di resine espandenti per il consolidamento dei terreni di fondazione mediante prove geotecniche e indagini di tomografia elettrica tridimensionale.

Fischanger F., Morelli G., LaBrecque D., Occhi, M. (2007). Monitoring resin injections with 3D Electrical Resistivity Tomography (ERT) using surface and multi-borehole electrode arrays.

Morelli G., Gualerzi D., Occhi M., Occhi A., (2006). A method for homogenizing and stabilizing a soil by way of injections, Patent EP1914350.

Occhi, M., Occhi, A., Gualerzi, D., (2017). Method and kit for mitigating the risk of liquefaction of ground to be Consolidated, *International Publication Number WO 2017/182939 Al*.

Santarato G., Albertini A., d'Attoli M., Navi F., Occhi M., Fischanger M., Morelli M., Leoni M., Apuani T., Loddo F., Ranieri G. Soil Stabilization: Types, Methods and Applications, Chapter 3, The Consolidation and Stabilization of Foundation Soils through the Injection of Expanding Polyurethane Resin under a Non-Invasive Diagnostic Check by 3d-4d-Ert (pp. 165-230). ISBN 978-1-53612-507-8

X Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. Atti del Convegno – F. Ceccato, M. Rosone e S. Stacul
© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

A NEW INSIGHT INTO THE EFFECTS OF COMBINED RUPTURE MECHANISMS OF SOIL AND SHALLOW FOUNDATIONS

Luca Prakash Argani (luca.argani@unitn.it)
Department of Civil, Environmental & Mechanical Engineering, University of Trento, via Mesiano 77, I-38123 Trento, Italy

Department of Mathematical Sciences, Mathematical Sciences Building, Liverpool L69 7ZL, UK

Alessandro Gajo (alessandro.gajo@unitn.it)
Department of Civil, Environmental & Mechanical Engineering, University of Trento, via Mesiano 77, I-38123 Trento, Italy

Colin C. Smith (c.c.smith@sheffield.ac.uk)
Department of Civil and Structural Engineering, Sir Frederick Mappin Building, University of Sheffield, Sheffield S1 3JD, UK

ABSTRACT. A new hyper-elastic formulation is employed to improve the rate of convergence of Mohr-Coulomb-like constitutive models at small stresses. The implementation of this formulation in finite element codes allows to investigate the effects of combined rupture mechanisms in yielding shallow foundations resting on granular soils under different loading conditions, extending previous findings for undrained condition about the influence of plastic hinges on the limit load. It is shown that the bearing capacity can be strongly reduced by structural design, as compared to the case of non-yielding foundations.

1. INTRODUCTION

In the current engineering practice, the evaluation of the limit load of shallow foundation is typically performed by means of finite element analysis or finite difference analysis by assuming for the soil an elastic perfectly-plastic model with a Mohr-Coulomb like failure criterion, and by associating the limit load value to the loss of numerical convergence. However, this approach can exhibit convergence difficulties arising from stress states that are close to the vertex of all Mohr-Coulomb-like yield surfaces. For instance, this occurs when considering a shallow foundation resting on a sandy soil with null embedment depth. Different continuous approximations of the Mohr-Coulomb yield surface and other failure criteria are available in literature (Zienkiewicz & Pande, 1997; Panteghini & Lagioia, 2014; Lagioia & Panteghini, 2015), but do not complete solve these numerical problems at the yield surface vertex. A new hyper-elastic formulation (Argani & Gajo, 2021) is introduced to describe the granular soil response at mean stress states of practical engineering relevance as well as at very low mean stress values that are close to the vertex of Mohr-Coulomb-like yield surfaces. The new formulation prevents the elastic predictor to lay in regions where the yield function is not defined and can be implemented within any classical elastic-plastic constitutive model, based on a Mohr-Coulomb-like yield criterion. The evaluation of the limit load of non-yielding shallow foundations and active and passive trapdoors is performed to assess the numerical performance of the formulation among other numerical codes like ABC (Martin, 2004) and DLO (Smith, 1998; Smith, 2005) that are based on the characteristic lines and on the discontinuity layout optimisation respectively.

Current technical standards and code of practice for shallow foundation design at the ultimate limit states do not require the analysis of combined rupture mechanism in the soil and in the foundation structure. Soil-structure interaction analysis is usually performed at the serviceability limit state, and the resulting internal forces are used to design the foundation structure. Gajo & Smith (Gajo & Smith, 2018) investigated the combined rupture mechanism for yielding shallow foundations resting on a thick clay layer (undrained conditions) under different loading conditions within a plane strain framework. By employing the aforementioned hyper-elastic formulation within a C2 continuous approximation of Mohr-Coulomb perfectly plastic constitutive model (Abbo et al., 2011) in the context of soil-structure interaction at ultimate limit states, this study extends previous findings (Gajo & Smith, 2018) to the case of sandy soils (drained conditions) and provides a new insight into the effects of the formation of plastic hinges on the evaluation of the limit load.

2. METHODS

Finite element technique is employed to model both the non-yielding and the yielding shallow foundation, including the frictional contact between the foundation and the soil within a plane strain context. The above mentioned elastic-plastic constitutive model is developed as an external user defined subroutine for ABAQUS finite element code (Argani & Gajo, 2021). The foundation has width B equal to 10 m and null embedment depth; two cases of foundation thickness h (1 m and 2 m) are investigated. C28/35 concrete class (according to EN 1992-1-1) is assumed for the foundation, so that the Young's modulus is 27 GPa, the Poisson's ratio is 0.2, and the unit weight is 25 kN m^{-3}. The immersed unit weight of soil is 10 kN m^{-3} and different values of friction angle ϕ' are investigated; the flow rule is assumed associated. In all simulations the cohesion is assumed equal to 1 Pa, thus representing a small value. The mesh employed in ABAQUS with the proposed constitutive model is composed of less than 40000 elements with rectangular shape and quadratic shape functions. The simulations are performed using a load-controlled approach. Different load conditions are considered, including the case of an eccentric load providing an effective length of the foundation base equal to 5.20 m, as illustrated in figure 1.

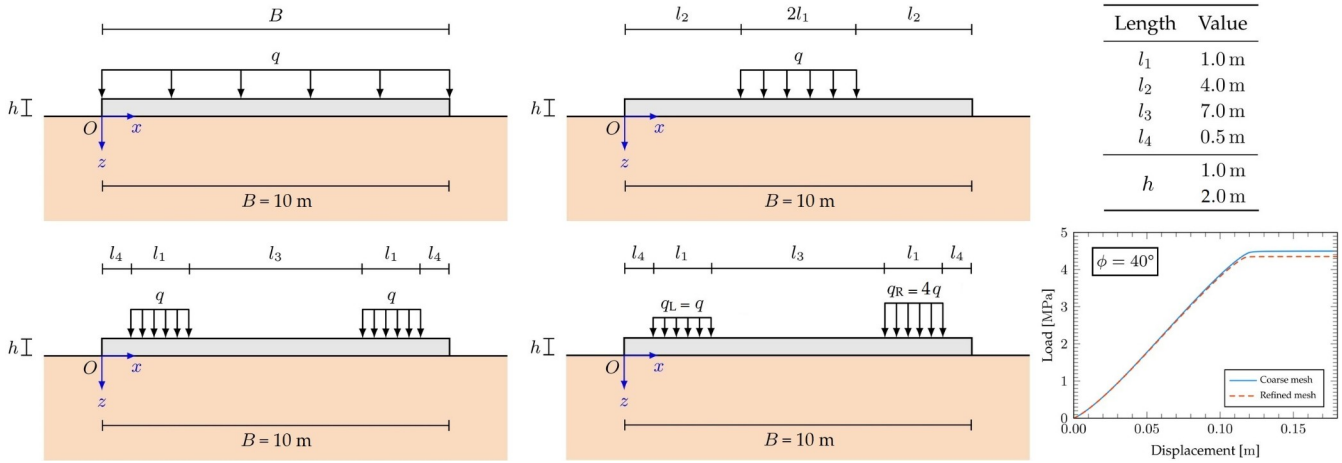


Figure 1. Reference schemes for the shallow foundation under four load cases and example of results in terms of load-displacement curve (the case of non-yielding foundation is represented).

To investigate the case of combined rupture for yielding foundation, different levels of plastic moment M_p and plastic axial force N_p are considered. In fact, it is shown that axial stresses in the foundation beam may arise due to the contact shear stresses at the soil-foundation interface. Several interaction domains can be defined for all of the four load conditions. However, for the sake of conciseness, in this study the simultaneous failure of the foundation beam under bending and axial force is not considered. Therefore, interaction domains involving the limit load and M_p, as well as the limit load and N_p are determined. It shall be remarked that a load-displacement curve can be obtained for the foundation in all simulations, thus showing a well defined horizontal plateau due to the load-controlled approach, as represented in figure 1.

3. RESULTS

A complete set of results for the non-yielding foundation as well as for the active and passive trapdoor problems can be found in Argani & Gajo (Argani & Gajo, 2021). Similarly, a complete set of results for the combined rupture mechanisms of shallow foundations resting on sandy soils is included in a forthcoming article.

Table 1. Comparison between the limit load for a non-yielding shallow foundation evaluated with the proposed constitutive model (implemented in ABAQUS) and the limit load evaluated using ABC and DLO programs.

	ϕ' = 25°	**ϕ' = 30°**	**ϕ' = 35°**	**ϕ' = 40°**	**ϕ' = 45°**
qlim [kPa] (ABAQUS)	332.7	754.2	1754	4351	11776
qlim [kPa] (ABC)	324.6	738.0	1724	4270	11632
qlim [kPa] (DLO)	338.2	764.8	1827	4528	12500

To summarise some of the main results, table 1 shows the numerical performance of the proposed constitutive model to evaluate the bearing capacity of a non-yielding foundation, whereas some of the interaction domains for yielding foundations are reported in figure 2.

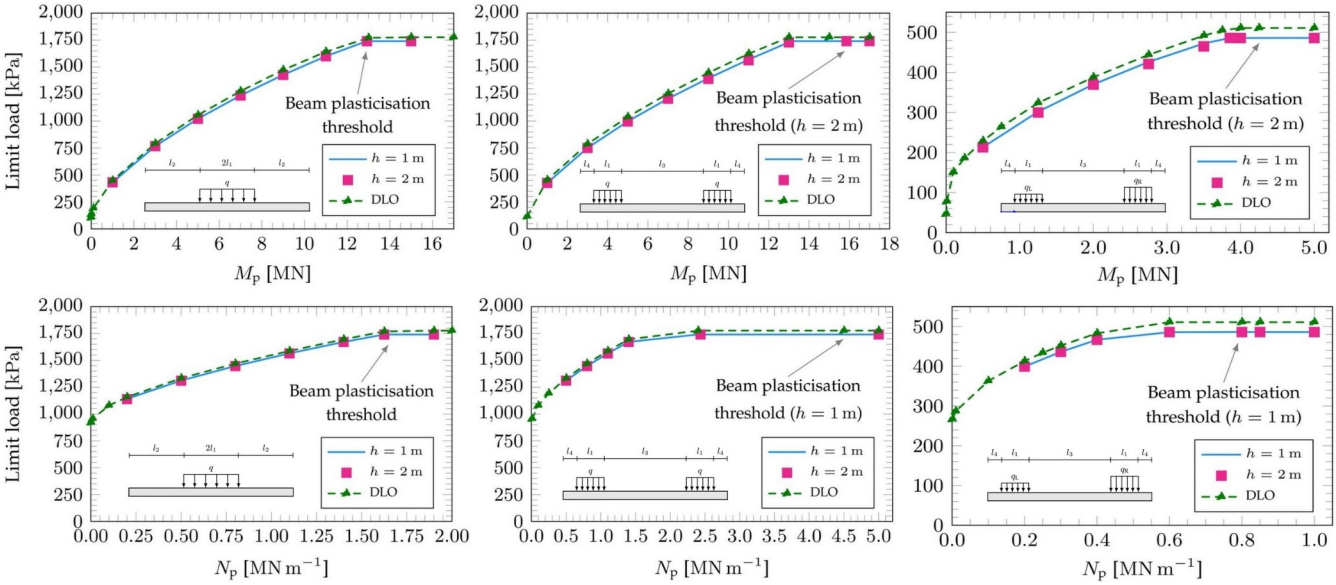
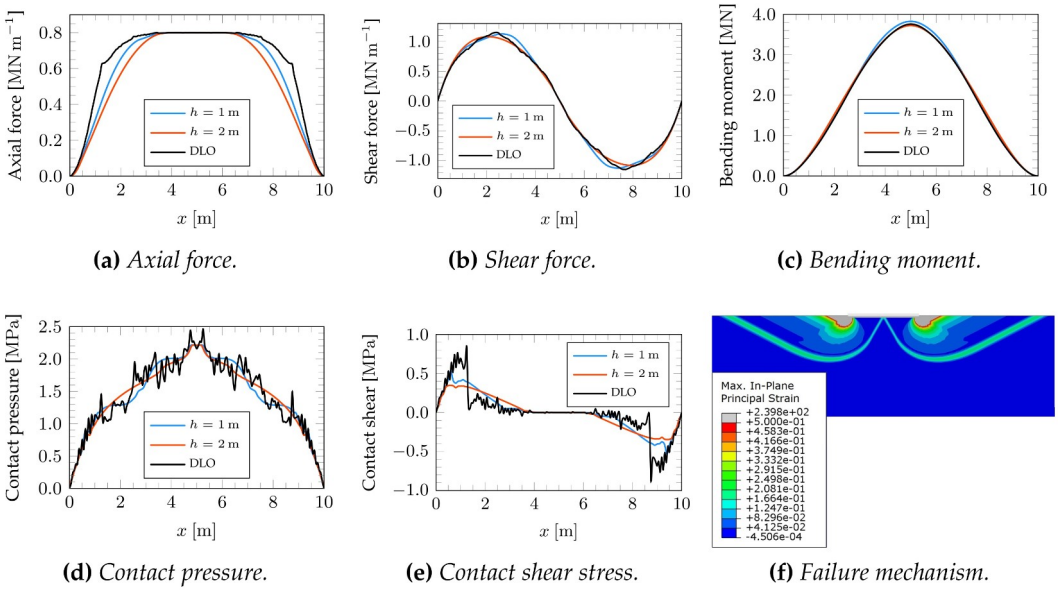


Figure 2. Interaction domains for different load cases assuming $\phi' = 35°$. The effects of the plastic moment are illustrated in the upper part, whereas the effects of the plastic axial force are illustrated in the lower part.

It is shown that the limit load evaluation for the case of non-yielding foundation by means of the proposed constitutive model is in agreement with other numerical codes that are based on different numerical techniques. The DLO code is employed to extend the comparison with ABAQUS results also in the case of yielding foundation, showing again a good agreement. It can be noted that the beginning of the plateau shown in the interaction domains represented in figure 2 does not necessarily coincide with foundation beam plasticisation.



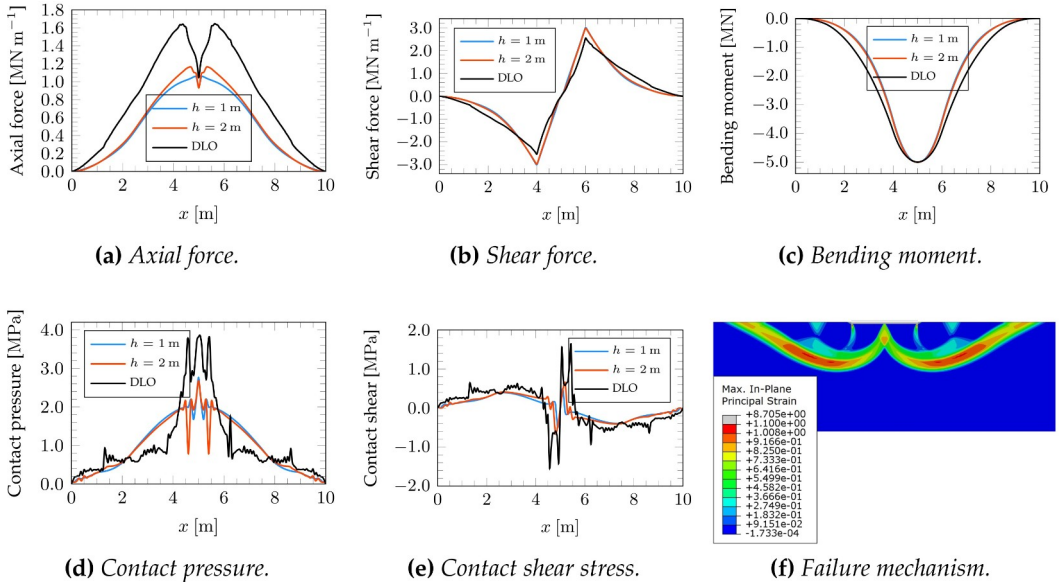
(a) *Axial force.* **(b)** *Shear force.* **(c)** *Bending moment.*

(d) *Contact pressure.* **(e)** *Contact shear stress.* **(f)** *Failure mechanism.*

Figure 3. Example of failure mechanism and of distribution of contact pressure, contact shear stress, and internal actions for the case of uniformly distributed load on the foundation with N_p = 800 kN m^{-1} and $\phi' = 35°$.

The determination of the interaction domains that take into account the effects of plastic moment and plastic axial force on the limit load for a yielding foundation are not the only results of practical interest. In fact, due the

set-up chosen for the simulations, further information can be derived from the post-processing: in particular, the distribution of the contact pressure and of the contact shear stress beneath the foundation can be determined, as well as the distribution of the internal actions within the foundation beam (illustrated in figure 3 and figure 4) that should be employed for the design of the foundation beam at the ultimate limit state.



(a) *Axial force.* **(b)** *Shear force.* **(c)** *Bending moment.*

(d) *Contact pressure.* **(e)** *Contact shear stress.* **(f)** *Failure mechanism.*

Figure 4. Example of failure mechanism and of distribution of contact pressure, contact shear stress, and internal actions for the case of symmetric load applied on the central part (2 m) of the foundation with M_p = 5000 kN and ϕ' = 35°.

4. CONCLUSIONS

A new hyper-elastic formulation has been employed and successfully tested by means of practical engineering examples, where comparisons with other numerical codes and techniques are available. Numerical simulations on the soil-structure interaction of yielding shallow foundations at the ultimate limit state show that the bending resistance can play an important role in the evaluation of the limit load, potentially leading to significantly reduced bearing capacity. It is important to remark that also plasticisation arising from the tensile axial force induced by contact friction beneath the foundation surface at the ultimate limit state may lead to a reduced value of the limit load.

5. REFERENCES

Zienkiewicz, O.C., Pande, G.N. (1997). Some useful forms of isotropic yield surfaces for soil and rock mechanics. In: Gudehus, G. (Ed.), Finite Elements in Geomechanics. Wiley, Chichester: 179-190.

Panteghini A., Lagioia R. (2014). A single numerically efficient equation for approximating the Mohr-Coulomb and the Matsuoka–Nakai failure criteria with rounded edges and apex. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. 38 (4): 349-369.

Lagioia R., Panteghini A. (2015). On the existence of a unique class of yield and failure criteria comprising Tresca, von Mises, Drucker-Prager, Mohr-Coulomb, Galileo-Rankine, Matsuoka-Nakai and Lade-Duncan. Proc. R. Soc. A 472:20150713.

Argani L.P., Gajo A. (2021). A new isotropic hyper-elasticity model for enhancing the rate of convergence of Mohr-Coulomb-like constitutive models and application to shallow foundations and trapdoors. Computers and Geotechnics 132: 103957.

Smith C.C. (1998). Limit loads for an anchor/trapdoor embedded in an associative Coulomb soil. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. 22 (11): 855-865.

Smith C.C. (2005). Complete limiting stress solutions for the bearing capacity of strip footings on a Mohr-Coulomb soil. Géotechnique 55 (8): 607-612.

Martin C.M. (2004). Discussion of "Calculations of bearing capacity factor Nγ using numerical limit analyses" by B. Ukritchon, A.J. Whittle, C. Klangvijit. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 130: 1106-1107.

Abbo A.J., Lyamin A.V., Sloan S.W., Hambleton J.P. (2011). A C2 continuous approximation to the Mohr-Coulomb yield surface. International Journal of Solids and Structures, 48 (21): 3001-3010.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

ANALISI COMPARATIVE DI STABILITA' DEI BACINI DI DECANTAZIONE DI STERILI MINERARI

Gianluca Bella (gianluca.bella@polito.it)
Pini Swiss Engineers, Lugano, Svizzera

ABSTRACT. I bacini di decantazione di sterili minerari (*tailing dams*) sono complesse strutture geotecniche costituite da un argine di sbarramento e da un bacino di decantazione entro il quale sono deposti i prodotti di scarto derivanti dall'estrazione mineraria. Questi ultimi sono costituiti da una miscela più o meno liquida di terreno, roccia, acqua e additivi chimici utilizzati nell'ambito dei processi estrattivi. A causa della loro complessità e dell'alto tasso di collassi ed incidenti, una conoscenza approfondita del comportamento idro-meccanico di tali strutture è essenziale ai fini di una corretta progettazione e manutenzione. L'articolo propone i risultati di una ricerca effettuata con l'obiettivo di indagare l'impatto di determinati fattori nelle analisi di valutazione della stabilità dello sbarramento. Tra essi l'influenza del metodo numerico adottato, le condizioni di saturazione, la geometria dei sistemi di drenaggio e l'incertezza delle proprietà geotecniche dei materiali, correlando i risultati alle evidenze riscontrate in letteratura.

1. INTRODUZIONE

Gli sterili minerari (*tailings*) sono i prodotti di risulta dei processi di separazione chimica e meccanica dell'industria di estrazione mineraria. Costituiti da una miscela di acqua, fluidi di processo, terra e roccia frantumata, essi sono stoccati all'interno di estesi depositi (*tailing dams*). Trattasi di strutture geotecniche costituite da un argine di ritenuta innalzato in molteplici fasi utilizzando generalmente la frazione più grossolana del materiale di risulta, e di un bacino entro il quale viene stoccata mediante differenti metodologie la frazione più fine dei *tailings*, quest'ultima soggetta a numerose interazioni con l'atmosfera ed il terreno di fondazione. Tra le tipologie di bacini di decantazione maggiormente adottate, vi sono quelli "di superficie" il cui argine di ritenuta è innalzato secondo le tre più ricorrenti tecniche (Vick, 1990), ossia il metodo centrale, a monte o a valle secondo le quali lo sbarramento è innalzato progressivamente in asse, in direzione di monte oppure verso valle. La stabilità di tali strutture, in accordo alle prescrizioni ANCOLD 2011, deve essere garantita per un periodo superiore a 1000 anni, dunque ben oltre la durata dello sfruttamento minerario. In virtù della complessità di tali strutture e della marcata variabilità spaziale e temporale delle proprietà geo-meccaniche dei materiali, si registra un elevato tasso di incidenti (Rico *et al.*, 2008) il cui impatto sociale, ambientale ed economico impone una progettazione scrupolosa ai fini di garantire adeguati livelli di sicurezza.

Lo studio presente si pone come obiettivo la valutazione della stabilità dell'argine di ritenuta di un'ipotetica *tailing dam* in relazione ad alcuni fattori ritenuti significativi a tal scopo in funzione delle modalità costruttive dello sbarramento, ossia la scelta del modello numerico adottato (elementi finiti o equilibrio limite), la presenza di sistemi di drenaggio a geometria variabile e le incertezze sui parametri di resistenza al taglio dei materiali deposti entro il bacino, confrontando quanto ottenuto con i dati di letteratura.

2. MODELLI E ANALISI NUMERICHE

Modelli semplificati agli elementi finiti (FEM) e all'equilibrio limite (LEM) sono stati creati utilizzando, rispettivamente, i software RS2 e SLIDE (RocScience). Le analisi di stabilità dello sbarramento, per entrambi gli approcci, fanno riferimento a un bacino e ad un argine di fondati su un basamento in roccia con inclinazione pari al 3% (Fig. 1). Il bacino è costituito da uno strato inferiore di *tailings* addensati e da uno strato superficiale di sterili minerari con minor resistenza al taglio. L'argine di ritenuta ha altezza pari a 30 m, pendenza 2:1 e la costruzione è stata simulata mediante il metodo centrale, a monte e a valle. I modelli FEM hanno maglia composta da elementi triangolari, imponendo carrelli sui bordi verticali del modello e cerniere sul bordo orizzontale inferiore. Le analisi idrauliche agli elementi finiti sono state effettuate imponendo le opportune condizioni al contorno in termini di pressione neutra e carico totale ed i materiali sono stati modellati utilizzando il modello costitutivo di Mohr-Coulomb elastico perfettamente plastico (Tabella 1). Infine, nel caso di modelli FEM, il fattore di sicurezza è stato valutato mediante la procedura *Strength Reduction Factor* (SRF). Viceversa, nel caso di modelli LEM, la stabilità globale è valutata mediante il metodo di Bishop semplificato.

Tabella 1. Peso per unità di volume γ, coesione c', angolo di attrito φ, dilatanza ψ, modulo elastico E, coefficiente di Poisson ν, conducibilità idraulica verticale k_v, rapporto tra conducibilità orizzontale e verticale k_h/k_v (Bella e Sacco, 2019).

MATERIALE	γ [kN/m^3]	c' [kPa]	φ [°]	ψ [°]	E [MPa]	ν [-]	k_v [m/s]	k_h/k_v [-]
Tailings diga	21.0	8	35	0	120	0.3	$7\cdot10^{-7}$	1
Tailings bacino - addensati	16.0	12	18	0	10	0.3	$2\cdot10^{-7}$	10
Tailings bacino - fanghi	15.0	0	5	0	2	0.3	$3\cdot10^{-5}$	4
Fondazione	27.0	1'000	40	0	2'000	0.3	$1\cdot10^{-9}$	1

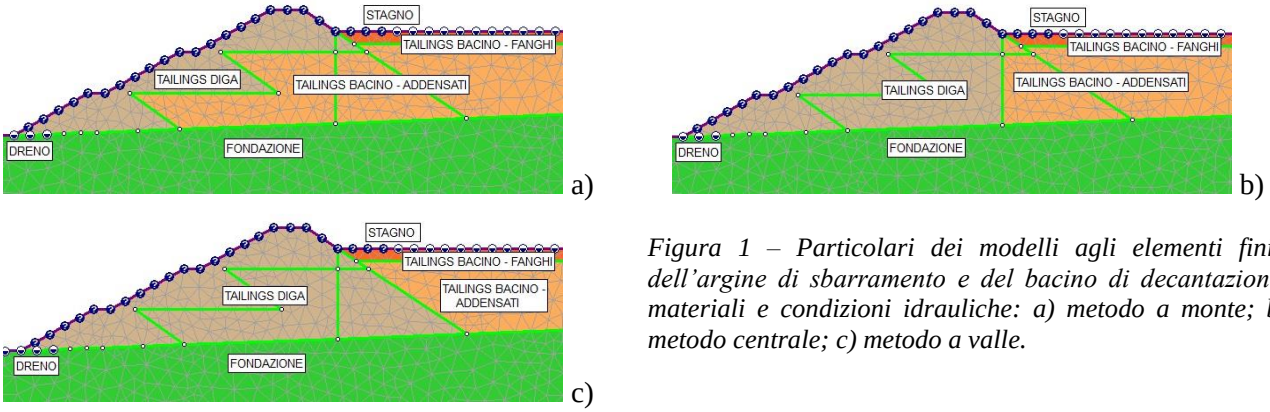


Figura 1 – Particolari dei modelli agli elementi finiti dell'argine di sbarramento e del bacino di decantazione, materiali e condizioni idrauliche: a) metodo a monte; b) metodo centrale; c) metodo a valle.

3. RISULTATI

È stata innanzitutto valutata la stabilità dell'argine di sbarramento in funzione del metodo costruttivo, in condizioni secche dei *tailings* deposti, sia con il metodo FEM che con il metodo LEM (Fig. 2a). Successive analisi FEM sono state ripetute in condizioni sature al variare del metodo costruttivo, e dunque imponendo la presenza di una linea piezometrica a tergo del rilevato arginale (Fig. 2b).

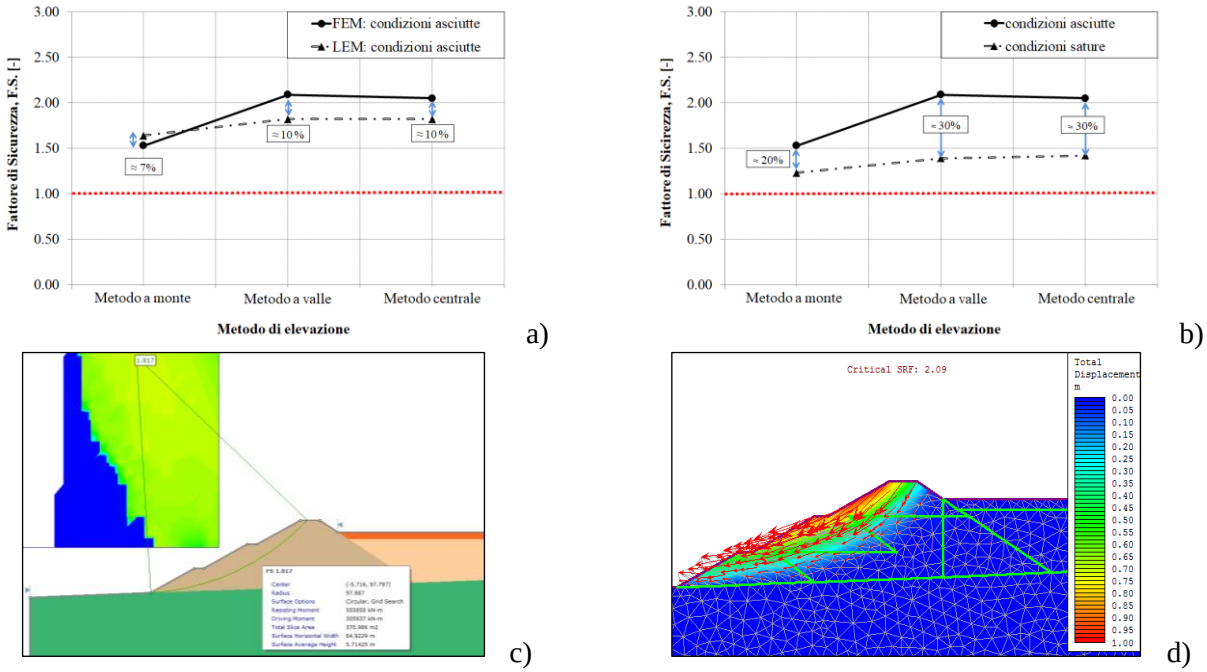


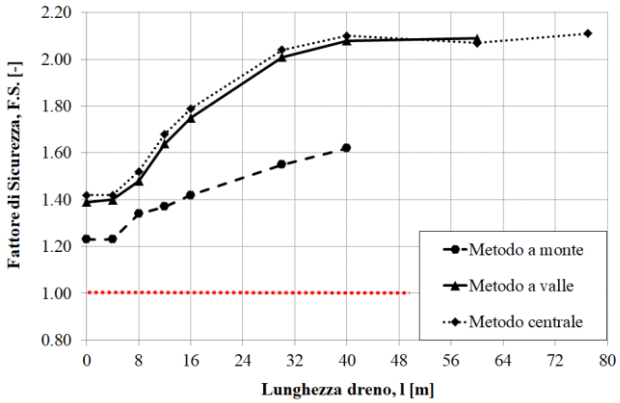
Figura 2 – a) Influenza del metodo numerico sul fattore di sicurezza in condizioni secche; b) Influenza della saturazione sul fattore di sicurezza mediante analisi FEM con stagno immediatamente a tergo dell'argine (Bella e Sacco, 2019). Analisi di stabilità con metodo d'innalzamento dell'argine a valle in condizioni secche: c) analisi LEM ($F.S._{min}$=1.82); d) analisi FEM (F.S.=2.09).

Tabella 3. Fattori di sicurezza per differenti metodi di elevazione e approcci numerici in condizioni asciutte (Cardozo e Zingano, 2018).

Fattore di sicurezzaF.S.	Metodo a monte (UP)	Metodo a valle (DW)	Differenza UP-DW
RS2 (FEM)	1.42	1.53	≈ 8.0%
Slide (LEM)	1.39	1.46	≈ 5.0%
Differenza FEM-LEM	≈ 5.0%	≈ 2.0%	-

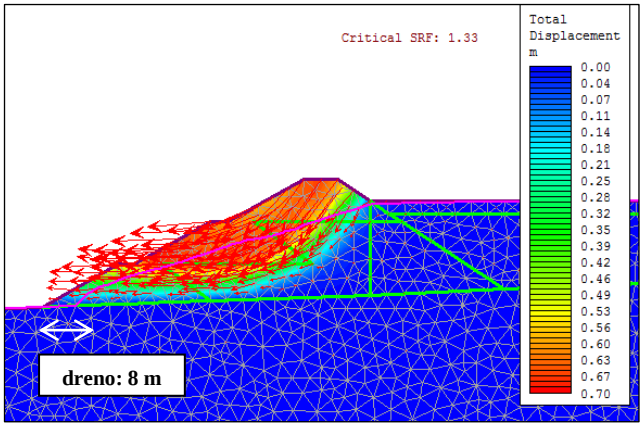
In condizioni secche i metodi a valle e centrale forniscono risultati simili in termini di stabilità dell'argine, mentre il metodo a monte fornisce valori di F.S. più modesti per entrambi gli approcci LEM e FEM con una differenza di circa 7%-10% tra essi (Fig. 2a). Risultati mediamente comparabili sono stati riscontrati da Cardozo e Zingano (2018) in condizioni secche (Tabella 3). Ulteriori analisi sono state condotte per valutare l'influenza delle condizioni di saturazione in funzione della tecnica di elevazione e del metodo numerico. Analisi FEM in condizioni sature (Fig. 2b) e secche mostrano il ruolo determinante della saturazione dei *tailings* deposti in relazione alla stabilità dello sbarramento, con decrementi del fattore di sicurezza del 20%-30%: anche in questo caso, il metodo a monte risulta il meno affidabile per entrambe le condizioni. Analogamente, nel caso saturo, Cardozo e Zingano (2018) osservano un minor grado di sicurezza associato al metodo a monte, sia valutando la stabilità mediante modelli agli elementi finiti che mediante modelli all'equilibrio limite.

In accordo a quanto riportato da Vick (1990), la stabilità dell'argine di ritenuta si è fortemente dipendente anche dalla geometria di un eventuale dreno posto al piede dello sbarramento (Fig. 3a). Le analisi FEM condotte nel presente studio mostrano infatti che per tutti e tre i metodi di elevazione, la lunghezza del dreno orizzontale posto al piede di valle dell'argine riveste un ruolo fondamentale nella stabilità dell'argine, con importanti variazioni (30-40%) del fattore di sicurezza in relazione alla presenza ed alla geometria del sistema di drenaggio. Nuovamente, i metodi centrale e a monte forniscono garanzie superiori rispetto a quello a monte. Può essere comunque osservato, in accordo a quanto ottenuto da Cardozo e Zingano (2018), che un efficiente sistema di drenaggio parrebbe garantire buoni margini di sicurezza anche adottando il metodo a monte come modalità di innalzamento del rilevato arginale.

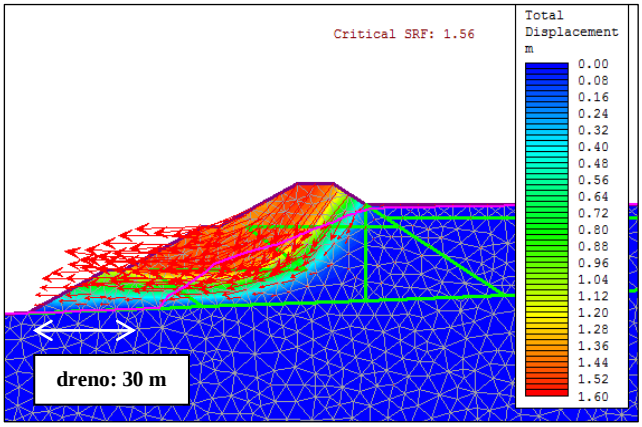


a)

Figura 3 – a) Fattore di sicurezza in funzione della lunghezza del dreno installato al piede dello sbarramento con riferimento alle tre tecniche di elevazione (Bella e Sacco, 2019). Analisi di stabilità agli elementi finiti con il metodo a monte: b) dreni di lunghezza 8 m (F.S.=1.33); c) dreni di lunghezza 30 m (F.S.=1.56).



b)



c)

Infine, sono state condotte analisi di sensitività, per ognuna delle tre tecniche costruttive, al variare della coesione o dell'angolo di attrito del materiale saturo per ciascuno dei metodi d'innalzamento del rilevato. Si osserva che, il metodo a monte risulta il più sensibile alle variazioni delle proprietà meccaniche dei *tailings* depositati a tergo dello sbarramento. Al variare di coesione e angolo d'attrito si hanno infatti alterazioni significative del grado di sicurezza sino a compromettere la stabilità del rilevato laddove il fattore di sicurezza risulti inferiore all'unità (superficie blu). Viceversa, il fattore di sicurezza risulta poco suscettibile alla variazioni delle proprietà geotecniche (piano sub-orizzontale marrone e verde) nel caso vengano adottate le tecniche di elevazione centrale o a valle, come riportato in Figura 4a.

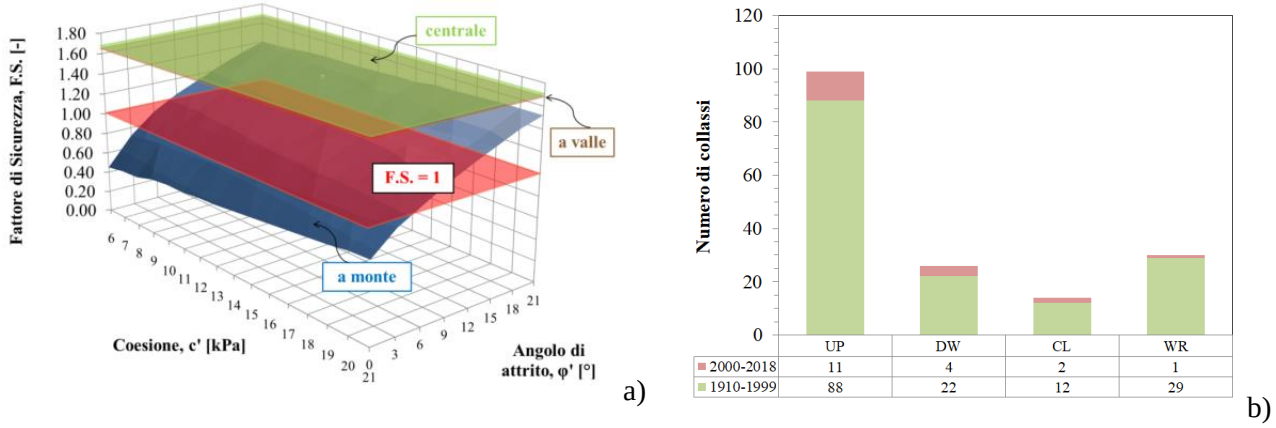


Figura 4 – a) Fattore di sicurezza in relazione alle variazioni delle proprietà di resistenza al taglio dei tailings addensati nel bacino (Bella e Sacco, 2019); b) Numero di collassi nel mondo nel tempo (1910-2018) in relazione al metodo costruttivo: a monte UP, a valle DW, centrale CL, serbatoi di accumulo acqua WR (modificato da Lyu et al., 2019).

La scelta del metodo d'innalzamento a monte, spesso adottato per motivi economici e logistici, può portare a un numero superiore di incidenti e collassi se confrontati con quelli associati alle altre tecniche costruttive (Fig. 4b).

4. CONCLUSIONI

La scelta del metodo di analisi, le condizioni di saturazione, l'adozione di opportuni sistemi di drenaggio e l'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei materiali sono alcuni tra i fattori più rilevanti nella valutazione della stabilità dell'argine di ritenuta delle *tailing dams*. A tali fattori si aggiunge la modalità con cui viene innalzato il rilevato arginale (monte/valle/centrale), che tuttavia influenza notevolmente il numero di incidenti e collassi per instabilità associati a tali opere

5. BIBLIOGRAFIA

Australian Committee on Large Dams (ANCOLD 2011). Guidelines on tailings dams - planning, design, construction, operation and closure, Australia.

Bella G. (2017). *Hydro-Mechanical Behaviour of Tailings in Unsaturated Conditions*. Tesi di Dottorato, Politecnico di Torino.

Bella G., Sacco S. (2019). Analisi numeriche agli elementi finiti per la valutazione della stabilità di tailing dams. *Proceedings IX convegno IAGIG*, 10-11 maggio 2019, Napoli.

Cardozo F.A.C, Zingano A.C. (2018). Consideracoes e comparacoes entre metodos construtivos de barragens de rejeito. *9º Congresso Brasileiro de Minas a Céu Aberto e Minas Subterrâneas*, Belo Horizonte.

Lyu Z., Chai J., Xu Z., Qin Y., Cao J. (2019). A Comprehensive Review on Reasons for Tailings Dam Failures Based on Case History. *Advances in Civil Engineering*.

Rico M., Benito G., Salgueiro A.R., Dıez-Herrero A., Pereira H.G. (2008). Reported tailings dam failures - A review of the European incidents in the worldwide context. *J. of Hazardous Materials*; 152: 846–852.

Vick S.G. (1990). Planning, design and analysis of tailing dams. BiTech Publishers Ltd.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

INFLUENZA DELLA GRANULOMETRIA, DELLA DENSITA' E DELLA MODALITÀ DI PREPARAZIONE SULLA RITENZIONE IDRICA DEGLI INERTI DI STAVA

Gianluca Bella (gianluca.bella@polito.it)
Politecnico di Torino, Torino, Italia
Attualmente: Pini Swiss Engineers, Lugano, Svizzera

Guido Musso (guido.musso@polito.it)
Politecnico di Torino, Torino, Italia

ABSTRACT. L'articolo presenta i risultati di una campagna di prove di laboratorio effettuata su sterili minerari (*tailings*) al fine di analizzarne il comportamento idraulico in condizioni non sature. Per una corretta progettazione e analisi di stabilità dei bacini di decantazione realistiche, un'approfondita caratterizzazione geotecnica dei materiali riveste infatti un ruolo fondamentale. Le prove, condotte presso il Laboratorio Geotecnico del Politecnico di Torino, sono state effettuate su sterili fuoriusciti in seguito al collasso dei due bacini della miniera di Stava (Italia) occorsa nel 1985. Il comportamento idraulico in condizioni non sature è stato studiato mediante prove nelle quali la suzione era imposta ed il contenuto d'acqua misurato (tecnica della traslazione degli assi e dell'equilibrio di vapore) e prove nelle quali il contenuto d'acqua era imposto e la suzione misurata (tecnica del punto di rugiada). Al fine di considerare l'eterogeneità del materiale deposto in sito, è stata studiata la dipendenza della curva di ritenzione idraulica (WRC) dalla distribuzione granulometrica, dalle tecniche di preparazione del campione e dal suo indice dei vuoti iniziale.

1. INTRODUZIONE

I bacini di decantazione di sterili minerari, detti anche *tailings dam*, sono strutture geotecniche atte a contenere i materiali di risulta dei processi di estrazione mineraria in forma più o meno liquida. A motivo delle differenti tecniche di deposizione utilizzate, dell'estensione spaziale e della loro elevata vita utile, le *tailings dam* sono costituite da materiali eterogenei sottoposti a interazione con l'atmosfera, dalla quale derivano variazioni di livello della superficie piezometrica all'interno del bacino, e dunque cambiamenti dell'estensione della zona non satura al di sopra di essa. Attendibili analisi di stabilità di tali bacini nel breve e lungo termine richiedono quindi la caratterizzazione sperimentale del comportamento idraulico e meccanico dei materiali di deposito in condizioni non sature, che va effettuata tenendo in conto della marcata variabilità in termini di granulometria e densità. A tal fine, il presente lavoro illustra i risultati una campagna di prove di laboratorio effettuata sugli inerti provenienti dai bacini di decantazione di Stava collassati nel 1985. La caratterizzazione idraulica, in termini di curva di ritenzione idrica, ha contemplato l'esecuzione di prove condotte in controllo di suzione mediante la tecnica della traslazione degli assi, di prove basate sulla tecnica dell'equilibrio di vapore e di misure effettuate con psicrometro. Con l'obiettivo di rappresentare sezioni a crescente distanza dallo sbarramento e a differente profondità, sono state caratterizzate miscele a differenti percentuali sabbia-limo o a diversa densità iniziale. E' stata infine valutata la risposta idraulica del materiale in relazione alla tecnica di preparazione del campione, indagando sia campioni preparati mediante compattazione statica a contenuto d'acqua imposto, che campioni ricostituiti a partire da condizioni sature.

2. METODI E TECNICHE

La caratterizzazione idraulica in condizioni non sature è stata volta a determinare la curva di ritenzione idrica (WRC) fornendo la relazione tra suzione di matrice s e grado di saturazione Sr. I punti sperimentali (s, S_r) associati ai differenti campioni e miscele sono stati ottenuti mediante l'utilizzo di un edometro a controllo di suzione, tramite la tecnica della traslazione degli assi (s < 300 kPa). I punti a suzioni più elevate sono stati ottenuti mediante le tecniche dell'equilibrio di vapore (VET) e del punto di rugiada con uno psicrometro WP4. I dati sperimentali cosi ottenuti sono stati interpolati mediante i modelli di ritenzione di Van Genuchten (1980) e Gallipoli *et al*. (2003). La descrizione dettagliata delle modalità di prova è riportata nella tesi di dottorato di Bella (2017).

3. MATERIALE E MODALITA' OPERATIVE

Il materiale originario di Stava è stato separato nella frazione sabbiosa (non passante il setaccio 0.074 mm) e nella frazione limosa. Le proprietà geotecniche di base delle singole frazioni, riprese da Carrera (2008), sono riportate in Tabella 1.

Tabella 1. Proprietà geotecniche delle frazioni limosa e sabbiosa del materiale indagato(Carrera, 2008).

Frazione	w_L (%)	w_P (%)	IP (-)	G_S (-)	k (m/s)
Limo	27.4	18.0	9.4	2.828	$2\cdot10^{-7}\div4\cdot10^{-9}$
Sabbia	-	-	-	2.721	$1\cdot10^{-5}\div9\cdot10^{-6}$

Le prove a controllo di suzione mediante traslazione degli assi sono state effettuate su provini di limo a diversa densità iniziale e su miscele con differente granulometria (provini aventi diametro 50 mm, altezza 20 mm) come riportato in Tabella 2. Nel caso di campioni preparati mediante compattazione statica, al terreno asciutto è stata aggiunto un certo quantitativo di acqua deionizzata così da imporre il contenuto d'acqua voluto ed il volume desiderato è stato ottenuto tramite una pressa a controllo di spostamento. Viceversa, il campione ricostituito è stato confezionato imponendo un contenuto d'acqua pari al limite liquido e posizionando il materiale in cella edometrica senza previa compattazione. I provini caratterizzati con la determinazione del punto di rugiada e l'equilibrio di vapore avevano diametro 20 mm e altezza 10 mm e sono stati ottenuti mediante estrusione dai campioni compattati staticamente. Lo stato dei provini a fine della preparazione è riportato in Tabella 2.

Tabella 2. Stato iniziale dei campioni: indice dei vuoti e_0,contenuto d'acqua w_0, grado di saturazione Sr_0, peso di volume secco γ_d iniziali, tensione netta iniziale p_{net}, composizione granulometrica e modalità di preparazione del provino

Campione	e_0 (-)	w_0 (%)	Sr_0 (%)	γ_d (kN/m^3)	p_{net} (kPa)	Sabbia (%)	Limo (%)	Modalità di preparazione
FANGO - 0.78	0.78	27.4	100.0	15.9	10.0	0	100	Campione ricostituito
LIMO - 0.70	0.70	17.3	70.0	16.6	100.0	0	100	Compattazione statica
LIMO - 0.60	0.60	15.0	70.0	17.6	100.0	0	100	Compattazione statica
LIMO - 0.50	0.50	15.9	90.0	18.9	100.0	0	100	Compattazione statica
MISCELA 7030-0.70	0.70	17.8	70.0	16.2	100.0	70	30	Compattazione statica
MISCELA 3070-0.60	0.60	17.2	80.0	17.4	100.0	30	70	Compattazione statica

4. RISULTATI E COMMENTI

Il modello di Van Genuchten (1980) (Eq. 1a) è stato utilizzato per caratterizzare la risposta idraulica di singoli provini, sia per il ramo di essiccamento (pedice 'd') che per il ramo di imbibizione (pedice 'w'). I parametri riportati in Tabella 3 mostrano una significativa influenza dell'indice dei vuoti iniziale. Per tenerne conto, si è fatto uso anche dell'espressione di Gallipoli *et al*. (2003), (Eq. 1b), che introduce esplicitamente la dipendenza dal volume specifico $v = 1+ e$, ed i cui parametri sono riportati in Tabella 4.

$$S_r^{eff} = \frac{1}{(1+(\alpha s)^n)^m} \qquad S_r^{eff} = \frac{1}{(1+[\Phi(v-1)\psi s]^n)^m} \qquad \text{(1a, 1b)}$$

Tabella 3. Parametri calibrati del modello proposto da Van Genuchten (1980) per tutti i campioni analizzati

Parametro	α_d (kPa^{-1})	n_d (-)	m_d (-)	α_w (kPa^{-1})	n_w (-)	m_w (-)
FANGO - 0.78	0.030	1.30	0.44	0.300	1.10	0.40
LIMO - 0.70	0.055	1.55	0.35	0.200	1.00	0.56
LIMO - 0.60	0.021	1.65	0.39	0.100	1.60	0.33
LIMO - 0.50	0.010	2.20	0.31	0.020	1.00	0.80
MISCELA 7030-0.70	0.280	4.40	0.10	0.600	0.40	1.20
MISCELA 3070-0.60	0.033	1.59	0.35	0.140	1.45	0.37

Il grado di saturazione efficace S_r^{eff} è stato valutato come $S_r^{eff} = \frac{Sr - Sr^{res}}{1 - Sr^{res}}$ avendo imposto $S_r^{res} = 0.05$.

Tabella 4. Parametri calibrati del modello proposto da Gallipoli et al. (2003) per i campioni di limo compattati staticamente

Parametro	φ_d (-)	ψ_d (-)	n_d (-)	m_d (-)	φ_w (-)	ψ_w (-)	n_w (-)	m_w (-)
LIMO - 0.50, 0.60, 0.70	0.31	5.03	1.35	0.44	2.67	6.09	0.90	0.63

La WRC di LIMO-0.7 con interpretazione mediante l'Eq. 1a, è riportata in Fig. 1a. A imbibizione, solo i punti a suzioni più basse sono attesi essere sul ramo principale: i restanti appartengono al ramo di *scanning* a motivo dell'isteresi che caratterizza il comportamento idraulico all'inversione della suzione imposta durate la prova. Al diminuire dell'indice dei vuoti, la WRC trasla a valori di suzione superiore e un campione più sciolto trattiene una quantità d'acqua inferiore rispetto a campioni più densi come da Fig. 1b, nella quale si riporta l'interpretazione mediante la relazione di Gallipoli *et. al.* (2003) ai diversi indici dei vuoti di prova, con parametri (Tabella 4) calibrati sulla base dei dati sperimentali. Si osserva che il valore di ingresso d'aria cresce con la densità: 70 kPa saranno richiesti per desaturare il campione più denso, mentre 6 kPa per il campione più sciolto.

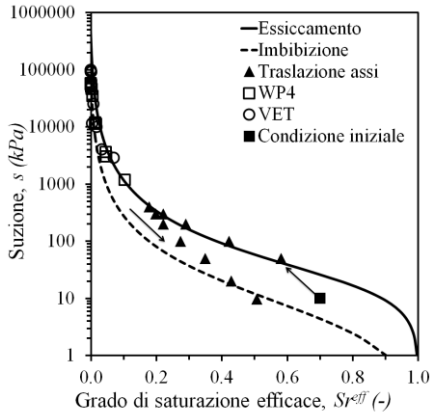


Figura 1a - LIMO-0.70: punti sperimentali per le tre tecniche utilizzate e WRC secondo Van Genuchten, 1980.

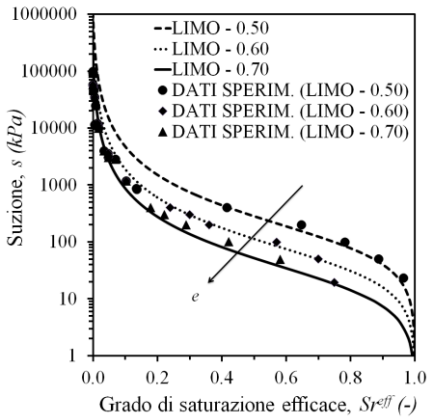


Figura 1b - Influenza della densità sulla risposta idraulica: WRC (main drying) secondo Gallipoli et al., 2003.

L'influenza del contenuto di fine, a parità di indice dei vuoti, è illustrata in Fig. 2a. Entrambi i rami della WRC risentono delle differenti quantità di limo presente nei campioni LIMO-0.6 e MISCELA 3070-0.6. Analogamente all'incremento di densità, l'incremento di frazione fine 'sposta' la curva di ritenzione a valori più elevati di suzione, a parità di grado di saturazione. Infine, una valutazione preliminare dell'influenza del metodo di preparazione è stata condotta confrontando i punti sperimentali del campione ricostituito FANGO-0.78 e la relativa curva di van Genuchten con le previsioni dell'espressione di Gallipoli *et al*. per il medesimo indice dei vuoti, basate sui parametri dei campioni compattati (Fig. 2b). Si apprezza una notevole differenza in termini di WRC, deducendo che il comportamento idraulico è fortemente influenzato dalla struttura del materiale la quale a sua volta è connessa alla tecnica di preparazione del campione. Il campione ricostituito FANGO-0.78, infatti, mostra una maggior capacità di ritenzione rispetto ad un medesimo campione preparato mediante compattazione statica e ciò è verosimilmente legato a una più diffusa macroporosità dei campioni compattati.

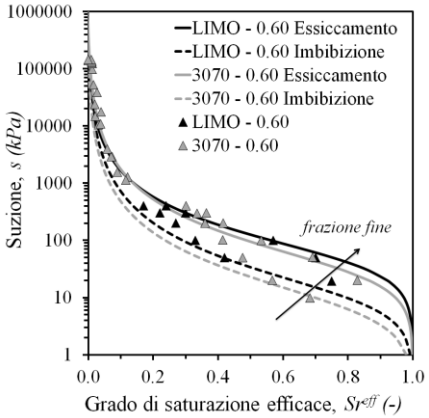


Figura 2a - Influenza del contenuto di materiale fine sulla risposta idraulica secondo Van Genuchten, 1980.

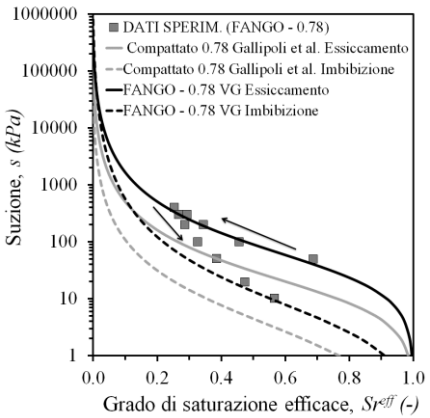


Figura 2b - Influenza delle modalità di preparazione sulla risposta idraulica.

Un'interpretazione microstrutturale delle diverse curve ottenute al variare di miscela, tecnica di preparazione e indice dei vuoti è possibile considerando che la ritenzione avvenga per il meccanismo capillare descritto dalla relazione di Washburn – Laplace (Eq. 2a). Ipotizzando pori di forma cilindrica, raggio r, angolo di contatto θ tra acqua e parete dei pori pari a 0° e tensione superficiale dell'acqua T_S pari a 72mN/m alla temperatura di 20°, tale equazione può essere utilizzata per ottenere la distribuzione di densità di dimensione dei pori dei campioni (PSD) a ritroso dalle curve di ritenzione:

$$s = \frac{2T_s cos\theta}{r} \qquad PSD = \left[\frac{e\left(1 - Sr_{eff}\right)}{Gs}\right] / [\Delta \log(r)] \qquad (2a, 2b)$$

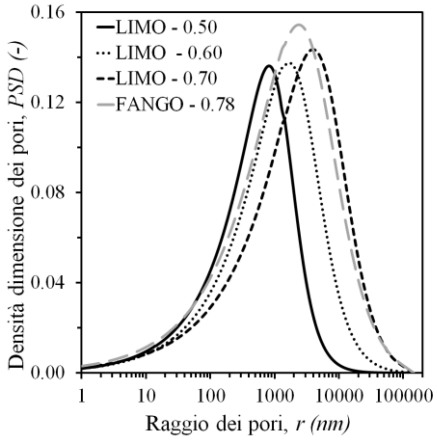


Figura 3a - Influenza dell'indice dei vuoti e della tecnica di preparazione sulla PSD.

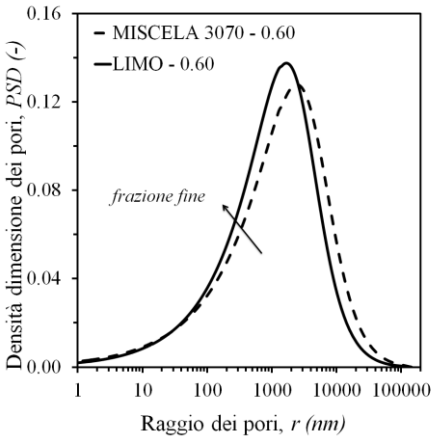


Figura 3b - Influenza del contenuto di fine sulla distribuzione di densità di dimensione dei pori (e_0 = 0.60).

L'influenza della densità sulla PSD per i campioni di limo compattati è illustrata in Fig. 3a, dov'è anche riportata la curva del campione ricostituito. Come atteso, la PSD del campione LIMO-0.70 ha un picco in corrispondenza di raggi dei pori più elevati rispetto a quelle degli altri campioni compattati, inoltre è più ampia, stando a significare che campioni più sciolti hanno un intervallo di pori più ampio. Tali considerazioni non risultano valide per il campione ricostituito FANGO-0.78 (curva grigia, tratteggiata Fig. 3a), la cui PSD non si colloca in accordo con le precedenti. Analoghe considerazioni possono essere effettuate dal confronto delle PSD di due campioni aventi medesima densità ma differente granulometria (Fig. 3b): un incremento del contenuto di fine, infatti, trasla la PSD verso raggi dei pori con dimensione minore con conseguenze simili a quelle della diminuzione dell'indice dei vuoti.

5. CONCLUSIONI

I *tailings* deposti nei bacini di decantazione presentano un elevato grado di eterogeneità, specialmente in termini di densità e granulometria. La presente nota riassume i risultati di un ampio studio sperimentale sugli sterili dei bacini di Stava, evidenziando come il comportamento idraulico sia intimamente connesso all'indice dei vuoti, al contenuto di fine ed alle tecniche di confezionamento del campione. I risultati suggeriscono dunque la rilevanza di tali parametri nelle potenziali analisi condotte per valutare la stabilità dei bacini di sterili.

6. BIBLIOGRAFIA

Bella G. (2017). *Hydro-Mechanical Behaviour of Tailings in Unsaturated Conditions*. Tesi di Dottorato, Politecnico di Torino.

Carrera A. (2008). *Mechanical behaviour of Stava tailings*. Tesi di Dottorato, Politecnico di Torino.

Gallipoli D., Wheeler S.J., Karstunen M. (2003). Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. *Geotechnique*, 53(1): 105–112.

Van Genuchten M.T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soil. *Soil Sci. Soc. Am. J.* Vol. 44: 892-898.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

STUDIO SPERIMENTALE DELLE RELAZIONI TRA IL PARAMETRO-*B* DI SKEMPTON E IL GRADO DI SATURAZIONE DEGLI INERTI DI STAVA IN CONDIZIONI NON SATURE E PROSSIME ALLA SATURAZIONE

Gianluca Bella (gianluca.bella@polito.it)
Politecnico di Torino, Torino, Italia
Attualmente: Pini Swiss Engineers, Lugano, Svizzera

Guido Musso (guido.musso@polito.it)
Politecnico di Torino, Torino, Italia

ABSTRACT. La nota presenta i risultati di una campagna di prove sperimentali realizzata presso il Laboratorio Geotecnico del Politecnico di Torino su materiali di risulta di coltivazioni minerarie (*tailings*) in condizioni non sature e prossime alla saturazione. Ai fini di ottenere una stima attendibile del grado di saturazione a partire dal valore del parametro-*B* di Skempton, il presente studio analizza differenti relazioni teoriche tra le due grandezze, confrontandole quindi con i valori sperimentali del parametro-*B* misurato in cella triassiale ed il grado di saturazione valutato a ritroso.

1. INTRODUZIONE

La sperimentazione in laboratorio ricorre alla misura del parametro-*B* di Skempton per il controllo della saturazione dei provini. Il parametro-*B* venne definito da Skempton (1954) come rapporto tra la variazione di pressione neutra Δu e la variazione di tensione di confinamento $\Delta\sigma_3$ in condizioni non drenate. Essa consiste nell'imposizione passo-passo di un incremento di tensione $\Delta\sigma_3$ e nella misura della conseguente variazione di pressione neutra Δu a drenaggi chiusi, calcolando dunque il parametro-*B*. Successivamente i drenaggi saranno aperti e la pressione imposta nella linea di drenaggio aumentata, in modo tale da mantenere costante la tensione media efficace. L'intera procedura è ripetuta sino a un desiderato valore del parametro-*B*. Tuttavia, la relazione tra parametro-*B* di Skempton e il grado di saturazione del campione non è lineare e dipende dalla struttura del campione stesso. Alcuni studi di letteratura trattano la relazione *B-Sr*, tra essi Yoshimi *et al*., 1989 (prove di taglio torsionale), e Raghunadan & Ashish, 2011 (prove di taglio ciclico) su sabbie (Fig. 1a-1b).

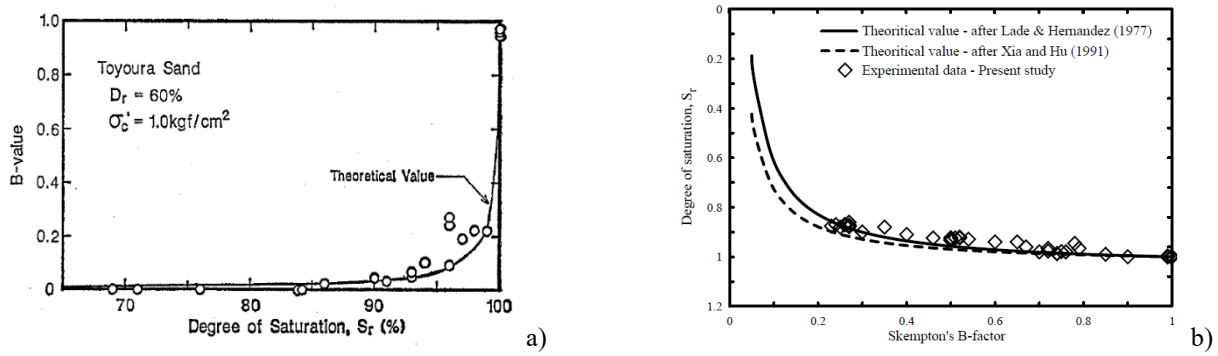


Fig. 1 - Relazioni teoriche e valori sperimentali B-Sr: a) Yoshimi et al., 1989, b) Raghunadan & Ashish, 2011.

Il presente studio analizza differenti relazioni teoriche *B-S*$_r$ confrontandole con i valori sperimentali ottenuti da prove triassiali ai fini di una più attendibile stima del grado di saturazione a partire dal valore misurato di -*B*.

2. MATERIALE E MODALITA' OPERATIVE

Il materiale sottoposto a sperimentazione è la frazione fine dei *tailings* prelevati dal deposito di materiale residuale degli ex-bacini di decantazione di Stava (Trentino Alto Adige, Italia), con passante D_{50} pari a 0.04 mm, passante D_{10} e D_{90} rispettivamente pari a 0.08 mm e 0.007 mm, gravità specifica pari a 2.828, limite liquido uguale a 27.4 % e limite plastico pari a 18.0 % (Carrera *et al.*, 2011). Le prove triassiali sono state effettuate su provini cilindrici (diametro 38 mm, altezza 76 mm) confezionati a differente indice dei vuoti iniziale. Ogni

campione, (contenuto di acqua iniziale pari al 5% in peso), è stato infine ricostituito in cella mediante "*moist tamping*", ossia compattazione progressiva di –*n* strati a cui è imposto un prefissato contenuto d'acqua iniziale.

3. METODI E TECNICHE

Sei prove triassiali consolidate non drenate (CIU) sono state condotte utilizzando una cella tipo Bishop. Le deformazioni assiali del campione sono state valutate mediante le letture da trasduttori LVDT, mentre le deformazioni radiali sono state calcolate tramite le letture di appositi sensori Kaman. Un volumometro esterno ha consentito lo scambio d'acqua con il campione, mentre una pompa GDS è stata utilizzata per realizzare la fase di taglio in controllo di deformazione. Il confinamento è stato ottenuto mediante acqua in pressione all'interno della cella. I campioni, compattati per strati e posti in una membrana in gomma tra due pietre porose, sono stati soggetti a '*flushing*' con acqua deaerata procedendo dal basso verso l'alto, ad un confinamento efficace di 10 kPa. La dissoluzione dell'aria residua all'interno del campione è stata poi effettuata applicando passo-passo una back-pressure e valutando quindi, passo-passo, il parametro-*B* di Skempton. Successivamente, i campioni sono stati consolidati isotropicamente ed è seguita la fase di taglio. La successiva essiccazione in forno ha consentito la valutazione a ritroso del grado di saturazione e dell'indice dei vuoti al termine di ciascuna fase. La descrizione dettagliata delle modalità di prova è riportata nella tesi di dottorato di Bella (2017). L'elenco dei test effettuati e lo stato iniziale in termini di indice dei vuoti iniziale (e_0), peso secco per unità di volume (γ_d), valore misurato del parametro-*B* di Skempton, indice dei vuoti a fine saturazione e consolidazione (e_{wet} ed e_c), grado di saturazione a fine saturazione e consolidazione (Sr_{wet} e Sr_c), modulo di rigidezza dello scheletro solido (K) sono riportati in Tabella 1.

Tabella 1. Test effettuati, stato iniziale, a fine saturazione e consolidazione dei campioni (modificato da Bella, 2017).

Campione	e_0 (-)	γ_d (kN/m^3)	B (-)	e_{wet} (-)	Sr_{wet} (%)	e_c (-)	Sr_c (%)	K (GPa)
TEST1	1.22	12.75	0.99	0.89	98.3	0.82	98.8	0.0023
TEST2	1.23	12.65	0.98	0.91	95.2	0.84	97.2	0.0021
TEST3	1.20	12.85	0.97	0.77	97.2	0.71	98.5	0.0025
TEST4	1.25	12.59	0.96	0.85	94.6	0.79	97.0	0.0029
TEST5	1.34	12.07	0.91	0.96	87.1	0.78	90.8	0.0010
TEST6	1.20	12.85	0.89	0.81	96.1	0.75	97.3	0.0025

4. RISULTATI E COMMENTI

La definizione del parametro-*B* di Skempton fu estesa da Bishop per considerare, in condizioni non drenate, l'influenza del modulo di rigidezza K dello scheletro solido di mezzi porosi costituiti da pori interconnessi, assumendo comportamento isotropo ed elastico per tutti i costituenti e per lo scheletro solido. Si assume inoltre la presenza di un solo fluido interstiziale, avente modulo di rigidezza K_f. Introducendo l'ulteriore assunzione di incomprimibilità della fase solida, segue la valutazione di *B* come:

$$B = \frac{K_f}{K_f + \phi \cdot K} = \frac{1}{1 + \phi \cdot \left(K/K_f\right)} \tag{1}$$

dove ϕ è la porosità. Nel presente lavoro si rimuove l'assunzione di un solo fluido interstiziale, e si considera invece la presenza di acqua e di aria all'interno dello spazio poroso. A livello macroscopico, si considera che la risposta elastica dei due fluidi possa essere sintetizzata in quella intermedia di un fluido 'omogeneizzato', il cui modulo di rigidezza K_f è valutato considerando il modulo di rigidezza delle due fasi in relazione alle rispettive frazioni di volume. Seguendo i modelli di omogeneizzazione (Mavko *et al*., 2009) si introducono un limite superiore K_{fV} ed uno inferiore K_{fR} del modulo di rigidezza del fluido interstiziale proposti, rispettivamente, da Voigt (Eq. 2a) e Reuss (Eq. 3a) per un mezzo elastico costituito da N fasi. I termini f_i e K_i rappresentano la frazione di volume ed il modulo di rigidezza di ciascuna fase –i costituente il fluido interstiziale. Il limite di Voigt rappresenta la risposta di un sistema in cui la deformazione di volume è la medesima in ogni fase: nel caso

corrente, indicando con K_a il modulo di rigidezza dell'aria e con K_w quello dell'acqua, ne discende che il modulo omogeneizzato è espresso dalla relazione:

$$K_{fV} = \sum_{i=1}^{N} f_i K_i \quad \rightarrow \quad K_{fV} = S_a K_a + S_r K_w = (1 - S_r) K_a + S_r K_w \qquad \text{(2a-2b)}$$

Il limite di Reuss si riferisce a un sistema in cui i costituenti sono soggetti al medesimo incremento di sforzo:

$$\frac{1}{K_{f\,R}} = \sum_{i=1}^{N} \frac{f_i}{K_i} \quad \rightarrow \quad K_{f\,R} = \frac{K_w K_a}{(1 - S_r) K_w + S_r K_a} \qquad \text{(3a-3b)}$$

dove S_r è il grado di saturazione dell'acqua e S_a = 1 - S_r quello dell'aria. Introducendo l'Eq. 2b e l'Eq. 3b nell'Eq. 1, si ottengono i limiti teorici superiori B_V (Eq. 4a) ed inferiori B_R (Eq. 4b) del parametro B in funzione del grado di saturazione della fase acquosa:

$$B_V = \frac{(1 - S_r) K_a + S_r K_w}{(1 - S_r) K_a + S_r K_w + \phi \cdot \frac{\Delta p'}{\Delta \varepsilon_v}} \qquad B_R = \frac{\frac{K_w K_a}{(1 - S_r) K_w + S_r K_a}}{\frac{K_w K_a}{(1 - S_r) K_w + S_r K_a} + \phi \cdot \frac{\Delta p'}{\Delta \varepsilon_v}} \qquad \text{(4a-4b)}$$

dove il rapporto tra la tensione media efficace $\Delta p'$ e la variazione di volume $\Delta\varepsilon_v$ rappresenta il modulo di rigidezza K dello scheletro solido. I parametri poro-elastici utilizzati per la valutazione della relazione teorica tra B ed S_r sono la porosità ϕ (pari a 0.5), il modulo di rigidezza dell'aria K_a ($1.42 \cdot 10^{-4}$ GPa) e il modulo di rigidezza dell'acqua K_w (2.2 GPa). I limiti teorici superiori (Voigt) e inferiori (Reuss) della relazione *B-Sr* definiscono un dominio entro il quale i punti sperimentali risiedono. Per ciascuna prova triassiale sono riportati i limiti inferiori (linee continue) assieme ai rispettivi valori sperimentali (quadrati) come mostrato in Figura 2a, dalla quale risulta evidente che i punti sperimentali sono vicini alla previsione ottenuta attraverso l'utilizzo della relazione del limite inferiore (Eq. 4b). L'influenza del modulo di rigidezza dello scheletro solido sulla relazione tra B ed S_r è apprezzata nel caso dei risultati della prova 5, in quanto il campione ha manifestato una maggior variazione di volume durante la fase di saturazione e consolidazione in ragione del suo elevato indice dei vuoti iniziale. Si osserva che al diminuire del modulo di rigidezza K dello scheletro solido vi è una traslazione del limite ottenuto applicando la relazione di Reuss a valori inferiori del grado di saturazione. I limiti teorici superiori, non rappresentati in Fig. 2a, forniscono un insieme di curve pressoché verticali corrispondenti a B = 1 al variare del grado di saturazione. Si osserva inoltre (Fig. 2b) un buon accordo tra i valori sperimentali e teorici di S_r del presente studio valutati con la relazione 4b, in particolare per gradi di saturazione superiori al 95%.

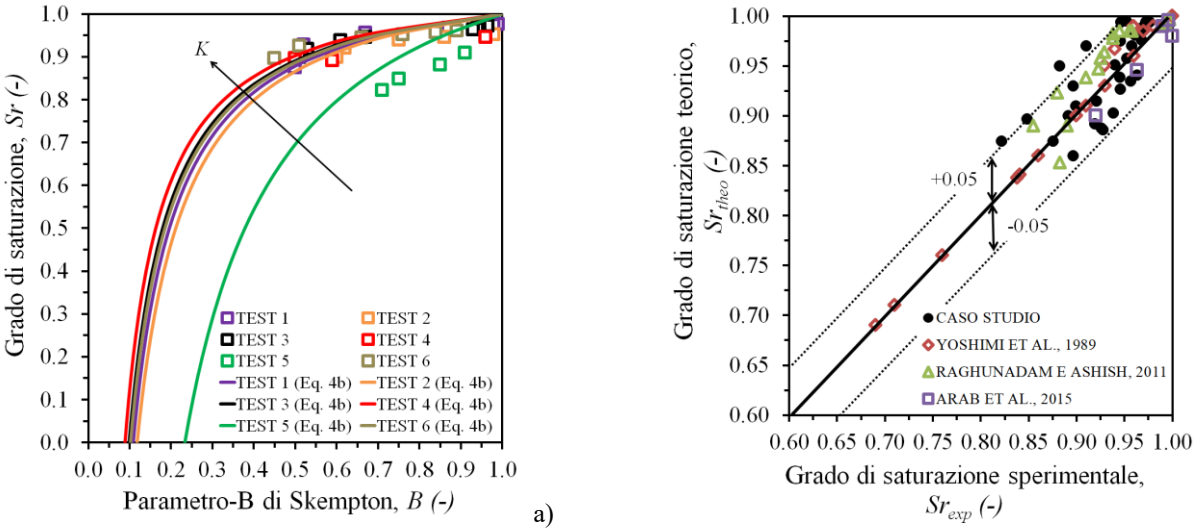


Fig. 2 – a) Valori sperimentali B-Sr e relazione teorica B-S_r: limite inferiore, b) Grado di saturazione sperimentale Sr_{exp} e teorico Sr_{theo}.

La relazione tra *B*-S_r è stata inoltre valutata mediante la formulazione proposta da Lade e Hernandez (1977) nella quale u_w rappresenta la pressione neutra (Eq. 5):

$$B = \frac{1}{1 + \phi K \left(\frac{Sr}{K_w} + \frac{1 - Sr}{u_w} \right)} \qquad \text{(5)}$$

Un confronto tra i valori teorici di *B* attesi applicando la relazione di Lade e Hernandez per diversi valori di S_r ottenuti a diversi incrementi di tensione di confinamento nella prova 1 e i corrispondenti valori sperimentali è riportato in Figura 3a. Si osserva tra i due un discreto accordo: ad ogni punto corrisponde una linea differente in ragione della diversa pressione neutra u_w agente ad ogni step di saturazione. Infine, un confronto tra il valore ottenuto applicando la relazione del limite inferiore (Eq. 4b), la relazione di Lade e Hernandez (Eq. 5) assieme ai valori sperimentali *B*-S_r è riportato per il test 1 (Fig. 3b), evidenziando nuovamente un discreto accordo tra essi.

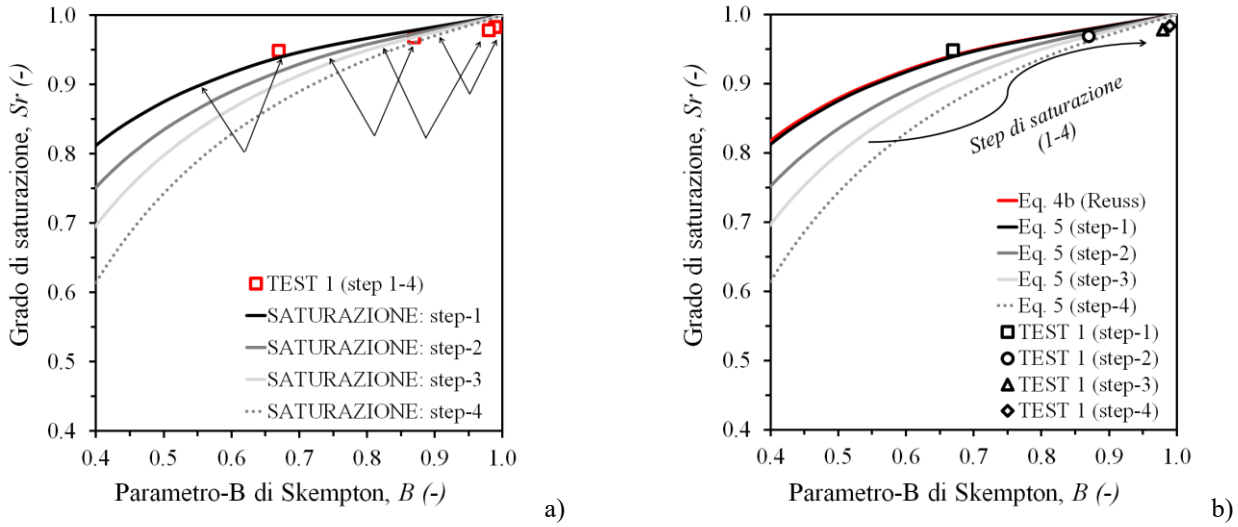


Fig. 3 – a) Test 1: valori sperimentali B-S_r e relazione teorica (Lade e Hernandez) ad ogni step di saturazione; b) Test 1: valori sperimentali B-S_r e le rispettive relazioni teoriche (Lade e Hernandez e il limite di Reuss).

5. CONCLUSIONI

E' stato condotto uno studio finalizzato al confronto di alcune relazioni teoriche tra il parametro *B* di Skempton e il grado di saturazione ed i rispettivi valori sperimentali. Questi ultimi sono risultati essere in buon accordo con le previsioni ottenute assimilando il comportamento dell'acqua e dell'aria presenti nei pori a quello di un fluido omogeneo le cui caratteristiche elastiche sono valutate applicando la relazione di Reuss. La frazione solida è stata considerata incomprimibile. Tali rielaborazioni risultano essere un utile strumento per predire il grado di saturazione a partire dal parametro *B* misurato in fase di saturazione del campione. Tali formulazioni sono state infine confrontate con quelle proposte da Lade e Hernandez, ottenendo tra esse un buon accordo.

6. BIBLIOGRAFIA

Bella G. (2017). Hydro-Mechanical Behaviour of Tailings in Unsaturated Conditions. *Tesi di Dottorato*, Politecnico di Torino.

Bishop A.W. (1973). The influence of an undrained change in stress on the pore-pressure in porous media of low compressibility. *Geotechnique*. 23(3): 435-442.

Carrera A., Coop M. and Lancellotta R. (2011). Influence of grading on the mechanical behaviour of Stava tailings. *Geotechnique*. 61(11), pp. 935-946.

Lade P.V., Hernandez S.B. (1977). Membrane penetration effects in undrained tests. *J. Geot. Eng. Div*. 103:109–125.

Mavko G., Mukerji T., Dvorkin J. (2009). *The rock physics handbook*. Cambridge University Press.

Raghunadan M.E. and Ashish J. 2011. A study on the liquefaction resistance and dynamic properties of De-saturated sand. *EJGE* 16: 109–122.

Reuss A. (1929). Berechnung der Fließgrenze von Mischkristallen auf Grund der Plastizit¨atsbedingung f¨ur Einkristalle. Z. Angew. *Math. Mech*., 9: 49–58.

Skempton A. W. (1954). The pore pressure coefficients A and B. *Geotechnique*. 4: 143–147.

Yoshimi Y., Tanaka K., Tokimatsu K. (1989). Liquefaction resistance of partially saturated sand. *Soils Found.* 29(3): 157–162.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

INFLUENZA DEL GRADO DI SATURAZIONE SULLA COMPRESSIBILITA' E SULLA 1D-NCL DELLA FRAZIONE LIMOSA DEI TAILINGS DI STAVA

Gianluca Bella (gianluca.bella@polito.it)
Politecnico di Torino, Torino, Italia
Attualmente: Pini Group, Lugano, Svizzera

Edoardo Nocera (edoardo.nocera@cogne.com)
Politecnico di Torino, Torino, Italia
Attualmente: Cogne Acciai Speciali S.p.A., Aosta, Italia

ABSTRACT. Approfondite analisi di sicurezza di complesse opere geotecniche quali le *tailing dams* possono talvolta richiedere una caratterizzazione dei materiali in condizioni non sature allo scopo di riprodurne più fedelmente la risposta tenso-deformativa. A tal fine, il presente articolo illustra i risultati di una campagna di prove edometriche condotta sulla frazione limosa di sterili minerari per analizzarne il comportamento idro-meccanico in condizioni sature e non sature. La sperimentazione è stata effettuata presso il Laboratorio Geotecnico del Politecnico di Torino mediante prove edometriche su campioni a differente indice dei vuoti, grado di saturazione e tecnica di preparazione. I risultati sono confrontati con quelli di precedenti campagne sperimentali condotte sul medesimo materiale in condizioni sature e non sature, rispettivamente mediante prove edometriche e triassiali a controllo di suzione, ed infine interpretati sulla base del *Basic Barcelona Model*.

1. INTRODUZIONE

Le analisi di stabilità di talune importanti opere geotecniche (*tailing dams*, fondazioni, rilevati arginali, etc.) richiedono talvolta la caratterizzazione sperimentale del comportamento idro-meccanico dei terreni sopra falda in condizioni non sature. La presente nota illustra dunque i risultati preliminari di una campagna sperimentale effettuata sulla frazione limosa degli inerti provenienti dagli ex-bacini minerari di Stava collassati nel 1985. Il comportamento idro-meccanico è valutato in termini di compressibilità e dunque di curva di normal consolidazione (1D - NCL), mediante l'esecuzione di prove edometriche condotte su campioni saturi e non saturi, confezionati a differenti densità iniziali e tecniche di preparazione. I risultati sono quindi comparati con gli esiti derivanti prove edometriche in condizioni sature (Carrera, 2008) e prove triassiali in condizioni non sature (Bella, 2017; Bella, 2021) effettuate sui medesimi terreni.

2. METODI E TECNICHE

La valutazione dell'influenza del grado di saturazione sulla compressibilità e sulla 1D-NCL della frazione limosa degli sterili minerari (*tailings)* di Stava è stata condotta mediante prove edometriche standard condotte su campioni saturi e parzialmente saturi, confezionati mediante compattazione statica esterna alla cella, oppure su campioni ricostituiti in cella avente la consistenza di un fango, entrambe le tipologie confezionate secondo le modalità di preparazione esposte in Nocera (2017). La valutazione della suzione corrispondente alle differenti prove edometriche sui campioni non saturi si è avvalsa delle curve di ritenzione idrica ottenute dai test di ritenzione idrica condotti a differenti indici dei vuoti mediante edometro a controllo di suzione (tecnica della traslazione degli assi, equilibrio di vapore e punto di rugiada) i cui dati sperimentali sono stati interpolati mediante i modelli di ritenzione di Gallipoli et *al*. (2003) con le modalità di prova riportate nella tesi di dottorato di Bella (2017).

3. MATERIALE E MODALITÀ OPERATIVE

Il materiale oggetto di studio è costituito dalla frazione limosa, passante il setaccio ASTM n°200, dei *tailings* prelevati dagli ex-bacini minerari di Stava collassati nel 1985. In accordo alla caratterizzazione fisica effettuata da Carrera (2008), tali limi presentano limite liquido w_L = 27.4%, limite plastico w_P = 18.0%, indice di plasticità IP = 9.4, gravità specifica G_S = 2.828 e permeabilità k compresa tra $2 \cdot 10^{-7}$ e $4 \cdot 10^{-9}$ m/s. Le prove edometriche a contenuto d'acqua costante effettuate nella presente ricerca, sono state condotte mediante un edometro standard

su provini di limo (diametro 50 mm, altezza 20 mm) confezionati a diversa densità (e_0 = 0.60 - 0.76), grado di saturazione iniziali (Sr_0 = 50% - 100%) e tecniche di preparazione. Nel caso di campioni confezionati mediante compattazione statica esterna alla cella (CS), al terreno asciutto è stata aggiunto un certo quantitativo di acqua deionizzata così da imporre il contenuto d'acqua voluto ed il volume desiderato è stato ottenuto tramite una pressa a controllo di spostamento. Viceversa, il campione ricostituito in cella (CR) è stato confezionato imponendo un contenuto d'acqua pari a limite liquido, assumendo quindi la consistenza di un fango e posizionando il materiale in cella edometrica, senza previa compattazione statica in pressa, così come riportato in Nocera (2017).

Le prove edometriche di confronto su campioni in condizioni sature sono state svolte secondo le modalità operative esposte nella tesi di dottorato di Carrera (2008), mentre le prove triassiali effettuate in controllo di suzione, sono state realizzate secondo le modalità operative esposte nella tesi di dottorato di Bella (2017).

Lo stato iniziale dei provini della presente ricerca e di Carrera (2008), assieme alla stima delle suzioni e dei parametri di comprimibilità è riportato in Tabella 1 con la suzione in fase di carico stimata dal ramo principale di imbibimento delle curve di ritenzione riportate in Bella (2021).

Tabella 1. Stato iniziale dei campioni del limo di Stava: indice dei vuoti (e_0), grado di saturazione (Sr_0), contenuto d'acqua (w_0), modalità di preparazione, suzione ($s_{loading}$) e indice di compressione ramo di carico (λ).

Campione	e_0 (-)	Sr_0 (%)	w_0 (-)	Modalità di preparazione	$s_{loading}$ (kPa)	λ (-)	Osservazioni
edo_0.60-100	0.60	100	0.21	CS	ca. 0	0.100	Presente ricerca
edo_0.60-70	0.60	70	0.15	CS	≥ 15-20	0.087	
edo_0.60-50	0.60	50	0.11	CS	≥ 40-50	0.076	
edo_0.76-100	0.76	100	0.27	CR	ca. 0	ca. 0.100	
edo_017	0.93		0.27				
edo_018	0.75		0.31				
edo_019	0.92	100	0.33	CR	ca. 0	0.104	Carrera, 2008
edo_020	0.88		0.27				
edo_028	0.77		0.33				

4. RISULTATI E COMMENTI

4.1 Formulazioni e modelli adottati

La suzione corrispondente ai percorsi tensionali effettuati per le prove edometriche è stata stimata facendo ricorso all'espressione di Gallipoli *et al*. (2003), applicata alle prove di ritenzione su campioni del limo di Stava confezionati con differenti indici dei vuoti (Bella, 2017). L'espressione introduce esplicitamente la dipendenza dal volume specifico v = 1+ e. Il grado di saturazione efficace S_r^{eff} è stato valutato come $S_r^{eff} = (S_r - S_r^{res})/(1 - S_r^{res})$ avendo imposto S_r^{res} = 0.05, mentre i parametri ψ, ϕ, n, m sono calibrati come riportato in Bella (2017).

$$S_r^{eff} = \frac{1}{(1 + [\Phi(v-1)^{\psi} \cdot s]^n)^m} \tag{1}$$

L'indice di compressione λ e di ricompressione κ sono valutati come pendenza dei rispettivi rami sul piano di compressione, sostituendo la tensione efficace σ'_v con la tensione netta σ_{net} nel caso di prove in condizioni non sature (eq.2a – eq.2b).

$$v = \Gamma - \lambda \cdot ln\ (\sigma'_v) \ \rightarrow \lambda = \frac{\delta e}{\delta\ ln\ (\sigma'_v)} \quad ; \quad v = v_\kappa - \kappa \cdot ln\ (\sigma'_v) \ \rightarrow \kappa = \frac{\delta e}{\delta\ ln(\sigma'_v)} \tag{2a, 2b}$$

Per le prove su provini non saturi, a motivo delle condizioni edometriche, la tensione netta σ_{net} è valutata come differenza tra lo sforzo assiale σ_a applicato e la pressione dell'aria u_a. In accordo a Alonso *et al*., (1990), la dipendenza dell'indice di compressione dalla suzione $\lambda(s)$ è valutata mediante il *Basic Barcelona Model* (BBM) secondo l'eq.3a, con β ed r parametri opportunamente calibrati. Analogamente, la dipendenza della tensione di snervamento σ^*_c dalla suzione è valutata in accordo al BBM secondo l'eq.3b, con σ_c la tensione di riferimento (100 kPa) e σ_0 la tensione di snervamento del caso di completa saturazione (840 kPa):

$$\lambda(s) = \lambda(0)\left[(1-r)e^{-\beta s} + r\right] \qquad \frac{\sigma_0}{\sigma_c} = \left(\frac{\sigma_c^*}{\sigma_c}\right)^{[\lambda(0)-\kappa]/[\lambda(s)-\kappa]} \qquad \text{(3a, 3b)}$$

4.2 Interpretazione dei risultati

Le prove condotte nella presente ricerca e quelle effettuate da Carrera (2008) sono riportate in Fig.1a. Si osserva preliminarmente che le prove di Carrera (edo_0.28, edo_0.20, edo_0.19, edo_0.18, edo_0.17) su campioni saturi ricostituiti a diversa densità ed il test effettuato nella presente ricerca (edo_0.76-100) su provino saturo ricostituito a differente indice dei vuoti convergono verso un'unica NCL (λ = 0.100) per stati tensionali pari a circa 6 - 10 MPa (Fig.1b). Per tali materiali, ciò parrebbe confermare l'assenza di un comportamento "transizionale", ossia caratterizzato da differenti NCL con medesima pendenza al variare dell'indice dei vuoti iniziale. Si osserva altresì un indice di ricompressione comparabile per tutte le prove (κ ca. 0.008-0.01).

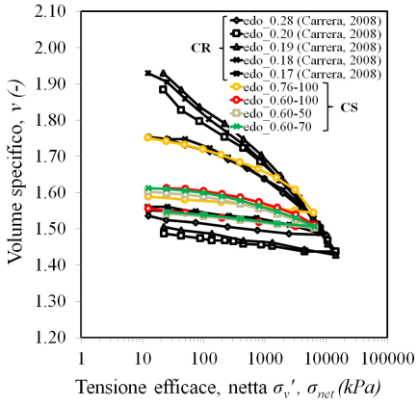


Figura 1a - Curve edometriche della presente ricerca e di Carrera (2008).

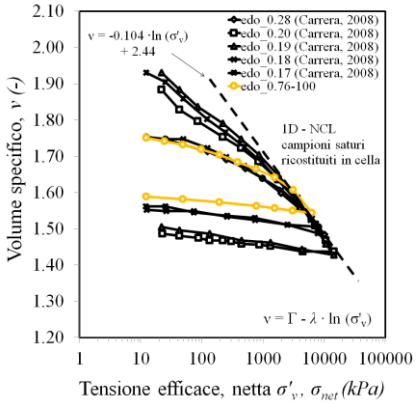


Figura 1b - 1D-NCL e confronto tra campioni ricostituiti, saturi: oed_0.76-100 e Carrera (2008).

Come riportato in letteratura (es. Shipton & Coop, 2012; Carrion *et al.*, 2019; Li & Coop, 2019) il metodo di preparazione del campione pare non influenzare significativamente NCL, risultando invece più significativo nell'individuazione di un comportamento transizionale o meno. A motivo del minor stato tensionale raggiunto, la curva di normal consolidazione del campione saturo compattato staticamente edo_0.60-100 non tende completamente a quella degli altri campioni saturi (edo_0.76-100 e Carrera, 2008), pertanto essa è stata normalizzata rispetto ad essi. Processo analogo è stato effettuato per i campioni non saturi compattati staticamente (edo_0.60-70, edo_0.60-50). In accordo ad Alonso *et al.*, 1990, si osserva una riduzione della compressibilità all'aumentare della suzione, a motivo dell'incremento della rigidezza al diminuire del grado di saturazione del campione (Fig.2a).

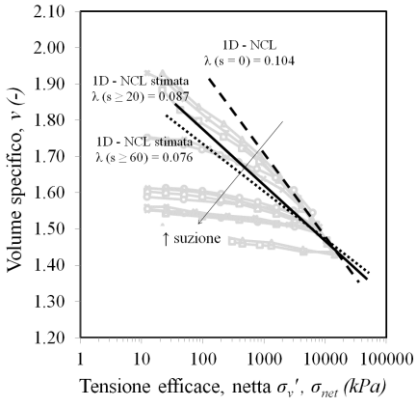


Figura 2a - Influenza della suzione sulla 1D-NCL sul piano di compressione.

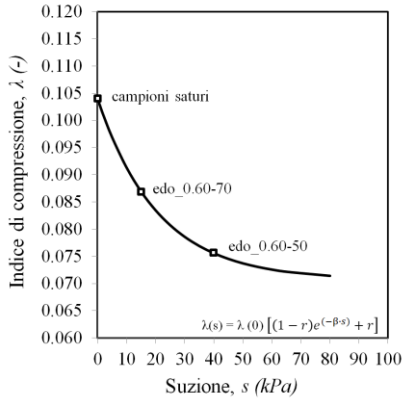


Figura 2b - Valutazione della dipendenza dell'indice di compressione dalla suzione.

Si precisa che per i campioni edo_0.60-70 e edo_0.60-50, una stima della suzione è stata effettuata mediante le curve di ritenzione al variare della densità secondo il modello di Gallipoli *et al*. (2003), ottenute da prove di ritenzione sul medesimo materiale (Bella, 2017; Bella e Musso, 2020). L'andamento dell'indice di compressione

in funzione della suzione è inoltre stimato sulla base del BBM (eq.3a), con i parametri calibrati sulla base dei dati sperimentali della presente ricerca, osservando dunque una decrescita della rigidezza con l'aumento della suzione (Fig.2b).

Una stima della curva di *Loading Collapse* (LC), ossia una previsione dell'andamento della tensione di snervamento σ_0 al variare della suzione, è stata inoltre effettuata sulla base del BBM (eq.3b) osservandone una crescita con l'aumento della suzione, come illustrato in Fig.3a. Infine, sono riportate le curve di compressione isotropa (ICL) ottenute in fase di consolidazione da prove triassiali in condizioni non sature sul medesimo materiale a differente tensione netta (Bella, 2017). Essendo per tali prove lo stato tensionale imposto (σ_{net} = 100 ÷ 400 kPa) inferiore alla tensione di snervamento stimata (Fig.3a) e la suzione - in termini generali - confrontabile, è possibile una comparazione con gli indici di ricompressione dalle curve rappresentate in Fig.1b.

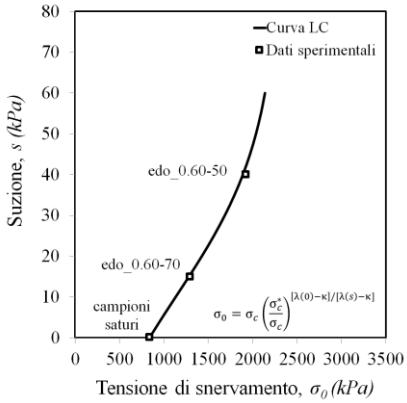


Figura 3a - Andamento della tensione di snervamento con la suzione (curva LC).

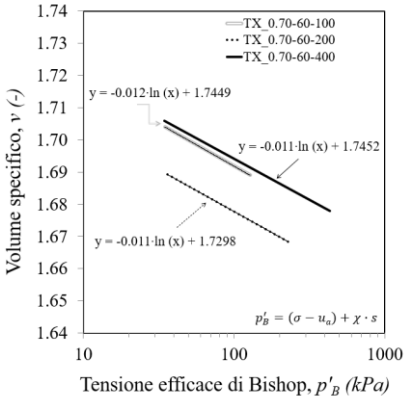


Figura 3b - Curve di compressione isotropa al variare della tensione netta (Bella, 2017).

5. CONCLUSIONI

L'integrazione di prove edometriche su campioni saturi ricostituiti a differenti indici dei vuoti iniziali ha consentito di escludere un comportamento "transizionale" della frazione limosa dei *tailings* di Stava. In relazione agli stati tensionali analizzati, la 1D-NCL associata a campioni, compattati staticamente, con differenti gradi di saturazione è stata ricalibrata, evidenziando dunque una dipendenza della compressibilità del materiale dal grado di saturazione stesso. Una stima preliminare della suzione da precedenti test di ritenzione idrica su analoghi materiali (Bella, 2017) ha consentito di osservare una riduzione della pendenza della 1D-NCL al crescere della suzione, in accordo ad Alonso *et al.* (1990). Il BBM ha inoltre permesso la stima dell'indice di compressione e della tensione di snervamento al variare dalla suzione. Infine, l'indice di ricompressione associato alla 1D-NCL è stato confrontato con buona approssimazione all'indice di compressione associato alle ICL ottenute da prove triassiali condotte sul medesimo materiale in condizioni non sature.

6. BIBLIOGRAFIA

Alonso E., Gens A. and Josa A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Geotechnique* 40 (3), 405–430.

Bella G. (2017). Hydro-Mechanical Behaviour of Tailings in Unsaturated Conditions. *Tesi di Dottorato*, Politecnico di Torino.

Bella G. (2021). Water retention behaviour of tailings in unsaturated conditions. *Geomechanics and Engineering, An Int'l Journal.*

Carrera A. (2008) - Mechanical behaviour of Stava tailings. *Tesi di Dottorato*, Politecnico di Torino.

Carrion M.A., Coop M.R. and Nocilla A. (2019). Assessment of the effects of the structure on the compression behaviour of a young alluvial silty soil. *Soils and Foundations* 59(4), 1024–1036.

Li W. and Coop M.R. (2019). Mechanical behaviour of Panzhihua iron tailings. *Can. Geotech. Journal* 56(3), 420–435.

Nocera E. (2017). Studio sperimentale del comportamento idromeccanico in condizioni non sature del limo di Stava. *Tesi di Laurea Magistrale*, Politecnico di Torino.

Shipton B. and Coop M.R. (2012). On the compression behaviour of reconstituted soils. *Soils and Foundations* 52(4), 668–681.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

MODELLAZIONE NUMERICA AL DISCONTINUO PER LA COLTIVAZIONE SOTTERRANEA DI PIETRE ORNAMENTALI

Marco Berlinghieri (marco@studiopandolfi.it)
Studio di Ingegneria Pandolfi, Carrara, Italia

ABSTRACT. Lo studio oggetto del presente articolo propone una metodologia di progettazione dinamica, supportata da strumenti informatici e misurazioni in sito, per l'ottimizzazione della tecnica di coltivazione delle cave di marmo in sotterraneo.
In questo lavoro si è applicata tale metodologia progettuale per la 'Cava Piastreta", una cava di marmo in sotterraneo situata nelle Alpi Apuane. L'intera area in coltivazione è stata caratterizzata da rilievi topografici tridimensionali, rilievi geotecnici tradizionali e mediante radar, e campagne di misurazioni dello stato di sforzo mediante cella *CSIRO*.
Il presente articolo intende descrivere sinteticamente uno studio che si è sviluppato nel corso degli ultimi anni, con lo scopo di approfondire la caratterizzazione geostrutturale del sito e confrontare i risultati ottenuti dalla modellazione geometrica e numerica 3D con i valori misurati in sito.

1. INTRODUZIONE

Nell'ambito della progettazione delle coltivazioni sotterranee di materiale lapideo, è necessario disporre di strumenti che permettano una previsione della risposta tensionale e deformativa della massa rocciosa.

A tal fine, il complesso roccioso può essere rappresentato da diversi modelli matematici preposti a schematizzare il comportamento geomeccanico. L'affidabilità di una simulazione del comportamento meccanico del mezzo fratturato dipende dalla precisione con cui viene definito l'ammasso roccioso, quindi prende molta importanza la parte di modellazione geometrica.

Per la modellazione del comportamento meccanico dell'ammasso roccioso in esame viene utilizzato il metodo degli elementi distinti che ne considera la sua natura discontinua. Considerata la particolarità geometrica dello scavo, si è optato per una trattazione "deterministica" così da simulare fedelmente la posizione delle principali discontinuità rilevate in sito.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E GEOLOGICO

Le Alpi Apuane (NW Toscana) rappresentano la parte geometrica più bassa della superficie dell'Appennino settentrionale. La loro formazione è dovuta ad un'evoluzione di origine sedimentaria, quindi tettonica, di un settore di crosta continentale, che si riferisce alla Piastra Adriatica, coinvolta in un sistema di accrescione-collisione durante l'Oligocene Superiore-Mioceno inferiore. I marmi Apuani nascono dai calcari della piattaforma Liassica (200-180 milioni di anni) posizionati su uno strato dolomitico Triassico.

Le Alpi Apuane hanno una storia di deformazione fragile che le rende un dominio omogeneo, circondato da difetti principali verso l'Oriente e l'Occidente, che le separano dalle opposte depressioni tettoniche della bassa Lunigiana, Versilia e Garfagnana (Otria G. et al, 2000). Questo inquadramento strutturale è caratterizzato da un'organizzazione non molto evoluta dei sistemi di discontinuità all'interno dell'ammasso roccioso, che mostrano un grado di interconnessione molto basso tra le singole strutture e con spostamenti limitati (da metrica a pluridecametrica) delle singole strutture.

3. CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

Il sito è stato oggetto di un'accurata campagna di indagini, che hanno compreso rilievi topografici tridimensionali della cava mediante fotogrammetria da drone e laser scanner terrestre, rilievi geotecnici tradizionali, rilievi delle fratture nei principali pilastri mediante radar, campagne di misurazioni dello stato di sforzo mediante cella CSIRO.

Il rilievo mediante fotogrammetria digitale e laser scanner ha permesso di memorizzare un gran numero di punti 3D sulla superficie della parete rocciosa, che una volta processati hanno fornito un modello tridimensionale delle superfici di scavo. Da tale modello si è ricavata la geometria della coltivazione sotterranea e si è potuta determinare l'orientazione delle discontinuità dell'ammasso roccioso.

L'indagine con *GPR* è stata svolta dal Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università degli Studi di Torino, mediante l'esecuzione di più strisciate a diverse altezze su alcuni pilastri di rilevante importanza del sotterraneo, come mostrato in Figura 1. I radiogrammi sono stati analizzati convertendo i tempi in profondità, ottenendo così per trasformazione l'orientazione dei piani.

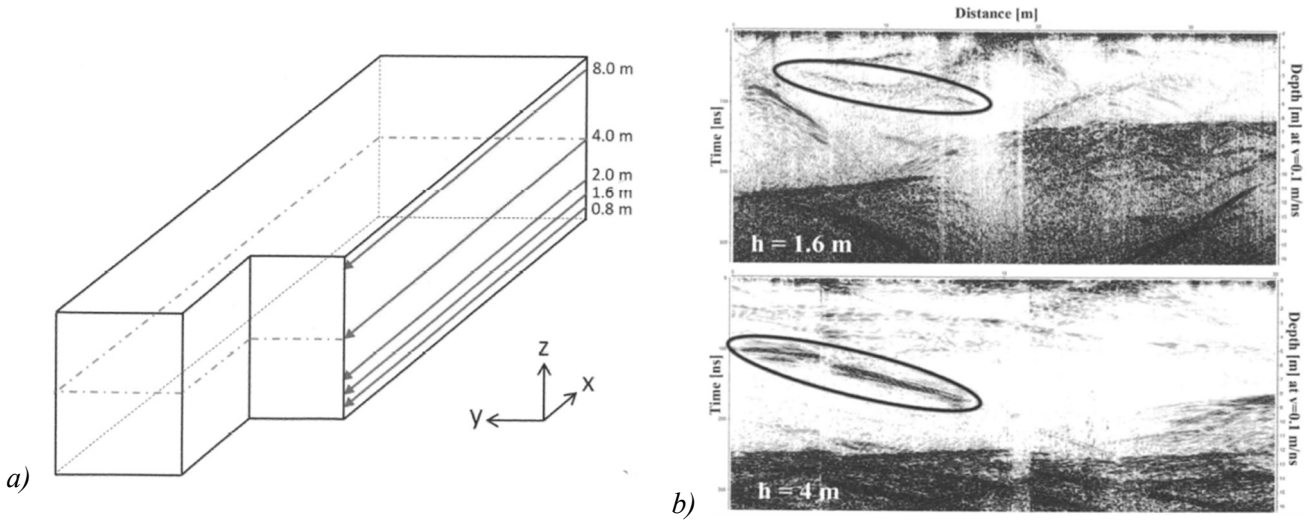


Figura 1. a) Configurazione delle strisciate eseguite con GPR; b) Esempio di radiogrammi acquisiti a diverse quote, con evidenziati gli eventi di riflessione significativi (Costantini G.et al, 2019).

Lo stato di forzo che agisce in questo sito è stato valutato, dal personale dell'Azienda USL Toscana Nord Ovest - U.O.C. Ingegneria Mineraria nell'ambito del progetto "Stati Tensionali", utilizzando la metodologia di prova *CSIRO Triaxial HI-CELL*, e realizzando tre stazioni di misura per un totale di sei test. Mediante celle deformometriche triassiali, attrezzate con 12 strain-guages, viene misurato il rilascio tensionale che avviene effettuando il sovracarotaggio della porzione di foro all'interno del quale è alloggiata la cella di misura.

Le misurazioni sono state effettuate in una zona poco fratturata compresa fra due fasce cataclastiche parallele del giacimento, con tendenza NE-SO, all'interno delle quali si è sviluppata la coltivazione sotterranea della cava (Gullì D. et al, 2010). Le misure sono state eseguite orizzontalmente lungo le direzioni NE-SO e NO-SE, che rappresentano le direzioni principali di avanzamento del sotterraneo, e circa parallele e ortogonali al sistema di faglie trascorrente N70. In Figura 2.a è riportato un grafico dei segnali elettrici acquisiti dagli strain-gauges durante una prova, che con le costanti elastiche del materiale, formano un sistema risolvibile con una soluzione ai minimi quadrati.

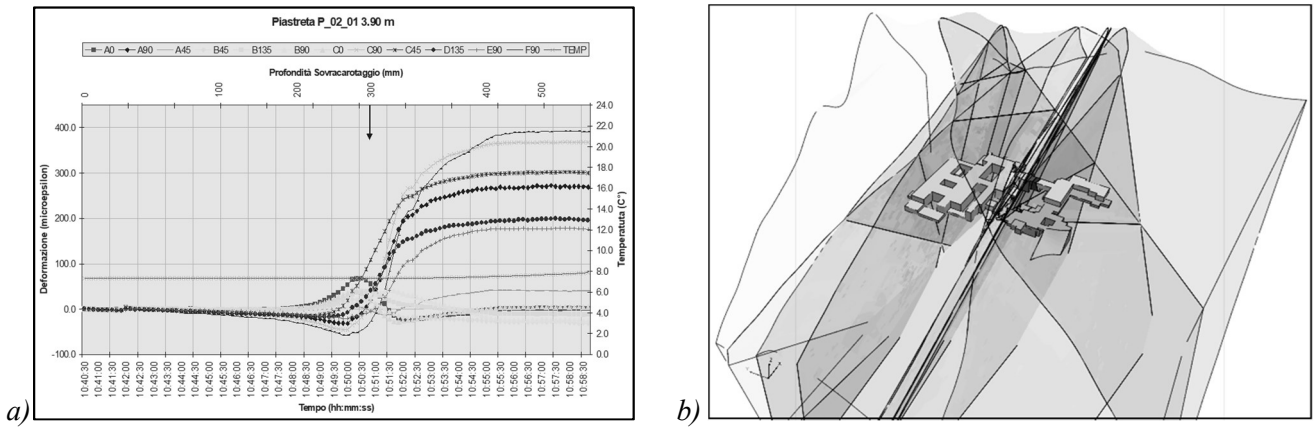


Figura 2. a) Curva di risposta degli strain-gauges durante un test di overcoring [Strain-gauges: 2 assiali A_0,C_0; 5 tangenziali A_{90},B_{90},C_{90},E_{90},F_{90}; 5 inclinati ±45° rispetto l'asse della cella A_{45},B_{45},B_{135},C_{45},D_{135}; 1 termistore] ; b) Modello geometrico discontinuo discretizzato.

4. MODELLAZIONE GEOMETRICA

La realizzazione del modello geometrico è stata svolta mediante l'ausilio di un codice di calcolo appositamente messo a punto da *Itasca*, *Griddle*. Esso è un'estensione al software di modellazione geometrica *Rhinocheros*, che permette di riprodurre con gran fedeltà la geometria dello scavo e le fratture rilevate nelle fasi di caratterizzazione del sito. Come si può vedere nella Figura 2.b è stata effettuata la discretizzazione del problema, definendo il reticolo di nodi ed elementi (mesh), e nelle aree dove ci si aspettava forti gradienti tensionali si è utilizzata una maglia più fitta, ottenendo così un modello discreto caratterizzato da un numero finito di gradi di libertà.

4. MODELLAZIONE MATEMATICA

Per gli ammassi rocciosi si fa generalmente riferimento alla distinzione fra modelli continui equivalenti e discontinui, basata essenzialmente sulla struttura dell'ammasso roccioso e sulle caratteristiche dei litotipi.

Il modello matematico tridimensionale del problema in esame è stato risolto mediante il codice di calcolo agli elementi distinti *3DEC* di Itasca. I metodi agli elementi discreti, o metodi discontinui, rappresentano il sistema come un insieme di corpi distinti, o particelle, che hanno la possibilità di interagire tra loro nel caso di contatto.

4.1 Parametri geomeccanici utilizzati

Il modello costitutivo per la matrice rocciosa è di tipo elasto-plastico che considera il raggiungimento della rottura secondo il criterio di Mohr-Coulomb, con parametri di deformabilità e resistenza riportati nella Tabella 1.

Tabella 1. Parametri di deformabilità e resistenza dell'ammasso roccioso.

Modulo di Young	**Densità**	**Coefficiente di Poissson**	**Angolo di attrito interno**	**Coesione**	**Resistenza a trazione**
E (GPa)	**γ (kN/m3)**	**υ (-)**	**φ (°)**	**c (MPa)**	**σ_t (MPa)**
50.0	27.0	0.3	52.5	2.4	1.6

L'interazione fra i due lembi di una discontinuità a contatto fra loro è caratterizzata da una rigidezza nella direzione normale (K_n) e una rigidezza nella direzione tangenziale (**K_s**) rispetto alla direzione di frattura. Il modello costitutivo applicato ai giunti è del tipo elasto-plastico con criterio di rottura Morh-Coulomb, con parametri di deformabilità e resistenza riportati nella Tabella 2.

Tabella 2. Parametri di deformabilità e resistenza delle superfici di discontinuità.

Rigidezza normale della discontinuità	**Rigidezza di taglio della discontinuità**	**Angolo di attrito interno residuo**	**Coesione residua**	**Resistenza a trazione residua**
K_n (GPa/m)	**K_s (GPa/m)**	**φ_r (°)**	**C_r (MPa)**	**σ_{tr} (MPa)**
40	19	31	0	0

4.2 Definizione delle condizioni al contorno e calibrazione del modello

Sono state quindi definite le condizioni di bordo riducendo i gradi di libertà del sistema, inducendo dei vincoli agli spostamenti sui contorni del modello e imponendo uno stato tensionale al contorno.

Lo stato di sforzo indisturbato per l'area indagata può essere assunta pari a: σ_1 = 10MPa (80/052), σ_2 = 3 MPa (10/256), σ_3 = 2 MPa (05/167). I dati ottenuti dalle misurazioni indicano una componente di sollecitazione sub-verticale (σ_1), con valori superiori al corrispondente carico litostatico (σ_v = 2.5 MPa). Al modello è stato imposto uno stato tensionale iniziale pari a quello litostatico, simulando anche la quota parte di stato tensionale dovuto al *paleostress* aggiungendo un'aliquota di tensione verticale ($\sigma_{1'}$) variabile da 0 a 7.5 MPa.

Il campo di tensioni laterali K_0 è stato variato, assumendo valori compresi fra 0.25 e 0.75, in modo da ottenere a ritroso la stima dei valori più realistici, in base alle misurazioni in sito dello stato tensionale. Come si può vedere dalla Figura 3.a, il confronto dei risultati è stato effettuato considerando una matrice di punti ideali posti a distanza di 1 m l'uno dall'altro lungo le posizioni delle perforazioni nelle quali si sono effettuate le misurazioni. Dall'analisi

numerica del modello discontinuo tridimensionale, facendo variare le condizioni al contorno e i dati di input, la soluzione che simulava nel modo migliore le grandezze fisiche misurate nei punti di indagine è quella che assume come valori di tensioni laterali nella direzione OE (K_{0x}) NS (K_{0y}), rispettivamente 0.33 e 0.5 (Berlinghieri M., 2017). Nella Figura 3.b è riportata una vista 3D con i risultati del calcolo con il modello numerico.

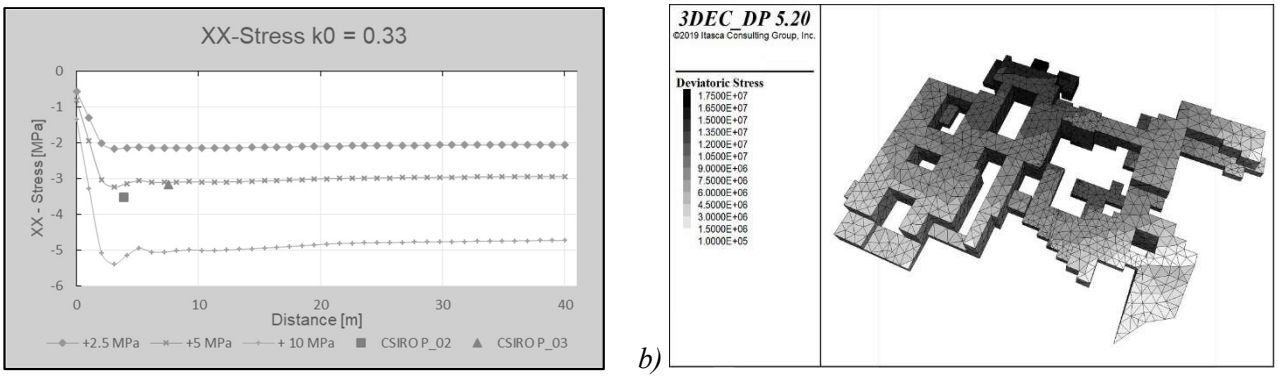


Figura 1. a) Andamento delle tensioni orizzontali $K_0 = 0.33$ – II° allineamento; b) Vista assonometrica della distribuzione dello stato di sforzo deviatorico σ_D al contorno della galleria.

Infine si è sviluppata una funzione *Fish* per la valutazione del fattore di sicurezza locale, prendendo in considerazione criteri di rottura empirici sviluppati per i materiali lapidei, che considerano la matrice discontinua dell'ammasso roccioso, le condizioni di basso confinamento e le geometrie irregolari dei sotterranei.

5. CONCLUSIONI

Questo articolo presenta un approccio di lavoro, che fa utilizzo delle più moderne tecnologie come il laser scanner terrestre e GPR, che permette di ricostruire un modello geotecnico tridimensionale con elevata accuratezza e definizione da utilizzare con sofisticati modelli numerici tridimensionali.

La metodologia di lavoro presentata nell'articolo è applicata con successo, dallo staff dello Studio di Ingegneria Pandolfi di Carrara, in cave di materiale lapideo italiane, greche e portoghesi; tale approccio ha permesso di studiare il comportamento del mezzo geotecnico nel dettaglio, migliorando l'accuratezza dei risultati.

Si tratta quindi di uno strumento progettuale che permette di effettuare una previsione della risposta tensionale e deformativa al contorno di future cavità sotterranee, simulando differenti geometrie di coltivazione in modo da ottimizzare il recupero di materiale in condizione di sicurezza.

6. RINGRAZIAMENTI

L'autore intende ringraziare i professori Pierpaolo Oreste e Anna Maria Ferrero per il contributo dato durante lo svolgimento della tesi, per la loro continua e costante disponibilità e competenza. La società Ezio Ronchieri S.p.A., proprietaria di cava, per la disponibilità mostrata.

7. BIBLIOGRAFIA

Berlinghieri M. (2017). Tesi di Laurea Magistrale. *Analisi della stabilità in sotterraneo di una cava di marmo, mediante modellazione numerica. Politecnico di Torino, Torino IT,* 214 p.

Costantini G., Comina C., Ferrero A.M., Umili G., Bonetto S. (2019). Rivista Italiana di Geotecnica 2/2019. *Applicazione in sotterraneo di tecniche fotogrammetriche e GPR per il rilievo di discontinuità. Patron Editore, Bologna IT,* 37-47.

Gullì D., Pellegri M., Cortopassi A. (2010). International Symposium on Deformation Characteristic of Geomaterials. *Experimental study for stress analysis on different Carrara marble underground quarries. IS-Seoul, Seoul KR,* 1296-1302.

Ottria, G., Molli, G. (2000). Terra Nova 12(2). *Superimposed brittle structures in the late orogenic extension of the Northern Apennine: results from Carrara area. John Wiley & Sons Ltd, Hoboken US,* 1-8.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

ASPETTI METODOLOGICI DI ANALISI NUMERICA 3D RELATIVA AD UN COMPLESSO DI CAVERNE IN CONDIZIONI DIFFICILI

Cristiano Bertello (cbe@geodata.it)
Geodata Engineering S.p.A.

ABSTRACT. Negli ultimi anni si è assistito a un notevole sviluppo di metodologie e strumenti di calcolo atti ad assistere i progettisti di opere sotterranee a adottare soluzioni più efficaci e consapevoli. Grandi opere come gli impianti idroelettrici, soprattutto per via della loro rilevanza strategica, rientrano certamente nello spettro di applicazione di tali strumenti. In questo articolo si intende presentare gli aspetti più rilevanti nell'analisi geomeccanica di un complesso di caverne appartenente ad un impianto idroelettrico di ripompaggio di potenza pari a 344 MW. Le criticità relative a tale progetto sono principalmente date dall'anisotropia dello stato tensionale in cui si trova il complesso di caverne, dalle complesse condizioni geologiche e dalle grandi dimensioni delle opere. Dopo un'introduzione sulle caratteristiche delle opere e un inquadramento del contesto geologico e geomeccanico, si illustrano le soluzioni adottate per il predimensionamento dei sistemi di supporto, nonché i risultati di calcolo ottenuti con un'attenta e comprensiva modellazione numerica.

1. INTRODUZIONE ED ASPETTI GENERALI

Il complesso di opere che costituiscono la parte centrale del circuito di generazione (Figura 1) è costituito da due elementi principali: 1. Powerhouse (PH, caverna delle turbine, di altezza h ≈ 50m e larghezza b ≈ 18m in cui l'acqua viene convogliata in turbine per convertire l'energia cinetica in energia elettrica); 2. Caverna dei trasformatori (TFH, h ≈ 20m e b ≈ 15m nella quale tensione ed intensità di corrente vengono variate). Il sistema prevede tunnel di collegamento tra le caverne, e tunnel di accesso/costruzione, tra questi: 1. Busbar tunnel 1 e 2 (BST1 e BST2); 2. Tunnel di accesso principale (MAT); 3. Tunnel pilota 1 e 2 (rispettivamente collegati alla parete Nord della Powerhouse (PT1) e della Caverna dei trasformatori (PT2); 4. Tunnel di accesso secondari (Adit). Inoltre, in fase di scavo dei tunnel pilota è stato individuato un importante sistema di faglie sul lato Nord del complesso, che ha comportato in fase progettuale una rotazione delle caverne di circa 30°. In quella fase era già stato realizzato lo scavo del tunnel di accesso principale, che è quindi stato poi successivamente ritombato tramite getto di calcestruzzo (OLD MAT).

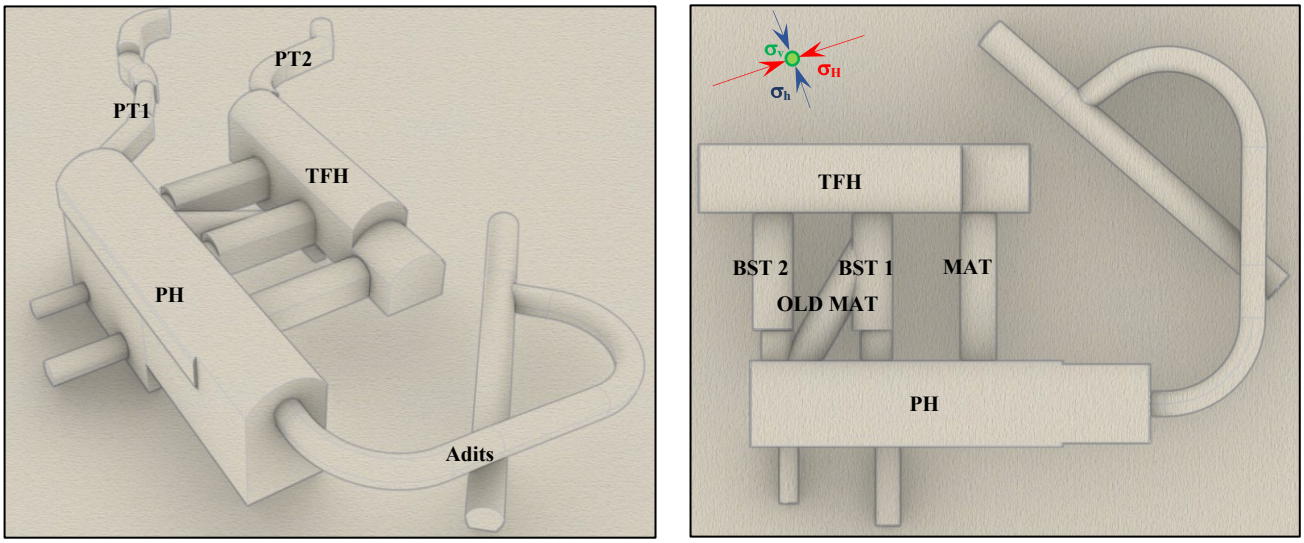


Figura 1. Vista in prospettiva (sx) e dall'alto (dx) del complesso di opere.

Lo scavo delle caverne è realizzato con ribassi successivi di altezza variabile (da 4 a 8 m) a seconda delle condizioni dell'ammasso roccioso e prevalentemente con il metodo del *Drill&Blast* (quando le condizioni non permettono l'utilizzo di questa tecnica si ricorre a escavatori tradizionali). La forma adottata per la PH e la TFH è convenzionale a ferro di cavallo con piedritti verticali, per cui la forma della calotta aiuta a ridistribuire in modo ottimale le tensioni agenti.

2. CONTESTO GEOLOGICO E GEOMECCANICO

Il contesto geologico è caratterizzato da una matrice basaltica competente (*Bs-strong*), fratturata (*Bs-weak*), strati di materiale piroclastico (*Pyr*) inclinati e sistemi di faglie. A partire dai dati derivanti dalle perforazioni di sondaggio e dai rilievi in fase di avanzamento si è generato, attraverso il software dedicato *Leapfrog Works®*, un modello geologico tridimensionale (Figura 2). Questo tipo di software utilizza un metodo di modellazione geologica implicito generato da algoritmi a partire da diverse combinazioni di differenti tipologie di dati.

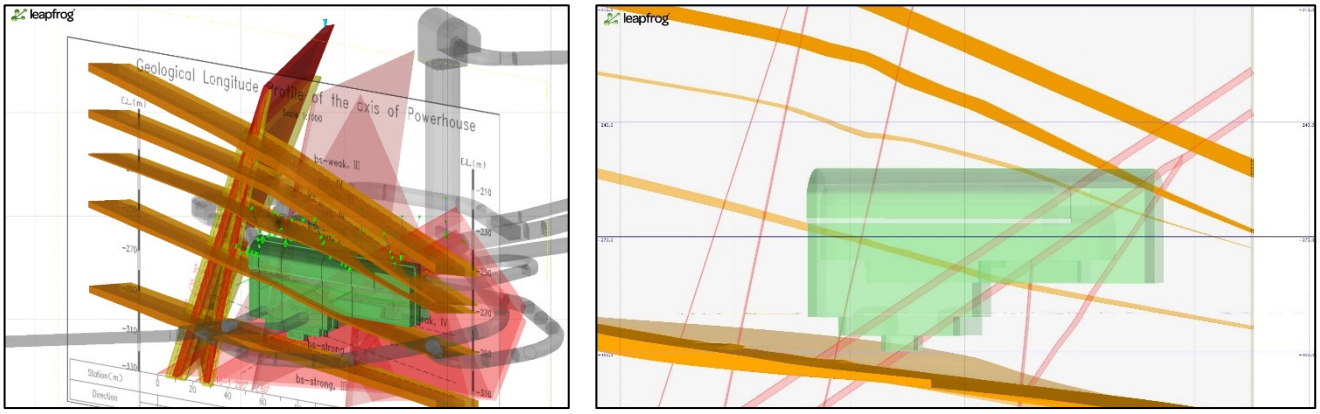


Figura 2. Risultati della modellazione geologica 3D del complesso (sx) e particolare sulla PH (dx).

Le informazioni geologiche derivanti dall'analisi geologica tridimensionale vengono successivamente gestite dal punto di vista geometrico da un programma di modellazione 3D (Figura 3-sx), per poi poter essere correttamente importate in un software di analisi agli elementi finiti (FEM - Figura 3-centro). Nello stesso ambiente si definiscono le fasi di scavo da simulare (attraverso rimozione di gruppi di elementi preventivamente definiti): dopo l'inizializzazione dello stato tensionale costante rappresentativo delle condizioni profonde, si simula inizialmente lo scavo dei PT e dell'OLD MAT, quindi si procede con la TFH in 3 fasi, i primi due ribassi della PH in 3 fasi, i tunnel di collegamento in un'unica fase ed infine l'ultimo ribasso della PH in 3 fasi come riportato schematicamente in Figura 3-dx.

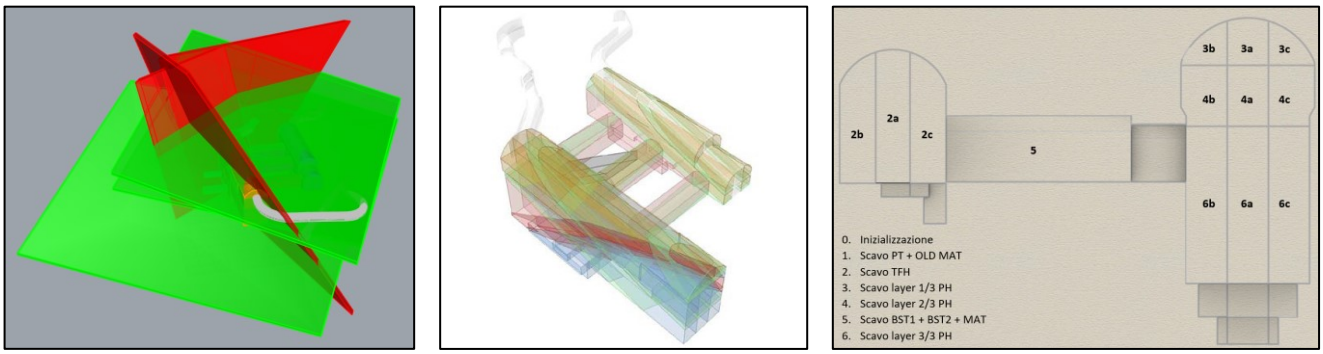


Figura 3. Rappresentazione 3D di sistemi di faglia (in rosso) e strati di piroclastite (in verde) attorno al complesso di caverne (sx), litologie (centro) e fasi di scavo (dx).

I sistemi di faglia sono caratterizzati attraverso i parametri riportati in Tabella 1. Tali parametri risultano in linea con i suggerimenti riportati in letteratura (Hoek et al., 1998 – Carter et al., 2008).

Tabella 1. Parametri geomeccanici di progetto per i sistemi di faglia: E (Modulo di deformazione); ν (Coefficiente di Poisson; UCS (Resistenza a compressione uniassiale); GSI ("Geological Strenght Index"); m_i (Parametro di Hoek&Brown).

	Tipo	E [MPa]	ν [-]	UCS [MPa]	GSI [-]	m_i [-]
Sistemi di faglia	Elast. Perf. Plast.	500	0.2	20	25	10

Attraverso test in sito e prove di laboratorio le diverse litologie sono state invece caratterizzate con i parametri riportati nella seguente Tabella 2.

Tabella 2. Parametri geomeccanici di progetto per le diverse litologie (Basalto_c=competente, Basalto_f=fratturato): E (Modulo di deformazione); ν (Coefficiente di Poisson;c (Coesione); ϕ (angolo di attrito); Ψ (Angolo di dilatanza).

	Tipo	E [MPa]	ν [-]	c [MPa]	ϕ [°]	Ψ [°]
Basalto_c (classe III)	Elast. Perf. Plast.	7500	0.20	2.17	41.1	0
Basalto_f (classe IV)	Elast. Perf. Plast.	3060	0.20	1.18	28.0	0
Basalto_f (classe III)	Elast. Perf. Plast.	4760	0.20	1.64	34.7	0
Piroclastite (classe IV)	Elast. Perf. Plast.	710	0.20	0.71	19.7	0
Old MAT (CLS)	Elastico	10000	0.25	2.00	40.0	0

Diverse prove di idrofratturazione sono state eseguite a profondità tali da coprire l'intero settore del complesso di caverne (da circa -290m fino a -520m approssimativamente), per mezzo delle quali è stato possibile determinare lo stato tensionale di progetto. La tensione verticale σ_v risulta pari a 10 MPa, mentre i coefficienti di spinta a riposo massimo e minimo (dai quali è possibile ottenere le tensioni orizzontali massima σ_H e minima σ_h) sono riportati in (1). L'orientazione di tali tensioni rispetto al complesso di caverne è riportata in Figura 1 (dx).

$$K_H = \sigma_H/\sigma_v = 1.5 \qquad K_h = \sigma_h/\sigma_v = 0.7 \qquad (1)$$

3. ANALISI FEM 3D E VERIFICA DEI SISTEMI DI SUPPORTO

3.1 Sistemi di supporto

I supporti agli scavi considerati nella modellazione sono, oltre ad uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C28/35 (spessore 35cm), quelli riportati in Tabella 3. Essi risultano in accordo con le indicazioni di Hudson & Feng, 2015 ipotizzando che il complesso di caverne si trovi in una tipologia di roccia IV.

Tabella 3. Prospetto dei sistemi di supporto previsti nella modellazione

	Tipo	Maglia	Φ [mm]	Lunghezza [m]	F_{yk} [MPa]
Bulloni ϕ25	Barre di acciaio corrugate e iniettate		25		
Bulloni ϕ28			28		
Bulloni ϕ32			32		
Tiranti a 10 trefoli	Tiranti a 10 trefoli pretensionati		50	35 (di cui 8 iniettati)	

3.2 Risultati delle analisi

I risultati mostrano innanzitutto l'estensione della fascia plastica sia tra le caverne che tra i BST (Figura 4), che raggiunge valori fino a 20m (si noti lo sviluppo soprattutto in faglie e piroclastiti in corrispondenza degli scavi).

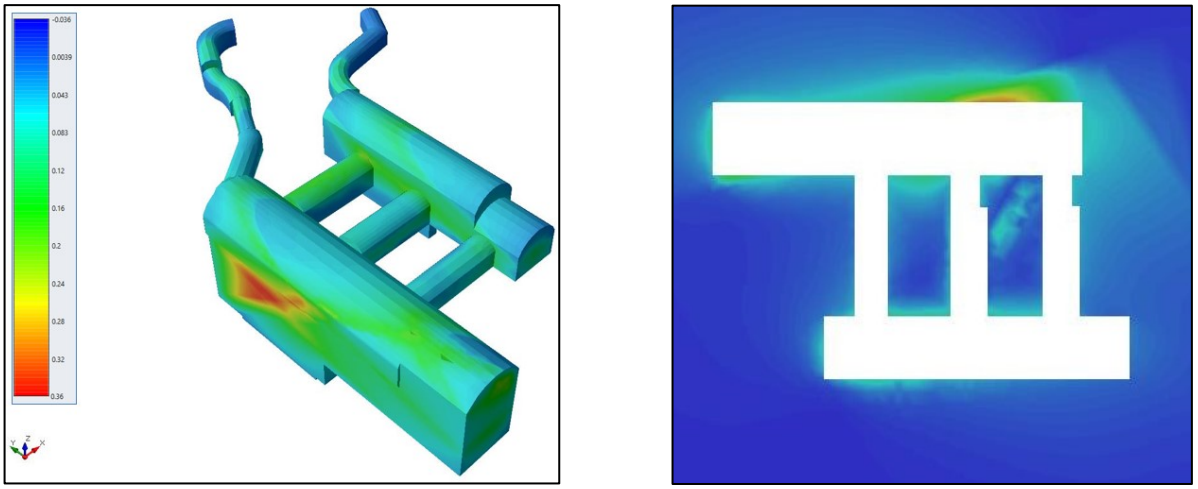
Figura 4. Zone plastiche in corrispondenza degli scavi.



La caverna che presenta le maggiori criticità, anche data la modesta distanza con i sistemi di faglia, è la PH. In particolare, in corrispondenza del muro a monte, come evidenziato in Figura 5, sono calcolati spostamenti pari

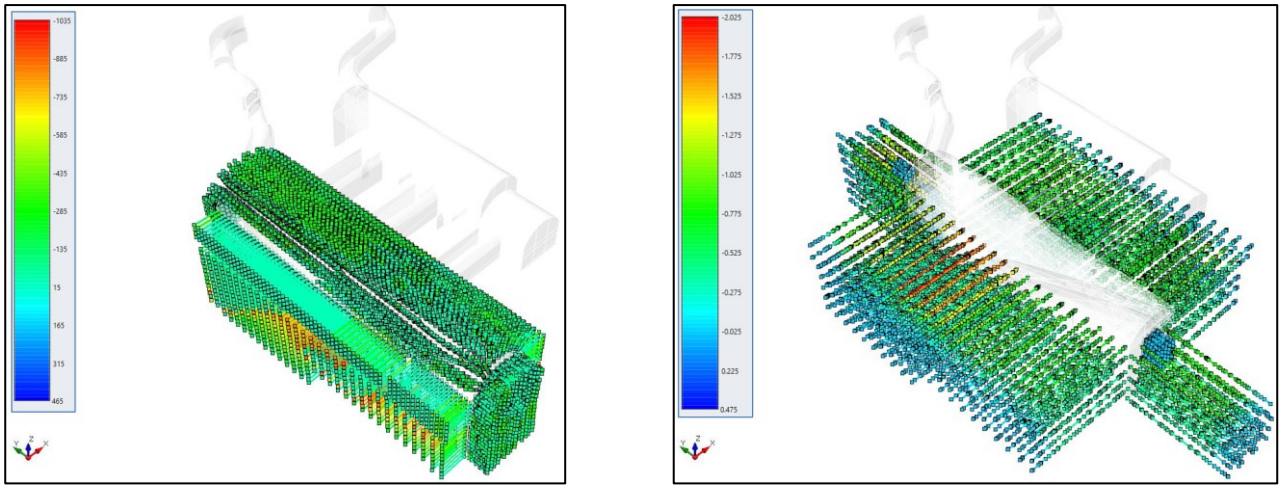
a 35 cm. In corrispondenza di tale zona vanno quindi adottati speciali interventi di mitigazione del rischio di collasso, anche in previsione dell'installazione delle unità tecnologiche di generazione.

Figura 5. Valori di spostamento totale (espressi in m), vista prospettica (sx) e in pianta (dx).



Il prospetto degli sforzi assiali nei bulloni (Figura 6-sx) mostra che mediamente il valore si aggira attorno ai 400 MPa, fino a salire ad 850 MPa nella zona critica della caverna (non verificato quindi). I tiranti seguono anch'essi questo andamento, mostrando in media 1100 kN con picchi nelle zone critiche di 2025 kN (Figura 6-dx).

Figura 6. Sforzi assiali (in MPa) nei bulloni da roccia (sx) e forze assiali (in MN) nei tiranti (dx).



4. CONCLUSIONI

In conclusione, si è mostrato come le analisi agli elementi finiti 3D possano rappresentare un valido strumento per la determinazione accurata delle zone critiche del progetto e l'adeguata scelta dei sistemi di supporto. Fondamentale risulta il lavoro in fase di impostazione del modello, in particolare per quanto concerne la corretta generazione delle litologie. In definitiva, la qualità ed i costi derivanti dall'utilizzo di sistemi di analisi avanzata devono essere coerenti con il livello di incertezza appartenente a tutti gli stadi di progettazione.

5. BIBLIOGRAFIA

Hoek, E., Marinos, P., & Benissi, M. (1998). Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses.

Carter, T. G., Diederichs, M. S., & Carvalho, J. L. (2008). Application of modified Hoek-Brown transition relationships for assessing strength and post yield behaviour at both ends of the rock competence scale.

Hudson, J. A., & Feng, X. T. (2015). Rock engineering risk (Vol. 1). CRC Press.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

ANALISI NUMERICA AL CONTINUO E AL DISCRETO DI GALLERIE IN FORMAZIONI ANISOTROPE

Juan Sebastian Bolivar Vasco (juansebastian.bolivarvasco@arup.com)
Arup

Francesca Brambilla (Francesca.brambilla@arup.com)
Arup

ABSTRACT.
Grazie al progresso dei software di calcolo numerico, è oggi possibile incorporare nella progettazione di gallerie molteplici aspetti per analizzare in modo più realistico la complessità del comportamento anisotropo degli ammassi rocciosi. La valutazione dei parametri meccanici delle discontinuità è un processo complesso e fondamentale nella calibrazione dei parametri di "input" delle modellazioni numeriche. Il presente studio considera diversi software di modellazione tridimensionale al continuo e al discontinuo per la simulazione numerica di prove di laboratorio su campioni di roccia, al fine di calibrare i parametri meccanici degli amassi rocciosi. Si riporta un esempio di modellazione dello scavo di una galleria profonda in una formazione anisotropa mediante i software considerati, confrontando i risultati e valutando l'efficacia delle diverse metodologie di analisi. La scelta finale del metodo di calcolo dovrà considerare le caratteristiche meccaniche della roccia, la valutazione dei sistemi di discontinuità, la complessità del problema e gli strumenti di calcolo disponibili.

1. INTRODUZIONE

La modellazione degli ammassi rocciosi caratterizzati da sistemi di discontinuità rilevanti e complessi comportamenti anisotropi è una delle sfide più importanti per la progettazione di gallerie in roccia. In questo documento vengono presentati alcuni metodi di calcolo per simulare il comportamento meccanico delle rocce anisotrope: modelli al continuo (FEM – metodo degli elementi finiti e FDM - metodo delle differenze finite) e modelli al discontinuo (DEM - metodo degli elementi discreti). Viene affrontato un esempio di calibrazione dei parametri di input e di analisi dello scavo di una galleria profonda in una formazione anisotropa mediante tre software di modellazione tridimensionale: al continuo con l'utilizzo di FLAC3D e MIDAS GTS NX e al discontinuo con l'utilizzo di 3DEC. Si presenta un confronto delle modellazioni numeriche sviluppate, evidenziando le potenzialità dei diversi software e l'importanza della calibrazione dei parametri di input che descrivono il comportamento degli amassi rocciosi.

2. MODELLAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

La resistenza a compressione degli amassi rocciosi è funzione delle proprietà dei blocchi di roccia e dei giunti, nonché dell'angolo formato dalla direzione della sollecitazione a compressione e dalla sua proiezione sul piano di debolezza. Il metodo degli elementi discreti è considerato il metodo di calcolo più adeguato per modellare gli ammassi rocciosi con una importante presenza di discontinuità, in quanto simula esplicitamente la presenza di micro o macro discontinuità, in accordo con la scala del problema analizzato.

Per analizzare il comportamento degli amassi rocciosi in modo semplificato, vengono frequentemente utilizzati modelli continui equivalenti, in cui il comportamento del materiale stratificato può essere sostituito da un mezzo anisotropo omogeneo equivalente; in alternativa, è possibile considerare modelli costitutivi che simulano la presenza di discontinuità, o ancora modellare l'ammasso roccioso come un mezzo continuo in cui vengono inserite interfacce per simulare la presenza delle discontinuità principali. Ci si riferisce a questi modelli semplificati come modelli pseudo-discontinui.

Seguendo l'approccio proposto da Kassa e Nordal (2016), è stato condotto uno studio di calibrazione dei parametri di input per i modelli pseudo-discontinui al fine di simulare il comportamento osservato nei modelli a elementi discreti, considerando le proprietà dei blocchi di roccia e delle discontinuità principali di un ammasso roccioso. Questo studio ha previsto la simulazione di prove di laboratorio di compressione uniassiale (UCS) su campioni di rocce sedimentarie stratificate con una spaziatura di circa 1m, confrontando i risultati ottenuti con diverse metodologie di calcolo numerico in termini di resistenza a compressione uniassiale e di rigidezza. Sono stati studiati dieci campioni, differenti per angolo di inclinazione delle discontinuità rispetto all'asse orizzontale, da

0° a 90° con un intervallo delle discontinuità di 1m. Le tre tipologie di modelli numerici utilizzate sono schematizzate nella Tabella 1, e sono approfondite nei seguenti paragrafi. La Figura 1 presenta un esempio dell'analisi numerica effettuata per la calibrazione dei parametri di input delle discontinuità. Queste figure riportano le deformazioni generate nei diversi piani di discontinuità nella simulazione della prova UCS, evidenziando chiaramente i piani di debolezza dell'ammasso roccioso.

Tabella 1. Metodi di analisi numerica utilizzati per la modellazione dell'amasso roccioso.

	3DEC	MIDAS GTS NX	FLAC 3D
Metodo di modellazione	Discontinuo (DEM)	Continuo (FEM)	Continuo (FDM)
Elementi presenti nel modello	Ammasso roccioso	Blocchi di roccia con interfacce	Ammasso roccioso continuo equivalente
Modelli costitutivi utilizzati	Mohr-Coulomb + Mohr-Coulomb Joint Model	Mohr-Coulomb (blocchi di roccia) + legge di attrito alla Mohr-Coulomb (interfacce)	Ubiquitous Joint; Anisotropic Elasticity Ubiquitous Joint (Caniso)

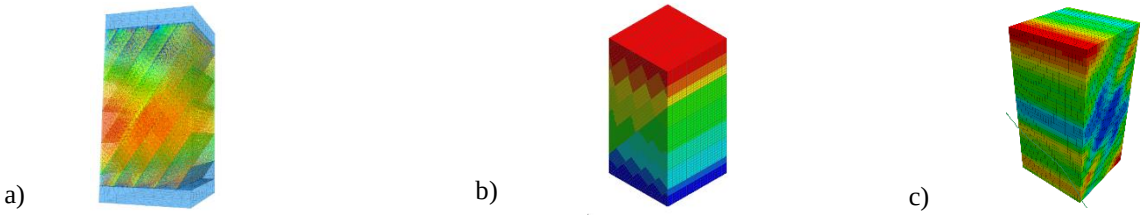


Figura 1. Simulazione numerica di prove di laboratorio di compressione uniassiale: rappresentazione delledeformazioni generate lungo i piani di debolezza sui campioni dell' ammasso roccioso in a) 3DEC; b) MIDAS GTS NX; c) FLAC3D.

2.1 Modello al discontinuo: metodo degli elementi discreti (DEM) in 3DEC

Inizialmente, le simulazioni dei test di compressione uniassiale sono state realizzate in 3DEC, valutando i parametri di input delle discontinuità principali confrontando i risultati ottenuti con le indagini geotecniche di laboratorio eseguite su campioni di rocce sedimentarie. In 3DEC i campioni di roccia vengono rappresentati attraverso il Discrete Frame Network (DFN), che considera la distribuzione geometrica delle discontinuità principali all'interno dell'ammasso roccioso. Il modello costitutivo considerato per i blocchi di roccia è il modello elasto-plastico Mohr-Coulomb e per le discontinuità il Mohr-Coulomb Joint Model. Il confronto dei risultati ottenuti dalla simulazione numerica con i valori delle prove in laboratorio ha permesso di stimare i corretti parametri meccanici di input per il software.

2.2 Modello continuo: metodo degli elementi finiti (FEM) in Midas GTS NX

I campioni di ammasso roccioso sono stati modellati come blocchi di roccia, costituiti da elementi 3D, intervallati a ogni metro da elementi di interfaccia per simulare la presenza delle discontinuità principali. Per i blocchi di roccia si è utilizzato il modello costitutivo elasto-plastico Mohr-Coulomb equivalente con parametri derivanti dal modello Hoek-Brown, mentre per le interfacce si è utilizzata la legge di attrito alla Mohr-Coulomb.

Le prove simulate in MIDAS GTS NX risultano seguire il comportamento osservato nelle analisi a elementi discreti sia in campo elastico che in campo plastico.

2.3 Modello continuo: metodo delle differenze finite (FDM) in FLAC3D

In FLAC3D si è utilizzato il modello costitutivo Ubiquitous Joint, che simula la presenza delle discontinuità principali negli ammassi rocciosi caratterizzando il materiale con un inviluppo di rottura Mohr-Coulomb e considerando allo stesso tempo la resistenza al taglio delle discontinuità come un limite di tensione (cut-off).

Si è utilizzato nelle simulazioni del test anche il modello costitutivo Anisotropic Elasticity Ubiquitous Joint, che considera il comportamento anisotropo esclusivamente della rigidezza dell'ammasso roccioso.

Dopo aver analizzato i risultati ottenuti dalle simulazioni, si conclude che questi modelli costitutivi si dimostrano approcci semplificati, in quanto non rappresentano l'anisotropia del comportamento dell'ammasso roccioso sia in campo elastico che plastico. Il modello costitutivo Ubiquitous Joint rappresenta l'anisotropia

dell'ammasso roccioso solo in campo plastico, mentre il modello costitutivo Anisotropic Elasticity Ubiquitous Joint simula il comportamento anisotropo solo in campo elastico.

2.4 Presentazione dei risultati della calibrazione

Utilizzando l'approccio proposto da Jaeger & Cook (1979), si è calcolata analiticamente la resistenza alla compressione uniassiale negli amassi rocciosi considerando la presenza di piani di debolezza nella roccia.

La Figura 2 presenta i risultati di resistenza alla compressione uniassiale per i diversi campioni di roccia: le modellazioni presentate sono in grado di simulare il comportamento a rottura dei campioni sia quando esso è governato dalla resistenza della roccia, ovvero per angoli di inclinazione delle discontinuità molto bassi o molto alti, sia quando la rottura avviene lungo i piani di debolezza dell'ammasso roccioso, ovvero per angoli intermedi di inclinazione delle discontinuità.

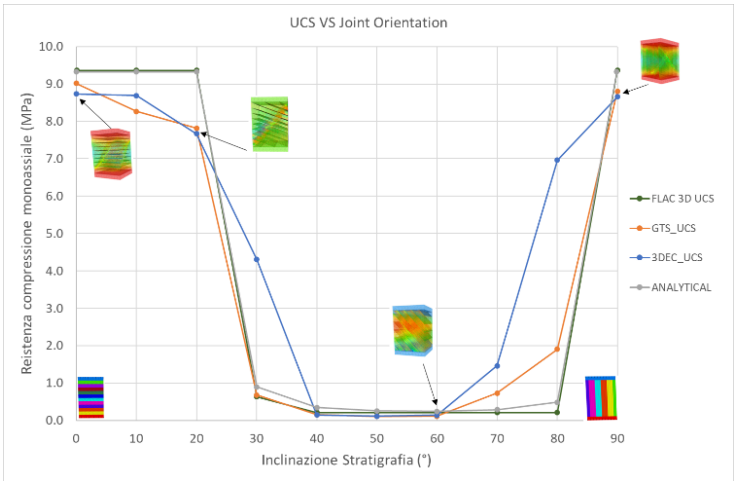


Figura 2 Prove a UCS: soluzione analitica, simulazioni in 3DEC, MIDAS GTS NX e FLAC3D Ubiquitous Joint Model

3. CASO DI STUDIO

Il caso studiato consiste in una galleria "D shape" di circa 16m di altezza e 15m di larghezza, a 360m di profondità. Il sito consiste in rocce sedimentarie con discontinuità prevalentemente suborizzontali ad intervalli di 1m, per le quali si è previsto un sistema di supporto con bulloni di 4m ogni 1,5m e rivestimento in spritz beton.

Si è generato inizialmente un modello continuo equivalente in FLAC3D per ottenere un primo riscontro sul comportamento dello scavo e per il predimensionamento degli elementi di sostegno. Si sono in seguito sviluppati modelli in 3DEC e in MIDAS GTS NX che simulassero in modo esplicito la presenza delle discontinuità; le tecniche di modellazione hanno dimostrato una ragionevole coerenza di risultati soprattutto per quanto riguarda le azioni interne nei bulloni e le zone di plasticizzazione dell'ammasso roccioso a seguito dello scavo.

3.1 Modello al discreto in 3DEC

Si è definito il Discrete Frame Network (DFN) dell'ammasso roccioso, considerando la presenza dei sistemi di discontinuità principali e attribuendo le proprietà meccaniche come illustrato nella sezione precedente. Si è simulata la sequenza di scavo modellando l'installazione dei bulloni come elementi strutturali assiali tipo "*cable*".

In Figura 2 sono riportati il modello di calcolo (considerando tre sistemi di discontinuità) e gli spostamenti verticali ottenuti dopo lo scavo della galleria e l'installazione dei bulloni. Si sono analizzate le convergenze radiali, gli spostamenti dei singoli blocchi di roccia, la plasticizzazione dell'ammasso roccioso nell'intorno dello scavo e le forze assiali generate negli elementi strutturali che rappresentano i bulloni.

3.2 Modello "pseudo-discontinuo": MIDAS GTS NX

Si è adottata la tecnica di modellazione esplicita delle discontinuità attraverso elementi di interfaccia come illustrato nella sezione precedente. Tale modellazione è stata eseguita in un intorno geometrico della galleria, senza estendere le interfacce a tutto il dominio modellato per evitare eccessivi costi computazionali, avendo verificato di

includere in tale intorno l'estensione delle aree di plasticizzazione dell'ammasso roccioso come mostrato in Figura 3. I bulloni per il supporto dello scavo sono stati modellati con elementi strutturali assiali e il rivestimento in spritz beton con elementi shell, assicurando la connessione tra i bulloni e il rivestimento.

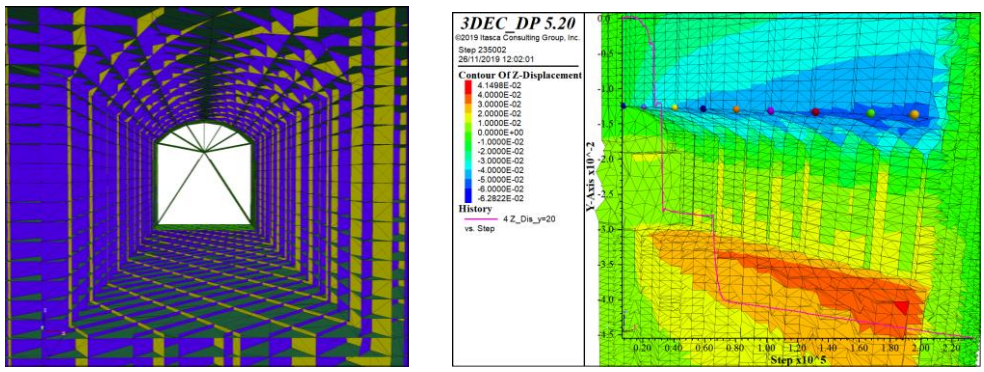


Figura 2.Modellazione della galleria e spostamenti verticali (in metri) della calotta durante lo scavo

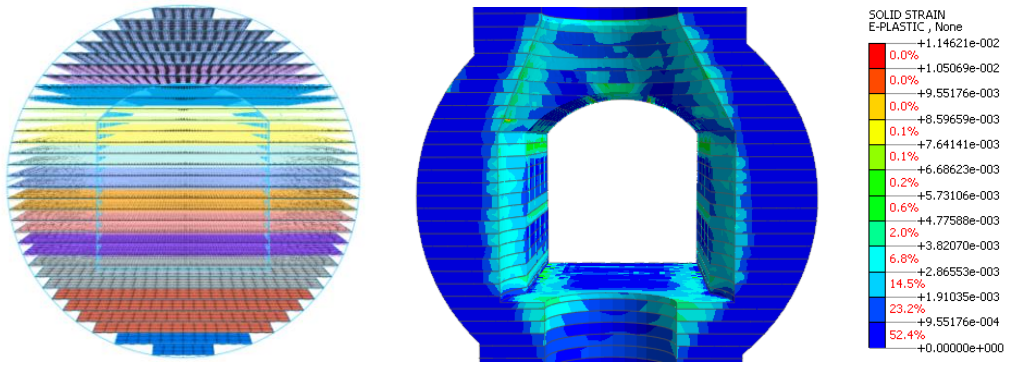


Figura 3.Modellazione in MIDAS GTS NX delle discontinuità come elementi di interfaccia e verifica della zona di plasticizzazione

4. CONCLUSIONI

La modellazione discontinua attraverso il metodo degli elementi discreti fornisce un'analisi rigorosa dei processi di deformazione e rottura degli ammassi rocciosi anisotropi. Tuttavia, la generazione del DFN in 3DEC e la calibrazione dei parametri meccanici delle discontinuità principali e secondarie sono difficili da determinare e i modelli numerici richiedono un'enorme potenza di calcolo. Alcuni modelli costitutivi per simulare la anisotropia delle rocce come l'Ubiquitous Joint Model e l'Anisotropic Elasticity Ubiquitous Joint sono semplificati e hanno delle limitazioni, non riuscendo a simulare il comportamento anisotropo sia in campo elastico che plastico. I metodi di analisi basati sul continuo, in cui le discontinuità sono simulate esplicitamente mediante interfacce, consentono di migliorare e semplificare la modellazione con alcune limitazioni, soprattutto rispetto al numero di sistemi di discontinuità che è possibile rappresentare. Per il caso di studio i risultati ottenuti con i due diversi metodi di calcolo 3DEC e MIDAS GTS NX sono confrontabili. La scelta della metodologia di analisi dipende fondamentalmente della caratterizzazione geologica e geotecnica dell'ammasso roccioso, la scala geometrica del problema ad analizzare, il dettaglio dei calcoli richiesti e gli strumenti di analisi numerica disponibili.

5. BIBLIOGRAFIA

H. Kassa, S. Nordal (2016). Numerical models on anisotropy of rocks. *NGM 2016-17th Nordic Geotechnical Meeting.*
J. C. Jaeger & N. G. W. Cook (1979). *Fundamentals of Rock Mechanics. 3rd edition.* Chapman and Hall. London, UK.
Itasca Consulting Group (2017). *Flac 3D Version 6 Modelling; Theory and Background*. Minneapolis, USA.
Itasca Consulting Group (2017). *3DEC - 3-Dimensional Distinct Element Code - Manual V 5.2*. Minneapolis, USA.
MIDAS (2019). *GTS NX User Manual*

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

APPROCCI GEOTECNICI PER L'INDIVIDUAZIONE DELLE CAUSE DELLA ROTTA DEL FIUME PANARO NEL DICEMBRE 2020

Francesca Ceccato (francesca.ceccato@dicea.unipd.it)
DICEA – Università di Padova

Paolo Simonini (paolo.simonini@unipd.it)
DICEA – Università di Padova

ABSTRACT. Il 6 Dicembre 2020 nel comune di Castelfranco Emilia si è improvvisamente aperta una breccia sull'argine destro del fiume Panaro che ha portato all'allagamento di circa 15 km^2 di territorio. I livelli idraulici raggiunti escludono fra le possibili cause quella del sormonto, ma altri meccanismi strutturali di instabilità dell'argine devono essere analizzati fra cui l'instabilità globale della scarpata e del sistema fondazione-argine, il sifonamento, l'erosione interna. Questo articolo riassume brevemente gli approcci geotecnici applicati per individuare le più probabili cause del collasso. Si osserva che alcuni meccanismi posso essere verosimilmente esclusi, mentre la rotta è presumibilmente dovuta ad un insieme di concause legate alle proprietà dei materiali e ad eterogeneità locali.

1. INTRODUZIONE

Il 6 dicembre 2020, attorno alle 6 del mattino, in località Gaggio, nel comune di Castelfranco Emilia (MO), si è improvvisamente aperta una breccia nell'argine in sponda destra del fiume Panaro che poi si è estesa nel corso della mattinata per una lunghezza di circa 80 metri (Fig. 1). Dalle testimonianze raccolte si evince che il collasso sia avvento in tempi rapidissimi (meno di 1 ora). La rotta ha causato l'allagamento di un'area di circa 15 km^2 raggiungendo il centro abitato di Nonantola ed oltre. L'Agenzia Interregionale per il Fiume Po (AIPo) è intervenuta realizzando la chiusura della falla con massi ciclopici in poco più di 24 ore dall'evento.

I livelli idraulici osservati in questo tratto permettono di escludere che ci sia stato un sormonto, pertanto, al fine di valutare le possibili cause della breccia, è necessario considerare diversi possibili meccanismi di collasso e valutare la possibile occorrenza di ciascuno. Questo breve contributo illustra sinteticamente le analisi geotecniche svolte a tal scopo.

La Sez. 2 descrive il modello geotecnico, che è stato ricavato sulla base di una approfondita indagine geotecnica e geofisica nella zona della rotta, integrata anche con i risultati di precedenti campagne di indagine che avevano interessato diffusamente il sistema arginale del Panaro. Successivamente vengono descritti e verificati diversi possibili meccanismi di collasso dell'argine, individuando quello che più probabilmente si è verificato nel corso dell'evento (Sez. 3).



Figura 1 Immagine della rotta (06/12/2020 ore 8.40)

2. MODELLO GEOTECNICO

Le indagini geotecniche hanno visto l'esecuzione di 7 stendimenti geoelettrici, 12 CPTU, 2 SCPTU, 2 DMT e 2 sondaggi a carotaggio continuo con prelievo di 11 campioni indisturbati. Su tali campioni sono state eseguite prove di laboratorio per la caratterizzazione dei materiali, la stima dei parametri di resistenza meccanica, la misura della permeabilità e, per i materiali soggetti a parziale saturazione, la determinazione delle curve di ritenzione e di conducibilità idraulica.

Il corpo arginale mostra spiccate eterogeneità ed è costituito da una miscela di sabbia e limo con quasi totale assenza di frazione argillosa plastica. Le percentuali di sabbia variano dal 23% al 64% mentre quelle di limo variano dal 30% ad un massimo del 72%. Si tratta quindi di materiali particolarmente erodibili. La fondazione è anch'essa costituita da sabbie limose e limi sabbiosi fino ad una profondità di circa 15m dalla sommità arginale oltre la quale di trova uno strato di limo argilloso. La falda, misurata dal lato campagna, si trovava, nel gennaio 2021, alla profondità di 5m.

La sezione di riferimento in corrispondenza della rotta è rappresentata in Figura 2. La quota di fondo alveo è di circa 21.5m, la zona golenale e la zona di campagna si trovano mediamente ad una quota di 30.5m e 29.2m rispettivamente, la sommità arginale raggiunge una quota di 34.3m. Pertanto l'argine ha un'altezza media di circa 5.1m dal lato campagna e una larghezza di circa 16m. Le scarpate sono mediamente piuttosto ripide, circa 35°. I parametri dei materiali sono riportati in Tabella 2 con i rispettivi campi di variazione, i valori di riferimento per i modelli numerici sono riportati in parentesi.

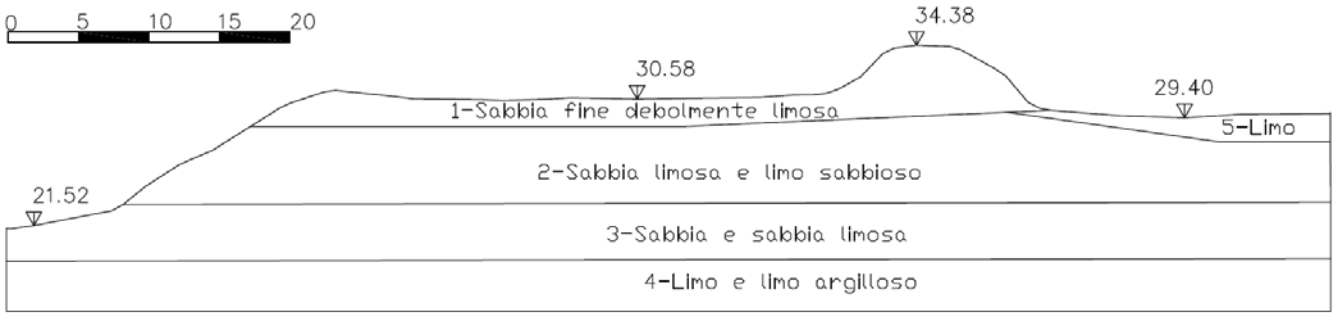


Figura 2 Modello geotecnico dell'arginatura destra nella sezione della rotta

Tabella 1 Unità stratigrafiche e parametri geotecnici. In parentesi i valori medi usati nelle analisi numeriche.

Unità	Descrizione	γ [kN/m^3]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	k [m/s]	e [-]
1	Corpo arginale: sabbia fine limosa	15,4-19.2 (17,9)	28-32 (31)	2-12 (4)	n.p.	1E-07÷5E-06 (5,8E-7)	0,6
2	Limo sabbioso e sabbia limosa	18,4-18,8 (18,6)	29-31 (30)	6-9 (7)	n.p.	5E-08÷5E-07 (1E-7)	0,6
3	Sabbia e sabbia debolmente limosa	18	30-34 (33)	0	n.p.	2E-06÷2E-05 (5E-5)	0,6
4	Limo argilloso		n.p.	n.p.	60-80 (60)	1E-09÷1E-08	
5	Limo	18	n.p.	n.p.	20-50 (30)	1E-09÷4E-08 (1E-7)	0,6

3. MODELLAZIONE DEI POSSIBILI MECCANISMI DI COLLASSO

Con riferimento al caso in esame, le principali tipologie di instabilità che possono aver comportato il collasso arginale e la formazione di una breccia sono:

- Instabilità globale della scarpata arginale esterna;
- Sollevamento e instabilità globale del complesso argine-terreno di fondazione;
- Fenomeni erosivi come erosione di piede, erosione interna al corpo arginale o in fondazione ed erosione concentrata.

Le verifiche vengono eseguite considerando il modello geotecnico descritto nella Sez. 2 e rappresentato in Fig. 3. L'analisi di filtrazione è condotta attraverso il software agli elementi finiti SEEP/W e il fattore di stabilità è valutato con il metodo dell'equilibrio limite utilizzando il software SLOPE/W. Per le unità 1, 3 e 5 si è considerato il comportamento idraulico in condizioni di parziale saturazione del materiale, assumendo le curve di ritenzione e di conducibilità idraulica riportate in Fig. 4. Si trascura invece l'incremento di resistenza al taglio dato dalla suzione.

Il modello di filtrazione applica l'idrogramma di piena e l'infiltrazione data dalle precipitazioni meteoriche rappresentati in Fig. 5. Una pressione nulla è applicata alla zona immediatamente a valle dell'argine poiché si è osservato che tale area è un punto di ristagno dell'acqua. La scarpata è invece una potenziale superficie di efflusso libero. Cautelativamente, la falda viene assunta inizialmente ad una profondità di 1 m nella zona a campagna e raccordata linearmente con il livello di magra del fiume dal lato dell'alveo.

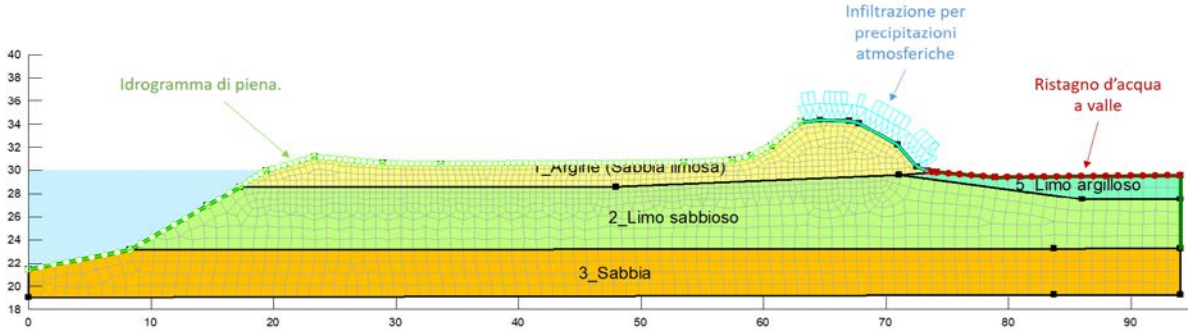


Figura 3 Modello di filtrazione

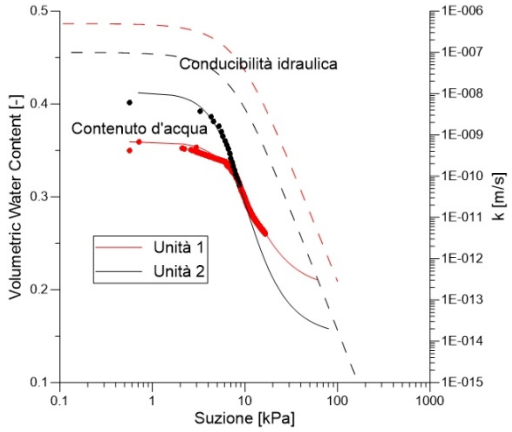


Figura 4 Curve di ritenzione e permeabilità

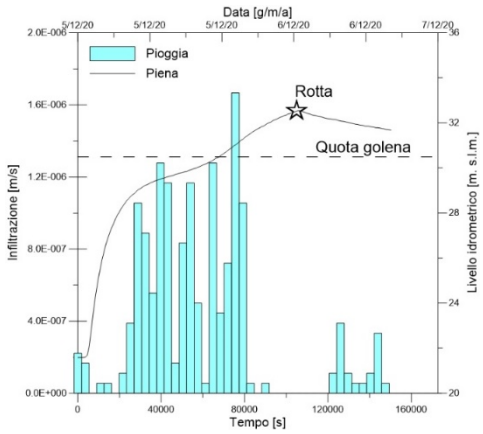


Figura 5 Idrogramma di piena e infiltrazione

4. RISULTATI

La verifica del meccanismo di instabilità globale della scarpata è fatta applicando il metodo all'equilibrio limite di Morgenstern-Price, utilizzando come distribuzione delle pressioni il risultato dell'analisi di filtrazione. Il fattore di sicurezza (FS) è calcolato ad ogni ora durante l'evento di piena e si osserva che questo non diminuisce nel tempo (Fig. 6) perché questi materiali, in condizioni di parziale saturazione, sono poco permeabili e la piena è molto rapida, quindi il fronte di saturazione penetra limitatamente e la variazione delle pressioni nel rilevato è ridotta. Pertanto tale meccanismo è da ritenersi poco probabile.

Il sollevamento al piede dell'argine ha luogo quando la tensione verticale efficace si riduce significativamente all'interfaccia tra orizzonte di sabbia e livello limoso superiore, riducendo così la resistenza del terreno.

Nel caso in esame è presente uno strato di limo sabbioso di circa 6.5 m soprastante lo strato permeabile di sabbia profondo. Il modello numerico di filtrazione consente di calcolare la pressione dell'acqua all'interfaccia tra la sabbia e il limo che vale 31.4 kPa. Il confronto con la tensione verticale totale pari a circa 117 kPa (per un peso di volume minimo di 18kN/m^3), consente di escludere l'insorgenza di tale meccanismo. Considerazioni simili permettono anche di escludere che possa essersi verificato un fenomeno di erosione retrogressiva in fondazione (*piping*), che inoltre ha un'evoluzione più lenta rispetto a quanto osservato.

Quando il fronte di saturazione interseca il piede di valle dell'argine, la forza di filtrazione può dare luogo ad un'erosione localizzata al piede che può estendersi portando alla formazione di una cavità nel corpo arginale e determinarene il collasso o innescare l'instabilità globale della scarpata per mancato supporto al piede. Dalle analisi di filtrazione risulta che il fronte di saturazione non interseca mai il piede dell'argine, pertanto questo meccanismo sembra poco probabile nell'argine omogeneo, tuttavia potrebbe essere favorito dalla presenza di eterogeneità locali

che possono localmente aumentare il gradiente idraulico in direzione orizzontale, eventualità che non si può escludere vista l'eterogeneità dei materiali.

Il meccanismo più probabile, capace di spiegare la rapida evoluzione del fenomeno, è quello di erosione concentrata. È necessario presupporre l'esistenza di una cavità in comunicazione idraulica con l'alveo, ad esempio la tana di un animale o le radici decomposte di una pianta o un insieme di questi elementi, non necessariamente passante attraverso l'intero corpo arginale, ma in vicinanza della scarpata esterna. Quando il carico idraulico aumenta, la pressione dell'acqua può portare alla rottura del paramento esterno avviando il flusso idraulico che, in questi materiali molto erodibili, allarga rapidamente il condotto fino al collasso dell'argine (Fig. 7). L'esistenza di questo tipo di cavità è probabile perché proprio in corrispondenza della rotta le indagini storiche hanno rilevato: (i) la presenza di una tana sul lato campagna, poi probabilmente chiusa con terreno di limitate caratteristiche meccaniche, (ii) la crescita di Arundo donax (canna gigante) di cui si sono rinvenute le ceppaie nel ventaglio di rotta e (iii) la possibile presenza di un manufatto relitto nel corpo arginale di cui si sono rinvenuti dei resti nel ventaglio di rotta. Una modellazione semplificata della successiva evoluzione del fenomeno erosivo con il modello di Bonelli *et al*. (2007) ha mostrato che i tempi rapidi con cui è avvenuto il fenomeno sono compatibili con la natura limo-sabbiosa dei terreni che formano la struttura arginale.

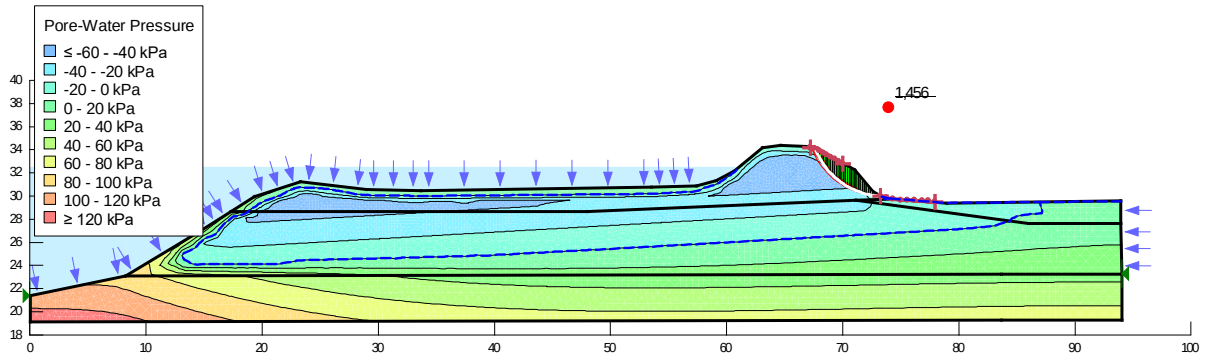


Figura 6 Contour delle pressioni e superfice critica nel momento della rotta.

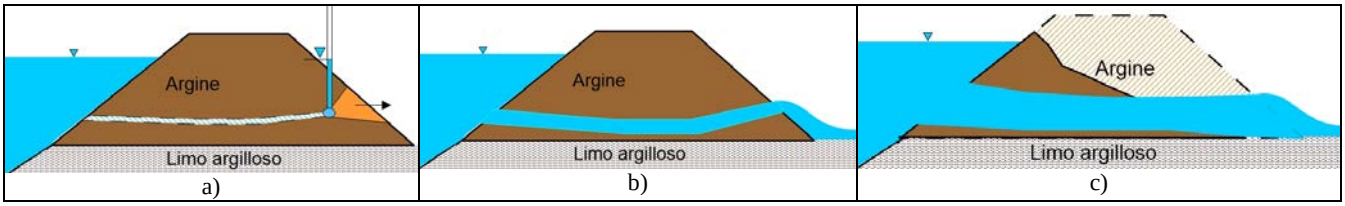


Figura 7 Erosione concentrata: a) Aumento della pressione nella cavità e rottura del parametno, b) avviamento dell'erosione concentrata e allargamento della cavità, c) collasso progressivo dell'argine

5. CONCLUSIONI

L'identificazione delle possibili cause di una rotta arginale può essere complesso perché le caratteristiche dell'opera originale sono ignote e vanno dedotte da indagini a posteriori o sfruttando conoscenze pregresse. La valutazione dei possibili meccanismi di collasso deve tener conto delle proprietà dell'opera (caratteristiche geometriche e dei materiali, condizioni iniziali), delle condizioni al contorno generate dall'evento, ma anche dei tempi di evoluzione osservati del fenomeno.

Nel caso della rotta dell'argine del Panaro di dicembre 2020 le analisi effettuate permettono di escludere meccanismi di instabilità globale della scarpata o del sistema fondazione-scarpata e sifonamento, mentre appaiono molto più probabili fenomeni di erosione concentrata facilitati da eterogeneità locali.

BIBLIOGRAFIA

Bonelli, Stéphane, and François Nicot. 2013. *Erosion in Geomechanics Applied to Dams and Levees*. *Erosion in Geomechanics Applied to Dams and Levees*. https://doi.org/10.1002/9781118577165.

X Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. Atti del Convegno – F. Ceccato, M. Rosone e S. Stacul
© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

ANALISI DI DIFFERENTI METODI DI CALCOLO PER LA MODELLAZIONE DI OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI

Rosario Emanuele Cilla (ing.rosario.cilla@gmail.com)
Politecnico di Torino, Torino, Italia
Attualmente: Studio Tecnico Ingegnere Cilla, Messina, Italia

Gianluca Bella (gianluca.bella@polito.it)
Pini Swiss Engineers, Lugano, Svizzera

ABSTRACT. L'articolo presenta i risultati di un'analisi comparativa nell'ambito della progettazione di opere di sostegno flessibili. La consapevolezza dei principi alla base dei differenti metodi implementati nei più diffusi software di calcolo risulta fondamentale ai fini di una corretta ed adeguata progettazione geotecnica. A tal proposito, e nell'ottica di un'adeguata valutazione del grado di sofisticatezza da applicare alla risoluzione del problema geotecnico in relazione alla sua complessità, il presente studio propone il confronto dei risultati ottenuti da alcuni tra i metodi di calcolo maggiormente utilizzati per la modellazione numerica di strutture di sostegno multi-ancorate. I software adottati a tal fine sono *ParatiePlus*, basato sullo schema di trave elastica su letto di molle alla Winkler e *Plaxis2D*, ossia un programma agli elementi finiti bidimensionali (FEM). Il caso studio è un'opera di sostegno in micropali retro-ancorati. I risultati ottenuti tramite i due differenti approcci sono quindi esposti e discussi anche mediante l'ausilio di misurazioni strumentali eseguite sulla struttura durante le fasi costruttive.

1. INTRODUZIONE

La necessità crescente di implementare servizi e sfruttare gli spazi disponibili nei centri urbani ha comportato un ricorso sempre più ampio all'utilizzo di strutture in sotterraneo, quali parcheggi multipiano o stazioni metropolitane, la cui realizzazione necessita di strutture di sostegno vincolate in modo sempre più complesso. Contestualmente alla diffusione di questa tipologia di strutture, l'affermarsi di procedure di calcolo sempre più avanzate basate su metodi numerici ha avuto un ruolo di primo piano. Esse hanno il vantaggio di analizzare la risposta complessiva del sistema tenendo conto di molteplici fattori, quali ad esempio l'interazione terreno - struttura, la storia tensionale dovuta alla sequenza di costruzione o il regime idraulico in - situ, che altrimenti verrebbero ampiamente semplificati all'interno delle procedure di calcolo basate su modelli empirici o semi - empirici (Burland *et al.*, 1981; Terzaghi e Peck, 1967; Chang e Wong, 1996).

I metodi numerici più utilizzati nella pratica professionale possono raggrupparsi in due classi: quelli denominati *Subgrade Reaction Method* (SRM), ossia basati sull'ipotesi di suolo alla Winkler, e i metodi numerici realizzati sull'ipotesi di terreno come mezzo continuo (FEM, FDM, BEM). I metodi SRM introducono approssimazioni sullo schema di calcolo e sui parametri che governano il problema geotecnico. Tra queste, la più importante sta nell'utilizzo di un parametro (costante di sottofondo) per la rigidezza della molla che non dipende solo dalle caratteristiche meccaniche del terreno e che si valutata spesso ricorrendo a procedure empiriche o di back - analysis (Viggiani, 1993; Fenelli e Pagano, 1997). Viceversa, i metodi numerici permettono di considerare tutti gli elementi di uno scavo incluse le aree circostanti come mezzi continui deformabili e di utilizzare i principi di conservazione della quantità di moto e della massa come equazioni di governo del problema. Delle tre categorie di metodi numerici, quello che ha avuto maggior successo in ambito ingegneristico è il FEM, a motivo della sua estrema versatilità e della sua capacità di ottenere soluzioni con livelli di approssimazione ampiamente soddisfacenti per le esigenze della pratica ingegneristica.

2. CASO STUDIO: MODELLI E ANALISI

Le analisi di raffronto sono state effettuate con riferimento a un'opera di sostegno provvisoria, funzionale alla realizzazione di una stazione metropolitana (Fig. 1). La paratia, a sostegno di uno scavo profondo circa 20.0 m e pianta rettangolare (circa 67.0 m x 19.0 m), è costituita da micropali a interasse variabile riempiti con calcestruzzo. Essa è rinforzata mediante due ordini di puntoni e retro-ancorata tramite due ordini di ancoraggi

attivi (Tabella 1). Un getto in spritz-beton è applicato sul paramento durante l'abbassamento della quota di scavo per contenere eventuali franamenti locali. Per i dettagli si rimanda a Cilla (2014).

Tabella 1. Caratteristiche degli elementi strutturali dell'opera di sostegno: micropali, puntoni, tiranti, soletta di fondazione.

Elemento strutturale	Micropali	Puntoni	Tiranti	Soletta di fondazione
Tipologia	Tubolari acciaio	Tubolari acciaio	Barre cave acciaio	Piastra in c.a.
Lunghezza, L (m)	27.0	18.8	6 - 7 (lunghezza libera) 11.0 (lunghezza bulbo)	18.8
Interasse, i (m)	0.55 – 0.65 (orizzontale)	5 (orizzontale) 3.7 (verticale)	1.3-2.0 (orizzontale) 2.0 (verticale)	-
Diametro esterno, d_{ext} (mm)	177.8	457.0	70 (perforazione) 1'' (hollow bar anchors)	-
Spessore, s (mm)	10.0	12.0	-	200
Materiale	Acciaio (f_{yk} = 350 MPa)	Acciaio (f_{yk} = 350 MPa)	CTS/TITAN IBO, Acciaio (f_{yk} = 454 MPa)	Calcestruzzo C20/25 Acciaio (f_{yk} = 500 MPa)
Pretiro, P (kN)	-	-	140 - 250	-
Inclinazione, α (°)	-	-	15 - 35	-
Profondità di posa, p (m)	-	8.5 (1° ordine) 12.2 (2° ordine)	14.0 (1° ordine) 17.0 (2° ordine)	20

Il terreno (Tabella 2), modellato con legge costitutiva di Mohr-Coulomb elastica perfettamente plastica, è costituito da sabbia limosa addensata (Tipo A) intervallato da una lente di sabbia sciolta (Tipo B). La falda acquifera si attesta a circa 9.5 m di profondità rispetto al piano campagna ed essendo in ambiente urbano, si ipotizza infine la presenza di un sovraccarico pari a 12 kPa applicato alla quota del piano campagna stesso.

Tabella 2. Proprietà geotecniche dei terreni: peso per unità di volume (γ), coesione (c'), angolo di resistenza al taglio (φ'), modulo elastico (E), coefficiente di Poisson (ν), permeabilità (k), grado di sovraconsolidazione (OCR) e legge costitutiva.

Materiale	γ (kN/m^3)	c' (kPa)	φ' (°)	E (MPa)	ν (-)	k (m/s)	OCR (-)	legge costitutiva
Tipo A	21.5	33.0	32	150	0.25	$6 \cdot 10^{-8}$	1	M-C ELPLA
Tipo B	21.5	31.0	35	50	0.25	$1 \cdot 10^{-5}$	1	M-C ELPLA

Le analisi numeriche di raffronto sono state effettuate mediante i software *ParatiePlus* (Fig.1a) e *Plaxis2D* (Fig.1b). Il primo codice di calcolo è basato sull'ipotesi di suolo alla Winkler, assunto come un letto di molle la cui rigidezza è valutata mediante considerazioni di tipo geometrico sullo scavo e legge costitutiva elasto - plastica incrudente per il terreno, secondo la formulazione di Becci e Nova (1987). Il secondo codice di calcolo implementa invece un metodo numerico agli elementi finiti bidimensionali per l'analisi tenso - deformativa del terreno e dei meccanismi di interazione terreno - struttura. La modellazione è stata eseguita in condizione di deformazioni piane e scavo in condizioni drenate. Per entrambi i modelli, lo scavo e l'applicazione dei sostegni sono simulati mediante molteplici fasi imponendo le opportune condizioni idrauliche e vincoli al contorno.

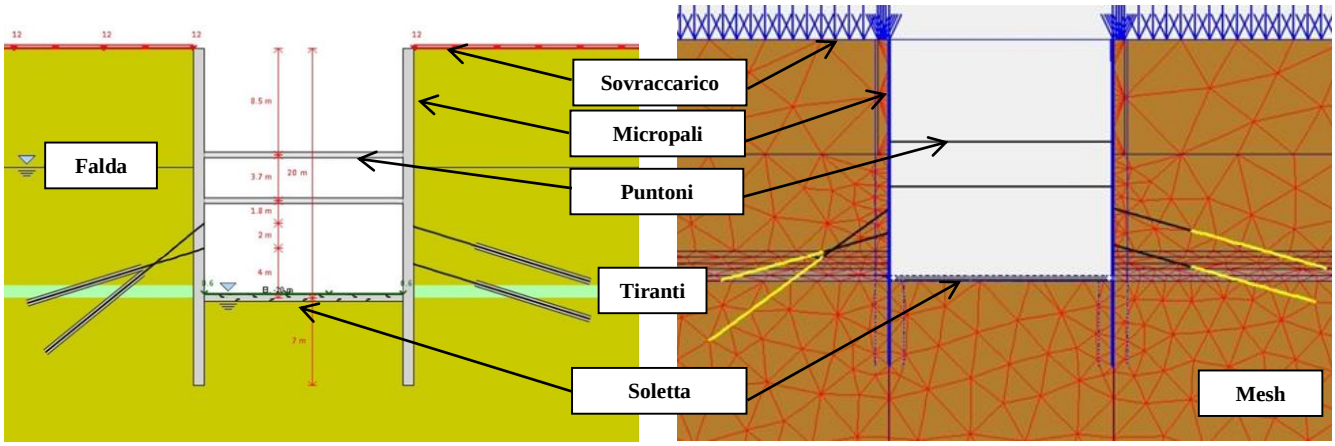


Figura 1 – Geometria e carichi (ultimo step: scavo completato, condizione stazionaria): a) ParatiePlus e b) Plaxis2D.

Nel caso di *Plaxis2D*, il modello è stato vincolato con cerniere nel bordo inferiore e carrelli nei bordi laterali, mentre la mesh è formata da 2'357 elementi triangolari di finitura media lungo tutto il modello e infittita nei clusters più rilevanti.

3. RISULTATI E COMMENTI

L'andamento delle tensioni efficaci, del momento flettente e del taglio lungo lo sviluppo verticale della paratia sono riportati in Figura 2a - 2c per entrambe le modellazioni effettuate. Tali grafici di raffronto fanno riferimento all'ultimo step, ossia al raggiungimento della quota finale di scavo. Relativamente al caso in esame, risulta evidente una marcata differenza in termini di diagrammi delle sollecitazioni di momento e taglio sulla parete ottenuti mediante il software *ParatiePlus*, piuttosto che tramite *Plaxis2D*.

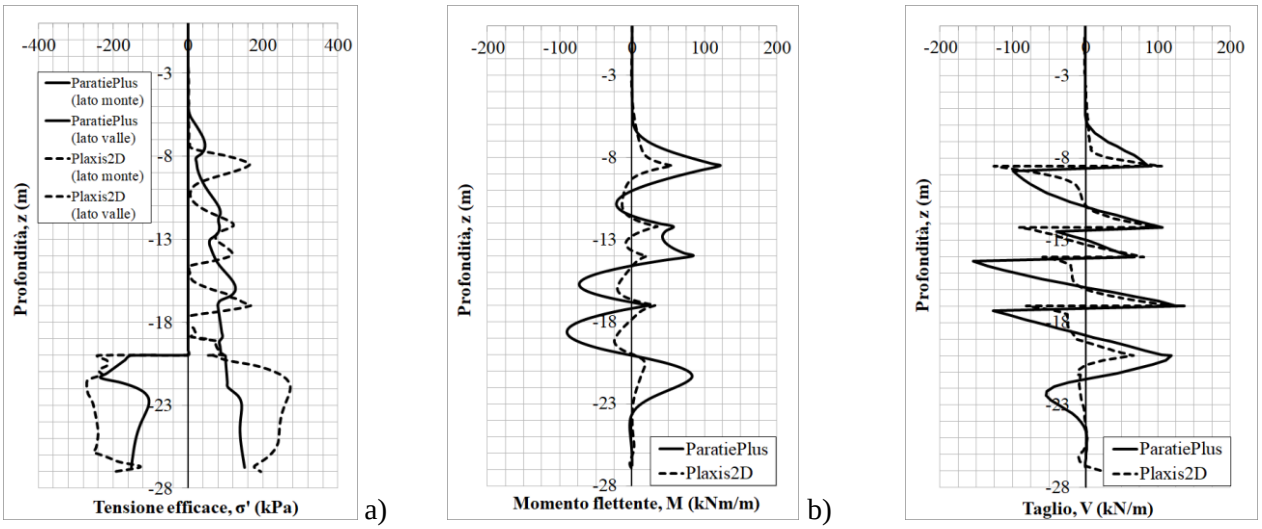


Figura 2 – Confronto tra i risultati ottenuti dal modello ParatiePlus e Plaxis2D: a) andamento delle tensioni efficaci, b) diagramma del momento flettente, c) andamento del taglio in funzione della profondità della paratia.

Trattandosi di un problema di interazione terreno – struttura, il grafico delle tensioni efficaci permette di risalire ai motivi delle differenze nei risultati. Si osserva innanzitutto che il software *ParatiePlus* restituisce valori di spinta orizzontale con andamento approssimativamente costante lungo tutta la profondità della paratia. Viceversa, il codice di calcolo *Plaxis2D* fornisce un andamento delle spinte orizzontali differente, caratterizzato da picchi, ossia tratti con tensione piuttosto concentrata in prossimità dell'ubicazione dei puntoni, dei tiranti e del fondo scavo.

I motivi di tali differenze vanno ricercati nel modo con cui i due software calcolano lo stato tensionale del terreno. Infatti, lo schema alla Winkler di trave elastica su letto continuo di molle implementato in *ParatiePlus* non consente interruzioni nella distribuzione delle tensioni sulla parete, in quanto le molle che rappresentano il terreno rimangono sempre connesse alla parete e quindi forniscono sempre valori di spinta non nulli. Le spinte del terreno, in funzione dello stato di tensionale, potranno al massimo restituire valori legati al coefficiente di spinta attivo o passivo del terreno, nel caso di raggiungimento delle condizioni limite di rottura, ma non restituiranno mai valori di spinta nulli, a partire dalla profondità (critica) di rottura attiva. In *Plaxis2D*, invece, l'analisi bidimensionale FEM calcola valori di spinta del terreno che possono presentare valori nulli. Ciò è dovuto al fatto che la parete, a motivo della sua elevata flessibilità e della presenza dell'interfaccia parete - terreno che può premettere distacchi o sovrapposizioni (cioè spostamenti normali e tangenziali all'interfaccia), in alcuni punti perde contatto con il terreno adiacente, smettendo di ricevere contributi di carico da esso.

Inoltre, in *Plaxis2D* il valore delle spinte è calcolato considerando tutte le azioni che intervengono nella realizzazione dell'opera nel loro insieme. Così facendo l'inclinazione delle tensioni principali σ_1 in alcuni punti del modello arriva a ruotare rispetto alla verticale anche di 90°, principalmente per effetto dei moti di filtrazione, dalla presenza dei carichi locali e dell'applicazione della pretensione dei tiranti, dando luogo ai picchi di tensione del diagramma delle tensioni efficaci. Tali inclinazioni di carico sono impossibili da cogliere in un modello monodimensionale come *ParatiePlus* in cui l'unico modo per tenere conto dell'inclinazione delle spinte orizzontali è quello di utilizzare coefficienti di equilibrio limite che considerino già al loro interno l'effetto di rotazione delle tensioni, che per altro viene teoricamente attribuito al solo effetto di attrito parete - terreno.

Si riportano infine le deformate della paratia insieme ad alcune misurazioni disponibili solo a quota piano campagna (Fig.3). Queste ultime provengono dai monitoraggi strumentali in corso d'opera realizzati sulla struttura, che consistono di rilevamenti topografici con *target points* e inclinometri. Si osserva come la differenza tra i valori di spostamento ricavati dalle due diverse formulazioni aumentano man mano che la condizione di carico della struttura di sostegno diventa gravosa, soprattutto nella parte a sbalzo, in testa. Nel caso di *ParatiePlus* gli spostamenti raggiungono valori molto elevati a differenza del caso di *Plaxis2D* i cui valori risultano invece sempre paragonabili con le misurazioni in corso d'opera sulla struttura.

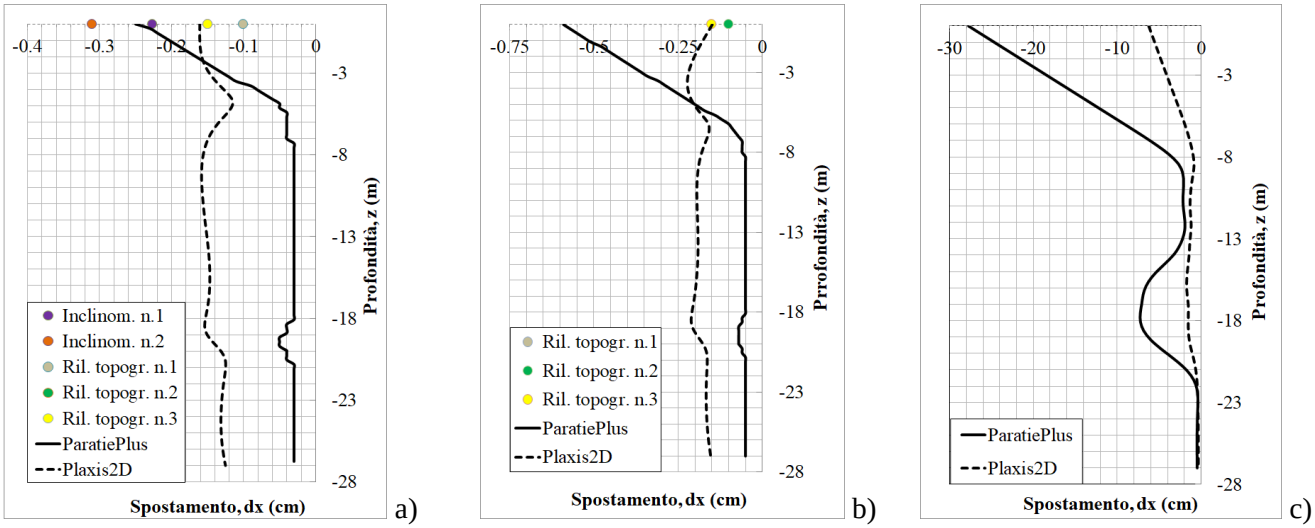


Figura 3 – Confronto tra i risultati della deformata della struttura con a) Paratie e b) Plaxis 2D, corroborato dalle misurazioni strumentali rilevate durante due fasi di scavo: a) 4.5 m, b) 6.0 m, c) scavo completato 20.0 m.

4. CONCLUSIONI

Il presente studio ha sintetizzato le principali differenze in termini tenso - deformativi nella modellazione di un'opera di sostegno flessibile realizzate con un codice di calcolo monodimensionale e un software bidimensionale agli elementi finiti. Sulla base dei risultati ricavati, si osserva come ai fini progettuali il grado di complessità del problema da analizzare sia il discriminante per la scelta del metodo di calcolo più opportuno.

Sebbene i codici FEM meglio riescano ad approssimare il problema di una paratia flessibile soggetta ad una situazione di carico complessa, si sottolinea comunque l'utilità d'uso dei metodi basati sull'ipotesi di suolo alla Winkler nelle prime fasi progettuali di opere di elevata complessità e la loro adeguatezza nell'affrontare e risolvere in maniera soddisfacente problemi di media complessità.

5. BIBLIOGRAFIA

Becci B., Nova R. (1987). Un metodo di calcolo automatico per il progetto di paratie. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 21(1): 33-46.

Burland J.B., Potts D.M., Walsh N.M. (1981). The overall stability of free and propped embedded cantilever retaining walls. *Ground Engineering*, 14(5): 28-38.

Cilla R. (2014). *Analisi mediante metodi numerici di paratie ancorate*. Tesi di laurea magistrale, Politecnico di Torino.

Terzaghi K., Peck R.B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd ed., John Wiley & Sons, New York (NY), 729 pp.

Chang J.D., Wong K.S. (1996). Apparent pressure diagram for braced excavations in soft clay with diaphragm walls. *Proc. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. Mair & Taylor eds., London, Balkema, Rotterdam: 87-92.

Viggiani C. (1993). *Fondazioni*. CUEN, Napoli.

Fenelli G. B., Pagano L. (1997). Modellazione del comportamento di un diaframma realizzato in terreni piroclastici. Proc. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica, CNR. Perugia.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

LE NUOVE OPERE SOTTERRANEE PRESSO IL CERN (HL-HLC), PUNTO 5: SFIDE PROGETTUALI ED ESECUTIVE

Matteo Falanesca (matteo.falanesca@pini.group)
Pini Group, Lugano, Svizzera

Gianluca Bella (gianluca.bella@pini.group)
Pini Group, Lugano, Svizzera

Davide Merlini (davide.merlini@pini.group)
Pini Group, Lugano, Svizzera

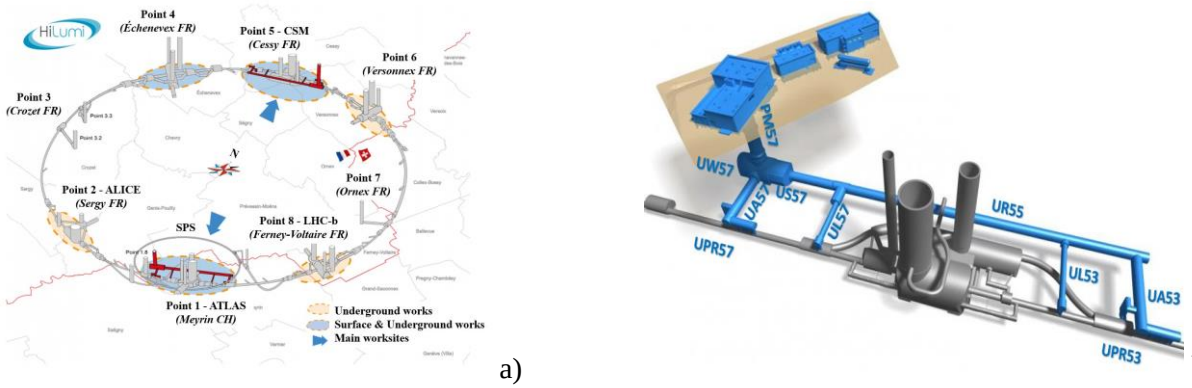
Filippo Gianelli (filippo.gianelli@pini.group)
Pini Group, Lugano, Svizzera

Anastasia Luz Lopez-Hernandez (Luz.Lopez-Hernandez@cern.ch)
CERN, Ginevra, Svizzera

ABSTRACT. Il *Large Hadron Collider* (LHC) è il più grande acceleratore di particelle situato presso il CERN di Ginevra. Trattasi di una struttura ad anello di 27 km, realizzata alla profondità di 100 m e dotata di 8 punti sperimentali in sotterraneo. In tale contesto, l'High-*Luminosity* (HL-LHC) è un recente progetto finalizzato al miglioramento dell'esistente acceleratore di adroni (LHC) che richiede nuove strutture sotterranee presso i punti sperimentali 1 (Svizzera) e 5 (Francia). Il presente articolo illustra le principali sfide incontrate nella progettazione e costruzione delle strutture sotterranee presso il Punto 5. Al fine di analizzare il comportamento tenso-deformativo delle differenti litologie riscontrate, la progettazione si è avvalsa di modelli numerici agli elementi finiti, fondamentali per riprodurre adeguatamente l'avanzamento delle fasi di scavo, valutare le conseguenze sulle adiacenti strutture esistenti e dimensionare i sostegni e rivestimenti. Ad oggi, le principali opere sotterranee sono state realizzate con successo e senza criticità. Il termine dei lavori è previsto per il 2022.

1. INTRODUZIONE

Il CERN è un'organizzazione internazionale con sede a Ginevra dotato del più grande acceleratore di particelle sotterraneo del mondo (*Large Hadron Collider*, LHC), posto su entrambi i lati del confine tra Svizzera e Francia (Figura 1a). L'*High-Luminosity* LHC è un recente progetto volto a migliorare le ricerche scientifiche e sono richieste nuove opere sotterranee presso i punti 1 e 5 (Canzoneri et al., 2019). In particolare, al punto 5 oggetto del presente articolo, le nuove opere sotterranee sono collocate sul lato interno dell'anello esistente, a una distanza media di circa 50 metri dall'asse dell'anello e situate a ca. 7 metri al di sopra della chiave di volta del tunnel LHC esistente. Esse consistono in un pozzo PM57 (diametro 12 m, altezza 60 m), caverne sotterranee US57/UW57 (area di scavo ca. 270 m^2), galleria tecnica UR55 (area di scavo 60 m^2), gallerie di servizio UA57/UA53 e UL57/UL53 (area di scavo rispettivamente 45 m^2 e 20 m^2), 16 cunicoli di collegamento verticali con l'anello LHC esistente (diametro 1.7 m, altezza 5 m) e due gallerie d'emergenza UPR53/UPR57 (area di scavo 25 m^2) come illustrato in Figura 1b.



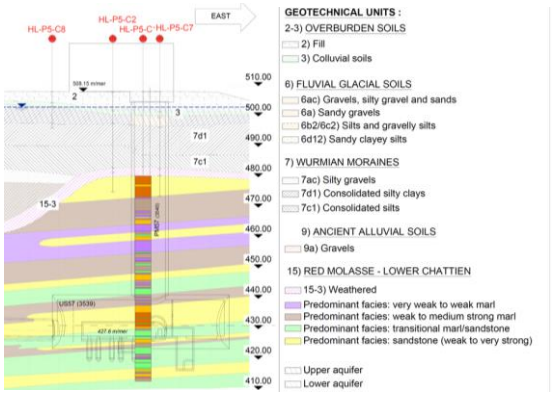
a) b)

Figura 1. a) vista globale del Progetto HL-LHC; b) nuove opere sotterranee (blu) ed opere esistenti (grigio) al punto 5 (fonte: CERN).

Tutte le nuove opere sotterranee sono progettate con un sistema di doppio rivestimento con vita utile di progetto di 10 anni per il rivestimento provvisorio e di cento anni per il rivestimento finale, incluso il sistema di impermeabilizzazione.

2. CONDIZIONI GEOLOGICHE E PRINCIPALI SFIDE PROGETTUALI

Il sito è ubicato in una zona costituita da uno strato superiore di morena quaternaria che sovrasta una formazione in molassa costituita da orizzonti eterogenei di arenarie e marne con possibile presenza di minerali argillosi potenzialmente rigonfianti (illite/smectite) e potenzialmente contenente idrocarburi (Kurzweil, 2004). Sono presenti due acquiferi indipendenti ed il coefficiente di spinta K_0 varia tra 1.25 e 2.0 per le formazioni rocciose e 0.7 per i terreni. Le nuove opere hanno una copertura di ca. 60 m e sono state realizzate all'interno della molassa, ad eccezione dei primi 20 m del pozzo PM57 il quale ricade nelle unità moreniche (Figura 2).



a)

	γ [kN/m³]	OCR [-]	ϕ [°]	ψ [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	E [MPa]	υ [-]	k [m/s]
Fill	21.0	-	28-30	8	0	-	40-120	0.3	-
Colluvial soil	19.5	-	27-29	7	5-10	> 40	>100	0.3	$4 \cdot 10^{-4} \div 8 \cdot 10^{-7}$
Silty gravel	23.5	-	32-36	12	0	-	200-450	0.3	$9 \cdot 10^{-4}$
Sandy silt	22.5	2	32-34	12	10-15	150-250	100-170	0.3	$9 \cdot 10^{-4} \div 1 \cdot 10^{-7}$
Silty clay	22.5	2	30-32	10	10-15	100-200	70-140	0.3	$(4 \div 9) \cdot 10^{-8}$

Tab. 1 – Parametri geotecnici dei terreni.

	γ [kN/m³]	ϕ [°]	ψ [°]	ϕ_{res} [°]	c [MPa]	c_{res} [MPa]	ϕ_{res} [°]	σ_c [MPa]	σ_t [MPa]	E_{mc} [MPa]	E_{md} [MPa]	υ [-]	k [m/s]
Very weak to weak marls	24.0	18.5	0	17.0	1.2	0.5	17.0	3.2	0.5	500	850	0.30	$1 \cdot 10^{-7}$
Weak to strong marls	24.5	30.0	10	30.0	2.6	1.3	30.0	9.4	1.0	1260	2500	0.30	$1 \cdot 10^{-7}$
Marl/sandstone	25.0	38.0	18	34.0	4.8	1.6	34.0	20.0	1.8	3000	4500	0.30	$1 \cdot 10^{-7}$
Sandstone	23.0	41.0	21	34.0	2.1	1.0	34.0	9.1	0.6	1500	2500	0.30	$1 \cdot 10^{-7}$

Tab. 2 - Parametri geotecnici delle rocce.

b)

Figura 2. a) Profilo geologico al Punto 5, b) parametri geotecnici dei terreni (in alto) e delle rocce (in basso).

Le principali sfide del progetto riguardano i seguenti aspetti: i) un ambizioso calendario di progettazione e costruzione; ii) la necessità di limitare le vibrazioni e gli spostamenti indotti dallo scavo delle nuove opere sulle strutture esistenti in esercizio; iii) lo scavo all'interno di un ammasso roccioso eterogeneo contenente idrocarburi e con un possibile comportamento di rigonfiamento; iv) la connessione tra le strutture esistenti e quelle nuove.

3. IL RUOLO DELLA MODELLAZIONE NUMERICA DURANTE LA FASE PROGETTUALE

Durante la fase di progettazione, le analisi numeriche sono state eseguite principalmente con il software FEM RS2 (RocScience) al fine di dimensionare gli eventuali sostegni in roccia, valutare l'interazione tenso-deformativa sulle strutture esistenti a motivo dello scavo di quelle nuove e dimensionare i rivestimenti di prima fase e definitivi. La modellazione ha fatto uso di mesh triangolari infittite in corrispondenza delle nuove opere, dimensioni del modello tali da minimizzare gli effetti di bordo ed opportune condizioni di vincolo al contorno. È stata considerata una legge costitutiva elasto-plastica secondo il criterio di Mohr-Coulomb, condizioni di deformazioni piane, simulazione delle fasi di scavo mediante il metodo convergenza-confinamento (Panet & Guenot, 1982) con fattore di rilascio λ valutato sulla base delle curve caratteristiche e calibrato sulla base dei dati di monitoraggio di precedenti scavi. Gli ancoraggi sono stati modellati come elementi *fully bounded* o *Swellex*, mentre i rivestimenti in calcestruzzo come elementi *composite liner* o *reinforced beam* (RocScience, 2021).

In Figura 3 è riportato il modello numerico realizzato per valutare l'influsso tensionale dello scavo della nuova galleria UR55 (classe di sostegno 1: ancoraggi ad attrito L = 4 m, F_{tk} = 240 kN, maglia 1.5m x 1.5m + 1° strato in calcestruzzo fibro-rinforzato C20/25, spessore 5 cm + rete elettrosaldata 1.89 cm^2/m + 2° strato in calcestruzzo C20/25, spessore 10 cm) sulla caverna esistente USC55, posta alla distanza di ca. 10 m. Dalle analisi è emerso un comportamento dell'ammasso sostanzialmente elastico con limitate zone plastiche e deformazioni massime pari a ca. 1 mm nell'arco rovescio della caverna esistente, ossia inferiore al valore soglia considerato per le strumentazioni del CERN in esercizio. Infine, è stato verificato come l'incremento delle sollecitazioni sui rivestimenti definitivi della caverna USC55 in calcestruzzo armato (C40/50, spessore 57 cm) ricadesse entro i limiti dello stato limite di servizio e ultimo. In Figura 4 viene illustrato il modello di calcolo adottato per valutare l'influsso deformativo dello scavo della nuova galleria di servizio UA57 (classe supporto 2: calcestruzzo C20/25, spessore 25 cm + centine

reticolari 3G 70/20/26, spaziatura 1.2 + ancoraggi ad attrito L = 4 m, F_{tk} = 250 kN, maglia 1.5 m x 1.2 m) posta a una distanza minima di ca. 5 m sopra l'anello principale esistente in esercizio R57. Anche in questo caso è stato confermato il comportamento prevalentemente elastico dell'ammasso roccioso con spostamenti nella galleria esistente inferiori al millimetro. Da tali analisi, si è concluso che non risultavano necessari ulteriori supporti per il rivestimento interno della galleria esistente in calcestruzzo non armato di classe C25/30 e spessore 22 cm.

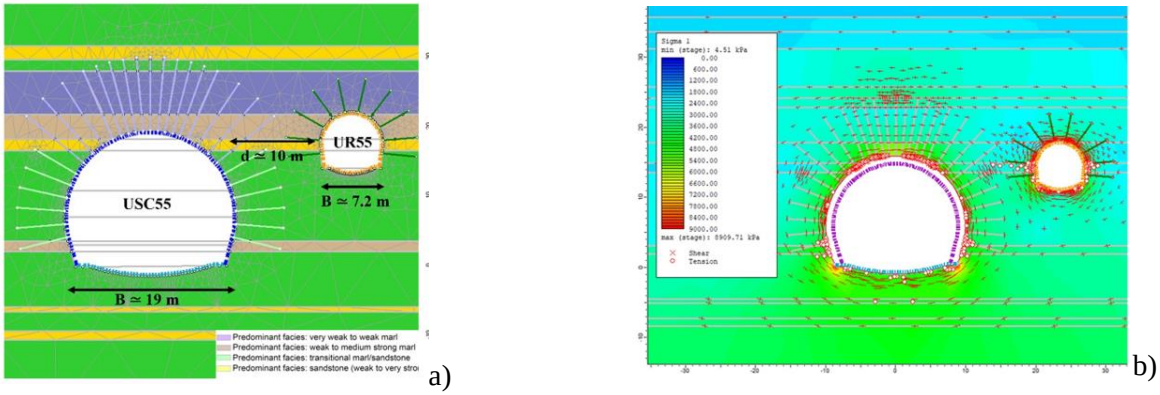


Figura 3. Valutazione degli effetti tensionali dello scavo del tunnel UR55 sulla caverna esistente USC55: a) modello FEM con unità geologiche, b) tensioni e zone plastiche.

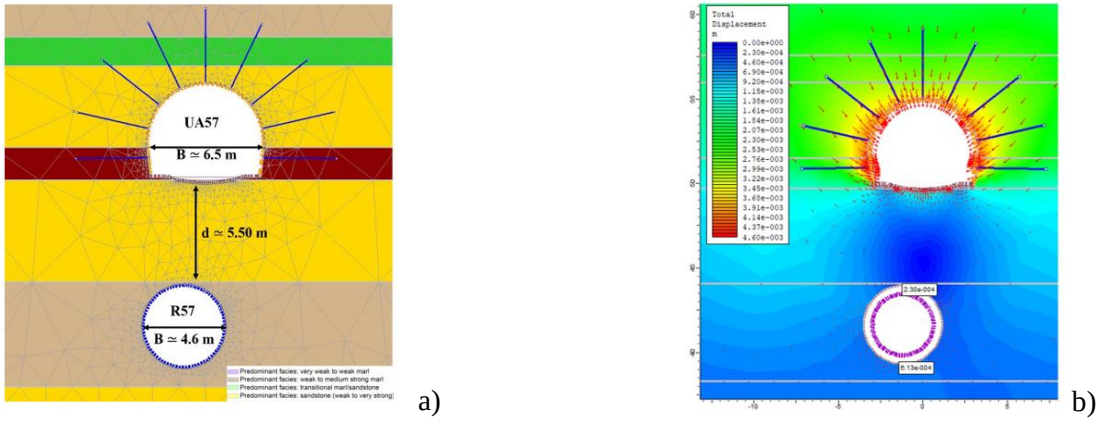


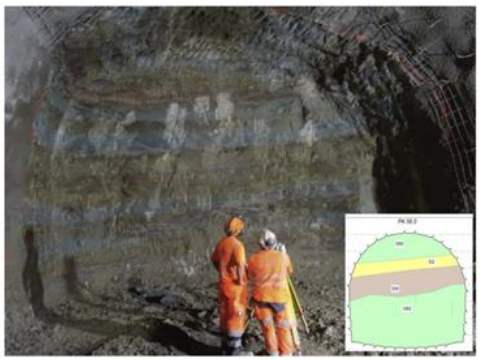
Figura 4. Valutazione degli effetti deformativi dello scavo del tunnel UA57 sul rivestimento del LHC esistente: a) modello FEM con unità geologiche, b) spostamenti totali indotti.

Per il dimensionamento delle sezioni prossime agli incroci per le quali gli effetti 3D possono risultare determinanti, sono stati adottati parametri geotecnici conservativi e l'impiego sempre di modelli di calcolo 2D. L'impiego del rivestimento definitivo armato è risultato necessario solo nelle zone di incrocio. Infine, il dimensionamento del rivestimento definitivo è stato eseguito anche considerando i risultati di modelli 2D ad aste-molle mediante il codice Statik (Cubus), per tenere in conto anche degli effetti indotti dalla temperatura, dal rigonfiamento, dalla viscosità e ritiro.

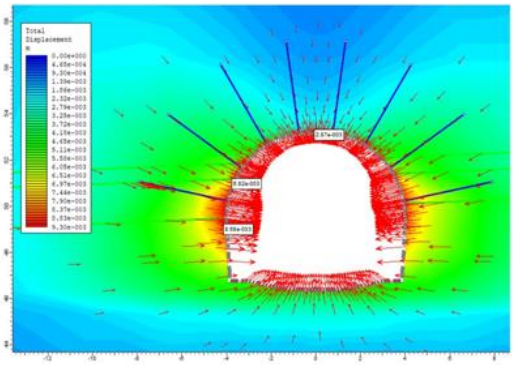
4. IL RUOLO DELLA MODELLAZIONE NUMERICA DURANTE LA FASE COSTRUTTIVA

I risultati dei modelli progettuali sono stati verificati durante l'esecuzione, mediante l'analisi dei dati forniti da un approfondito sistema di monitoraggio, confermando l'importanza del metodo osservazionale. Considerando la geologia di riscontro durante la fase di scavo, sono state possibili alcune ottimizzazioni dei supporti. La figura 5 mostra l'analisi a ritroso effettuata per ottimizzare i supporti per la galleria UR55 al fine di garantire la sicurezza strutturale pur rimovendo l'ordine inferiore di bulloni; questa modifica ha consentito un aumento della velocità di scavo ed una riduzione dei costi.

Analogamente, sulla base della geologia di riscontro e del monitoraggio delle convergenze in fase di scavo, un modello assial-simmetrico è stato realizzato per il pozzo PM57, permettendo di ottimizzare (ca. 40%) l'armatura del rivestimento definitivo in calcestruzzo C35/45 grazie alla rivalutazione del carico trasmesso dall'ammasso stimato pari a 400 kPa (Figura 6).

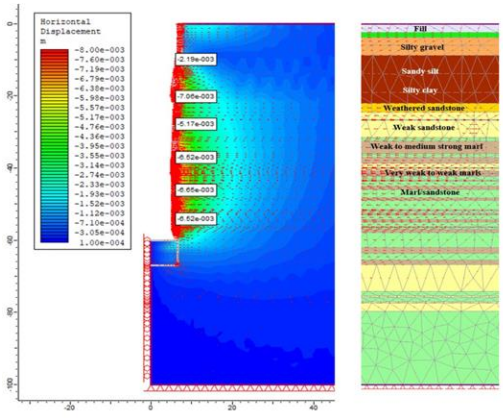


a)

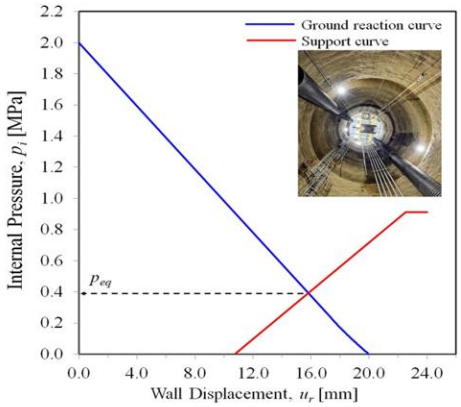


b)

Figura 5. a) Monitoraggio convergenze, b) analisi a ritroso per ottimizzazione dei supporti in roccia per la galleria UR55.



a)



b)

Figura 6. Analisi a ritroso per l'ottimizzazione del dimensionamento del pozzo PM57: a) modello FEM calibrato sulla geologia di riscontro con spostamenti orizzontali, b) curve caratteristiche dell'ammasso e del sostegno.

5. CONCLUSIONI

Nel presente articolo sono state presentate le principali sfide progettuali ed esecutive per la realizzazione delle nuove opere sotterranee presso il CERN – punto 5. Le analisi numeriche eseguite durante la fase progettuale, hanno permesso di simulare le numerose fasi di scavo in condizioni geotecniche complesse, consentendo di valutare l'interazione tensionale e deformativa dello scavo delle nuove opere sulle adiacenti strutture sotterranee in esercizio. Durante la fase esecutiva, si è evidenziato come mediante i principi del metodo osservazionale, tramite un dettagliato monitoraggio in continuo ed analisi numeriche a ritroso, si siano potute eseguire differenti ottimizzazioni, consentendo dunque un risparmio in termini di tempi e costi.

Ad oggi, lo scavo delle principali opere sotterranee è stato completato con successo senza alcun impatto critico sulle vicine strutture sotterranee esistenti. L'esecuzione delle opere è iniziata nel mese di aprile 2018 e attualmente la fase di costruzione è in linea con il cronoprogramma definito da contratto, prevedendo il completamento dei lavori entro il mese di settembre 2022. Gli Autori desiderano ringraziare il CERN per il permesso concesso per la pubblicazione dei dati contenuti nel presente articolo.

6. BIBLIOGRAFIA

Canzoneri A., Amiot J., Rozemberg F., Merlini D., Gianelli F., Como G., De Salvo F., Helou C., Luz Lopez-Hernandez A., Mattelaer P. (2019), CERN (HL-LHC): New underground & surface structures at Point 1 & Point 5, *WTC 2019*, Napoli - Italy.

Kurzweil H. (2004), The LHC-project of CERN – large caverns in soft rock. In: *WTC 2004*, ITA, Singapore.

Panet M., Guenot A. (1982), Analysis of convergence behind the face of a tunnel, *Tunneling* 82, Bringhton.

Rocscience (2021). RS2-online manual https://www.rocscience.com/software/rs2

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

MODELLAZIONE DEL COLLASSO DI UN RILEVATO ARGINALE CON IL METODO DEI PUNTI MATERIALI PER TERRENI PARZIALMENTE SATURI

Veronica Girardi (veronica.girardi.1@phd.unipd.it)
DICEA - Università degli Studi di Padova, via Ognissanti 39, Padova

Francesca Ceccato (francesca.ceccato@icea.unipd.it)
DICEA - Università degli Studi di Padova, via Ognissanti 39, Padova

ABSTRACT. Numerosi fenomeni di instabilità in pendii naturali o artificiali sono caratterizzati da grandi deformazioni. Le condizioni di saturazione dei terreni coinvolti giocano un ruolo fondamentale nelle fasi di innesco e propagazione. Entrambi questi aspetti sono inclusi in una recente formulazione del metodo dei punti materiali (MPM), detta *2Phase+suction*, oggetto del presente contributo. In questo contributo, viene brevemente presentata la formulazione e applicata all'instabilità di una scarpata arginale indotta da una combinazione di pioggia e piena prolungata, mettendo in luce le potenzialità dell'MPM in quanto permette di simulare il comportamento post-failure rispetto ai tradizionali metodi FEM e LEM.

1. INTRODUZIONE

La mitigazione del rischio di frane e instabilità di opere in terra è basata sulla comprensione di complessi fenomeni di interazione idromeccanica. La modellazione numerica fornisce un valido strumento di indagine e previsione di tali fenomeni. Le analisi di stabilità di pendii naturali ed artificiali sono generalmente basate su codici di calcolo che utilizzano il metodo dell'equilibrio limite (LEM) oppure degli Elementi Finiti (FEM). Entrambi i metodi forniscono una stima delle condizioni di stabilità mediante il Fattore di Sicurezza (FS), inteso come il rapporto fra la resistenza mobilitata lungo una superficie di scorrimento e le azioni destabilizzanti che favoriscono il cinematismo. Il LEM considera un comportamento rigido-plastico del terreno e adotta il metodo dei conci per la definizione di sollecitazioni agenti e resistenze. La superficie di scorrimento viene prestabilita dall'utente. Nell'analisi FEM è invece possibile considerare il comportamento deformativo della massa di terreno coinvolta nel potenziale cinematismo e la superficie di scorrimento è parte della "soluzione" del problema. Tuttavia l'ipotesi di piccole deformazioni su cui si basa il metodo rende impossibile la stima delle deformazioni post-collasso. In questo contesto, emerge la necessità di sviluppare nuove tecniche numeriche che permettano di quantificare il comportamento post-collasso. I benefici risultanti sono evidenti qualora si dovesse fare una valutazione del rischio e progettare un intervento di mitigazione del rischio frana o di rinforzo di opere arginali.

Il metodo dei punti materiali (MPM), è un metodo di analisi ai grandi spostamenti, idoneo per materiali di tipo "history-dependent", come i terreni, che può essere adottato per le analisi di stabilità. Il metodo si basa su una rappresentazione duale: da una parte si utilizza la meccanica del continuo per trattare il terreno, con conseguente risoluzione di equazioni di governo ai nodi di una griglia computazionale di background che copre tutto il dominio di potenziale spostamento. Dall'altra parte vi sono i punti materiali (MPs) che discretizzano il volume di terreno in analisi, conservando le proprietà fisiche e meccaniche nel tempo. Procedure di mapping consentono il passaggio delle informazioni (variabili cinematiche, deformative, tensoriali, ecc.) dai nodi ai MPs. In questo modo, la deformazione della griglia computazionale non limita i grandi spostamenti, rendendo possibile l'analisi a partire dallo sviluppo di superfici di rottura, riproducendo tutta la fase di propagazione, fino alla deposizione finale.

L'MPM venne inizialmente formulato per materiali monofase nell'ambito della meccanica dei solidi (Sulsky, Zhou, & Schreyer, 1995), e successivamente esteso ai mezzi saturi e non saturi ai fini delle applicazioni in geomeccanica e ingegneria geotecnica (Fern, Rohe, Soga, & Alonso, 2019). In questo contributo viene presentata una recente formulazione Single-Point per terreni parzialmente saturi, detta *2Phase+suction*, sviluppata dagli stessi autori (Ceccato, Yerro, Girardi, & Simonini, 2021). Tale formulazione viene utilizzata per la prima volta nell'ambito dell'analisi di stabilità dei rilevati arginali, grazie all'implementazione di condizioni al contorno transitorie idrauliche, innovative nell'ambito dell'MPM.

2. LA FORMULAZIONE 2PHASE PER TERRENI PARZIALMENTE SATURI

I terreni parzialmente saturi sono mezzi porosi a tre fasi: la fase solida (S) rappresentata dallo scheletro solido e i fluidi, liquido (L) e gassoso (G) che riempiono le porosità. Nella formulazione *2Phase+suction* si assume gas di densità trascurabile rispetto alle altre fasi e a pressione atmosferica ($p_G = 0$). In questo modo le equazioni di governo sono relative a solo due fasi, liquida e solida, e la suzione di matrice viene definita come $s = p_L - p_G = p_L$. La densità della miscela si esprime come $\rho_m = n_S\rho_S + n_L\rho_L$, dove le concentrazioni volumetriche delle fasi solida e liquida sono rispettivamente $n_S = 1 - n$ e $n_L = S_L n$ e dove S_L è il grado di saturazione e n la porosità.

Le equazioni di governo della formulazione si articolano in conservazione della quantità di moto del liquido e della miscela, Eq. 1 e 2, conservazione della massa, equazioni di compatibilità e legami costitutivi. Le equazioni della quantità di moto vengono trasformate nella forma debole e discretizzate nello spazio per ricavare le incognite principali, ovvero le accelerazioni del liquido e del solido, $\mathbf{a}_L$ e $\mathbf{a}_S$. La forza di "drag" che rappresenta l'interazione fra le fasi viene espressa come $\mathbf{f}_L^d = \frac{n_L\mu_L}{k_L}(\mathbf{v}_L - \mathbf{v}_S)$, dove $\mathbf{v}_L$ e $\mathbf{v}_S$ sono le velocità del liquido e del solido, μ_L è la viscosità dinamica e k_L è la permeabilità intrinseca. Infine $\mathbf{g}$ è il vettore della forza di gravità.

$$\rho_L\mathbf{a}_L = \nabla p_L - \mathbf{f}_L^d + \rho_L\mathbf{g} \tag{1}$$

$$n_S\rho_S\mathbf{a}_S + n_L\rho_L\mathbf{a}_L = \nabla\cdot\boldsymbol{\sigma} + \rho_m\mathbf{g} \tag{2}$$

Successivamente vengono calcolati velocità e spostamenti considerando la discretizzazione temporale, mediante uno schema di tempo esplicito. Le equazioni di conservazione della massa per ciascuna fase sono combinate in un'equazione singola (Eq. 3) che permette di ricavare gli incrementi di pressioni del liquido. In questa equazione si assume inoltre un comportamento debolmente comprimibile del liquido.

$$\frac{\mathrm{D}^S p_L}{\mathrm{D}t} = \left[n\left(S_L\frac{\partial\rho_L}{\partial p_L} + \rho_L\frac{\partial S_L}{\partial p_L}\right)\right]^{-1}\cdot div[\rho_L n S_L(\mathbf{v}_S - \mathbf{v}_L)] - \rho_L S_L div(\mathbf{v}_S) \tag{3}$$

Viene adottato il principio delle tensioni efficaci di Bishop (Eq. 4) per considerare la ripartizione dello stato di stress tra le fasi, assumendo $\chi = S_L$. Infine, un opportuno modello costitutivo, Eq. 5, lega le tensioni efficaci alle deformazioni del solido, implementato nella classica forma incrementale. Nella stessa Eq. 5 $\mathbf{D}$ rappresenta la matrice di rigidezza.

$$\boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{\sigma}_{net} - \chi s\mathbf{I} \tag{4}$$

$$d\boldsymbol{\sigma}' = \mathbf{D}\cdot d\boldsymbol{\varepsilon} \tag{5}$$

Lo stato di parziale saturazione del terreno e la sua evoluzione in funzione della suzione sono descritti dalla curva di ritenzione idrica (SWRC= Soil Water Retention Curve) e dalla curva di conducibilità idraulica (HCC= Hydraulic Conductivity Curve). La SWRC può assumere diverse espressioni, ma in questo caso, per semplicità, si utilizza la relazione lineare di Eq.6. La HCC stabilisce la relazione fra conducibilità idraulica e grado di saturazione. Essa può stabilire che la conducibilità idraulica sia pari a quella satura, $k_L/k_{sat} = cost$, oppure variabile secondo una potenza del grado di saturazione, come le equazioni di Hillel (Hillel, 1971) o di Mualem (Mualem, 1976).

$$S_L = 1 - a_v\cdot s \tag{6}$$

3. APPLICAZIONE: INSTABILITA' INDOTTA DA COMBINAZIONE DI PIOGGIA E PIENA

In questa sezione viene illustrato un esempio applicativo della formulazione 2Phase+suction ad un'analisi di stabilità di una scarpata arginale. Per ulteriori esempi applicativi il lettore può fare riferimento a (Ceccato et al., 2021; Girardi et al., 2021; Ceccato et al., 2020). In questo esempio si considera un modello 2D plain strain che comprende la scarpata lato campagna di un rilevato arginale, alto 3m con pendenza 2/3 (Fig. 1). I parametri dei materiali sono riportati in Tabella 1. Il modello costitutivo per il terreno è elastico perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb. La SWRC lineare con $a_v = 4\cdot 10^{-4}\ 1/kPa$ e HCC costante con conducibilità idraulica satura $k_{sat} = 3.92\cdot 10^{-4} m/s$.

La distribuzione di pressioni viene inizializzata applicando una pressione linearmente crescente al bordo lato fiume per riprodurre l'effetto di una piena prolungata, con livello del fiume pari a 2m. Anche le tensioni geostatiche

vengono inizializzate in questa fase. In questa fase, una condizione di Potential Seepage face è applicata a lato campagna. Con questa condizione al contorno, se il terreno è saturo l'acqua è libera di uscire a pressione atmosferica, viceversa, se il terreno è parzialmente saturo, l'acqua non può entrare attraverso tale porzione del contorno. Questa condizione viene dunque aggiornata ad ogni ciclo computazionale, controllando che alla pressione nulla corrisponda un vettore di flusso uscente, altrimenti viene introdotta un'opportuna correzione. Analoghe condizioni al contorno e proprietà dei materiali sono utilizzate nel modello FEM.

La Figura 2 mostra la distribuzione delle pressioni nel rilevato al termine di questa fase confrontando i risultati ottenuti con l'approccio MPM e con SEEP/W dove si vede un ottimo accordo. Viene quindi condotta un'analisi LEM che restituisce un fattore di sicurezza 1.022 con il metodo di Bishop. Il pendio è quindi stabile ma con un limitato margine di sicurezza.

Tabella 1 Parametri dei materiali

Densità grani solidi [kg/m^3]	2700	Modulo elastico solido [kPa]	50000
Densità liquido [kg/m^3]	1000	Coefficiente di Poisson [-]	0.3
Porosità [-]	0.4	Angolo d'attrito [°]	27
Modulo elastico liquido [kPa]	80000	Coesione [kPa]	2
Permeabilità [m/s]	$3.92 \cdot 10^{-4}$	Dilatanza [°]	0

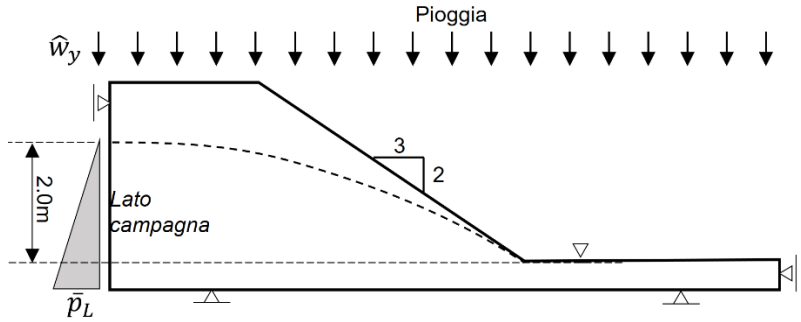


Figura 1 Schema del modello con condizioni al contorno

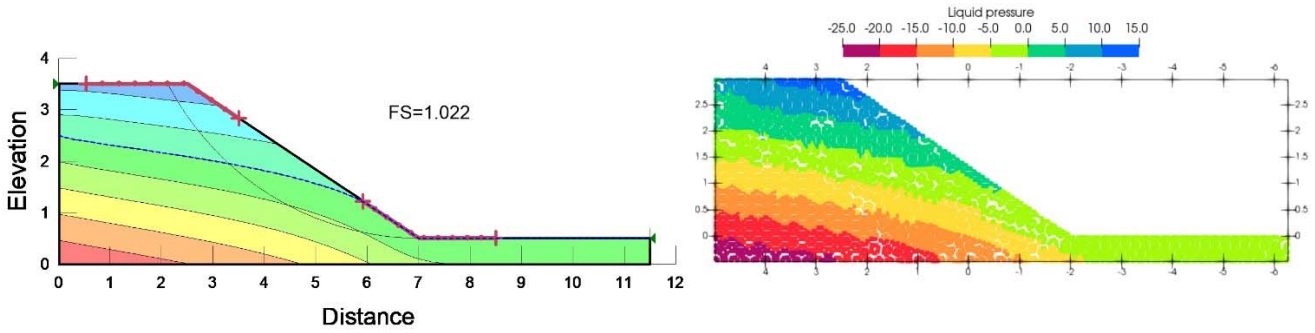


Figura 2 Distribuzione iniziale delle pressioni (valori positivi di "Liquid pressure" corrispondono alle suzioni sopra la superficie freatica) con FEM (sopra) e MPM (sotto)

Successivamente viene rimossa la condizione di potential seepage face a lato campagna e applicata una condizione di infiltrazione, con velocità di infiltrazione $\widehat{w_y} = 10^{-4} m/s$, per simulare una precipitazione intensa. Dopo 15s il fattore di sicurezza calcolato con il metodo dell'equilibrio limite scende sotto l'unità. Questo indica che la scarpata non è più in equilibrio statico, tuttavia nessuna informazione sulle conseguenti deformazioni della stessa può essere ricavata.

Con l'MPM è invece possibile simulare l'evoluzione del collasso anche nel caso in cui si abbiano grandi deformazioni. Nella Figura 4 a sono plottati gli spostamenti dei MPs al termine della simulazione, da cui è visibile la porzione di terreno mobilizzata. In Figura 4b si riporta l'andamento nel tempo degli spostamenti della cresta e del piede della scarpata. Si può notare che lo spostamento incrementa rapidamente fra 15 e 20s, per poi rimanere pressoché costante, salvo un ulteriore piccolo incremento intorno a 100s dovuto al continuo aumento dell'infiltrazione. La sommità del pendio si abbassa di circa 25cm, mentre il piede scivola orizzontalmente di circa 17cm. Queste informazioni sul comportamento post-collasso possono essere prese in considerazione per discutere il margine di sicurezza residuo dell'opera e integrare una stima del rischio.

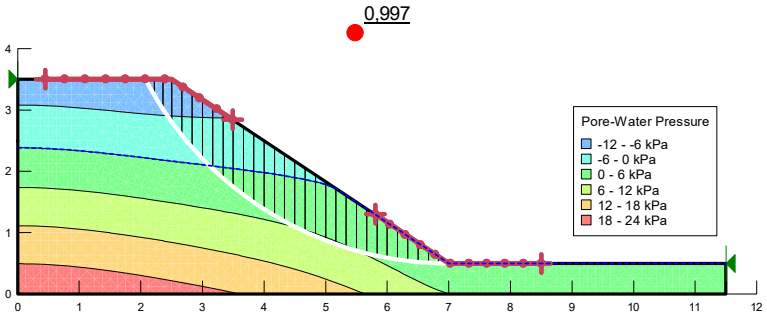


Figura 3 FS con metodo di Bishop dopo 20s dall'inizio dell'infiltrazione

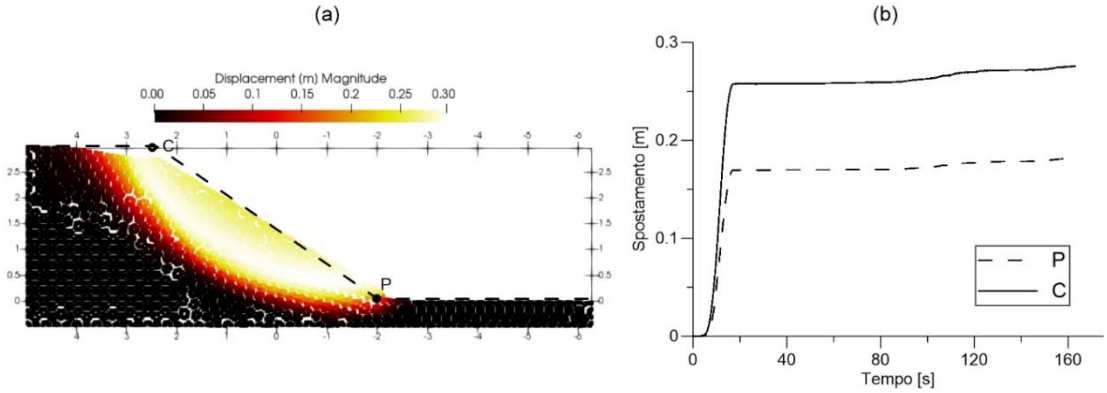


Figura 4 Spostamenti del rilevato (a) configurazione finale; (b) andamento degli spostamenti della cresta (C) e del piede (P) nel tempo.

3. CONCLUSIONI

È stata presentata una formulazione MPM capace di simulare il comportamento idromeccanico dei terreni parzialmente saturi anche a grandi deformazioni. Tale formulazione permette di superare le attuali limitazioni dei metodi FEM e LEM, offrendo la possibilità di valutare gli spostamenti post-collasso dell'opera e quindi migliorando la stima del rischio. Attraverso l'implementazione di condizioni al contorno idrauliche è possibile introdurre alterazioni del regime di filtrazione, che a loro volta impattano sulla resistenza globale. Tali condizioni vengono adottate nell'esempio applicativo, mirato ad investigare le condizioni di stabilità di una scarpata arginale dove un evento di pioggia si combina alla preesistente saturazione del rilevato. Il metodo fornisce una quantificazione efficace degli spostamenti, e della loro evoluzione nel tempo, migliorando la conoscenza del fenomeno e aprendo la strada ad ulteriori sviluppi applicativi.

4. BIBLIOGRAFIA

Ceccato, F., Yerro, A., Girardi, V., & Simonini, P. (2021). Two-phase dynamic MPM formulation for unsaturated soil. *Computers and Geotechnics*, *129*(July 2020), 103876. Elsevier Ltd. Retrieved from https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103876

Fern, E. J., Rohe, A., Soga, K., & Alonso, E. E. (2019). *The Material Point Method for Geotechnical Engineering: A Practical Guide*. CRC Press.

Girardi, V., Yerro, A., Ceccato, F., & Simonini, P. (2021). *Modeling large deformations in water retention structures with an unsaturated MPM approach. Geotechnical Engineering (Proceedings of ICE), accepted.*

Ceccato, F., Cola, S., Girardi, V., Simonini, P. (2020). *Effect of artificial snowing system on the stability of a ski slope in the Dolomites.* SCG-XIII International Symposium On Landslides. Cartagena, Colombia. June 15th-19th-2020

Hillel, D. (1971). *Soil and water – physical principles and processes*. London (UK): Academic press.

Mualem, Y. (1976). A New Model for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Porous Media. *WATER RESOURCES RESEARCH*, *12*(3).

Sulsky, D., Zhou, S.-J., & Schreyer, H. L. (1995). Application of a particle-in-cell method to solid mechanics. *Computer Physics Communications*, *87*(1–2), 236–252. Retrieved from http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/0010465594001707

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

EFFETTO DEI GEOSINTETICI POSTI ALLA BASE DI RILEVATI ARTIFICIALI FONDATI SU PALI

Viviana Mangraviti (viviana.mangraviti@polimi.it)
Politecnico di Milano

Luca Flessati (luca.flessati@polimi.it)
Politecnico di Milano

ABSTRACT. Al fine di ridurre i cedimenti di rilevati artificiali realizzati su terreni compressibili, è molto diffuso l'utilizzo di palificate. Per ridurre il numero di pali e, conseguentemente, i costi di costruzione, è comune l'installazione di geosintetici alla base del rilevato. I modelli di calcolo presenti in letteratura e suggeriti dalle normative seguono approcci di progettazione allo stato limite ultimo e basati su modelli semplificati che non tengono conto delle proprietà meccaniche dei materiali. In questa memoria sono illustrati i risultati di analisi alle differenze finite atte a riprodurre il processo costruttivo di rilevati su pali con e senza geosintetici alla base. I risultati sono interpretati in termini di cedimenti medi e differenziali in sommità al rilevato e di massima forza di trazione nel geosintetico.

1. INTRODUZIONE

Al fine di ridurre i cedimenti di rilevati artificiali posti su terreni compressibili, è comune l'impiego di pali di fondazione. Per rendere più efficace questa tecnica, facilitando la ridistribuzione di carichi verticali associati al peso del corpo del rilevato, è pratica comune posizionare geosintetici (solitamente geogriglie) alla base del rilevato.

In questa memoria si presentano i risultati di una serie di analisi numeriche alle differenze finite sia per il caso di rilevato senza geosintetici alla base (di Prisco *et al*., 2020) che per il caso rinforzato (Mangraviti, 2021), che mettono in evidenza la dipendenza della risposta del sistema dall'accumulo di deformazioni irreversibili all'interno del corpo del rilevato.

Nel §2 viene illustrato il modello numerico, mentre nel §3 sono discussi i principali risultati numerici ottenuti da di Prisco *et al*. (2020) e Mangraviti (2021).

2. GEOMETRIA DI RIFERIMENTO E MODELLO NUMERICO

La costruzione di un rilevato su pali è un problema tridimensionale (Figura 1.a). Tuttavia, se la dimensione trasversale del rilevato è molto maggiore dell'altezza e se si trascurano gli effetti di bordo, è possibile considerare come rappresentativa per la risposta globale del sistema una cella unitaria assialsimmetrica (Figura 1.a).

La cella unitaria, il cui diametro è in prima approssimazione assunto pari alla spaziatura dei pali (*s*), include: (i) un palo liscio di lunghezza l e diametro d, (ii) uno strato di materiale deformabile, (iii) un rilevato di spessore h, (iv) il geosintetico di base e (v) un substrato rigido. La mesh utilizzata nel modello numerico è riportata in Figura 1.b.

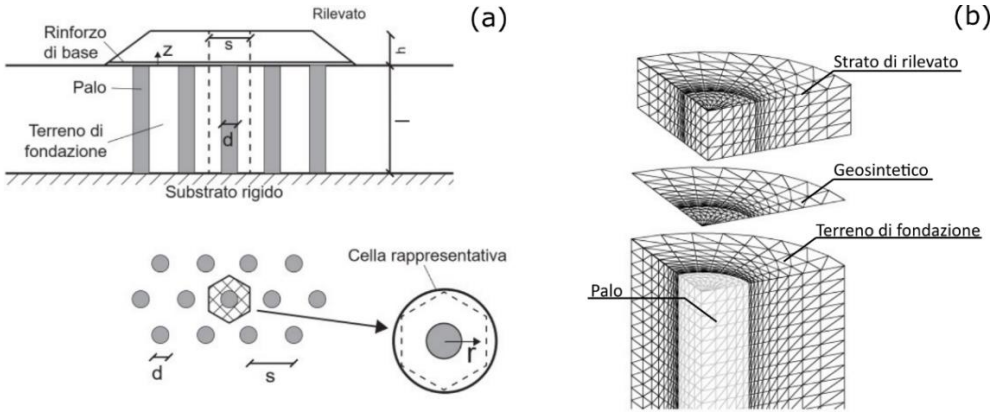


Figura 1. (a) Geometria del problema e (b) discretizzazione spaziale in FLAC3D

In di Prisco *et al*. (2020) e in Mangraviti (2021) sono discussi i risultati di una serie di analisi numeriche non-lineari in grandi spostamenti alle differenze finite ottenuti utilizzando il codice FLAC3D. La costruzione del rilevato è stata suddivisa in fasi, ognuna corrispondente alla costruzione di uno strato di prefissato spessore (25cm). Per le analisi si è assunto che, durante il processo di costruzione del rilevato, non si accumulino sovrapressioni neutre nello strato di fondazione (condizioni drenate).

Il comportamento meccanico del terreno di fondazione e del rilevato sono stati simulati mediante un legame costitutivo elastico-perfettamente plastico con legge di rottura alla Mohr-Coulomb e legge di flusso non associata. Il palo è ipotizzato essere elastico lineare (il modulo elastico e il coefficiente di Poisson, rispettivamente pari a 30 GPa e a 0.3, sono rappresentativi per un palo in calcestruzzo). Il geosintetico è modellato come una membrana elastica caratterizzata da una rigidezza assiale *J* e da rigidezza flessionale nulla. Fra gli elementi che costituiscono il terreno e la membrana e fra gli elementi che costituiscono il palo e il terreno di fondazione sono presenti elementi di interfaccia. L'interfaccia palo-terreno è liscia in direzione tangenziale, mentre quella membrana-terreno ha angolo d'attrito pari a quello del terreno. Entrambe le interfacce sono rigide in direzione normale a compressione e perfettamente fragili a trazione. Ulteriori dettagli sui modelli numerici utilizzati, qui omessi per brevità, sono riportati in di Prisco *et al*. (2020) e in Mangraviti (2021).

3. RISULTATI NUMERICI

I risultati numerici riportati in questo paragrafo sono stati ottenuti considerando $d = 0.5m$, $s = 1.5m$ e $l = 5m$. I valori delle proprietà meccaniche del rilevato e del terreno di fondazione sono riportati in Tabella 1 e, solo per il caso rinforzato, $J = 1000kN/m$.

Tabella 1. Proprietà meccaniche del terreno del rilevato e del terreno di fondazione (la coesione è sempre nulla).

	Peso per unità di volume [kN/m^3]	**Modulo di Young [MPa]**	**Coefficiente di Poisson [-]**	**Angolo d'attrito [°]**	**Angolo di dilatanza [°]**
Rilevato	18	10	0.3	40	0
Terreno di fondazione	18	1	0.3	30	0

Nella Figura 2.a sono riportate le curve di livello delle deformazioni deviatoriche plastiche al variare dell'altezza del rilevato, ottenute nel caso non rinforzato (di Prisco *et al*., 2020). I risultati mettono in evidenza che le deformazioni irreversibili si accumulano solo in una corona circolare in prossimità dello spigolo del palo, mentre nel resto del dominio il comportamento è pseudo-edometrico (le deformazioni a taglio sono trascurabili e il comportamento è elastico). L'altezza di questa corona è definita "altezza di processo" h_p (di Prisco *et al*. 2020). Inizialmente (per $h < 1.5m$), h_p coincide con l'altezza del rilevato. Superata una determinata soglia ($h = h_p = h_u^* = 1.5m$), l'evoluzione dell'altezza di processo si arresta. Il valore di h_u^* dipende dalla geometria del sistema (d, s e l), dalla rigidezza relativa fra rilevato e terreno di fondazione e dei parametri plastici (angolo d'attrito e di dilatanza) del terreno del rilevato. I risultati corrispondenti sono qui omessi per brevità. Nel caso rinforzato la risposta è qualitativamente simile, ma il valore finale dell'altezza di processo ($h = h_p = h_r^* = 1.1m$) è minore rispetto al caso non rinforzato, mettendo quindi in evidenza che nel caso rinforzato il valore finale di altezza di processo dipende anche dalla rigidezza relativa geosintetico-terreno. Per chiarezza, l'evoluzione dell'altezza di processo con l'altezza del rilevato, sia per il caso non rinforzato che per quello rinforzato, è riportata in Figura 2.b nel piano adimensionale $H_p - H$ (ove $H = h/d$ e $H_p = h_p/d$), dove $H_u^* = h_u^*/d$ e $H_r^* = h_r^*/d$.

L'evoluzione dei cedimenti differenziali in sommità al rilevato è rappresentata in Figura 3a nel piano adimensionale $U_{t,diff} - H$. Il cedimento differenziale adimensionale è definito:

$$U_{t,diff} = \frac{u_{t,f} - u_{t,c}}{l} \frac{E_{ed,f}}{\gamma d} \tag{1}$$

ove $u_{t,f}$ è il cedimento medio per $d/2 < r < s/2$ (*r* corrisponde alla coordinata radiale di Figura 1), $u_{t,c}$ è il cedimento medio per $0 < r < d/2$, $E_{ed,f}$ è la rigidezza edometrica del terreno di fondazione, γ è il peso per unità di volume del terreno del rilevato. Come atteso, la presenza del geosintetico riduce significativamente i cedimenti.

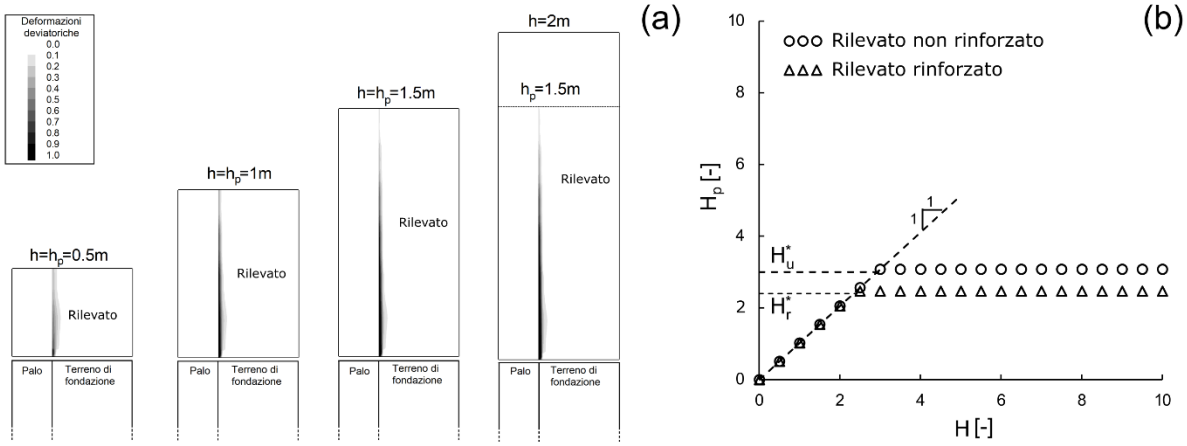


Figura 2 - Evoluzione (a) delle deformazioni deviatoriche plastiche durante la costruzione del rilevato (di Prisco et al., 2020) e (b) dell'altezza di processo

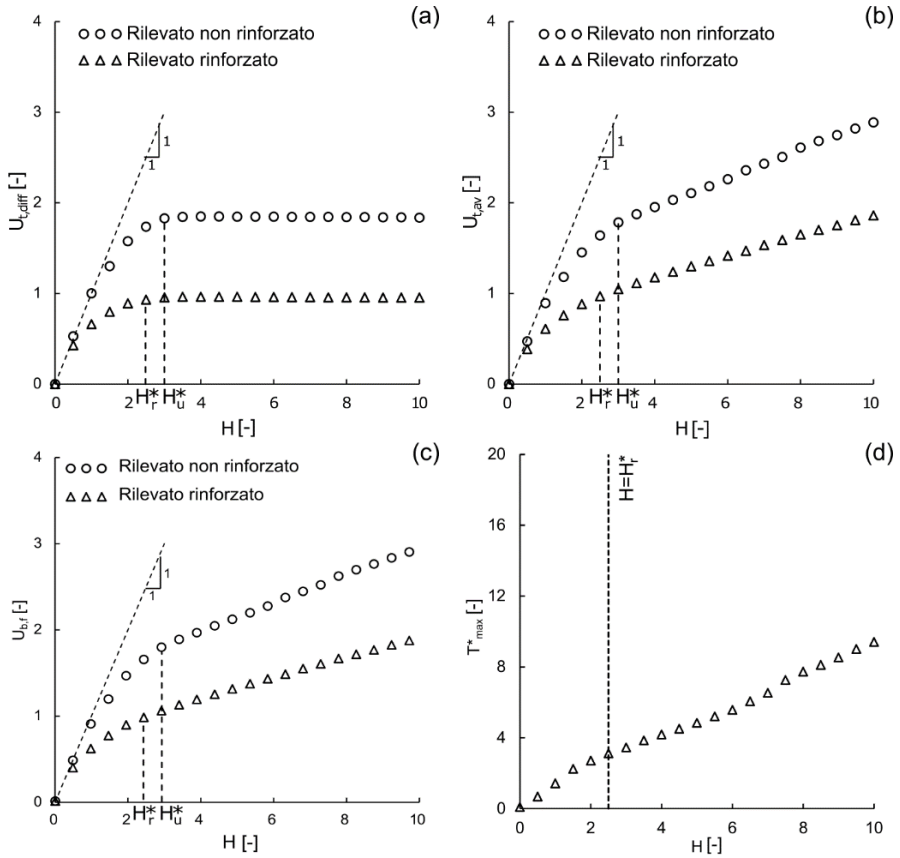


Figura 3. Evoluzione con l'altezza del rilevato di: (a) cedimenti differenziali e (b) medi in sommità al rilevato; (c) cedimenti del terreno di fondazione (d) forza di trazione massima nel geosintetico.

Entrambe le curve sono caratterizzate da una concavità verso il basso, che mette in evidenza un progressivo irrigidimento della risposta meccanica del sistema. Nel caso non rinforzato, questo irrigidimento è solo dovuto dalla propagazione spaziale della zona di processo, mentre nel caso rinforzato è anche dovuto al progressivo irrigidimento della membrana. Quando termina l'evoluzione di h_p (punti H_u^* e H_r^*), il cedimento differenziale si attesta ad un valore costante. Da questo si può concludere che il valore massimo dell'altezza di processo può essere anche interpretato come l'altezza del piano di ugual cedimento (Terzaghi, 1943, McKelvey, 1994, McGuire, 2011).

Un progressivo incremento di rigidezza nella risposta del sistema può anche essere osservato nei piani $U_{t,av} - H$ (Figura 3.b) e $U_{b,f} - H$ (Figura 3.c), ove il cedimento medio adimensionale in sommità al rilevato e il cedimento adimensionale medio del terreno di fondazione vengono definiti come:

$$U_{t,av} = \frac{u_{t,f}(s^2-d^2)+u_{t,c}d^2}{ls^2}\frac{E_{ed,f}}{\gamma d}, \quad (2)$$

$$U_{b,f} = \frac{u_{b,f}}{l} \cdot \frac{E_{ed,f}}{\gamma d}, \quad (3)$$

ove $u_{b,f}$ è il cedimento medio per $d/2 < r < s/2$ alla base del rilevato ($z = 0$, con z definita in Figura 1). I risultati riportati in Figura 3.b e c mettono in evidenza che, anche per quanto riguarda i cedimenti medi in sommità e i cedimenti alla base, la risposta del sistema cambia quando la zona di processo smette di evolvere: dopo un primo tratto non lineare caratterizzato da una concavità verso il basso, i cedimenti evolvono con l'altezza del rilevato in maniera praticamente lineare. La presenza del rinforzo riduce significativamente sia i cedimenti alla base che quelli in sommità al rilevato. La continua crescita dei cedimenti del terreno di fondazione è causata da un continuo aumento degli sforzi verticali applicati sul terreno di fondazione, che testimonia lo sviluppo di un "effetto arco incompleto". Come riportato in di Prisco *et al*. (2020), questo è dovuto alla deformabilità del corpo del rilevato. Per completezza, in Figura 3.d (solo per il caso rinforzato) è riportata l'evoluzione della forza massima di trazione nella membrana T_{max}, nel piano adimensionale $T^*_{max} - H$, ove:

$$T^*_{max} = T_{max}/(\gamma d^2). \quad (4)$$

Anche in questo caso, si nota che la risposta del sistema cambia una volta che termina l'evoluzione dell'altezza di processo.

5. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

I risultati delle analisi numeriche non-lineari alle differenze finite mettono in evidenza che il comportamento meccanico del sistema nel caso rinforzato è analogo a quello non rinforzato. Le deformazioni irreversibili sono concentrate in una zona di processo posizionata in corrispondenza dello spigolo del palo, mentre nel resto del dominio il terreno si comporta in condizioni pseudo edometriche. L'altezza della zona processo varia con l'altezza del rilevato, ma una volta che l'altezza del rilevato è diventata sufficientemente grande, essa si attesta su di un valore costante. L'evoluzione geometrica della zona di processo influenza la risposta globale del sistema: al termine di questa evoluzione (i) cedimenti differenziali in sommità al rilevato si mantengono costanti; (ii) i cedimenti medi in sommità al rilevato, (iii) i cedimenti del terreno di fondazione e (iv) la forza massima di trazione della membrana assumono un andamento pseudo-lineare. L'evoluzione dell'altezza di processo governa dunque la risposta meccanica del sistema. Essa dipende sia dalla non-linearità del comportamento meccanico del materiale (accumulo di deformazioni irreversibili) sia dalla non linearità geometrica (progressivo incremento dell'altezza del rilevato).

6. BIBLIOGRAFIA

ASIRI, 2012. *Recommandations pour la conception, le dimensionnement, l'exécution et le contrôle de l'amélioration des sols de fondation par inclusions rigides*, ISBN 978-2-85978-462-1.

BS8006-1, 2010. *Code of Practice for Strengthened/reinforced Soils and Other Fills. British Standards Institution*, ISBN 978-0-580-53842-1

CUR 226, 2010. *Ontwerprichtlijn paalmatrassystemen (Design Guideline Piled Embankments)*, ISBN 978-90-376-0518-1 (in Dutch).

di Prisco, C., Flessati, L., Frigerio, G. & Galli, A. (2020) Mathematical modelling of the mechanical response of earth embankments on piled foundations, *Géotechnique* DOI https://doi.org/10.1680/jgeot.18.P.127

EBGEO, 2010. *Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen e EBGEO*, vol. 2. German Geotechnical Society, Auflage, ISBN 978-3-433-02950-3 (in German)

Mangraviti, V. (2021). *Theoretical modelling of embankments based on piled foundations*. Tesi di dottorato.

McGuire, M.P., 2011. *Critical Height and Surface Deformation of Column-Supported Embankments*. Ph.D. thesis. Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia, U.S.A.

McKelvey III, J. A. (1994). *The anatomy of soil arching. Geotextiles and Geomembranes*, 13(5), 317-329.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanic*s. Chapman And Hali, Limited John Wiler And Sons, Inc; New York.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DI TERRENI CEMENTATI E ALLEGGERITI: PRIMI RISULTATI DI UN METODO DI INDAGINE NON DISTRUTTIVO.

Filomena Sabatino (filomena.sabatino@unina.it)
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale
Università degli Studi di Napoli Federico II

Marco Valerio Nicotera (nicotera@unina.it)
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale
Università degli Studi di Napoli Federico II

Giacomo Russo (giarusso@unina.it)
Dipartimento di Scienze della Terra, dell'Ambiente e delle Risorse
Università degli Studi di Napoli Federico II

ABSTRACT

I terreni cementati e alleggeriti (Light Weight Cemented Soils) sono ottenuti mescolando cemento e schiuma a terreni con caratteristiche meccaniche scadenti, provenienti da operazioni di scavo. Si descrivono i primi risultati di una ricerca che si propone la caratterizzazione meccanica dei LWCS anche attraverso metodi di indagine non distruttiva. In particolare, si riportano i risultati di un'indagine sperimentale di laboratorio in cui la velocità di propagazione delle onde elastiche P in campioni di terreno cementato e alleggerito è messa in relazione sia a differenti percentuali di schiuma addizionata, sia al variare del tempo di maturazione. I risultati mostrano che, all'aumentare della densità del provino e del tempo di maturazione, la velocità delle onde P aumenta in modo significativo. Tale variazione può essere correlata ad analoghi incrementi della resistenza a compressione uniassiale misurati mediante tradizionali prove di compressione uniassiale, condotte su provini preparati con diverse percentuali di schiuma ed a diversi tempi di maturazione.

1. INTRODUZIONE

Le rocce ed i terreni da scavo sono molto spesso caratterizzati da proprietà meccaniche che li rendono inadatti al riutilizzo nell'ambito delle opere civili nelle loro condizioni naturali. In alcuni casi allo scopo di riutilizzare materiali di scavo scadenti si ricorre a trattamenti preliminari finalizzati a modificarne le proprietà fisiche e meccaniche (e.g. trattamenti a calce, cemento o altri leganti, jet grouting). Molti studi si sono concentrati su queste tecniche di miglioramento (Guidobaldi et al., 2017; Marzano, 2017). Tra i possibili trattamenti appaiono di particolare interesse tecnico ed economico le procedure finalizzate ad ottenere i cosiddetti terreni cementati e alleggeriti, idonei per diverse applicazioni (rinterri alle spalle di opere di sostegno, riempimenti di cavità sotterranee, realizzazione di rilevati). Essi richiedono l'addizione di schiuma, una dispersione di bolle d'aria in una soluzione di tensioattivo, a un sistema terreno-cemento-acqua (Tsuchida & Egashira, 2004). Recentemente, (Vitale et al., 2019; De Sarno et al., 2019) si sono occupati dell'investigazione del comportamento chimico-fisico e meccanico di questi materiali. La nota è di introduzione ad un'indagine sperimentale il cui scopo è quello di andare a caratterizzare i materiali oggetto di studio attraverso metodi di prova non distruttivi (prove ultrasoniche, misure di resistività elettrica e microtomografia). Con questo obiettivo, vengono presentati i primi risultati sperimentali di un set di misure di velocità delle onde P e una serie di prove di compressione uniassiale, a differenti tempi di maturazione e quantitativi di schiuma addizionata.

2. METODO E PARAMETRI DI TRATTAMENTO

La preparazione di un terreno cementato e alleggerito in generale avviene in quattro fasi distinte. Nella prima fase il terreno viene miscelato con acqua allo scopo di ottenere il fango. Nella seconda fase viene preparata la boiacca di cemento andando a mescolare il cemento anidro con acqua. Va precisato che è preferibile preparare separatamente la boiacca ed il fango piuttosto che aggiungere il cemento anidro direttamente al fango per ottenere una più soddisfacente idratazione del cemento. Nella terza fase la boiacca viene aggiunta al fango e con esso mescolata allo scopo di ottenere un impasto omogeneo. La quarta fase

prevede la preparazione della schiuma e la sua aggiunta all'impasto terreno-cemento-acqua precedentemente prodotto. La schiuma viene prodotta miscelando una soluzione di acqua e tensioattivo con aria in pressione. L'addizione di schiuma permette di regolare la porosità e di ottenere un materiale di elevata leggerezza. Il fenomeno di presa e indurimento del cemento garantiscono che le bolle d'aria vengano fissate nella struttura del materiale e risultino poi come ulteriori vuoti. I parametri di trattamento da regolare per la realizzazione di questi materiali sono: il quantitativo d'acqua da utilizzare per la preparazione del fango che viene comunemente indicato tramite contenuto d'acqua gravimetrico (w_{slurry}), il cui valore nelle applicazioni più frequenti varia nell'intervallo compreso tra 1.5 e 3 volte il limite liquido w_L del terreno da utilizzare; il rapporto in peso cemento/terreno (c/s); il rapporto acqua/cemento (w_c/c) per la produzione della boiacca cementizia, dato dal rapporto in peso cemento/terreno; la frazione volumetrica di schiuma (n_f) pari al rapporto tra il volume di schiuma e il volume totale della miscela.

3. ATTIVITÀ SPERIMENTALE

L'attività sperimentale ha come scopo la misura della velocità delle onde P e la determinazione della resistenza a compressione non confinata dei terreni trattati oggetto di studio. I risultati sperimentati qui mostrati sono stati ottenuti nel laboratorio di Caratterizzazione Lapidei del Dipartimento di Scienze della Terra, dell'Ambiente e delle Risorse e in quello di Ingegneria Geotecnica del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale, entrambi presso l'Università degli studi di Napoli Federico II.

Materiali

Il terreno utilizzato nell'indagine sperimentale è il Caolino Speswhite, una argilla artificiale prodotta industrialmente (Imerys Minerals Ldt, UK), costituita da Caolinite, con modeste quantità di quarzo e muscovite.

Tabella 1. Proprietà fisiche del Caolino Speswhite

	γ_s (kN/m^3)	SUPERFICIE SPECIFICA (BET; m^2/g)	pH	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)
SW Caolin	25.9	14	4.6	70	32	38

Il legante idraulico impiegato nella realizzazione del trattamento è un cemento Portland, al calcare a rapido indurimento (CEM II/A-LL 42.5 R prodotto dalla Buzzi Unicem). L'agente schiumogeno è una miscela di tensioattivi anionici e non ionici (ISOCEM/S prodotto dalla Isoltech s.r.l.) ed è stato impiegato ad una concentrazione del 2.5 %, ottenendo un peso specifico della schiuma (γ_{foam}) pari a 0.8 kN/m^3. La pressione dell'aria, per la produzione della schiuma, è stata impostata a 3.2 bar.

Procedure sperimentali

Per ottenere il fango il caolino è stato miscelato con acqua distillata fino a raggiungere un contenuto d'acqua pari al 140%, corrispondente a $2w_L$. La boiacca cementizia è stata preparata con un rapporto acqua/cemento (w_c/c) pari a 0.5. Sono state preparate due miscele a differenti quantitativi di schiuma (nf=20%, 40%). Inoltre, è stata prodotta anche una miscela in assenza di schiuma per poter avere un confronto di risultati con un terreno solo cementato. I provini di materiale vengono preparati in fustelle, sigillati e poi lasciati maturare in camera umida, in modo da evitare la perdita di acqua. Una sintesi dei parametri di trattamento considerati è riportata in Tabella 2.

Tabella 2. Parametri di trattamento delle miscele utilizzate nell'indagine sperimentale

	K_C40	K_C40_nf20	K_C40_nf40
w_{slurry}	1.4	1.4	1.4
w_c/c	0.5	0.5	0.5
c/s	0.4	0.4	0.4
n_f	0	0.2	0.4

In tabella 3, sono riportate le quantità in peso necessarie ad ottenere 1 m^3 di materiale per ognuna delle tre miscele indicate in tabella 2, oggetto di sperimentazione.

Tabella 3. Composizione delle miscele (Quantità in peso per la produzione di 1 m^3 di materiale)

		K_C40	K_C40_nf20	K_C40_nf40
Terreno (peso secco)	**W_s (kg)**	475	380	285
Acqua per fango	**W_{ws} (kg)**	665	532	399
Cemento	**W_c (kg)**	190	152	114
Acqua per boiacca	**W_{wc} (kg)**	95	76	57
Schiuma	**W_f (kg)**	0	16.05	32.10
Totale	**W_t (kg)**	1425	1156	887.1

Le misure di velocità delle onde P sono state effettuate attraverso l'apparecchiatura ultrasonica UTD 1004 Dsp Ultrasonic. Essa utilizza la frequenza di 55 kHz ed è dotata di due sonde di cui una funge da emettitrice di onde P e l'altra da ricevitrice. La misura consiste nel determinare il tempo che impiega l'onda per percorrere, attraverso il materiale indagato, la distanza tra le due sonde. Questa tipologia di misura è detta a trasmissione diretta: in quanto la direzione di propagazione dell'onda è ortogonale alle facce del campione, su cui sono posizionate le sonde (previa applicazione di uno strato di gel che favorisce la trasmissione delle onde all'interfaccia sonda-campione). La velocità dell'onda viene poi calcolata come rapporto tra la distanza tra le due sonde e il tempo di propagazione, misurato dallo strumento. Le prove di compressione uniassiale sono state eseguite su provini di terreno trattato di forma cilindrica con diametro 38 mm e altezza 76 mm; la velocità di prova è fissata pari a 0.1 mm/min.

4. RISULTATI

L'andamento delle misure di velocità delle onde P, al variare del tempo di maturazione e per le diverse miscele testate, è riportato nel diagramma di sinistra di Figura 1.Si nota come le velocità misurate aumentino nel passaggio dai 3 ai 7 giorni di maturazione per tutte e tre le miscele considerate. Successivamente con il procedere del tempo, trascorsi 14, 21 e 28 giorni di maturazione, la velocità delle onde P si riduce nel caso della miscela preparata senza schiuma. Le velocità misurate continuano a crescere seppur in misura minore rispetto al passaggio dai 3 ai 7 giorni e tendono verso un valore che, per tempi di maturazione superiori, si mantiene verosimilmente invariato nel caso delle due miscele preparate con schiuma. Le velocità delle onde P misurate mettono in evidenza la diversa natura dei materiali sottoposti a prova, in assenza e in presenza di schiuma, in base ai differenti valori mostrati nel diagramma di sinistra di Figura 1. Il prosieguo del lavoro di ricerca permetterà di chiarire il diverso andamento delle velocità per le miscele testate, in relazione al tempo di maturazione.

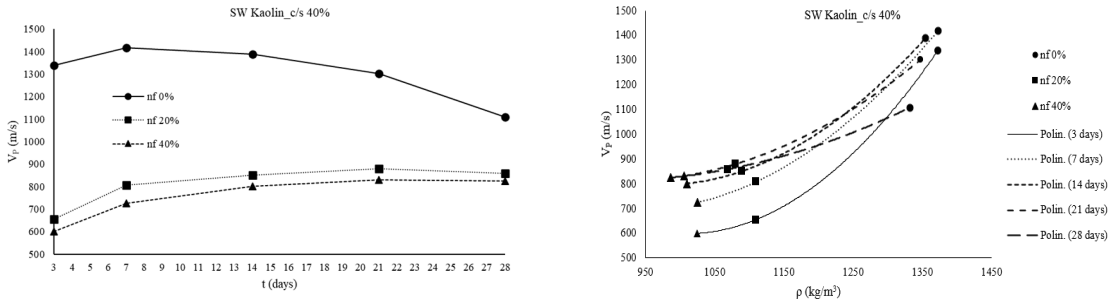


Figura 1. A sinistra, velocità delle onde P in funzione del tempo di maturazione. A destra, velocità delle onde P in funzione della densità delle miscele, a differenti tempi di maturazione

I valori di velocità delle onde P sono maggiori per i provini di terreno cementato rispetto a quelli riscontrati per i campioni di terreno cementato e alleggerito, tanto più evidente quanto maggiore è il quantitativo di schiuma aggiunto. In figura 1 a destra, viene riportato l'andamento della velocità delle onde P in funzione della densità dei provini, a differenti tempi di maturazione. La velocità delle onde di compressione risulta essere maggiore in un mezzo più denso, mentre si riduce in un mezzo a densità minore e porosità sempre maggiore.

I risultati delle prove di compressione uniassiale svolte su campioni di Caolino Speswhite, con un rapporto c/s=40% e a differenti percentuali di schiuma addizionata n_f=0%, 20%, 40% sono riportati in Figura 2. Si può notare come la resistenza a compressione non confinata e la rigidezza dei campioni testati crescano entrambi all'aumentare del periodo di maturazione, da 7 a 28 giorni. All'aumentare della quantità di schiuma aggiunta, si evidenzia una riduzione della rigidezza e resistenza a compressione non confinata, sia a 7 giorni sia a 28 giorni di maturazione.

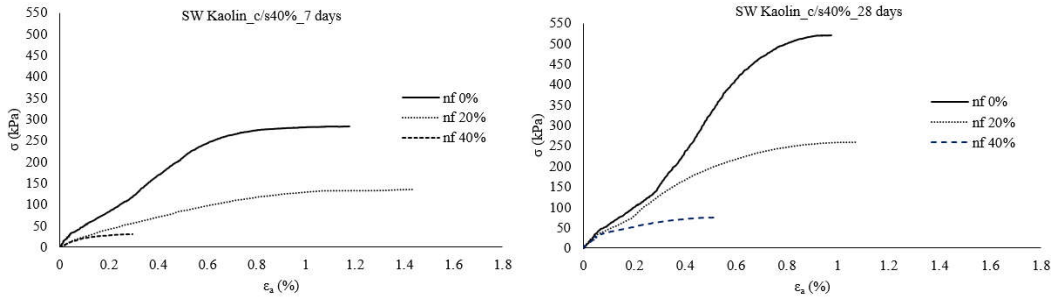


Figura 2. Prove di compressione uniassiale al variare del tempo di maturazione

Il tempo di maturazione gioca un ruolo importante, in quanto nei primi 28 giorni di maturazione si hanno le reazioni di idratazione del cemento e formazione dei relativi prodotti. Si sviluppano i prodotti fibrosi che costituiscono i composti silicati idrati responsabili dell'aumento della resistenza meccanica del materiale.

Osservazioni conclusive

Questo studio conferma quanto noto sul ruolo chiave esercitato dalla schiuma nella risposta meccanica in termini di rigidezza e resistenza dei materiali testati e mostra, inoltre, il significativo grado di correlazione tra i valori di velocità di propagazione delle onde P e le predette proprietà meccaniche. I risultati ottenuti sono quindi potenzialmente di notevole rilevanza pratica. Infatti, sulla base dei risultati ottenuti e di quelli che proverranno dal lavoro di ricerca in corso, si ritiene possibile andare a definire una robusta correlazione tra i valori di velocità delle onde P e i principali parametri fisici e meccanici (e.g. densità, resistenza a compressione uniassiale, rigidezza etc.) da utilizzare eventualmente nei controlli di qualità in tutti quei casi in cui non ci sia la possibilità di andare a misurare direttamente tali grandezze, rendendo possibile capire se si è prossimi a un materiale alleggerito o meno in funzione del valore di velocità delle onde P ottenuto.

Ringraziamenti

Gli autori desiderano ringraziare per l'assistenza tecnica nello svolgimento delle misure di velocità delle onde P, la Dott.ssa Geologa Claudia Di Benedetto e la studentessa Felicia Donnino del Dipartimento di Scienze della Terra, dell'Ambiente e delle Risorse dell'Università degli studi di Napoli Federico II.

5. BIBLIOGRAFIA

De Sarno D., Vitale E., Deneele D., Nicotera M.V., Papa R., Russo G., Urciuoli G. (2019). Effects of cement and foam addition on chemo-mechanical behaviour of lightweight cemented soil (LWCS). *E3S Web of Conferences* 92 (11006).

Guidobaldi G., Cambi C., Cecconi M., Deneele D., Paris M., Russo G., Vitale E. (2017). Multi-scale analysis of the mechanical improvement induced by lime addition on a pyroclastic soil. *Engineering Geology* (221): 193-201.

Marzano I.P. (2017). Soil Mixing. Tecnologie esecutive, applicazioni, progetto e controlli. *Hevelius.*

Tsuchida T., Egashira K. (2004). The lightweight treated soil method: New geomaterials for soft ground engineering in coastal areas. *CRC Press.*

Vitale E., Deneele D., Russo G., De Sarno D., Nicotera M.V., Papa R., Urciuoli G. (2020). Chemo-mechanical behaviour of lightweight cemented soils. *Acta Geotechnica* 15: 933–945.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

STUDIO DELLA DESATURAZIONE DI MISCELE CEMENTO-BENTONITE INDOTTA DALL'EVAPORAZIONE

Vincenzo Sergio Vespo (vincenzo.vespo@polito.it)
Politecnico di Torino

Guido Musso (guido.musso@polito.it)
Politecnico di Torino

Giulia Guida (giulia.guida@polimi.it)
Politecnico di Milano

Gabriele Della Vecchia (gabriele.dellavecchia@polimi.it)
Politecnico di Milano

ABSTRACT. Le miscele cemento-bentonite sono ampiamente utilizzate per costruire diaframmi plastici per il contenimento di inquinanti miscibili o immiscibili nelle falde acquifere sotterranee. La permeabilità dei diaframmi è fortemente influenzata dal grado di saturazione ed è possibile che processi di desaturazione e risaturazione modifichino le caratteristiche idrauliche dell'opera, compromettendole. In questa nota si propone un modello per predire la variazione del contenuto d'acqua indotta dall'evaporazione di campioni di miscele cemento-bentonite, e si fa un confronto tra le previsioni del modello e i risultati sperimentali di prove di equilibrio del vapore.

1. INTRODUZIONE

I diaframmi plastici realizzati con miscele di cemento-bentonite sono caratterizzati da una bassa conducibilità idraulica e da duttilità e resistenza meccanica relativamente elevate (Scelsi G. *et al.*, 2019). Mentre il loro comportamento idro-meccanico in condizioni sature è stato ampiamente studiato, quello in condizioni non sature ha ricevuto meno attenzione, nonostante le parti più superficiali dell'opera siano sopra falda e interagiscano con l'atmosfera, e questa interazione possa comportare la generazione di fessure legate al ritiro del materiale (Jefferis S., 2012).

2. MODELLO TEORICO DEL PROCESSO DI DESATURAZIONE INDOTTA DA EVAPORAZIONE

Il modello proposto per studiare la desaturazione di un mezzo poroso a seguito di evaporazione, si configura in un'equazione di flusso, ottenuta combinando le equazioni di bilancio di massa e di equilibrio dinamico dell'acqua, che tiene conto anche della curva di ritenzione idrica e della legge psicometrica.

2.1 Equazione di bilancio di massa

L'equazione di bilancio di massa esprime il principio di conservazione della massa nel tempo all'interno di un dato sistema. Il bilancio di massa dell'acqua come specie chimica prevede il contributo sia dell'acqua in fase liquida che in fase gassosa ed è così espressa (Bear J., Cheng A. H. D., 2010):

$$\frac{\partial}{\partial t}\left[\phi\left(S_l c_l^w + S_g c_g^w\right)\right] + \nabla\cdot\left(c_l^w \mathbf{q}_l + c_g^w \mathbf{q}_g\right) + \nabla\cdot\phi\left(S_l \mathbf{J}_{hl}^w + S_g \mathbf{J}_{hg}^w\right) = S_l \phi \rho_l \Gamma_l^w + S_g \phi \rho_g \Gamma_g^w \tag{1}$$

in cui: ϕ è la porosità; S_l e S_g sono il grado di saturazione della fase liquida e gassosa; c_l^w e c_g^w sono la concentrazione di acqua in fase liquida e gassosa; $\boldsymbol{q}_l$ e $\boldsymbol{q}_g$ indicano il flusso convettivo della fase liquida e di quella gassosa; $\boldsymbol{J}_l^w$ e $\boldsymbol{J}_g^w$ rappresentano la somma del flusso diffusivo e dispersivo dell'acqua in fase liquida e gassosa; ρ_l e ρ_g sono la densità della fase liquida e gassosa; Γ_l^w e Γ_g^w sono il tasso di generazione di massa d'acqua per unità di massa della fase liquida e gassosa. Nell'equazione (1) non vi sono termini relativi al trasferimento di massa da una fase all'altra essendo i termini di scambio uguale e opposti: $f_{l\to g} = -f_{g\to l}$.

Ipotizzando l'assenza di termini sorgente, trascurando il flusso dispersivo del vapore acqueo e l'aria disciolta nell'acqua liquida (da cui discende $c_l^w = \rho_l$ e $\mathbf{J}_{hl}^w = 0$), e assumendo che la pressione dell'aria sia costante nel tempo e nello spazio (da cui discende $v_g = 0$), l'equazione (1) diviene:

$$\frac{\partial}{\partial t}\left[\phi\left(S_l\rho_l + S_g c_g^w\right)\right] + \nabla\cdot\left(\rho_l \mathbf{q}_l\right) + \nabla\cdot\phi\left(S_g \mathbf{J}_g^w\right) = 0 \tag{2}$$

2.2 Equazioni di equilibrio dinamico

Per descrivere il moto di un fluido, insieme al bilancio di massa, è necessario considerare le equazioni di equilibrio dinamico che esprimono l'influenza sul moto del fluido delle azioni ad esso applicate. Tali relazioni sono fisicamente equivalenti alla seconda legge di Newton. In riferimento all'equazione (2), il fluido è sollecitato a muoversi dalle forze di pressione derivanti dai gradienti di carico idraulico e di concentrazione di vapore acqueo.

L'equazione di equilibrio dinamico che descrive il flusso di acqua in fase liquida è la legge di Darcy (3), mentre quella che esprime il flusso di vapore acqueo è la legge di Fick (4):

$$\boldsymbol{q}_l = -\boldsymbol{K}_w \nabla h_w \tag{3}$$

$$\boldsymbol{J}_g^w = -\boldsymbol{D}\nabla c_g^w \tag{4}$$

dove: $\boldsymbol{K}_w$ è il tensore di conducibilità idraulica; $\boldsymbol{D}$ è il tensore di diffusione del vapore acqueo nel mezzo poroso; h_w indica il carico idraulico $\left(h_w = \left(u_w / \left(\rho_l g\right)\right) + z\right)$; u_w rappresenta la pressione dell'acqua e z l'altezza geometrica. Il tensore di conducibilità idraulica, nei mezzi non saturi, è pari a: $\boldsymbol{K}_w = \left(\boldsymbol{k}_s k_r \rho_l g\right) / \mu_l$, dove $\boldsymbol{k}_s$ è il tensore di permeabilità intrinseca del mezzo poroso e k_r è la permeabilità relativa che dipende dal grado di saturazione efficace. Ad esempio, secondo van Genuchten: $k_r = \left(S_r^{eff}\right)^{1/2}\left\{1-\left[1-\left(S_r^{eff}\right)^{1/m}\right]^m\right\}^2$. Il tensore di diffusione $\boldsymbol{D}$ è invece pari al prodotto del coefficiente di diffusione del vapore acqueo nell'aria libera D_v e della tortuosità $\boldsymbol{\tau}$ del mezzo poroso $\left(\boldsymbol{D} = D_v \cdot \boldsymbol{\tau}\right)$.

2.3 Curva di ritenzione idrica

In un materiale la somma del grado di saturazione della fase liquida e di quella gassosa è pari a uno $\left(S_l + S_g = 1\right)$. Il grado di saturazione, nei materiali non saturi, è strettamente legato alla suzione e tale correlazione è rappresentata dalla curva di ritenzione idrica. Una delle formulazioni matematiche più utilizzate della curva di ritenzione idrica è la seguente (van Genuchten M. T., 1980):

$$S_r^{eff} = \begin{cases} 1 & \text{se } s \le 0 \\ \left[1+\left(\alpha s\right)^n\right]^{-m} & \text{se } s > 0 \end{cases} \tag{5}$$

dove: S_r^{eff} è il grado di saturazione efficace $\left(S_r^{eff} = \left(S_l - S_r^{res}\right)/\left(1 - S_r^{res}\right)\right)$; S_r^{res} identifica il grado di saturazione residuo; α, n e m sono parametri caratteristici del mezzo; s è la suzione di matrice $\left(s = u_a - u_w\right)$ e u_a è la pressione dell'aria.

2.4 Legge psicometrica

La concentrazione di vapore acqueo è correlata alla suzione mediante la legge psicometrica (Edlefsen N.E., Anderson A.B.C., 1943):

$$c_g^w = c_{g,sat}^w \cdot h_r \tag{6}$$

dove: $c_{g,sat}^{w}$ è la concentrazione di vapore acqueo in condizioni di saturazione; h_r rappresenta l'umidità relativa funzione della suzione totale $\left(h_r = \exp\left(\left(-\Psi M_w\right)/\rho_l RT\right)\right)$; M_w è il peso molare dell'acqua; R è la costante universale dei gas perfetti e T è la temperatura. La suzione totale Ψ, all'interno di un mezzo poroso, è pari alla somma della suzione di matrice e della suzione osmotica $\left(\Psi = s + \pi\right)$.

2.5 Equazione di flusso

Combinando l'equazione di bilancio di massa (2) e le relazioni di equilibrio dinamico (3) e (4), si ottiene l'equazione di flusso che, tenendo conto anche della curva di ritenzione idrica (5) e della legge psicometrica (6), permette di studiare la desaturazione di un mezzo poroso a seguito di evaporazione. Facendo l'assunzione che l'effetto della suzione osmotica e della pressione dell'aria siano trascurabili e rimangano costanti nel tempo (da cui discende $\Psi = s$ e $u_a = 0$), l'equazione di flusso scritta in funzione della suzione totale è così espressa:

$$\frac{\partial \Psi}{\partial t}\left[-\rho_l C_l + c_g^w C_l - \phi c_g^w\left(1 - S_l\right)\left(\frac{M_w}{\rho_l RT}\right)\right] + \nabla \cdot \left\{\left[\rho_l \frac{\boldsymbol{k}_s \cdot k_r}{\mu_l} + \phi D_v \boldsymbol{\tau} c_g^w\left(1 - S_l\right)\left(\frac{M_w}{\rho_l RT}\right)\right]\nabla \Psi\right\} = 0 \qquad (7)$$

dove C_l indica la capacità specifica dell'acqua $\left(C_l = -\phi\left(\partial S_l / \partial \Psi\right)\right)$.

3. SIMULAZIONE DI PROVE DI EQUILIBRIO DI VAPORE

La tecnica dell'equilibrio del vapore viene impiegata per determinare sperimentalmente la curva di ritenzione idrica di un mezzo poroso. Essa consiste nell'imporre un valore fissato di suzione totale mediante una certa soluzione salina satura posta all'interno di un contenitore chiuso ermeticamente dove viene posto il campione. Il peso del provino viene misurato periodicamente in modo da monitorare la perdita di peso legata alla variazione del contenuto d'acqua. Una volta raggiunte le condizioni di equilibrio, ciascuna coppia di valori $\left(\Psi,\ S_l\right)$ misurati corrisponde a un punto della curva di ritenzione idrica.

Dall'analisi del processo transitorio, è possibile risalire alle caratteristiche di permeabilità e di diffusività del provino mediante uno studio di back analysis. Studio che è stato effettuato implementando il modello proposto nel software agli elementi finiti COMSOL Multiphysics®, concentrandosi in particolar modo sulla sola diffusività e quindi ipotizzando nullo il flusso di acqua liquida. Assumendo il materiale isotropo, tramite back analysis si è ricavata la tortuosità τ della miscela cemento-bentonite e quindi il coefficiente di diffusione D.

Le simulazioni hanno riguardato prove condotte su provini cilindrici con un diametro di 10 mm e un'altezza di 11 mm, realizzate a temperatura costante di 21.5°C. I provini sono stati considerati inizialmente saturi $\left(\Psi_o = 10\ kPa\right)$ e le simulazioni sono state condotte imponendo sui bordi la suzione totale corrispondente alla soluzione salina utilizzata in ciascuna prova. In Tabella 1 sono riportati i parametri utilizzati per le simulazioni numeriche.

Tabella 1. Parametri impiegati per le simulazioni numeriche.

Indice dei vuoti	e	6.02
Grado di saturazione residuo	S_r^{res}	0.02
Curva di ritenzione idrica		
	α	1.682 MPa^{-1}
	n	1.6795
	m	0.4046
Diffusività del vapore acqueo nell'aria	D_v	$8.24 \cdot 10^{-5}$ m^2/s (per $T = 21.5°C$)

3.1 Confronto tra risultati sperimentali e numerici

Mediante back analysis effettuata utilizzando il modello teorico proposto, si è riusciti a ricavare il valore di tortuosità che permette di bene approssimare i risultati numerici con quelli sperimentali $\left(\tau = 0.04\right)$. Di conseguenza

si è ricavato il coefficiente di diffusione *D* della miscela cemento-bentonite a una temperatura di 21.5°C che risulta pari a $3.296 \cdot 10^{-6}$ m^2/s.

In Figura 1 si mostra, a titolo d'esempio, i risultati della simulazione in termini di mappa di saturazione nel provino a 7 giorni dall'imposizione di una suzione di 13.26 MPa sul suo contorno; mentre in Figura 2 si mostra la mappa di flusso di vapore acqueo del provino nelle medesime condizioni della Figura 1. Le Figure 3 e 4 riportano, invece, l'andamento del contenuto d'acqua nel tempo a suzione di 13.26 MPa e 159 MPa, confrontando i risultati sperimentali con i risultati numerici ottenuti considerando una tortuosità del materiale pari a 0.04. Infine si osserva dai risultati che tanto maggiore è la suzione imposta quanto più velocemente il materiale si desatura.

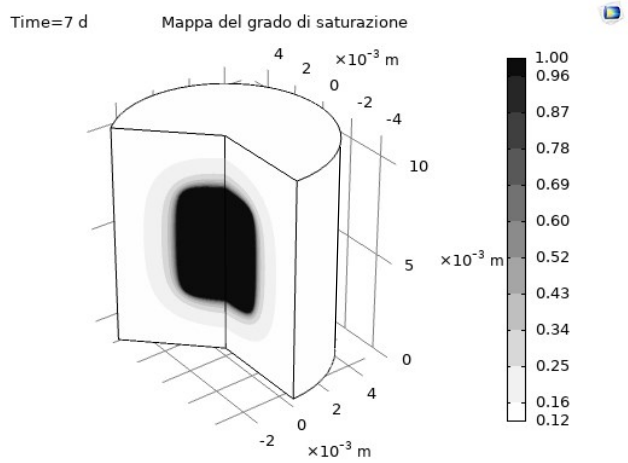


Figura 1. Mappa di saturazione nel provino a 7 giorni dall'imposizione di una suzione di 13.26 MPa sul contorno.

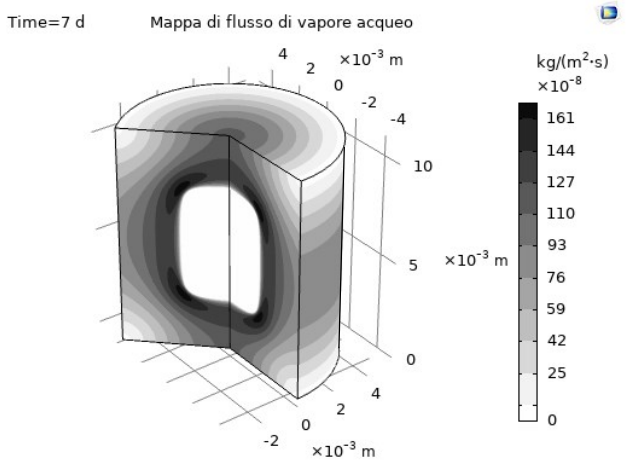


Figura 2. Mappa di flusso diffusivo nel provino a 7 giorni dall'imposizione di una suzione di 13.26 MPa sul contorno.

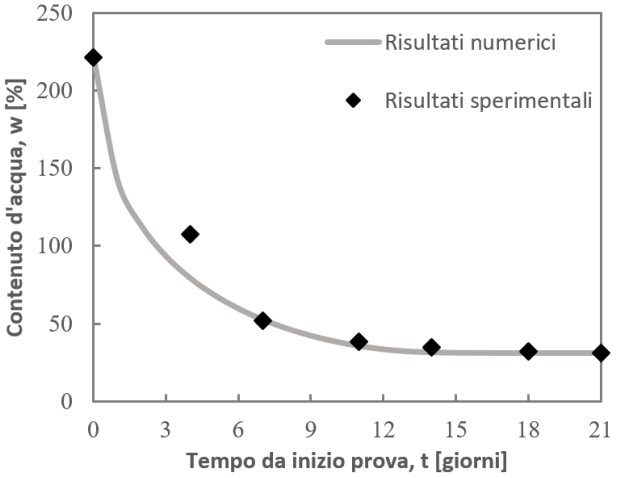


Figura 3. Contenuto d'acqua nel tempo del provino sottoposto a una suzione di 13.26 MPa ($BaCl_2$ $2H_2O$).

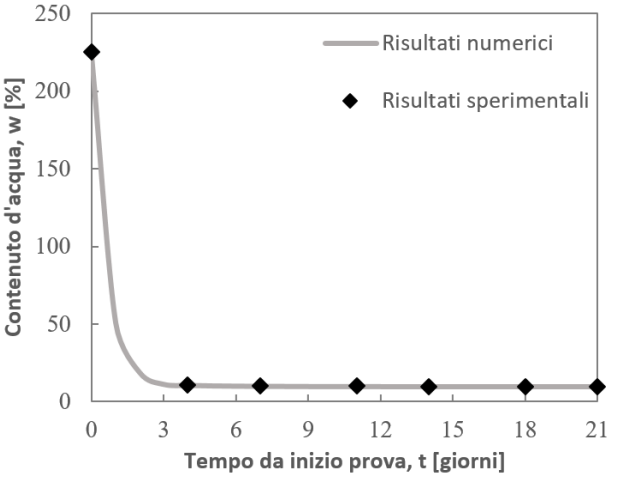


Figura 4. Contenuto d'acqua nel tempo del provino sottoposto a una suzione di 159 MPa ($CaCl_2$ 6H2O).

4. BIBLIOGRAFIA

Bear J., Cheng A. H. D. (2010). *Modeling Groundwater Flow and Contaminant Transport*. Springer Science & Business Media, Netherlands

Edlefsen N.E., Anderson A.B.C. (1943). Thermodynamics of soil moisture. *Hilgardia*, 15(2): 31-298

Jefferis S. (2012). Cement bentonite slurry systems. In *Proc. Of the 4th Int. Conf. on Grouting and Deep Mixing*, *New Orleans, Louisiana, United States, ASCE.*

Scelsi G., Della Vecchia G., di Prisco C., Musso G., Sanetti G. (2019). Optimization of the Geometry of Monitoring Devices for Contaminant Detection in Cement-Bentonite Cutoff Walls. *National Conference of the Researchers of Geotechnical Engineering. Springer, Cham*: 555-564

Van Genuchten M. T. (1980). A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal, 44(5): 892–898.*

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

STUDIO PRELIMINARE DEGLI ASPETTI GEOTECNICI PER LA SALVAGUARDIA DELL'ISOLA DI SAN MARCO DAL FENOMENO DELL'ACQUA ALTA

Francesco Zarattini (francesco.zarattini@phd.unipd.it)
Università degli Studi di Padova - Dipartimento ICEA

Francesca Ceccato
Università degli Studi di Padova - Dipartimento ICEA

Paolo Simonini
Università degli Studi di Padova - Dipartimento ICEA

ABSTRACT. Il fenomeno stagionale dell'"acqua alta" a Venezia è un problema ben conosciuto, che si verifica diverse volte nel corso dell'anno, e che mette a repentaglio il patrimonio storico della città. Piazza San Marco è l'area più vulnerabile al fenomeno dell'allagamento, con l'acqua che può raggiungere il piano di calpestio della piazza principalmente per (i) tracimazione ondosa, (ii) risalita dal sistema di drenaggio storico e (iii) filtrazione attraverso il terreno dalle condotte idrauliche in cattivo stato, dalle rive e da strati profondi. Questi meccanismi generano una complessa evoluzione delle pressioni interstiziali nel terreno, che influenzano la stabilità della pavimentazione soprastante e delle utenze nel sottosuolo. Al fine di preservare il patrimonio storico, nell'ottica di valutare l'efficacia a lungo termine delle soluzioni proposte, è necessaria la conoscenza della distribuzione delle pressioni dell'acqua e dei gradienti idraulici locali. A tal fine è stata condotta un'estesa campagna di indagini e monitoraggio di cui si presentano alcuni risultati.

1. INTRODUZIONE

Con il termine "acqua alta" si intende il fenomeno di marea parzialmente sommergente molte aree del centro storico della città di Venezia, con conseguenti disagi, danni materiali talvolta ingenti e messa a rischio del patrimonio artistico della città. Gli eventi di acqua alta si verificano per sovrapposizione dell'ordinaria marea astronomica con la marea meteorologia, i cui picchi sono accentuati soprattutto dai venti di scirocco.

L'area più depressa della città è la zona di Piazza San Marco, con un'elevazione fra 0.80 e 0.90 m rispetto allo zero mareografico di Punta della Salute (ZMPS), ma presenta in prossimità del nartece della Basilica di San Marco elevazioni ancora minori (fino a 0.60 m s.l.P.S.): tale quota è stata superata in media 361 volte l'anno tra il 1999 e il 2016, mentre la quota 100 cm s.l.P.S. in media viene superata 18 volte l'anno, con la Piazza e spazi circostanti quasi completamente sommersi. A protezione della città di Venezia dal fenomeno dell'acqua alta è in fase di ultimazione il sistema di dighe mobili MOSE; il cui funzionamento dovrà garantire il non superamento della soglia di 1.10 m s.l.P.S. Esso quindi non eviterà l'allagamento di piazza San Marco, che necessita di un sistema di protezione aggiuntivo.

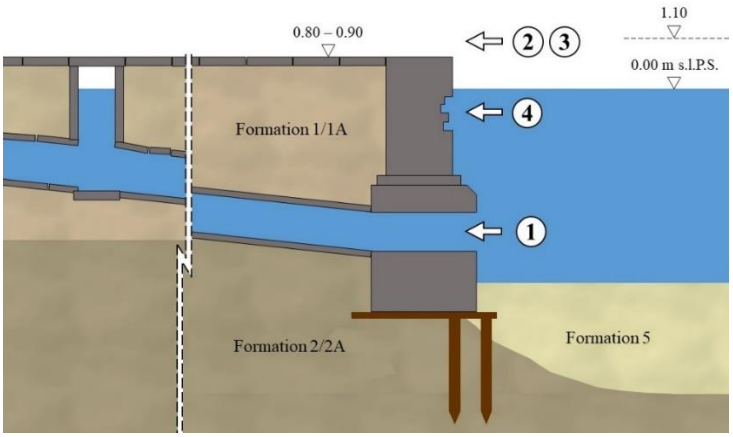


Figura 1. Meccanismi di allagamento di Piazza San Marco.

I meccanismi di allagamento della piazza, riportati in Figura 1, sono:

1. Risalita attraverso il sistema fognario esistente, costituito da un complesso sistema di gatoli (cunicoli e collettori costituenti il sistema fognario) risalenti a diverse epoche, presenti in vario stato di conservazione;
2. Afflusso per sormonto dei marginamenti dell'isola;
3. Afflusso meteorico concomitante all'alta marea;
4. Afflusso per filtrazione attraverso i muri si sponda e il terreno sottostante la pavimentazione;

I meccanismi 1-3 sono oggetto di approfonditi studi idraulici e marittimi, il meccanismo 4 ha richiesto approfondite indagini geotecniche, brevemente descritte in questo articolo.

Al fine di quantificare le portate filtranti è stato necessario eseguire diverse indagini geotecniche, meglio descritte nel paragrafo 2.1, volte a stimare la permeabilità dei materiali e un monitoraggio piezometrico in continuo per investigare l'effetto della marea sul regime delle pressioni nel terreno.

2. CAMPAGNA DI INDAGINI E FORMAZIONI STRATIGRAFICHE

2.1 Prove geotecniche e sistema di monitoraggio

La definizione del modello geotecnico si è avvalsa dei dati raccolti nelle campagne di indagini effettuate nel 1993 e nel 1997, ulteriormente integrate, data la complessità del sistema, da una nuova campagna del 2019 che ha anche previsto l'istallazione di piezometri per il monitoraggio continuo delle pressioni.

Fra marzo e aprile 2019 sono state eseguite nell'area interessata dal progetto le seguenti indagini geotecniche, distribuite all'interno della piazza come illustrato in Figura 2. Sono stati inoltre installati un totale di 25 piezometri in 10 stazioni distribuite sulla piazza (da S01 a S10 in Fig. 2), ognuna con 2 o 3 piezometri che misurano la pressione assoluta a diverse profondità, afferendo a diverse composizioni stratigrafiche, rispettivamente 1 (o 1A), 3 e, ove presente il terzo piezometro, la 2 (o 2A), riportate in Tabella 1.

Tabella 1. Elenco e descrizione delle formazioni caratterizzanti la stratigrafia.

FORMAZIONE	DESCRIZIONE	SPESSORE [m]	PERMEABILTA' [m/s]
1	Riporto. Materiale eterogeneo ed eterometrico, prevalentemente sabbioso, con alternanze di limo debolmente sabbioso, sabbia ghiaiosa, laterizi, resti conchigliari e lignei	2.10 ÷ 4.20	$2.4 \cdot 10^{-4} \div 2.2 \cdot 10^{-6}$
1A	Riporto. Materiale eterogeneo prevalentemente argilloso con alternanze di resti conchigliari, lignei e vegetali, frammenti di ciottoli e laterizi	1.75 ÷ 3.80	$1.0 \cdot 10^{-6} \div 5.3 \cdot 10^{-8}$
2	Limo (L) e limo sabbioso (Ls) con resti vegetali, tracce di torba e conchiglie	0.40 ÷ 2.20	$2.4 \cdot 10^{-7} \div 2.0 \cdot 10^{-8}$
2A	Limo argilloso con resti vegetali, tracce di torba e conchiglie (La)	0.50 ÷ 10.70	$7.8 \cdot 10^{-8} \div 5.3 \cdot 10^{-9}$
3	Sabbia medio-fine (S)	0.90 ÷ 8.10	$3.4 \cdot 10^{-6} \div 2.2 \cdot 10^{-6}$
3A	Sabbia medio-fine limosa (Sl) con lenti limo argillose (Sa)	0.90 ÷ 5.90	$2.9 \cdot 10^{-6} \div 2.0 \cdot 10^{-7}$
4	Sabbia moderatamente limosa (S), sabbia limosa (Sl) e limo sabbioso (Ls)	0.50 ÷ 1.80	$2.6 \cdot 10^{-6} \div 1.3 \cdot 10^{-6}$
4A	Strato di natura principalmente argillosa (A, Al), con lenti di limo argilloso (La)	4.40 ÷ 9.60	$2.5 \cdot 10^{-8} \div 3.5 \cdot 10^{-9}$
5	Fango costituente il fondo del canale	0.55	$2.4 \cdot 10^{-4} \div 2.2 \cdot 10^{-6}$
6	Formazione eterogenea in cui costituita da frazioni di natura diversa: sabbie, limi ed argille	4.30	$1.0 \cdot 10^{-6} \div 5.3 \cdot 10^{-8}$

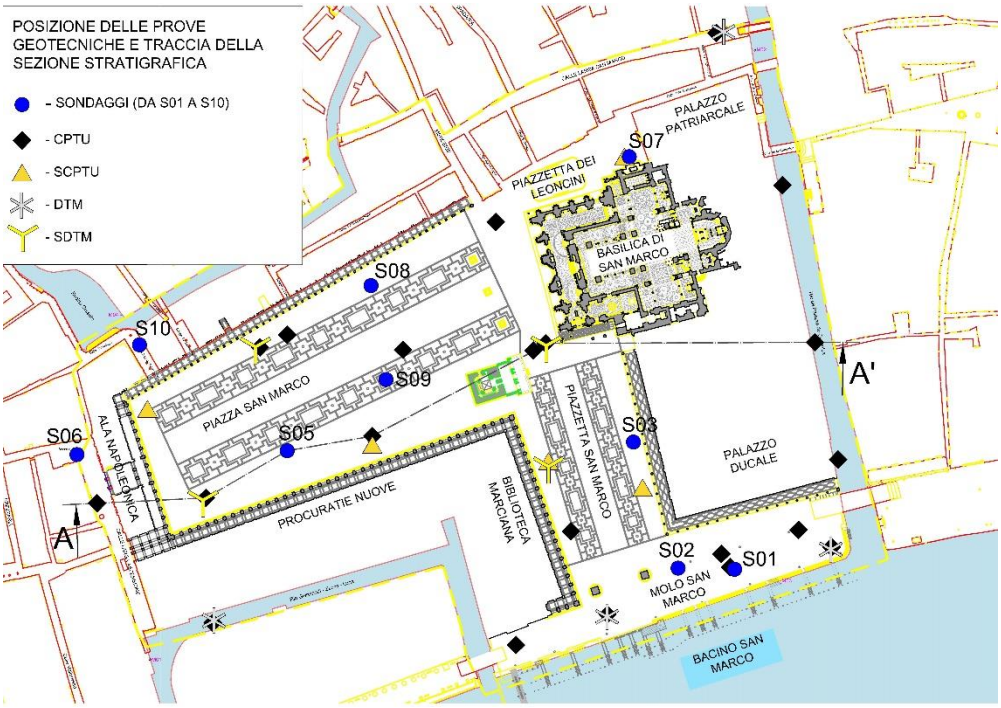


Figura 2. Posizione planimetrica dei sondaggi e traccia della sezione A-A'.

La stratigrafia si compone di uno strato antropico superficiale di profondità massima di 3.20 m s.l.P.S (1 o 1A), al di sotto del quale è presente uno strato continuo poco permeabile prevalentemente limoso (2 o 2A) con resti conchigliari. Al di sotto di questo strato compare una formazione sabbiosa più permeabile (formazione 3 e 3A) di spessore variabile dai 0.9 m a circa 8 m, ma anch'essa continua. Da una profondità di 9.80 m s.l.P.S. alla massima profondità di indagine, si ha la tipica alternanza di strati prevalentemente argillosi (4A), intervallati con lenti più o meno spesse di sabbia moderatamente limosa (4). In Tabella 1 sono descritte le formazioni individuate, il relativo spessore minimo e massimo, la permeabilità stimata.

3. RISULTATI

La Figura 3 mostra l'andamento dei livelli piezometrici e della marea nella stazione S06:

- Per valori di marea relativamente elevati il livello piezometrico dello strato di riporto è sempre superiore a quello dello strato sabbioso più profondo, pertanto il gradiente idraulico è diretto dall'alto verso il basso;
- Per livelli di marea bassi lo strato sabbioso inferiore ha un'altezza piezometrica superiore a quella dello strato di riporto, pertanto il gradiente idraulico è diretto dal basso verso l'alto;
- L'oscillazione piezometrica è attenuata e in leggero ritardo rispetto a quella di marea.

Nello strato di riporto, i massimi sono vicini a quelli di marea, i minimi sono sempre superiori ai minimi di marea, indicando una maggiore facilità d'ingresso della marea e una più lenta fase di drenaggio in marea calante. Nello strato sabbioso profondo, l'ampiezza dell'onda è molto più attenuata e il carico piezometrico medio è superiore al livello del medio mare, indicando che lo strato limo-argilloso soprastante esercita un effetto di confinamento: comportamento osservato in tutte le stazioni, seppur con alcune differenze di smorzamento dell'onda nello strato di riporto, che dipendono dalle locali condizioni di drenaggio come la vicinanza ai gatoli, lo stato di conservazione e la profondità degli stessi, nonché dalla permeabilità locale del terreno.

Analisi idrauliche hanno mostrato che il livello d'acqua all'interno dei gatoli coincide costantemente con quello della marea poiché non è presente alcun sistema di isolamento coi canali.

Nella stazione S08 si può notare come in marea calante la dissipazione della pressione sia molto lenta (tratti AB e EF di Figura 4), per diventare più rapida appena la marea supera la soglia che corrisponde indicativamente al tetto del gatolo (tratti BC e DE) ed è rapidissima quando la pavimentazione viene sommersa (tratto CD). Queste soglie indicano chiaramente l'importanza degli afflussi per filtrazione fra le pareti e il tetto del gatolo e per infiltrazione dall'alto attraverso le intercapedini molto permeabili fra le pietre che compongono la pavimentazione.

Il livello piezometrico può raggiungere e superare leggermente la quota di marea perché possono concorrere apporti idrici da altre fonti come precipitazioni atmosferiche e scarichi urbani.

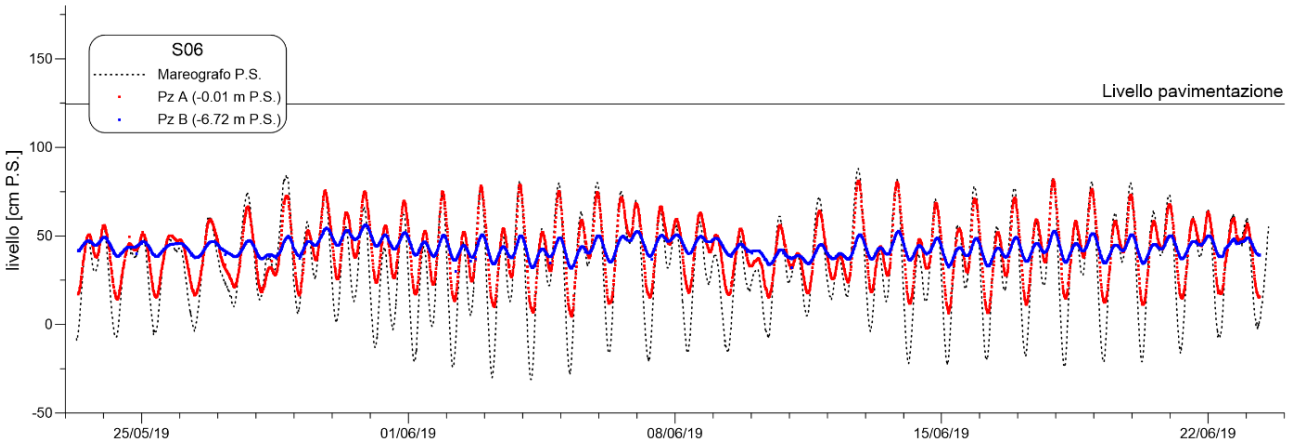


Figura 3. Livelli di marea dal mareografo di Punta della Salute e livelli piezometrici (S06).

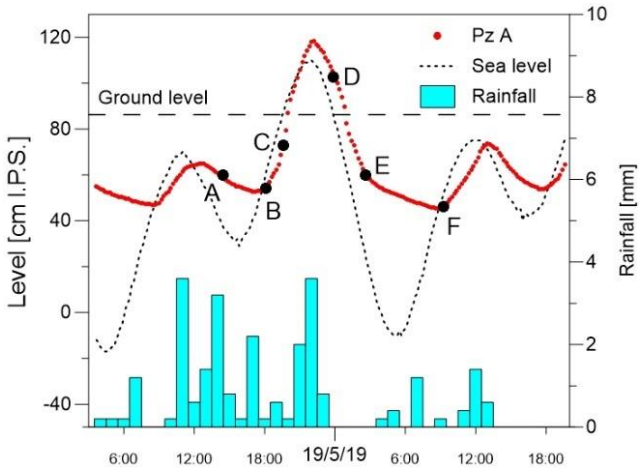


Figura 4. Livelli di marea dal mareografo di Punta della Salute e livelli piezometrici (S08).

4. CONCLUSIONI

La risposta del terreno all'oscillazione mareale è attenuata e l'attenuazione è maggiore per la sabbia inferiore. I minimi piezometrici sono sempre superiori ai minimi di marea, indicando che non avviene mai un drenaggio completo dello strato considerato. Per maree medio-alte il livello piezometrico dello strato sabbioso profondo è sempre minore di quello dello strato di riporto, quindi il moto di filtrazione avviene dall'alto verso il basso. In bassa marea il livello piezometrico dello strato sabbioso profondo è sempre maggiore di quello dello strato di riporto, quindi il moto di filtrazione avviene dal basso verso l'alto. I gradienti idraulici sono molto piccoli e, pur considerando valori di permeabilità localmente piuttosto elevate, è evidente come la portata di filtrazione attraverso lo strato di riporto sia relativamente piccola rispetto agli altri contributi sulla piazza.

Lo studio è frutto di una collaborazione fra il Dipartimento ICEA dell'Università di Padova e il Consorzio Venezia Nuova, che gli autori ringraziano per il supporto e il contributo fornito.

5. BIBLIOGRAFIA

Alyamani, M. S. and Şen, Z. (1993) 'Determination of hydraulic conductivity from complete grain-size distribution curves', *Groundwater*, 31(4), pp. 551–555.

Di Sipio, E. and Zezza, F. (2011) 'Present and future challenges of urban systems affected by seawater and its intrusion: The case of Venice, Italy', *Hydrogeology Journal*, 19(7), pp. 1387–1401. doi: 10.1007/s10040-011-0784-4.

Sessione 2

OPERE GEOTECNICHE: ASPETTI PROGETTUALI

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

CONSOLIDAMENTO DEL TERRENO MEDIANTE COLONNE DI GHIAIA: IL CASO DEI RAMMED AGGREGATE PIERS (RAP)

Elena Bandiera (elena.bandiera@teleios-ing.it)
TELEIOS srl . Società di Ingegneria

Marco Franceschini (marco.franceschini@teleios-ing.it)
TELEIOS srl . Società di Ingegneria

Federico Fiorelli (federico.fiorelli@teleios-ing.it)
TELEIOS srl . Società di Ingegneria

ABSTRACT. Le colonne di ghiaia sono un efficace metodo di consolidamento del terreno, usato in maniera estensiva in tutto il mondo, seppur con differenti varianti tecnologiche, principalmente per incrementare la capacità portate di terreni soffici e ridurre i cedimenti di fondazioni o altre strutture contro terra. In questo articolo è descritta una delle tecniche di consolidamento messe a punto dalla Società Geopier, le colonne RAP realizzate con tecnologia Impact®. Nella trattazione viene presentato uno specifico caso di studio: ciò consentirà di affrontare alcune delle principali tematiche geotecniche correlate.

1. INTRODUZIONE

Il corrente trend del consolidamento del terreno, sempre in aumento in Europa rispetto alle fondazioni profonde, non ha ancora manifestato in Italia lo stesso riscontro. Nel nostro Paese le varie tecniche di ground improvement faticano a imporsi a livello sia di progettazione che di Committenza, complice anche l'attuale lacuna normativa nazionale, oltre che europea, e di raccomandazioni tecniche a specifico supporto della progettazione di tali interventi (si cita, al contrario, l'esempio francese sul tema con le raccomandazioni del CFMS (CFMS 2011)).

Tra le varie tecnologie di consolidamento del terreno le colonne di ghiaia rappresentano un efficace metodo con numerose varianti tecnologiche, utilizzate all'interno di terreni soffici per un miglioramento generale delle caratteristiche meccaniche, una diminuzione dei cedimenti delle fondazioni e un incremento della capacità portante.

In questo articolo si tratta nello specifico una delle tecnologie messe a punto dalla Società Geopier, con più di 20 anni di esperienza nel settore, ossia il sistema Impact® (Metcalfe et al. 2006) per le colonne in ghiaia compattata RAP (Rammed Aggregate Piers), sistema che riscontra una solida base scientifica (Fox & Cowell 1998) e una tecnica di installazione specifica con la quale sono già stati eseguiti diversi lavori anche sul territorio nazionale.

La prerogativa tecnologica di questo tipo di consolidamento è la realizzazione delle colonne con metodo "a spostamento di terreno", peculiarità che ne rende possibile l'impiego anche per la mitigazione della liquefazione. Tale tecnologia ha il suo "core business" su opere che portano in fondazione carichi medio-elevati come capannoni industriali, edifici di media altezza, serbatoi, sili, rilevati e pavimentazioni. Pertanto, in questo contributo, verrà presentata una case history e verranno trattati alcuni aspetti geotecnici della progettazione di tali interventi.

2. TECNOLOGIA IMPACT

Dal punto di vista tecnologico, uno dei principali sistemi realizzativi di colonne RAP sviluppato da Geopier è l'Impact System®, la cui peculiarità è quella di permettere la realizzazione di colonne in ghiaia "a spostamento" di terreno, attraverso un esclusivo processo di vibro infissione e battitura.

L'impiego di tale tecnologia risulta particolarmente idoneo nel caso di depositi di sabbia sciolta sotto falda e, più in generale, di terreni laddove non risulti possibile la realizzazione di trivellazioni con fori non sostenuti. Il mandrino è costituito da un tubo forma con estremità chiusa da una piastra sacrificale che, spinto fino alla profondità di interesse, viene riempito con la ghiaia con cui saranno realizzate le colonne. L'elemento viene quindi sollevato per circa 90 cm, lasciando depositare l'aggregato, e poi abbassato nuovamente in modo da compattare la ghiaia, formando strati addensati dello spessore di 30/35 cm. Le profondità raggiungibili variano dai 4 ai 15 m; il diametro delle colonne reso è pari a 50/55 cm circa (Figura 1).

Questi elementi possono essere impiegati per realizzare un sistema "sospeso" (*floating*): non è infatti necessario che gli stessi si sviluppino fino a superare completamente lo strato soffice, ma è sufficiente che il terreno composito raggiunga profondità tali da ridurre la pressione e quindi i cedimenti degli strati sottostanti.

Dal punto di vista cantieristico, il processo di installazione è rapido e pulito (installazione a secco), ed il processo di infissione con spostamento permette di non avere materiali di rifiuto.

Altra specificità della tecnologia Impact® è quella di costituire anche un trattamento di tipo attivo nella mitigazione del rischio liquefazione nei terreni sabbiosi poco addensati sotto falda. La tecnica utilizzata per la realizzazione delle colonne è tale infatti da provocare un addensamento del terreno, e quindi una riduzione di tale rischio. L'efficacia di questo sistema nella mitigazione del rischio liquefazione è stata dimostrata da un blast test effettuato su un campo prove a Burana (FE) nel 2018 (Amoroso et al. 2019).

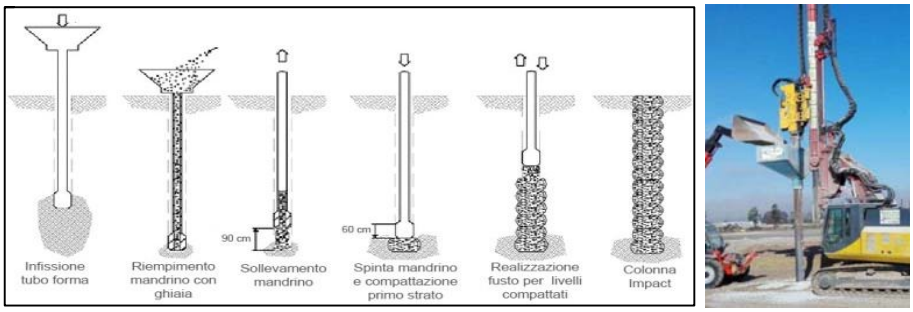


Figura 1. Schema realizzazione Impact e immagine di cantiere.

3. ESEMPIO PROGETTUALE

Tra le realizzazioni di interventi di consolidamento del terreno con colonne RAP Impact® si presenta quanto progettato dalla Società Teleios per la realizzazione di una RSA a Campi Bisenzio (FI) nel novembre 2020.

La sovrastruttura, che conta due piani fuori terra, è costituita da telai prefabbricati con luci di 16.30 x 10 m e da blocchi scala-ascensore gettati in opera, e si sviluppa su una superficie complessiva di circa 2100 m^2.

3.1 Caratterizzazione geotecnica

La litologia riscontrata in sito rappresenta un tipico caso che si confà all'impiego di tale tecnologia di consolidamento. I terreni sono infatti costituititi essenzialmente da depositi argillo-limosi, che presentano caratteristiche di bassissima consistenza nei primi metri. Tali depositi si estendono fino a circa 14 m da p.c., oltre i quali si trovano degli orizzonti di ghiaia eterometrica. La falda è superficiale e si attesta a -0.50 m da p.c.

A titolo di esempio in Figura 2 si ripotano alcune caratteristiche geotecniche ricavate dall'interpretazione di una delle CPT eseguite, illustrando la resistenza alla punta q_t e laterale f_s registrate durante l'esecuzione della prova, ed i parametri meccanici quali la resistenza non drenata S_u ed il modulo edometrico del terreno E_{oed}.

3.2 Aspetti progettuali

In merito al calcolo di questi elementi è necessario avere consapevolezza che i terreni sede di ground improvement sono solitamente compressibili e a grana fine, quindi dal comportamento meccanico, legato a creep ed anisotropia del materiale, intrinsecamente complesso.

Nell'arco degli ultimi decenni sono state sviluppate numerose formulazioni analitiche che, partendo sia da basi teoriche (metodo della cavità espansa), numeriche e sperimentali, riescono a cogliere bene sia il comportamento globale che locale delle colonne in ghiaia (Fox & Cowell 1998, Lawton & Warner 2004, Castro & Karstunen 2010, Demir et al. 2017). Su tali basi, i metodi di calcolo che si possono attualmente sviluppare consistono in programmi analitici, anche di semplice fattura, come fatto da Geopier e specializzati dal settore geotecnico della Società Teleios. Si tratta di metodi collaudati, che danno buoni riscontri se correttamente applicati su modelli geotecnici solidi, strutture di fondazione tipiche (come plinti di capannoni e fondazioni regolari di edifici con carichi di livello medio) e terreni soffici ma non complessi. Tali valutazioni riguardano l'interazione tra colonne e terreno, la conseguente ripartizione dei carichi agenti, la capacità portate delle singole colonne (bulging e portata laterale) e della fondazione nel suo complesso ed infine le valutazioni legate ai cedimenti.

Evidente che per opere più articolate o terreni complessi i metodi analitici possono essere utili per un progetto preliminare o definitivo, ma in sede esecutiva è necessario avvalersi anche di una robusta modellazione numerica.

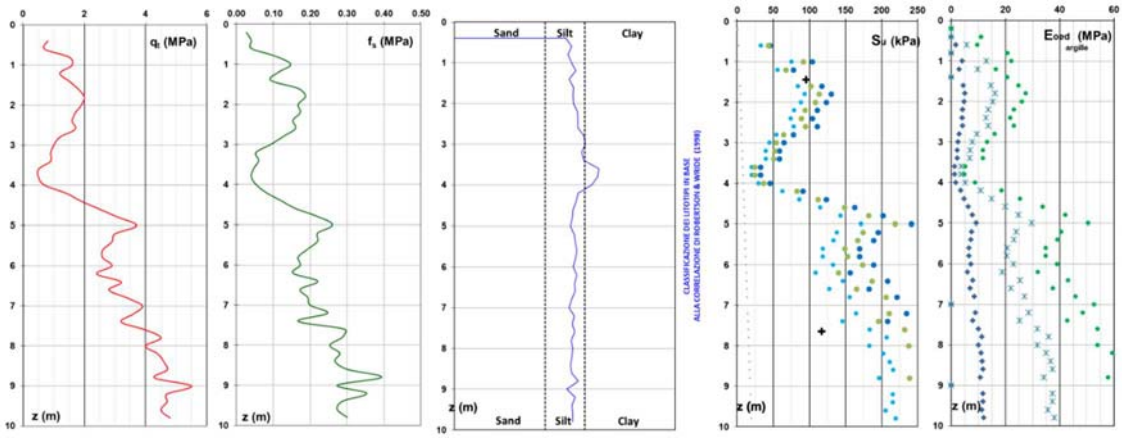


Figura 2. Dati ed interpretazione della prova CPT eseguita in sito.

Sulla base delle indagini geotecniche e delle sollecitazioni trasmesse dalle sovrastrutture è stato progettato l'intervento di consolidamento. Per le colonne tipiche, che trasmettono in esercizio alle fondazioni carichi assiali dai 650 ai 2000 kN, sono stati progettati plinti quadrati di dimensioni comprese tra 2.80 e 4.00 m. Al di sotto di questi, sono stati distribuiti RAP Impact® di diametro 500 mm lunghezza 7 m, in un numero variabile tra 5 e 12.

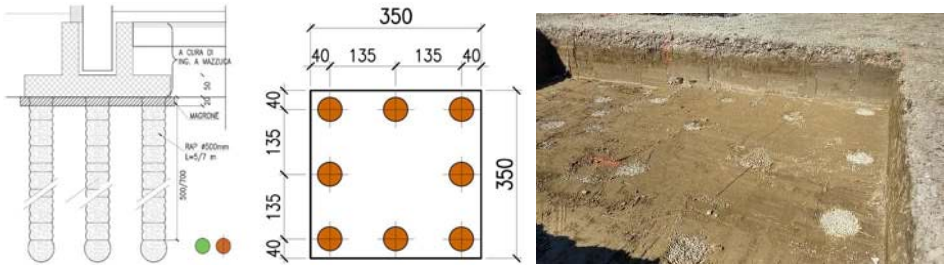


Figura 3. Plinti tipici impiegati nel progetto. A sinistra, elaborazione progettuale. A destra, realizzazione in cantiere.

Nella Tabella 1 vengono riepilogati alcuni dei principali dati di input e conseguenti risultati relativi all'analisi e calcolo effettuati per uno dei plinti tipici del progetto, in termini di resistenza. Considerando il terreno composito a seguito del consolidamento, è stata stimata una capacità portante limite di circa 1200 kPa.

Tabella 1. Riepilogo dei principali valori di progetto del plinto tipico.

Parametri geotecnici		**Geometria**		**Parametri di progetto**	
Modulo rigidezza RAP (MN/m^3)	75	Dimensioni plinto	3.50 x 3.50	Pressione media fond. SLU (kPa)	250
		N° RAP	8	Carico RAP di progetto SLU (kN)	225
Rapporto rigidezza (RAP/terreno)	12.5	Lunghezza RAP	7	Resistenza laterale ult. RAP (kN)	541
		Rapporto sostituzione	0.128	Carico ult. Bulging (kN)	565

Tali calcoli seguono la proceduta messa a punto da Geopier e si basano sulla bibliografia specifica sull'argomento, che ha come compendio i Technical Bulletin Geopier (www.geopier.com). Si tratta di un metodo analitico che per quanto riguarda i cedimenti tiene conto, nel terreno trattato, della media pesata delle proprietà meccaniche tra elementi RAP e terreno. Per quanto riguarda la capacità portante, viene ricavata in campo drenato riferendosi all'angolo di resistenza al taglio del terreno, modificato secondo la teoria di Priebe (Priebe, 1995).

Il consolidamento permette un controllo ed una riduzione dei cedimenti dei plinti. A fronte, infatti, di pressioni medie in esercizio al di sotto delle fondazioni dell'ordine di 160-180 kPa, sono stati stimati cedimenti compresi tra 13 e 17 mm: di questi l'aliquota più consistente si sviluppa all'interno del terreno consolidato, dove la maggiore rigidezza è data non solo dalla presenza dei RAP, ma anche dalla compattazione subita in fase di installazione, mentre una componente secondaria (millimetrica) è da attribuirsi agli strati sottostanti non raggiunti dal trattamento.

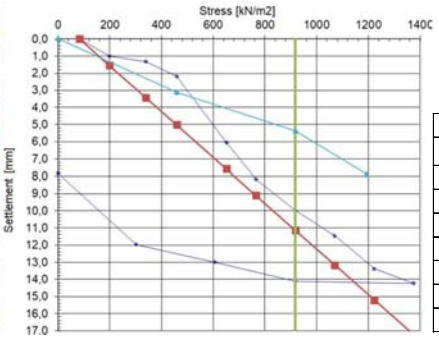
3.3 Prove di carico

Il punto di riferimento per validare la progettazione e per investigare il reale comportamento degli elementi RAP e la loro interazione con il terreno, è rappresentato dalle prove di carico sulle colonne in sito. Tali prove

rientrano nelle necessarie operazioni di controllo tecnologico e di qualità da svolgere in fase di progettazione, laddove l'importanza dell'opera e le condizioni stratigrafiche lo richiedano, ed al termine della realizzazione del consolidamento. Come già detto all'inizio di questa breve trattazione, le Norme Tecniche non trattano questo tipo di prove: si potrà cercare una analogia con i pali, tenendo conto delle fondamentali singolarità di questi interventi.

Scopo delle prove di carico (dette "Modulus Test", GTB 2016) è determinare la rigidezza delle colonne come rapporto tra il valore della pressione alla testa delle stesse ed il cedimento corrispondente. La prova è condotta applicando sull'intera area trasversale del RAP una pressione con incrementi graduali, fino a raggiungere un carico pari ad 1.5 volte quello di esercizio. Il cedimento totale misurato in corrispondenza del carico di esercizio di 140 kN è risultato pari a 9.97 mm.







Range di carico		Rigidezza da prova di carico (kN/m^3)	Rigidezza di Progetto (kN/m^3)
(kN)	(kPa)		
90	459	172.24	
128	651	93.99	
150	764	83.65	
180	917	83.69	75
210	1069	86.17	
240	1223	85.21	
270	1376	90.90	

Figura 4. Esecuzione e risultati della prova di carico eseguita.

Il grafico sopra, che riporta i risultati della prova, mostra l'attinenza raggiunta tra ipotesi di progetto e la prova di carico stessa. Nella prova si notano due fatti importanti: il comportamento medio pseudo lineare del rapporto tra le variabili di prova e la non eccessiva cautela tenuta nel progetto; quest'ultimo a dimostrazione della corretta elaborazione analitica che ha permesso di ottimizzare le quantità in gioco.

4. CONCLUSIONI

Il presente articolo ha illustrato la tecnologia Impact®, sviluppata dalla società Geopier, per la realizzazione di colonne in ghiaia compattata RAP a "spostamento" per il consolidamento dei terreni.

Dapprima ne sono stati descritti gli spetti tecnologici peculiari ed i relativi campi di applicazione. Nella seconda parte è stato invece illustrato un caso di studio, del quale sono stati presentati i principali risultati in termini di resistenza e rigidezza del sistema così come progettato, dopo essere partiti dalla caratterizzazione geotecnica. L'adeguatezza delle assunzioni di progetto (ad esempio la scelta della rigidezza visto il riscontro con la prova di carico) è stata verificata con l'esecuzione di una prova di carico, che ha fornito riscontri in linea con quelli attesi.

5. BIBLIOGRAFIA

Amoroso, S., Rollins, K.M., Andersen, P., Gottardi, G., Tonni, L., García Martínez, M.F., Wissmann, K., Minarelli, L., (2019) Full-scale testing of liquefaction mitigation using rammed aggregate piers in silty sands. *In: Proceedings of the 7 th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering* -7 ICEGE, Rome, Italy, pp. 656-663.

Castro, J.; Karstunen, M. (2010) Numerical simulations of stone column installation. *Can. Geotech. J. 2010*, 47, 1127–1138.

CFMS Comitè Français de Mecanique des Sols et de gèotecnique (2011). Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement, *Revue française de geotecnique*, n°136, pp. 71-86.

Demir, S., Ozener, P., Kirkit, M., (2017). Experimental and Numerical investigations of behaviour of Rammed Aggregate Piers, *Geotechnical Testing Journal* GTJ20150195.

Fox, N.S., Cowell, M.J. (1998). Geopier Foundation and Soil Reinforcement Manual, *Geopier Foundation Company Inc*, Scottsdale, AZ.

Geopier Technical Bulletin GTB (2016). TB12 Proper Load Testing Procedures to Verify Adequate Design of Geopier Supported Foundation Systems., *Geopier Foundation Company Inc*, Mooresville, NC.

Lawton, E.C., Warner, B.J. (2004). Performance of a group of Geopier elements loaded in compression compared to single Geopier elements and unreinforced soil. *Report No. UUCVEEN 04-12*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Utah.

Metcalfe, B., FitzPatrick, B., Wissmann, K. J., (2006). Rammed Aggregate Pier® construction and quality control procedures for the impact® system. Geopier Foundation Company Inc., Mooresville, NC.

Priebe, H., J., (1995). The Design of vibro-replacement, Ground Engineering, December 1995, pp31-37.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

PROLUNGAMENTO DELLA DIGA DI SALERNO CON CASSONI REWEC

Tommaso Tassi (ttassi@fm-ingegneria.com)
F&M Ingegneria

Chiara Scarpa (chiara.scarpa@fm-ingegneria.com)
F&M Ingegneria

Alessandra Bortoluzzi (alessandra.bortoluzzi@fm-ingegneria.com)
F&M Ingegneria

Luca Masiero (luca.masiero@fm-ingegneria.com)
F&M Ingegneria

ABSTRACT. L'articolo presenta la soluzione adottata per il prolungamento del molo di sopraflutto del porto commerciale di Salerno a seguito delle problematiche geotecniche riscontrate nell'area d'intervento.
Dopo la descrizione dell'opera, che consiste nella posa di cassoni prefabbricati tipo REWEC3® fondati su uno scanno di imbasamento vibrocompattato e terreno sottostante migliorato mediante vibrosostituzione, si riportano le analisi condotte su modello fisico e con software agli elementi finiti. Dal modello fisico tridimensionale sono state ricavate le azioni delle onde sul paramento esterno della diga che sono state utilizzate anche per dimensionare l'intervento di consolidamento dei terreni di fondazione dei cassoni, implementandole in un modello dinamico agli elementi finiti con l'ausilio di Plaxis 3D, che ha permesso di analizzare la resistenza ciclica dei terreni di fondazione sottoposti alle azioni dinamiche sia del sisma che del moto ondoso. È stato così possibile definire al meglio l'estensione del volume di terreno liquefacibile coinvolto e ottimizzare l'intervento di vibrosostituzione.

1. INTRODUZIONE

La soluzione adottata per il prolungamento del molo di sopraflutto del porto di Salerno nasce per garantire continuità con la struttura esistente e, allo stesso tempo, migliorarne le prestazioni. Fattore determinante per le scelte progettuali adottate e di seguito presentate è la commistione tra azioni di progetto rilevanti e caratteristiche dei terreni di fondazione scadenti. Per la definizione della soluzione progettuale ottimale sono stati condotti diversi studi, sia su modello fisico sia con programmi di calcolo agli elementi finiti, illustrati qui nel dettaglio.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il progetto prevede il prolungamento del molo di sopraflutto per una lunghezza di 200 m, con una inclinazione di 18° verso il mare aperto rispetto all'asse del tratto esistente, mediante la posa di n. 5 cassoni cellulari prefabbricati, di cui n. 3 del tipo REWEC3®, per una lunghezza complessiva di 180 m e una larghezza di 22.5 m. La tecnologia REWEC (REsonant Wave Energy Converter) consente di assorbire l'energia del moto ondoso e di incanalarla attraverso il cassone per azionare una turbina autorettificante; ciò permette di diminuire gli effetti di tracimazione prodotti dalla riflessione delle onde sulla parete verticale dei cassoni e di produrre energia elettrica. I cassoni sono fondati a quota -11.40 m s.l.m.m. su uno scanno di imbasamento in materiale lapideo di spessore non inferiore a 1.6 m realizzato in materiale di nuova fornitura compattato per strati successivi mediante piastra vibrante, al di sotto del quale è prevista la posa di un geotessile con copertura di materassi filtranti zavorrati.

Su tutta l'area di imbasamento dei cassoni, per uno spessore di 7 m (da quota -13.00 m s.l.m.m. a quota -20.00 m s.l.m.m.), è previsto un intervento di consolidamento mediante vibrosostituzione con maglia triangolare di lato 2 m. Per quanto riguarda la vita di riferimento, l'opera è inquadrata nella classe d'uso IV (con C_U = 2) e ha vita nominale V_N = 100 anni (NTC, 2008).

2.1 Caratteristiche dei terreni

Dalla rielaborazione dei risultati di 4 campagne di indagini effettuate tra il 2011 e il 2016 è stato sviluppato il seguente modello geotecnico (Tabella 1). I valori elencati sono stati desunti dalle elaborazioni delle prove SPT in foro, prove CPTU e CPT, una prova (DPSH) e un'indagine sismo stratigrafica ad alta risoluzione con Sub Bottom Profiler.

Tabella 1. Modello geotecnico.

Strato	Profondità (m s.l.m.m.)	γ (kN/m3)	φ (°)	Dr (%)	c' (kPa)	E (MPa)
Sabbia 1	-12.5/-20	19	30-32	33	0-5	10-20
Sabbia 2	-20/-30	19	32-37	41	0-5	20-30
Limo	-30/-	17	22	-	50	6

Ai fini del calcolo del potenziale di liquefazione (Figura 1), si è considerato la magnitudo massima della zona sismogenetica vicina ZS927 (Sannio – Irpinia – Basilicata) ovvero M = 7.06 (Meletti & Valensise, 2004). A partire da questo valore di magnitudo e dall'accelerazione massima allo SLV (a_{max} = 0.211g e T_r = 1898 anni), è stato calcolato per le prove CPT un rischio di liquefazione molto alto secondo il metodo di Iwasaki et al. (1982) e la classificazione di Sonmez (2003).

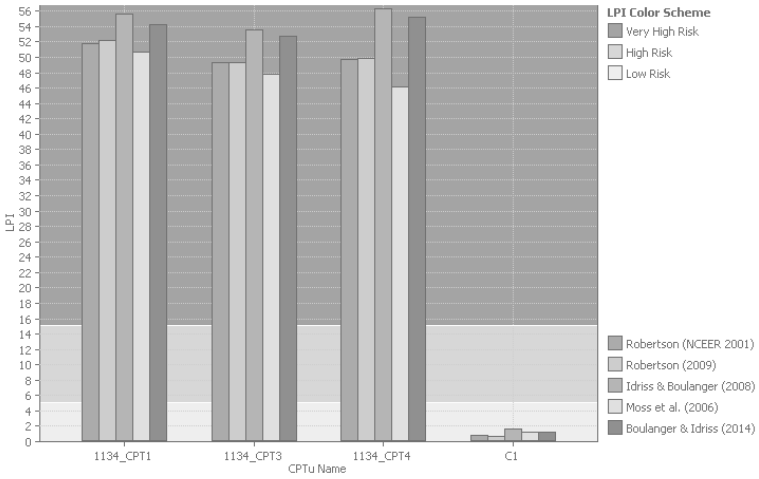


Figura 1. Valori del potenziale di liquefazione calcolato con diversi metodi per ogni verticale indagata.

3. INTERVENTO DI VIBROSOSTITUZIONE

L'intervento di vibrosostituzione di progetto si estende in profondità per 7 m, ha maglia triangolare di lato 2 m e sarà eseguito da motopontone immettendo, all'interno del cono di depressione delle colonne vibroflottate, materiale inerte calcareo di grossa pezzatura. Per quantificare l'incremento delle caratteristiche meccaniche e deformative dei terreni trattati e l'assorbimento di materiale arido apportato, è stato eseguito un campo prova su una porzione di fondale di dimensioni di 10x10m in prossimità della testata del molo di sopraflutto.

4. MODELLO FISICO

A supporto della progettazione definitiva è stato sviluppato un modello fisico del molo di sopraflutto per uno sviluppo di circa 200 m in scala 1:40, testato in uno dei bacini di HR Wallingford, per valutare la stabilità delle nuove opere nei confronti dell'azione del moto ondoso, con particolare riferimento alla sezione di raccordo tra strutture esistenti e nuove (Figura 2). Dai test condotti sono emerse alcune criticità che sono state poi risolte durante l'elaborazione del progetto definitivo, quali la necessità di rafforzamento complessivo del sistema strutturale del muro paraonde e l'omogeneizzazione delle quote di imbasamento di tutti i cassoni per ridurre l'instabilità dei massi guardiani e l'erosione al piede.



. *Figura 2. Modello fisico.*

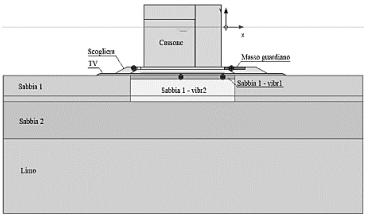


Figura 3. Modello Fem

5. MODELLO FEM

A seguito delle modifiche geometriche apportate grazie al modello fisico tridimensionale, sono stati sviluppati due modelli dinamici bidimensionali agli elementi finiti (con elementi triangolari a 15 nodi) per studiare in maniera più accurata le condizioni di sollecitazione ciclica nei terreni di fondazione dei cassoni derivanti rispettivamente dagli eventi sismici (3 accelerogrammi) e dal moto ondoso. Per individuare gli accelerogrammi più rappresentativi dello spettro di risposta target, è stato impiegato il software Rexel v.3.5 che permette la ricerca di combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili con gli spettri in accelerazione delle NTC (2008) (Tabella 2).

Tabella 2. Accelerogrammi rappresentativi dello spettro di risposta target.

Sisma	Intensità di Arias (non scalato)	Periodo medio *Tm*	Durata significativa	Periodo predominante
0000198xa	0.6288 m/s	0.526 s	12.23 s	0.974 s
006115ya	0.2019 m/s	0.460 s	8.81 s	0.192 s
0000198ya	0.7452 m/s	1.15 s	12.25 s	0.714 s

Durante la modellazione, è emersa la necessità di modificare la lunghezza del trattamento di vibro-sostituzione inizialmente previsto da 4 m a 7 m per coinvolgere l'intero strato di sabbie sciolte.

Per la modellazione in condizioni dinamiche sono stati scelti due modelli costitutivi dei terreni (Figura 3): il modello Hardening Soil Model per simulare i terreni consolidati mediante vibrosostituzione e il modello UBC3D-PLM per i terreni non trattati. I cassoni e il masso guardiano sono stati modellati con il modello linear elastic. L'UBC3D-PLM è un modello elastoplastico alle tensioni efficaci, in grado di simulare le deformazioni volumetriche e, nel caso di terreno saturo, l'incremento di sovrapressione all'interno dei pori (Borowiec & Stanuszek, 2016). Questo modello utilizza due superfici di snervamento per tener conto dell'addensamento del terreno quando questo è sottoposto a sollecitazioni cicliche e permette una transizione graduale allo stato liquefatto. I parametri inseriti per la caratterizzazione del terreno sono stati calibrati sulla base le correlazioni fornite dal manuale relativo al modello costitutivo UBC3D (Petalas & Galavi, 2012).

5.1 Risultati

I risultati dei modelli dinamici sono di seguito riportati in termini di rapporto ($r_{u,p'}$) tra pressione interstiziale sviluppata e tensione efficace (Equazione (1)).

$$r_{u,p'} = \frac{p_i' - p_c'}{p_i'} \tag{1}$$

Dove il pedice *i* identifica la fase iniziale, il pedice *c* la fase corrente e *p'* la pressione media efficace.

Il parametro $r_{u,p'}$ varia tra 0 e 1, dove 1 indica che il terreno ha raggiunto lo stato di liquefazione per effetto dell'annullamento della pressione p'_c. (Daftari & Kudla, 2014). Come si vede dalle mappe cromatiche riportate nelle figure successive, le zone interessate dal questo fenomeno ($r_{u,p'} = 1$) sono esterne all'area d'influenza dal bulbo di pressione del cassone, e interessano lo strato sabbioso superficiale. Più nel dettaglio, per quanto riguarda il sisma, si può notare come i diversi accelerogrammi abbiano effetti diversi sull'estensione dei terreni coinvolti: in particolare, i due accelerogrammi che hanno un moto oscillatorio di picco più esteso nel tempo (Figure 4a e 4c) causano effetti molto più importati rispetto all'accelerogramma che ha una fase di picco limitata (Figure 4b). Per

quanto riguarda il moto ondoso (Figura 4d), i terreni che presentano problemi di liquefazione sono ubicati sul lato sinistro del modello (lato porto) in quanto sono quelli che presentano incrementi tensionali maggiori quando agisce l'onda in fase di cresta. La mappa cromatica evidenzia superfici di rottura tipiche dei terreni granulari.

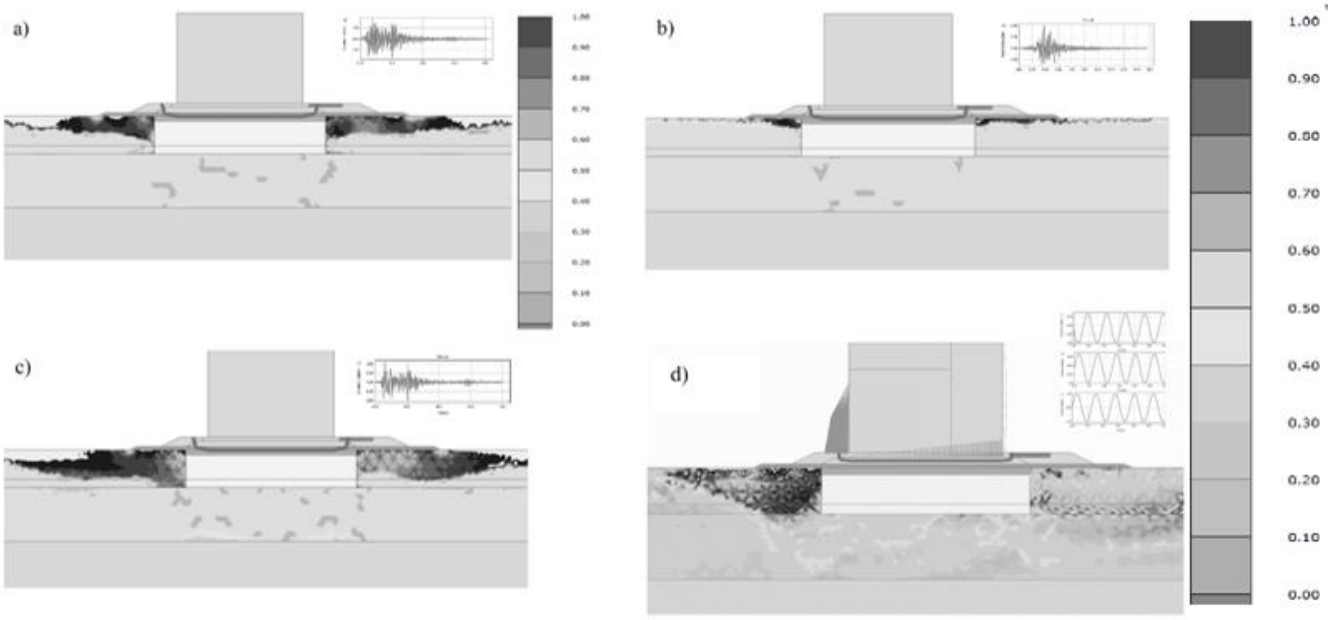


Figura 4. Mappe cromatica dei valori di $r_{u,p'}$ al termine delle analisi con gli accelerogrammi a) 0000198xa, b) 006115ya e c) 0000198ya, d) con moto ondoso

6. CONCLUSIONI

L'articolo illustra le analisi condotte per la valutazione della stabilità dei cassoni che costituiscono il prolungamento del molo di sopraflutto del porto di Salerno. Inizialmente è stato presentato il modello fisico tridimensionale sviluppato per analizzare gli effetti delle sollecitazioni indotte dal moto ondoso e da cui sono emerse alcune criticità risolte nell'ambito della progettazione definitiva dell'opera. Successivamente è stato riportato il modello dinamico agli elementi finiti che ha permesso di studiare la mobilità ciclica dei terreni sabbiosi di fondazione causata dalle azioni del sisma e del moto ondoso (considerate separatamente). Le analisi hanno confermato la necessità, emersa già dalle prove geotecniche, di eseguire il consolidamento dei terreni di fondazione dei cassoni. È anche stato possibile individuare le zone maggiormente soggette a instabilità così da ottimizzare l'intervento di vibrosostituzione previsto, incrementando la profondità del consolidamento in modo da garantire la stabilità dell'intera struttura sotto le azioni dinamiche di progetto.

7. BIBLIOGRAFIA

Borowiec A., Stanuszek M. (2016). Liquefaction mechanism induced by dynamic excitation modeled in Plaxis AE with the use of UBC and MOHR–coulomb constitutive relationships. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 38(1): 123-133.

Daftari A., Kudla W. (2014). Prediction of Soil Liquefaction by Using UBC3D-PLM Model in PLAXIS. *International Journal of Civil and Environmental Engineering*, 8(2): 106-111.

Petalas A., Galavi V. (2012). *Plaxis liquefaction model UBC3D-PLM*. Plaxis, Delft.

Meletti C., Valensise G. (2004). *Zonazione sismogenetica ZS9- App.2 al Rapporto conclusivo*. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

NTC (2008). *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni* (DM 14/01/2008); Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Iwasaki T., Arakawa T., Tokida K. (1982). Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes. *Proceedings of the Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Southampton, UK: 925−939.

Sonmez H. (2003). Modification to the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area. *Environ. Geology* 44(7): 862-871.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

VIADOTTO FERROVIARIO CALORE TORRECUSO: ANALISI DELLE FONDAZIONI MISTE DELLA SPALLA

Marta Ceschi (marta.ceschi@netspa.it)
Net Engineering S.p.a.

Angelo Triglia (angelo.triglia@netspa.it)
Net Engineering S.p.a

Giovanni Massimo Aluffi (g.aluffi@webuildgroup.com)
WeBuild S.p.a

ABSTRACT. Nel presente articolo vengono discussi gli aspetti geotecnici e strutturali connessi alla progettazione della spalla di scavalco del viadotto ferroviario Calore Torrecuso sulla nuova linea Napoli-Bari nella tratta San Lorenzo – Vitulano (BN). Al km 40+950 la spalla A del viadotto, progettato per oltrepassare il fiume Calore, vede l'interferenza con la S.P. 106; RFI, nell'ambito di una procedura di gara, ha chiesto di ottimizzare il progetto definitivo in modo da minimizzare l'interruzione e/o il disturbo al traffico veicolare. Viene quindi proposta una soluzione alternativa che non interrompa la provinciale prevedendo l'ottimizzazione delle geometrie del manufatto (e contestuale riduzione delle opere provvisionali) e il posizionamento dell'impalcato mediante varo di punta utilizzando un avambecco. Il nuovo manufatto sarà fondato su un sistema misto a platea su pali. La spalla del viadotto è stata studiata con il codice di calcolo agli elementi finiti Straus 7

1. INTRODUZIONE

Il viadotto ferroviario Calore Torrecuso si trova sulla nuova linea Napoli-Bari nella tratta San Lorenzo – Vitulano, in provincia di Benevento. Al km 40+950 la spalla A del viadotto, progettato per oltrepassare il fiume Calore, vede l'interferenza con la strada provinciale 106.

In sede di progettazione definitiva tale interferenza è stata risolta prevedendo la realizzazione di un manufatto scatolare "a farfalla": la struttura si sviluppa planimetricamente per circa 44 m lungo l'asse dei binari ferroviari e circa 41 m lungo lo sviluppo della strada provinciale e presenta fondazioni su pali in c.a. accostati di grande diametro.



Figura 1. Profilo del viadotto (sinistra) e manufatto scatolare "a farfalla" inserito nel contesto territoriale (destra).

Per tutta la durata delle lavorazioni necessarie alla realizzazione della struttura scatolare è previsto il mantenimento del traffico veicolare con l'imposizione del senso unico alternato; è inoltre prevista la chiusura della SP 106 per circa 7 giorni lavorativi durante le operazioni di varo delle travi prefabbricate in c.a.o. (calcestruzzo armato ordinario) e il getto in opera del solettone. Per minimizzare le interferenze con il traffico veicolare, RFI (Rete Ferroviaria Italiana) ha chiesto di ottimizzare il manufatto che andrà a costituire la spalla A del viadotto, al fine di ridurre o eliminare il senso unico alternato previsto per 4 mesi e minimizzare o eliminare la chiusura totale della SP 106.

2. DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE TECNOLOGICA PROPOSTA

Per ottemperare alla richiesta di RFI e annullare le soggezioni al traffico veicolare sulla SP 106, è stata quindi proposta una soluzione alternativa che "scavalca", senza interrompere, la provinciale. Tale soluzione tecnica nasce dalla volontà di rendere la SP 106 sempre fruibile al traffico, garantendo il mantenimento delle caratteristiche funzionali, sia in termini geometrici che di velocità di percorrenza della viabilità.

La soluzione proposta prevede una variazione della geometria a base gara, tra cui spicca l'incremento della luce principale dello scavalco. L'impalcato – costituito da una soletta piena in c.a.o. - sarà realizzato tramite varo di punta, utilizzando un avambecco solidarizzato mediante travi ripartitrici poste lungo i bordi laterali dell'impalcato stesso.

Tale nuova soluzione porta a una configurazione diversa della spalla A rispetto al progetto di partenza, che comprende la realizzazione di opere provvisionali di varo, quali cordoli guida fondati sul rilevato, sui quali verrà gettato e successivamente a mezzo di martinetti idraulici spinto l'impalcato.

La connessione monolitica tra la soletta e i paramenti della spalla è garantita mediante un getto di completamento da realizzarsi in opera. Allo scopo, le armature di spiccato dei due elementi sono concepite in modo da integrarsi mutuamente.

Il nuovo manufatto sarà fondato su un sistema misto a platea su pali, descritto nei capitoli successivi. L'uso di tale approccio ha il benefico effetto di ridurre il numero di pali con garanzia di prestazioni elevate

3. LE STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Le parti in elevazione del manufatto sono costituite da due scatolari, rispettivamente ispezionabili, resi solidari con l'impalcato, costituito da una soletta piena di spessore h=1.30m e lunghezza di 49.00m

3.1 Modello di calcolo

Il progetto della spalla A è stato effettuato attraverso il metodo degli elementi finiti, utilizzando un modello 3D, che prevede elementi *"guscio"* per la modellazione degli scatolari e dell'impalcato ed elementi *"trave"* per la modellazione dei pali di fondazione.

Nei pali su ogni nodo sono state previste molle a comportamento lineare elastico nelle tre direzioni al fine di simulare l'interazione terreno struttura.

Le rigidezze delle molle lungo il fusto del palo sono state valutate secondo le relazioni proposte da (Roesset J.M., 1980) valide rispettivamente per la direzione ortogonale (k_h) e tangenziale (k_v) alla superficie laterale del palo. Tali formulazioni evidenziano la dipendenza delle rigidezze laterali dalla quota di riferimento (z) attraverso il valore del modulo di taglio del terreno *G*.

$$k_h = 3G(z)[MPa] \qquad k_v = 2G(z)[MPa]$$

Il valore della rigidezza della molla alla base del palo è stata calcolata secondo la relazione proposta da Lancellotta R. e Calavera J. (1999):

$$K_{vb} = \frac{4RG}{1-\nu}$$

dove R è il raggio del palo, *G* è il modulo di taglio dello strato di terreno in cui si immorsa il palo e ν è il coefficiente di Poisson del terreno.

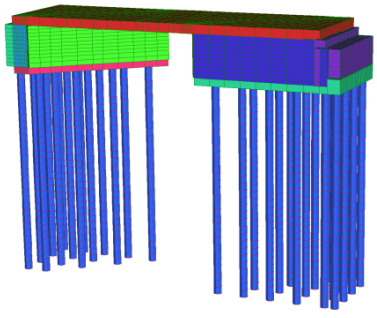


Figura 2. Modello di calcolo 3D delle fondazioni della spalla.

Dal modello di calcolo sono state ricavate le sollecitazioni agenti al fine del dimensionamento strutturale, del calcolo degli spostamenti e dei cedimenti globali della spalla A.

La struttura è stata caricata con il peso proprio, il carico permanente non strutturale, i carichi ferroviari e dalla spinta delle terre ai fini del dimensionamento agli SLU e SLE; da una forzante sismica agente nella direzioni x e y combinata secondo la regola CQC per il calcolo allo SLV.

Per l'impalcato è stata svolta la verifica di deformabilità, la verifica del fuso delle frequenze e un predimensionamento delle armature. Il comfort di marcia per i passeggeri è controllato limitando i valori della freccia verticale dei ponti ferroviari in funzione della luce e del numero delle campate consecutive, dello schema statico del ponte e della velocità V di percorrenza del convoglio.

4. LE OPERE DI FONDAZIONE

La soluzione prevede che la spalla A sia costituita da due scatolari in c.a. ai lati della SP 106, ciascuno poggiante su una platea di fondazione su pali trivellati di diametro 1200 mm e lunghezza 30 m. La platea, di spessore 2 m, ha forma trapezoidale e dimensioni in pianta di 20÷22 m in direzione longitudinale al viadotto e 13.7 m in direzione trasversale.

Lo scatolare di sinistra è fondato su n.14 pali mentre lo scatolare di destra su n.18 pali poiché deve sopportare anche i carichi dell'impalcato in c.a.p. del viadotto. I pali sono disposti ad interasse variabile da 3.6 m a 5.5 m.

Da un confronto con la soluzione prevista nel progetto definitivo consegnato, la soluzione proposta costituisce un'ottimizzazione del sistema di fondazione su pali trivellati, con una riduzione del diametro da 1500 mm a 1200 mm ed una forte riduzione del numero di pali, da 100 a 32.

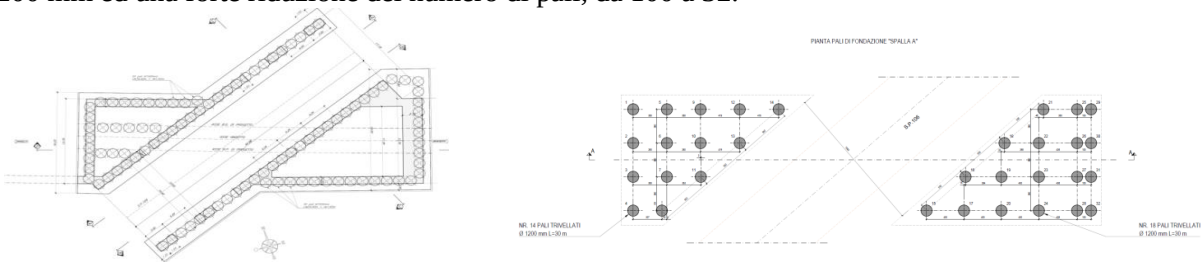


Figura 4. Pianta fondazioni spalla A: soluzione progetto definitivo (sinistra) e proposta alternativa (destra)

Nella soluzione proposta, la disposizione dei pali al di sotto della platea, consente di evitare perdite di efficienza della palificata nei confronti delle azioni verticali (siamo in presenza di terreni incoerenti) e permette inoltre al complesso pali-platea di lavorare come una fondazione mista, dove parte del carico verticale viene assorbito dalla platea. Al contrario, la soluzione prevista nel progetto definitivo prevedeva una palificata con pali disposti ad interasse molto ridotto (1.65 m): tale disposizione va a "schermare" la platea non permettendole di offrire il suo contributo

L'interazione platea-pali-terreno è stata studiata da Poulos & Davis (1980) e da Randolph (1994): Poulos (2000) ha proposto il metodo PDR che nasce dalla combinazione dei citati precedenti studi (Hemsley J.A., 2002). Si tratta di un approccio innovativo previsto anche dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, che va a superare l'approccio convenzionale in cui l'intero carico viene trasmesso al terreno esclusivamente attraverso i pali.

Con riferimento alla Figura 5 è possibile definire il *Filling Factor* (FF), un fattore che rappresenta la porzione di platea schermata dalla presenza dei pali e che è definito dal rapporto tra Ag/A (tra l'area della palificata e l'area della platea) e s/d.

Per valori alti di FF la platea non riesce a contribuire al sistema di fondazione mista, mentre per valori bassi o intermedi di FF la disposizione dei pali permette alla platea di offrire il suo contributo nel trasferimento dei carichi al terreno (De Sanctis L. & Mandolini A., 2006). Il valore critico di FF, oltre al quale non si ha più il contributo della platea, è 0.33: infatti il coefficiente α_R, che rappresenta l'aliquota di carico trasmesso dalla platea al terreno ed è definito come 1-3FF, tende a zero (Mandolini A., 2006).

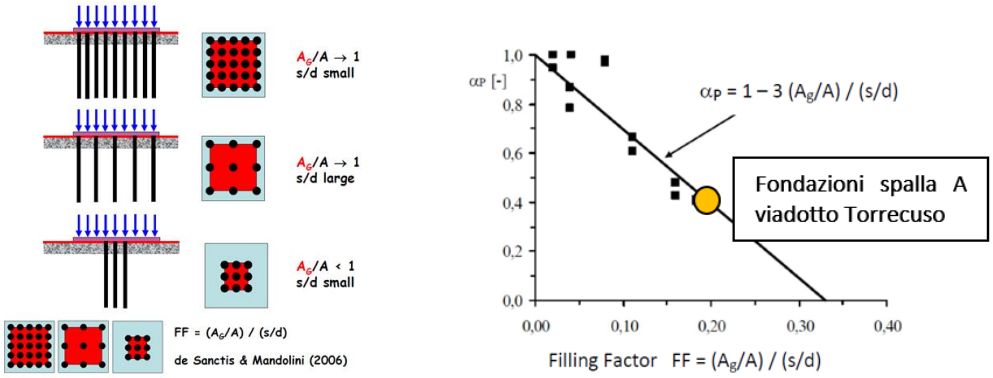


Figura 5. Esempi di disposizione dei pali in una fondazione mista (sinistra) e valore critico di FF (destra).

Nella soluzione migliorativa proposta la disposizione ipotizzata per i pali sotto alla platea consente di ottenere un valore di Ag/A = 0.6, da cui considerando s/d = 3 si ha FF = 0.2. Da FF è possibile stimare α_R che nel caso in esame risulta pari a 0.4.

Gli studi condotti negli ultimi anni hanno portato a dimostrare che per valori di s/d = 3, come nel caso in esame, si possa assumere che almeno il 20% del carico venga affidato alla platea, come illustrato in Figura 6 (Mandolini A. et al., 2005).

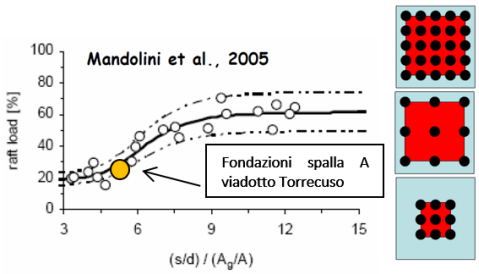


Figura 6. Sinistra: percentuale del carico verticale affidato alla platea (Mandolini et al., 2005).

La pressione media trasmessa dalla platea al terreno in condizioni SLU/SLV è pari a circa 80 kPa che, integrata sulla superficie della platea, corrisponde a un carico assiale di circa 14500 kN. Confrontando questi valori con la sommatoria degli sforzi normali sui pali si ricava la percentuale del carico verticale trasmesso direttamente dalla platea al terreno, che risulta pari a circa 20%, valore in linea con i risultati degli studi condotti negli ultimi anni

La capacità portante del sistema misto platea su pali può essere espressa con la seguente espressione:

$$R_{mista} = \alpha_R R_{platea} + R_{pali}$$

dove α_R rappresenta l'aliquota di carico trasmesso dalla platea al terreno.

La capacità portante della platea risulta pari a 1770 kPa nella combinazione A1+M1+R3. Applicando il fattore α_R, assunto cautelativamente pari a 0.2 come è emerso dai risultati della modellazione dell'interazione terreno-fondazione, si ottiene una resistenza della platea nei confronti delle azioni verticali pari a 350 kPa, superiore alla pressione media agente E_d = 80 kPa.

E' stata poi calcolata la resistenza di progetto di un palo trivellato D = 1200 mm e L = 30 m, che risulta pari a Rd = 6546 kN (combinazione A1+M1+R3), superiore di Ed = 4600 kN.

5. BIBLIOGRAFIA

Roesset J.M. (1980). Dynamic response of pile foundations: analytical aspects. *ASCE national convention, O'Neil and Dodry, ed., New York (USA).*

Hemsley J.A (2002). Practical design procedures for piled raft foundations. Design applications of raft foundations. *Thomas Teldford.*

Mandolini et al. (2005). Pile foundations: Experimental investigations, analysis and design. *XVI ICSMGE, Osaka 2005. Millpress Vol. 1.*

De Sanctis L., Mandolini A. (2006). Bearing Capacity of Piled Rafts on Soft Clay Soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering.*

Mandolini A. (2006). Fondazioni su pali: dalla ricerca alle applicazioni. C*onvegno nazionale ricercatori ingegneria geotecnica.*

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

ANALISI DINAMICHE DI BARRIERE RINFORZATE CON GEOSINTETICI IMPATTATE DA FRANE DI TIPO FLUSSO

Antonella D'amico (damicoanto90@gmail.com)
Università degli Studi di Salerno

Sabrina Moretti (sabrina.moretti@uniparthenope.it)
Università degli Studi di Napoli "Parthenope"

ABSTRACT. In questo contributo sono proposte delle barriere in terra rinforzata con geosintetici per la mitigazione dal rischio frana. In particolare, la risposta di tali barriere viene studiata quando esse sono sottoposte a una pressione orizzontale dinamica data dalla frana. Il codice di calcolo Flac v. 8 (Itasca, 2016) è stato quindi utilizzato per le analisi in quanto è capace di simulare il comportamento del terreno in "grandi spostamenti". La massima pressione laterale è stata calcolata mediante l'utilizzo di formulazioni di letteratura come la somma di una componente statica (dipendente dall'altezza di impatto della frana) ed una componente dinamica (dipendente dalla velocità di impatto). La legge di variazione nel tempo della pressione di impatto è una semplificazione della realtà i cui valori significativi sono dati dal teorema dell'impulso. Il rinforzo del terreno è costituito da geogriglie bidirezionali in poliestere resistenti a trazione. I risultati mostrano i meccanismi di deformazione delle barriere e la distribuzione delle forze all'interno delle geogriglie.

1. INTRODUZIONE

Le frane di tipo flusso sono dei fenomeni naturali che comportano la movimentazione di flussi di materiale granulare con velocità talvolta molto elevate. Le zone maggiormente interessate da tali fenomeni sono le regioni pedemontane e costiere.

Al fine di individuare le caratteristiche reologiche e cinematiche dei flussi e le aree di propagazione sono stati proposti molteplici modelli numerici. La validazione di tali modelli si è rivelata essere piuttosto difficoltosa principalmente per due motivi: i) i materiali che compongono le frane sono estremamente vari in composizione e concentrazione; ii) i fenomeni di debris flows sono riprodotti in scala di laboratorio.

Per quanto riguarda le opere di mitigazione, oggetto del seguente saggio, le barriere deformabili rappresentano la principale soluzione.

Diversi lavori in letteratura mostrano come un consistente volume di materiale franoso può essere efficacemente fermato da una barriera (Cuomo et al., 2019a; Moretti et al., 2020).

A fronte di tali evidenze, l'interazione tra le barriere e gli eventi di frana di tipo flusso merita uno studio approfondito e rigoroso al fine di comprendere in profondità l'impatto dinamico e di sviluppare utili linee guida.

In questo lavoro vengono confrontati i risultati ottenuti dalla modellazione di diverse geometrie di barriere rinforzate con geosintetici impattate da valanghe di detrito (debris avalanches).

Il software utilizzato per le simulazioni è Flac v. 8 (Itasca, 2016), basato sulle differenze finite e capace di simulare il comportamento del terreno in "grandi spostamenti".

2. INPUT E METODI

Sono state proposte diverse geometrie delle barriere tratte da Cuomo et al. (2019b, c) denominate *TYPE A*, *TYPE B* e *TYPE C* mostrate in Figura 1. Il sistema di rinforzo del terreno è realizzato come riportato in Figura 1: è costituito da una geo-griglia e da rinforzi metallici. La Tabella 1 riporta le caratteristiche del terreno e degli elementi di rinforzo utilizzati. Le geogriglie sono degli elementi in poliestere ad alto modulo rivestite in PVC caratterizzate da alta resistenza e bassi allungamenti; sono state modellate utilizzando un elemento di tipo beam non resistente a sollecitazioni flettenti, mentre il terreno è stato schematizzato utilizzando il legame costitutivo Mohr-Coulomb. Per ciascuna barriera è stato individuato un punto *P* di controllo in corrispondenza del baricentro della barriera per il monitoraggio degli spostamenti durante l'analisi.

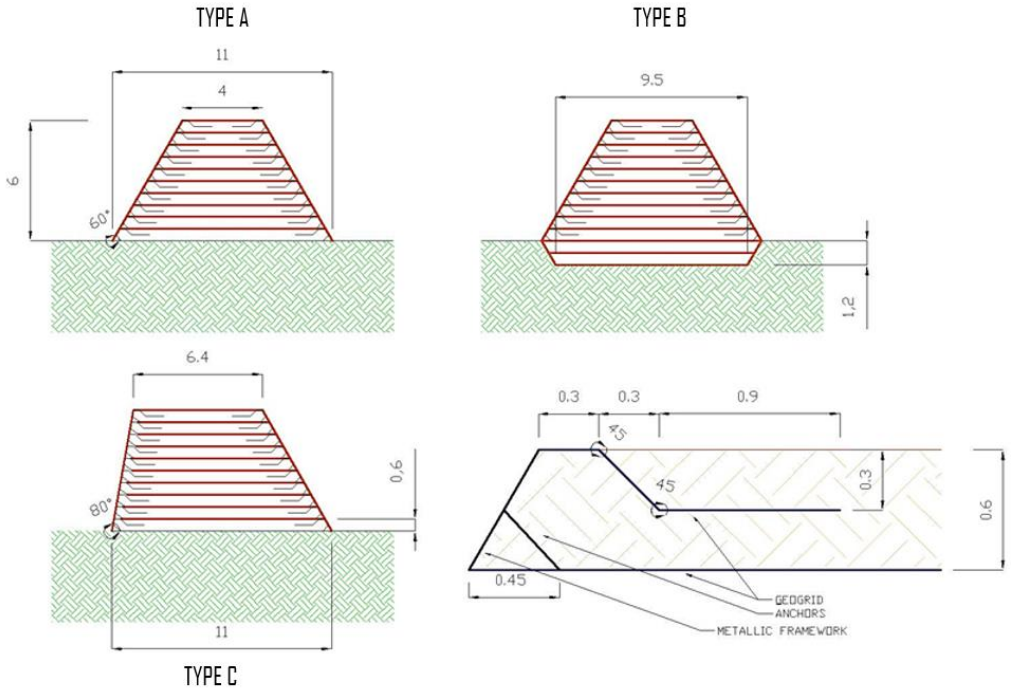


Figura 1. Tipi di barriera (Type A, Type B, Type C) e rinforzo strutturale (le lunghezze sono espresse in metri e gli angoli in gradi).

Tabella 1. Materiali e combinazioni utilizzate.

	γ_{dry}	φ	k_0	ν	E	Tu	EA	EI	Combo			
	(kN/m^3)	(°)	(-)	(-)	(kPa)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m^2)	1	2	3	4
Soil #1	18	33	0.45	0.25	2.0e4				X	X		
Soil #2	20	38	0.38	0.25	1.5e4						X	X
Geogrid 50						50	500		X		X	
Geogrid 100						100	1000			X		X
Subsoil	18	30	0.5	0.29	1.0e4			35	X	X	X	X
Formwork							6.63e4		X	X	X	X
Anchor							2.11e4		X	X	X	X

γ_{dry} è il peso specifico dei granuli del terreno asciutto; *c'* è la coesione posta uguale a 0.1; φ è l'angolo di attrito; ψ è il coefficiente di dilatazione; k_0 il coefficiente di spinta del terreno; ν è il modulo di Poisson; *E* è il modulo di Young del terreno; *Tu* è la tensione ultima della geogriglia espresso a metro lineare; *EA* è il modulo di rigidezza estensionale; *EI* è il modulo di rigidezza flettente. Combo: combinazioni di materiali; * il coefficiente di attrito dell'interfaccia è posto uguale a 0.8 tan(φ) del materiale confinante.

Gli eventi di frana sono stati schematizzati come una pressione applicata sul lato sinistro della barriera. Tale pressione subisce un'elevata variazione nel tempo di durata del fenomeno. La forza di impatto e di conseguenza la pressione è funzione dei seguenti parametri: il rapporto tra l'altezza della barriera e della frana (H/h_{impact}); il rapporto tra l'ampiezza del fenomeno di frana e lo spessore della struttura, inclinazione della superficie di impatto del pendio naturale, e del fronte di impatto.

La forza di impatto è calcolata come somma di una componente statica (ILP_{peak}^{stat}) e dinamica (ILP_{peak}^{dyn}) valutate mediante la relazione di Gioffré et al. (2017):

$$ILP_{peak} = ILP_{peak}^{stat} + ILF_{peak}^{dyn} \quad (1)$$

con:

$$ILP_{peak}^{dyn} = k\,\gamma/g\,v_{impact}^2 \quad (2)$$

Dove k è un coefficiente dato dagli autori e pari 5, γ è il peso dell'unità di volume del terreno pari a 18 kN/m^3 e v_{impact} è la velocità dell'evento di frana i cui valori sono riportati in Tabella 2.

$$ILP_{peak}{}^{stat.} = 0.5\ Kp\ \gamma\ h_{impact} \quad (3)$$

La legge di variazione nel tempo della pressione di impatto sulla barriera è mostrata in Figura 2 dove T_1 è stato ricavato dalla teoria dell'impulso (Equazione 4), mentre T_2 è stato assunto pari a $2\times T_1$. Il tempo finale T_3 è stato posto pari a 2 secondi.

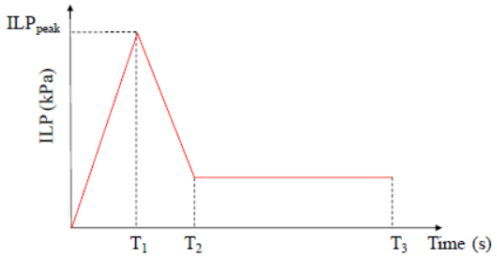


Figura 2. Schema della variazione della pressione di impatto nell'intervallo di tempo del fenomeno.

$$T_1 = \frac{2\times\gamma\times L\times v\times h\times B}{k\times v^2+0.5\times g\times K_p\times h} \quad (4)$$

Dove L, h e B sono le dimensioni geometriche del volume di frana, v è la velocità di impatto del volume di frana e K_p è il coefficiente di spinta passiva.

In Tabella 2 sono riportati tutti i parametri degli impatti considerati.

Tabella 2. Lista degli scenari di impatto e relative caratteristiche

	v (m/s)	h_{impact} (m)	b_{impact} (m)	L_{impact} (m)	$Volume_{impact}$ (m^3)	ILP_{peak} (kPa)	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
I1	10	3	1	9	27	921	0.18	0.36	2
I2	10	3	1	15	45	921	0.30	0.60	2
I3	5	3	1	9	27	246	0.34	0.68	2
I4	5	3	1	15	45	246	0.56	1.12	2
I5	3	3	1	9	27	102	0.49	0.98	2
I6	3	3	1	15	45	102	0.81	1.62	2
I7	2	3	1	9	27	57	0.58	1.16	2
I8	2	3	1	15	45	57	0.97	1.94	2

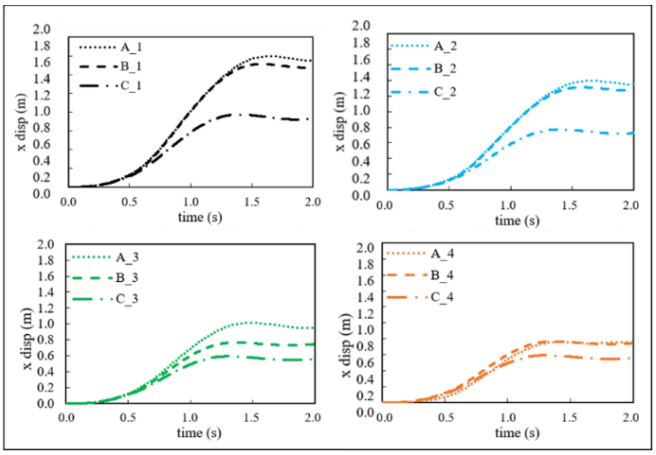
3. RISULTATI

Come si è detto, l'argomento principale di tale lavoro è la comprensione dei meccanismi di deformazione della barriera. La risposta globale della barriera risulta fortemente dipendente dalla combinazione dei materiali utilizzati e dalla pressione di picco ILP_{peak}.

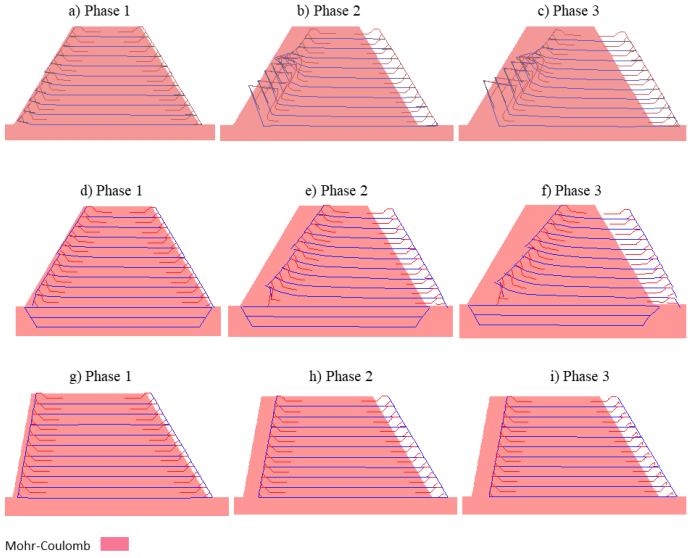
Si è deciso di mostrare i risultati derivanti dall'Impact 4. Gli spostamenti del punto *P* sono mostrati per le diverse geometrie di barriera e diverse combinazioni di materiali. È possibile osservare che lo spostamento maggiore del punto *P* appartiene alla barriera di *TYPE A*. La barriera di *TYPE C* mostra lo spostamento minore con qualsiasi combinazione di materiale utilizzato, ciò è dato anche dalla maggiore massa che caratterizza la barriera *TYPE C*. In Figura 3b sono mostrate le barriere non deformate e la configurazione deformata assunta a seguito dell'impatto.

È stata seguita l'evoluzione della deformazione durante 3 fasi, e cioè in 3 istanti temporali diversi corrispondenti a: raggiungimento della pressione di picco (PHASE 1), il tempo in cui la pressione assume un valore

minore (PHASE 2) ed al termine dell'evento (PHASE 3). Le barriere *TYPE A* e *TYPE B,* in seguito all'impatto con l'evento di frana, mostrano di aver subito sia una traslazione che una deformazione concentrata alla base della superficie di impatto (Figura 3b). In merito alla deformazione subita la barriera *TYPE A* mostra una deformazione maggiore rispetto alla barriera *TYPE B*. La barriera di *TYPE C* mostra una sola traslazione rigida.



a)



b)

Figura 3a. Confronto spostamenti in relazione allo scenario I4; nero Combo 1; blu Combo 2; verde Combo 3; arancione Combo 4;
Figura 3b. Deformazioni delle barriere: Combo 1 e Impact 4.

4. CONCLUSIONI

Questo lavoro analizza i meccanismi di deformazione di barriere in terra rinforzata con geosintetici sottoposte all'impatto di un fenomeno franoso tipo flusso quale una valanga di detrito. Delle tre geometrie analizzate si è potuto constatare che la geometria *TYPE A* risulta avere uno spostamento maggiore delle altre, mentre la *TYPE C* presenta uno spostamento inferiore, ciò era prevedibile in quanto quest'ultima presenta una massa maggiore delle altre. La *TYPE B* risulta avere un comportamento intermedio. Per quanto riguarda i meccanismi deformativi la *TYPE A* e la *TYPE B* presentano entrambe sia una traslazione che una deformazione locale in corrispondenza del lato di impatto, mentre la barriera *TYPE C* presenta unicamente una traslazione in corrispondenza della base della barriera stessa.

5. BIBLIOGRAFIA

Cuomo S., Moretti S., Aversa S. (2019a). Effects of artificial barriers on the propagation of debris avalanches. *Landslides* 16 (6): 1077-1087.

Cuomo S., Moretti S., D'Amico A., Frigo L., Aversa S. (2019b). Modelling of geosynthetic-reinforced barriers under dynamic impact of debris avalanche. *Geosynthetics International*, 27 (1): 65-78.

Cuomo S., Moretti S., Frigo L., Aversa S. (2019c). Deformation mechanisms of deformable geosynthetics-reinforced barriers (DGRB) impacted by debris avalanches. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 79 (2): 659-672.

Gioffrè D., Mandaglio M.C., Di Prisco C., Moraci N. (2017). Evaluation of rapid landslide impact forces against sheltering structures. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 51 (3): 64-76.

Itasca Consulting Group (2016): FLAC Fast Lagrangian Analysis of Continua, vol. 8.

Moretti S., Cuomo S., Aversa S. (2020). Feasibility of Foothill Barriers to Reduce the Propagation of Debris Avalanches. In *National Conference of the Researchers of Geotechnical Engineering,* Springer, Cham, pp. 309-317.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

ANALISI DELLA STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO E DELL'INTERAZIONE TERRENO/STRUTTURA PER LA DEFINIZIONE DI UN PIANO DEI MONITORAGGI: IL CASO DELLA GALLERIA DELLA TRATTA *SECONDIGLIANO-DI VITTORIO* LUNGO LA LINEA 1 DELLA METROPOLITANA DI NAPOLI

Filippo Cavuoto (f.cavuoto@studiocavuoto.com)
ing. Filippo Cavuoto S.r.l.- Ingegneria delle Strutture, Infrastrutture e Geotecnica

Nicola De Falco (n.defalco @studiocavuoto.com)
ing. Filippo Cavuoto S.r.l.- Ingegneria delle Strutture, Infrastrutture e Geotecnica

ABSTRACT In questa nota si vuole rapidamente presentare l'esperienza di definizione del piano dei monitoraggi per lo scavo in sotterraneo della tratta tra le stazioni di *Secondigliano* e *Di Vittorio*, necessaria per la chiusura dell'anello della Linea 1 della Metropolitana di Napoli. Trattandosi di un'area fortemente urbanizzata ci si concentra sui monitoraggi da effettuare sugli edifici interessati dalle subsidenze dovute allo scavo della galleria. Importanti strumenti per la definizione di una categoria di rischio, della tipologia e della frequenza dei monitoraggi sono stati lo studio dell'interazione terreno/struttura e la valutazione della stabilità del fronte.

1. INTRODUZIONE – DESCRIZIONE DELL'OPERA

La realizzazione tratto di linea tra le stazioni di *Secondigliano* e *Di Vittorio* consentirà di chiudere l'anello della Linea 1 della *Metropolitana di Napoli* permettendo il collegamento tra le stazioni di *Piscinola/Scampia* e *Capodichino*. La galleria, di lunghezza pari a circa 530m, interessa un ambiente fortemente urbanizzato; i bassi ricoprimenti ($C \approx 2D$) e la notevole estensione del fronte ($V_{T,av} \sim 112m^2$) rendono i problemi di stabilità in fase di scavo e l'interazione terreno/struttura vincolanti dal punto di vista progettuale.

L'attuale progetto prevede lo scavo in tradizionale, in materiali di natura prevalentemente pozzolanica come si evince dalla seguente figura, con precontenimenti al fronte e presostegni al contorno costituiti, rispettivamente, da colonne orizzontali e doppia coronella di *roto-jet* ad *ombrello*.

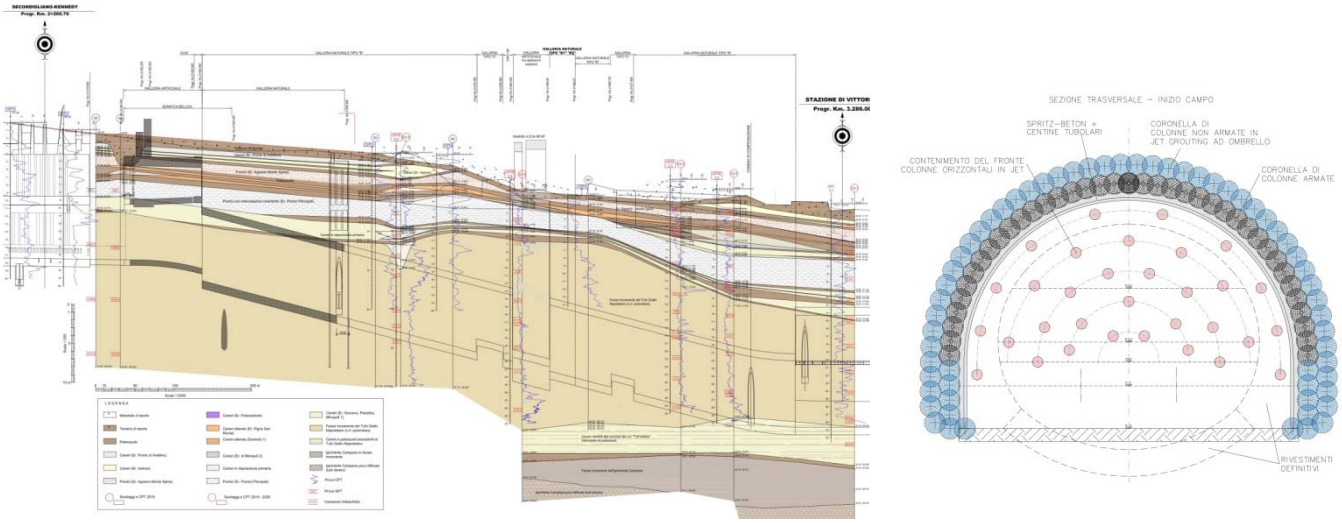


Figura 1. Sezione geologica con inqudramento planimetrico della galleria da realizzare (a sinistra). Sezione trasversale tipo, con dettaglio degli interventi di preconsolidamento (a destra).

Il numero e le tipologie di interferenze con gallerie acquedottistiche e collettori fognari, pile di viadotti e fondazioni di fabbricati – con fondazioni sia superficiali che profonde – influenza non solo il tracciato planimetrico ma anche le dimensioni dei campi di avanzamento e degli sfondi. L'attuale progetto esecutivo prevede sfondi di 1m su campi di avanzamento variabili tra i 4 ed i 7m, a seconda anche delle interferenze tra i sistemi di preconsolidamento al contorno e le fondazioni, talvolta indirette, dei manufatti superficiali.

2. DEFINIZIONE DEL LIVELLO DI ATTENZIONE PER I FABBRICATI SUPERFICIALI

Il livello di attenzione, la tipologia e la frequenza di monitoraggio a cui sottoporre ciascun fabbricato nelle fasi costruttive della galleria è stato definito sulla base della stabilità del nucleo al fronte in fase di avanzamento e della categoria di danneggiamento a cui si prevede che ciascun manufatto sarà soggetto durante gli scavi.

2.1 *Definizione della categoria di danneggiamento con il Limiting Tensile Strain Method (LTSM)*

Lungo lo sviluppo in pianta della galleria sono presenti un numero notevole di interferenze: individuando una *fascia* di larghezza all'incirca pari a due volte al diametro equivalente della galleria, a ridosso dell'asse, è possibile individuare un'area di *interferenza*. Al suo interno, in superficie, ricadono 19 fabbricati, con diverse tipologie strutturali e di fondazioni (edifici in c.a. e muratura, con fondazioni superficiali e profonde).

Ai fini della valutazione dell'impatto che lo scavo potrebbe avere su ciascuno dei manufatti superficiali sono stati innanzitutto valutati il cedimento massimo (in condizioni di campo libero) $s_{v,max}$ e la rotazione massima in fondazione θ_{max}. Le *gaussiane* delle subsidenze sono state stimate con il metodo semi-empirico di *Peck & Schmidt* [1969], ipotizzando dei valori di *volume loss* crescenti ($V_L/V_T = 0{,}5 \div 1{,}0\%$) ma comunque in un intervallo plausibile per scavi in tradizionale in terreni sciolti (facies incoerente del *TGN*, c.d. *pozzolana*) di origine vulcanica. Nei casi in cui $s_{v,max} \geq 10mm$ e/o $\theta_{max} \geq 1/500$ si è passati alla valutazione dello stato di danneggiamento. La categoria di danno ($C.D.$) a cui si prevede che sarà sottoposto ciascun fabbricato in fase di avanzamento è stato definito attraverso il *LTS Method* (*Burland & Wroth* [1974], *Burland, Mair & Standing* [2003]). Con questo metodo l'edificio viene assimilato ad una trave, con una rigidezza *equivalente* funzione delle sue dimensioni complessive e della tipologia strutturale, che si deforma seguendo la conca delle subsidenze determinate dallo scavo in condizioni di campo libero. La deformazione orizzontale totale ε_h ed il rapporto d'inflessione Δ/L della trave equivalente possono essere inseriti in un piano che li collega alla categoria di danno prevista, in funzione della geometria e tipologia strutturale. Nel seguito si riportano alcuni di questi grafici: gli edifici 104 e 119 sono dei fabbricati, rispettivamente in muratura e c.a., hanno altezze paragonabili (4 piani fuori terra) e per entrambi si prevede una categoria di danno 4/5 (da *severa* a *molto severa* secondo la classificazione di *Burland & al.*

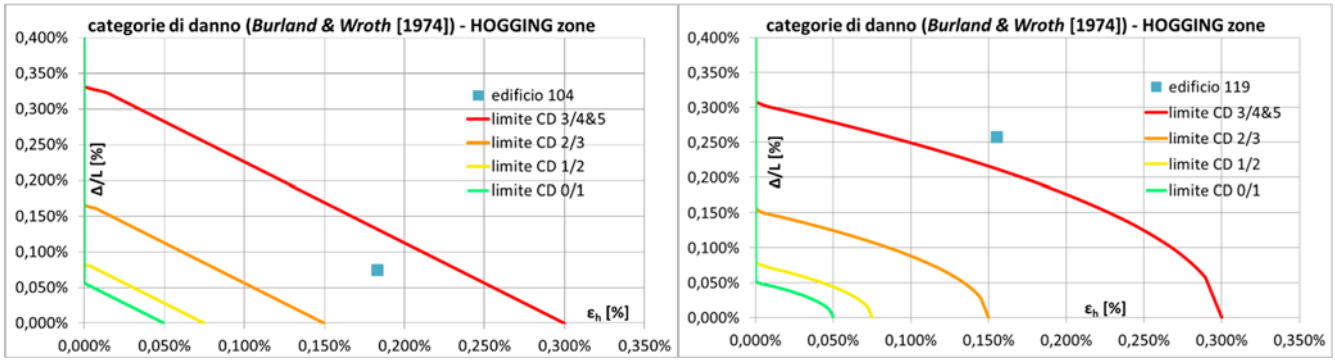


Figura 2. Definizione della categoria di danno prevista per gli edifici 104 e 119 attraverso il metodo di Burland & Wroth [1974].

2.2 *Analisi della stabilità del fronte attraverso il metodo di Tamez*

Dal punto di vista della stabilità del fronte, trattandosi di uno scavo in tradizionale con coperture molto basse, il metodo che si è ritenuto più opportuno per studiare questo aspetto è la procedura definita da *Tamez* [1985].

Secondo questa metodologia e nel caso in esame, i parametri da cui dipende la stabilità del fronte di scavo sono: dimensioni e la posizione del cavo (altezza, larghezza e ricoprimento), resistenza al taglio del terreno (definita, attraverso le condizioni di spinta, l'angolo d'attrito e la coesione, da resistenze allo scorrimento fittizie τ_{m2} e τ_{m3} lungo superfici prestabilite), caratteristiche di resistenza del volume di terreno consolidato al fronte, dimensioni dei campi di avanzamento e condizioni di carico superficiali. Di quest'ultima si è tenuto conto attraverso l'approssimazione di *Boussinesq* [1885]: pur non essendoci edifici che all'interno della fascia di interferenza, abbiano una fondazione ricadente esattamente sull'impronta dell'area di scavo, si è ritenuto di considerare la presenza dei fabbricati con un incremento di carico $\Delta\sigma_v$ in chiave ai rivestimenti definitivi. L'incremento di resistenza dei terreni al fronte, per effetto delle rotoiniezioni è stata valutata con *Peila* [1994], ossia attraverso un incremento fittizio della coesione del volume di terreno da scavare, mentre la presenza dei presostegni e dei rivestimenti provvisori è stata contemplata attraverso l'applicazione di una contropressione.

Nel caso specifico il metodo di *Tamez* [1985] ha permesso di valutare F_s ed $F_{s,3}$, rispettivamente il fattore di sicurezza globale dell'intero meccanismo di rottura e del solo prisma di terreno non pre-rivestito (di ampiezza pari agli sfondi) in prossimità del fronte. In molti casi, le condizioni di stabilità ricadono nel campo della stabilità di breve termine ($1 < min\{F_s; F_{s3}\} \leq 2$): per attenuare il problema, una delle proposte ipotizzate in fase costruttiva è quella di incrementare il diametro delle rotoiniezioni di presostegno, e ridurre le ampiezze degli sfondi.

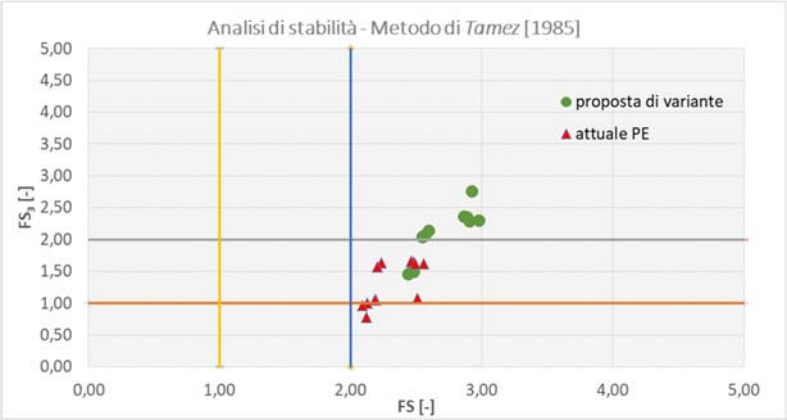


Figura 3. Fattori di stabilità del fronte (Tamez [1985]*), nel'attuale progetto esecutivo (doppia coronalle $D = 800mm$) e nel caso proposto in variante (singola coronella $D = 1200 - 1600mm$, con fondi $a = 1m$).*

3. DEFINIZIONE DELLA CLASSE DI RISCHIO E DEL PIANO DEI MONITORAGGI

Alla luce di condizioni di stabilità del nucleo-fronte e della categoria di danno attesa, per ciascuno dei fabbricati ricadenti nella fascia di interferenza sono state definite delle *categorie di rischio*:

- *verde*: edifici soggetti ad un rischio basso, da monitorare con frequenza normale;
- *arancione*: edifici soggetti ad un rischio lieve, da monitorare con frequenza elevata;
- *rosso*: edifici soggetti ad un rischio elevato, da analizzare con modellazioni *FEM* accurate per la predisposizione di eventuali interventi di fondazione o presìdi e monitorare con frequenza molto elevata.

Nella definizione di ciascuna di queste categorie, e quindi della tipologia e frequenza dei monitoraggi, sono state fondamentali le schede sinottiche nelle quali sono state sintetizzate:

- *schede A*: informazioni salienti sui fabbricati (tipologia strutturale e geometria) e esiti delle analisi di interferenza e di stabilità del fronte;
- *schede B*: informazioni sulla classificazione del rischio per ciascuno dei fabbricati e definizione della tipologia e frequenza dei monitoraggi.

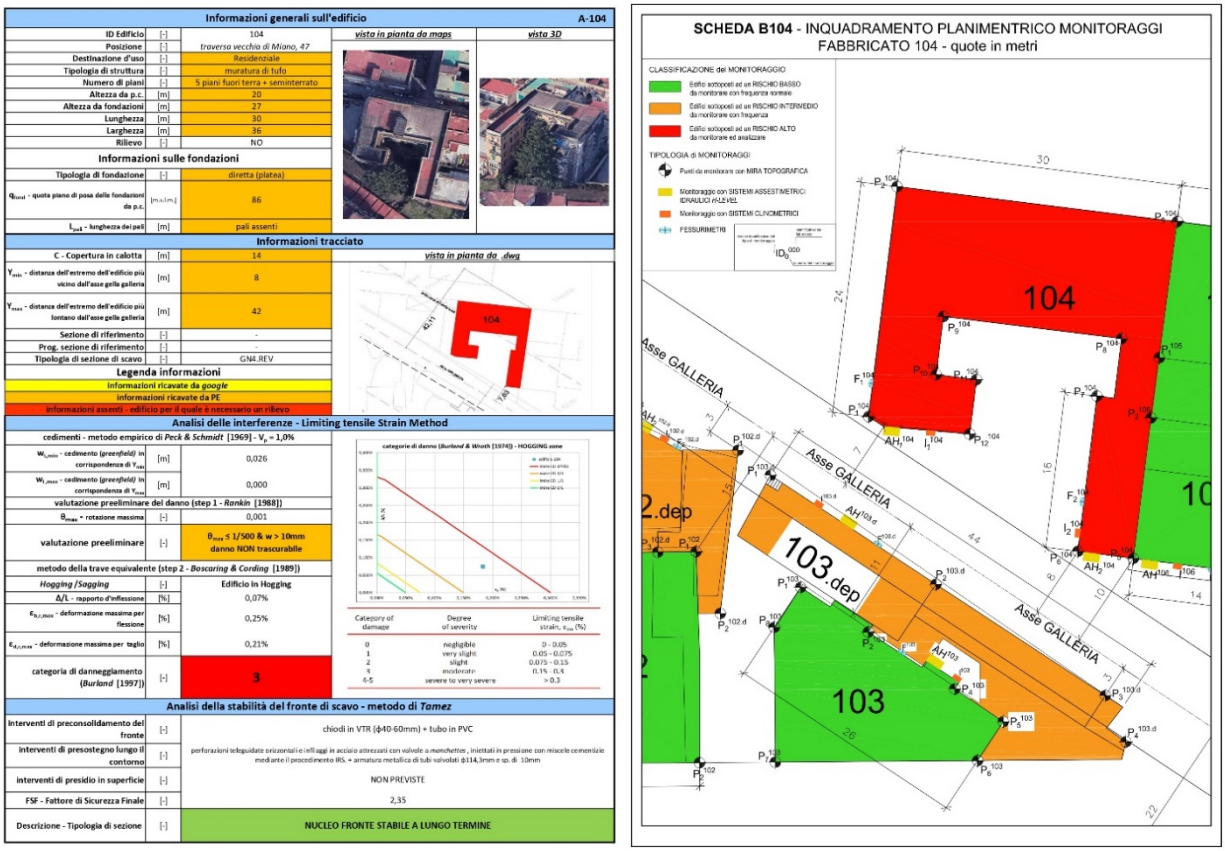


Figura 4. Schede sinottiche A (sinistra) e B (destra) per l'edificio 104.

3.1 Descrizione del piano di monitoraggio per i fabbricati

Definita la classe di rischio per colori, è stato possibile integrare il piano dei monitoraggi da effettuare per tutti i fabbricati. Come si evince anche dalla scheda B per il fabbricato 104 (che per tipologia ed importanza è quello maggiormente a rischio di danneggiamento, insieme all'edificio 119), il programma dei monitoraggi prevede la disposizione di assestimetri idraulici (tipo *H-Level*), clinometri biassiali, fessurimetri e punti di mira topografica.

Il piano dei monitoraggi prevede che il numero dei dispositivi di monitoraggio venga incrementato in corrispondenza dei fabbricati soggetti ad un rischio elevato (rossi in pianta). Un'ulteriore elaborazione utile dal punto di vista operativo, è il cronoprogramma dei monitoraggi, con il quale è stato possibile evidenziare la tipologia di monitoraggio nonché la frequenza delle letture per ciascun fabbricato nel corso dello scavo dell'intera tratta. Per gli edifici maggiormente a rischio, si prevede di effettuare ulteriori approfondimenti (analisi *FEM 3D*) ed eventualmente disporre delle opere di mitigazione, a seconda di quanto i risultati delle misure siano prossime ai valori di soglia definiti per i parametri caratteristici.



Figura 5. Planimetria tracciato con classificazione del rischio per i 19 fabbricati ricadenti nella fascia di interferenza.

4. CONCLUSIONI

In linea di principio il metodo di *Tamez* [1985] per l'analisi di stabilità del fronte di scavo e l'analisi di interazione terreno struttura con un metodo semi-accoppiato (tipo il metodo della trave equivalente) non forniscono risultati tra loro correlabili. Il primo infatti fornisce un fattore di sicurezza in condizioni *limite*, quindi di rottura e di instaurazione di un moto di scorrimento al fronte. La seconda, invece, definisce una condizione deformativa massima in corrispondenza delle fondazioni di un edificio nell'ipotesi in cui, sia il comportamento del fabbricato che del sottosuolo, siano perfettamente elastici.

Tuttavia, nel caso in esame, trattandosi di uno scavo molto superficiale, si può dire che sia le condizioni di stabilità del fronte che la categoria di danneggiamento attesa per un fabbricato, siano indici importanti per la definizione di un piano dei monitoraggi. Le schede sinottiche sono inoltre importanti strumenti che possono velocemente indirizzare la frequenza e la tipologia dei monitoraggi nonché interventi di mitigazione in corso d'opera.

5. BIBLIOGRAFIA

Boussinesq M. J. [1885], *Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et de mouvement des solides élastiques.* Gauthier Villar, Paris.

Burland, Mair & Standing [2003], *Ground performance and building response due to tunnelling*, Institution of Civil Engineers 2004.

Burland J. B. & Wroth C. P. [1974], Settlement of building and associated damage. SOA Review. Conf. Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press, London, pp 611-654.

Oreste P.P. [1998], *Analisi delle tecniche migliorative della funzione statica del fronte di scavo in galleria. Tesi di post-dottorato*. Politecnico di Torino.

Peila D. [1994], *A theoretical study of reinforcement influence on the stability of tunnel face.* Geotechnical and Geological Engineering, 12, Chapman & Hall, London, pp. 145-168.

Tamez E. [1985], *Estabilidad de tùneles excavados en suelos.* Curso Victor Hardy 85. Mexico.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

ANALISI DELLA RISPOSTA IDRO-TERMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE DELL'ARGINE DEL FIUME GORZONE MEDIANTE SENSORI TRADIZIONALI E IN FIBRA OTTICA

Nicola Fabbian (nicola.fabbian@phd.unipd.it)
Università degli studi di Padova, dipartimento ICEA
Simonetta Cola (simonetta.cola@unipd.it)
Università degli studi di Padova, dipartimento ICEA
Giorgia Dalla Santa (giorgia.dallasanta@unipd.it)
Università degli studi di Padova, dipartimento ICEA
Luca Schenato (luca.schenato@irpi.cnr.it)
CNR-IRPI Padova
Giacomo Tedesco (giacomo.tedesco@irpi.cnr.it)
CNR-IRPI Padova
Alessandra Tessarollo (alessandra.tessarollo@regione.veneto.it)
Genio Civile di Padova – Regione Veneto

ABSTRACT. Malgrado il grande sviluppo dell'ingegneria geotecnica e idraulica avuto negli ultimi 40 anni, ancor oggi, i collassi di argini fluviali indotti da filtrazione sono eventi che si verificano periodicamente. Al fine di migliorare la valutazione delle condizioni di sicurezza di una struttura arginale, si rende necessario incrementare la conoscenza sulle strutture esistenti, mediante attività di indagine e/o di monitoraggio. In questo campo, recentemente si sono fatti grandi progressi sia nelle tecniche di indagine tradizionali, sia nello sviluppo di tecniche innovative, quali le analisi termometriche di superficie e l'utilizzo di sensori distribuiti in fibra ottica. Quest'ultime richiamano maggiormente l'interesse dei ricercatori e dei gestori del territorio perché permettono misure distribuite nello spazio. Il presente intervento presenta il caso studio dell'argine sinistro del Gorzone, dove sensori distribuiti in fibra ottica sono stati installati in diverse verticali al fine di monitorare le variazioni di temperatura indotte dai moti di filtrazione nel terreno di fondazione dell'argine interessato da fontanazzi.

1. INTRODUZIONE

Nella frazione Boscochiaro di Cavarzere (Ve) da molti anni un problema di filtrazione interessa entrambi gli argini del fiume Gorzone. La situazione risulta piuttosto singolare poiché in tutta l'area, sia nell'argine sinistro che in quello destro, si osservano venute d'acqua e filtrazioni al piede del rilevato arginale non solo durante i periodi di piena ma anche durante le semplici regolazioni di un manufatto idraulico presente a valle, il quale ha lo scopo di alzare il livello del fiume per garantire l'immissione dell'acqua nei canali di irrigazione.

Al fine di comprendere maggiorente il fenomeno e trovare la soluzione con il miglior rapporto costi-benefici, il Genio Civile in collaborazione con il dipartimento ICEA dell'Università di Padova ha deciso di installare un sistema di monitoraggio della filtrazione sub-arginale. Il sistema è costituito da una serie di sensori distribuiti in fibra ottica (Distributed Fiber Optic Sensor, DFOS) disposti su alcune verticali e accoppiati con sensori di temperatura e di pressione inseriti negli strati più permeabili. I dati raccolti, uniti alle informazioni ricavate da una campagna geotecnica precedentemente eseguita, sono utilizzati per realizzare e calibrare un modello geotecnico del sottosuolo, grazie al quale eseguire delle analisi accoppiate di filtrazione e diffusione termica con il codice FEFLOW (DHI). Obiettivo dello studio è quindi analizzare le particolari condizioni di filtrazione nella zona arginale indagata e verificare l'eventuale influenza delle acque profonde sulla formazione dei fontanazzi per poi ottimizzare i futuri interventi di controllo delle venute. Lo stesso sistema servirà successivamente per valutare l'effetto indotto dagli interventi sul regime di filtrazione.

2. LA FIBRA OTTICA COME SENSORE DI TEMPERATURA

Negli ultimi 30 anni i sensori in fibra ottica hanno avuto un notevole sviluppo e diffusione in campo ingegneristico, principalmente per le maggiori opportunità di utilizzo che questa tecnologia offre rispetto alla sensoristica tradizionale. Oltre a essere uno strumento per la trasmissione di informazioni, le fibre ottiche si

prestano a misurare con precisione le variazioni termiche del terreno indotte dalla filtrazione a seguito di innalzamenti del livello del fiume. Il funzionamento delle fibre come strumento di misura è basato sulla comparazione dell'onda luminosa retrodiffusa con l'onda luminosa sorgente immessa nel cavo ottico. In questo modo, nota la velocità della luce nel mezzo, è possibile determinare la posizione lungo il cavo ottico alla quale si genera la diffusione ottica per effetto di deformazioni termiche del cavo stesso (Schenato, 2017). Esistono diverse tipologie di interrogazione della fibra ottica e questo permette di avere fibre adatte a diverse applicazioni ed esigenze e sistemi di misura con risoluzione spaziale variabile da qualche mm a qualche metro, entro campi di misura variabili da circa un metro a oltre 100 km (Palmieri et al., 2013).

3. SISTEMA DI MONITORAGGIO DELL'ARGINE DI STUDIO

Il sistema di monitoraggio progettato, e installato tra dicembre 2020 e gennaio 2021, risulta in grado di misurare le pressioni interstiziali e le temperature nei terreni di fondazione dell'argine. Gli strumenti installati in 3 diverse postazioni lungo il rilevato arginale (figura 1a) sono:

1. Postazione 1 ai piedi dell'argine sul lato campagna: 3 verticali di fibre ottiche per il monitoraggio distribuito della temperatura nel terreno, oltre a 2 sensori di pressione e temperatura, posti rispettivamente a 10m (TPA e TTA) e 18m (TPB e TTB) da p.c. (figura 1b), in uno strato di sabbia presente a 7.2m dal piano campagna.
2. Postazione 2 ai piedi dell'argine dal lato campagna: 2 verticali di fibre ottiche per il monitoraggio della temperatura.
3. Postazione 3 sulla sponda del fiume: 1 sensore combinato di pressione e temperatura del tipo Diver per l'acquisizione in continuo del livello e della temperatura dell'acqua nel fiume.

L'idea è quella di affiancare sensori comunemente utilizzati in ambito geotecnico e sensori innovativi come le fibre ottiche, al fine di ricercare delle correlazioni. La particolarità del lavoro sta nella metodologia con cui le fibre sono state installate nel terreno: infatti, sono state inserite utilizzando un penetrometro statico da 20 t, equipaggiato con una punta a perdere (figura 2a), appositamente realizzata per trascinare in profondità e proteggere allo stesso tempo la fibra. Dato che il cavo ottico utilizzato è unico, in ogni verticale la fibra presenta due tratti, uno in discesa e uno in salita (figura 1b). In fondo al foro la fibra compie una curva di 180° (figura 2a) con un raggio di curvatura compatibile con la rigidezza flessionale della fibra stessa (r=5 cm): questa curvatura serve anche a garantire una corretta misura, cioè che non vi sia un'eccessiva dispersione del segnale sorgente emesso dall'interrogatore. La fibra che scorre da una verticale all'altra è stata inserita in una trincea fonda circa 0.4 m appositamente scavata al fine di proteggerla dal passaggio di eventuali mezzi. I capi della fibra sono stati posizionati all'interno di due pozzetti, ad essi è necessario collegarsi per poter eseguire le misure.

La metodologia di installazione adottata assicura un buon contatto tra fibre e terreno (assenza di intasamento), un disturbo minimo del terreno e risulta essere più speditiva rispetto ad altre installazioni (Cola et al. 2021): l'infissione della fibra su 5 verticali di 20 m ciascuna ha richiesto un solo giorno. In alternativa all'installazione tramite penetrometro si potrebbe fare l'inserimento della stessa all'interno di un sondaggio, ma quest'ultima soluzione presenta diversi svantaggi: tempistiche e costi più elevati, utilizzo di tubo in pvc per supporto, difficoltà nell'estrazione dei rivestimenti, maggiori possibilità di urtare e danneggiare la fibra, giunture delle fibre necessarie per la creazione di un unico circuito, intasamento con materiale di caratteristiche diverse da quelle del terreno indagato.

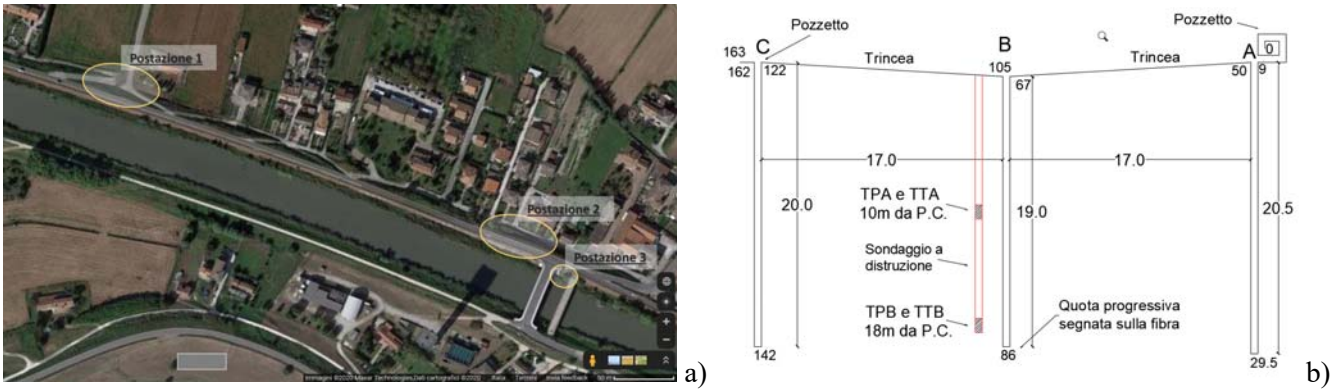
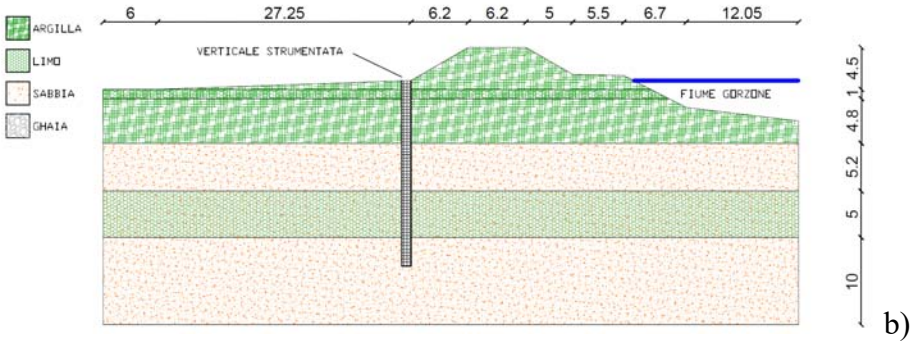


Figura 1. a) Locazione delle posizioni di monitoraggio; b) Schema di installazione della fibra presso postazione 1.



a)



b)

Figura 2. a) Particolare della punta a perdere con alloggiamento per la fibra; b) Sezione trasversale postazione 1.

La fibra installata è del tipo BRUsens DTS STL specifica per misure di temperatura. E' interrogata in modalità Raman con strumento Oryx SR DTS della Sensornet, che permette di acquisire un dato con risoluzione spaziale di 1 m e accuratezza della misura di temperatura di 0.5°C su una lunghezza massima di cavo di circa 2 km e con un tempo di acquisizione di circa 2 s. La frequenza di interrogazione è fissata in base alle condizioni climatiche e meteorologiche cercando di fare almeno una lettura al mese.

4. ANALISI DEI DATI ACQUISITI

In Figura 2b è riportata una sezione trasversale dell'argine in corrispondenza alla postazione 1, ottenuta sulla base delle indagini pregresse e dei nuovi dati acquisiti. In Figura 3a sono riportati gli andamenti delle altezze piezometriche, calcolate rispetto il piano campagna, e le temperature registrate dai sensori dal 25/01/2021 al 01/06/2021. La Figura 3b mostra invece un confronto tra le variazioni dell'altezza di marea a Chioggia Diga Sud (posta a 15km dal sito), del livello dell'acqua nel fiume rilevato dal diver e delle altezze piezometriche rilevate da TPA e TPB, essendo le variazioni valutate rispetto ai valori registrati al 1/3/2021. Infine, la Figura 4a mostra i profili delle temperature rilevate sulla verticale centrale della postazione 1 (verticale B in Figura 1b) alle date del 2/3/2021 e 1/4/2021.

Si può osservare come il fiume Gorzone fosse influenzato dall'andamento di marea fino alla data del 11/3/2021, quando, a seguito dell'attivazione del manufatto di regolazione di Buoro posto 2 km più a valle, il livello dell'acqua si è alzato di circa 1 m e presso le postazioni 1 e 2 sono apparse numerose e abbondanti venute d'acqua.

Le altezze piezometriche rilevate in TPA e TPB (figura 3a) sono sempre negative, fatto che indica che le falde profonde non hanno una pressione sufficiente a spingere l'acqua al di sopra del piano campagna. Inoltre l'altezza piezometrica determinata da TPB rimane sempre inferiore a quella rilevata da TPA di circa 80-120 cm, a testimoniare o che esiste una separazione idraulica tra le posizioni dei due sensori o che la distribuzione delle pressioni non è idrostatica per effetto del moto di filtrazione indotto dal fiume. Fatto significativo che emerge dagli andamenti di Figura 3b è che gli strati di sabbia presenti in profondità nella postazione 1 non sono in stretta comunicazione idraulica con il fiume Gorzone, non avendo registrato alcuna variazione importante delle pressioni interstiziali conseguentemente all'innalzamento del livello idrometrico del fiume in data 11/3/2021.

Ulteriore conferma dell'assenza di connessione tra fiume e pressioni negli strati di sabbia profondi sembra essere data dall'incoerenza tra le temperature dell'acqua del fiume e quelle rilevate da TTA e TTB. Mentre l'acqua del fiume aumenta la sua temperatura di circa 4°C nel periodo osservato, la temperatura a 10 m è praticamente costante attorno ai 16.8°C nel mese di marzo, mentre da aprile in poi presenta una progressiva diminuzione fino a raggiungere i 15.2°C. Anche la temperatura a 18 m scende nel periodo primaverile, anche se la sua variazione complessiva è inferiore a 1°C. Le fibre testimoniano invece una sostanziale stabilità della temperatura in profondità.

Le misure fino ad ora ottenute, anche se certamente necessitano di ulteriori valutazioni sulla base dei dati che saranno acquisiti in futuro, permettono di ipotizzare che non vi sia connessione diretta del fiume con le acque profonde e che la filtrazione che interessa gli strati di limo e sabbia in profondità non sia collegata alla comparsa dei fontanazzi dopo il 11/3/2021. È ragionevole ipotizzare, dunque, che i fontanazzi si verifichino come conseguenza di un collegamento più superficiale tra il fiume e il lato campagna, probabilmente dovuto a un sottile strato di sabbia presente a piccola profondità, quasi non osservabile nei sondaggi e rilevato mediante le prospezioni di tomografie elettrica eseguite a gennaio 2021 (non riportate qui per brevità).

Le analisi di filtrazione con il modello termo-idraulico sono state condotte in regime transitorio, partendo dalle condizioni di temperatura e livello nel fiume realmente misurate al 2/3/2021 e terminando la condizione

termo-idraulica alla date del 1/4/2021, cioè a una data successiva all'attivazione del manufatto di Buoro. Il livello di falda a grande distanza dall'argine dal lato compagna è stato assunto congruente con il livello dell'acqua nei fossati. La temperatura al p.c. è stata assegnata in base alle temperature dell'aria registrate alla stazione di Cavarzere, posta a qualche chilometro di distanza dal sito. Il modello geotecnico del sottosuolo (figura 2b), costruito sulla base delle precedenti indagini eseguite nell'area (Bertaggia, 2014), è stato successivamente aggiustato al fine di meglio rappresentare i dati registrati dai sensori di pressione. Inoltre, è stato inserito un sottile strato di sabbia con permeabilità pari 10^{-3} m/s all'interfaccia tra argine e terreno di fondazione, al fine di poter rappresentare correttamente le venute d'acqua osservate in sito (Figura 4b).

La Figura 4a confronta gli andamenti di temperatura misurati al 1/04/2021 con quelli ottenuti con il modello. Si nota come i risultati numerici siano abbastanza coerenti con le temperature rilevate nella verticale B. Seppure i risultati ottenuti fino ad ora, e qui sommariamente riportati, costituiscano una buona base per indirizzare gli interventi di arresto dei fontanazzi, ulteriori analisi saranno eseguite nel prossimo futuro al fine di meglio calibrare il modello numerico e capire le potenzialità della fibra ottica.

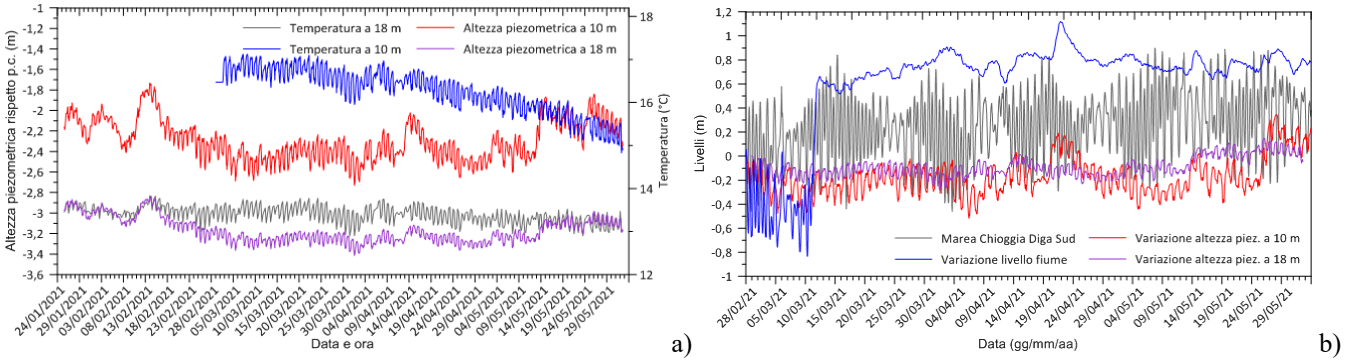


Figura 3. a) Altezze piezometriche (valutate rispetto al p.c.) e temperature rilevate dalle termocoppie; b) Confronto tra la marea di Chioggia-Diga Sud e le variazioni di livello del fiume e di pressione misurate rispetto la data del 1/3/2021.

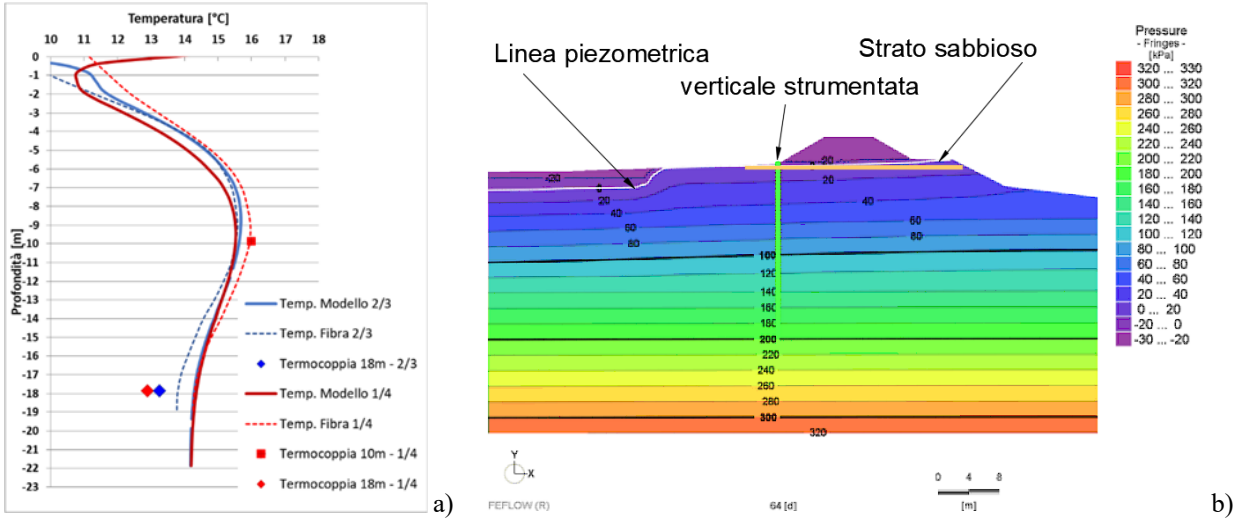


Figura 4. a) Confronto tra temperature misurate e modello numerico; b) Ricostruzione delle altezze piezometriche con le analisi numeriche alle date del 2/3/2021 e 1/4/2021.

5. BIBLIOGRAFIA

Palmieri L., Schenato L. (2013). Distributed Optical Fiber Sensing Based on Rayleigh Scattering. The Open Optics Journal, 7, (Suppl-1, M7) 104-127.

Schenato L. (2017). A review of distributed fiber optic sensors for geo-hydrological applications. Appl. Sci., 7, 1-42.

Cola S. et al., (2021). An optical fiber based monitoring system to study the seepage flow below the landside toe of a river levee. Journal of Civil Structural Health Monitoring. https://doi.org/10.1007/s13349-021-00475-y.

Bertaggia G., (2014), Analisi degli interventi di ripristino della stabilità dell'argine del fiume Gorzone in località Boscochiaro (Venezia). Tesi Magistrale, Università degli studi di Padova, DICEA.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

ANALISI TRANSITORIE FEM PER IL DIMENSIONAMENTO DI SISTEMI DI SMALTIMENTO ACQUE IN GALLERIE ESISTENTI

Federico Foria (federico.foria@etsingegneria.it)
ETS S.r.l.

Riccardo Giordano (riccardo.giordano@etsingegneria.it)
ETS S.r.l.

Gianluca Cordua (gianluca.cordua@etsingegneria.it)
ETS S.r.l.

Gabriele Miceli (gabrielemiceli@etsingegneria.it)
ETS S.r.l.

Domenico Chiaino (domenico.chiaino@etsingegneria.it)
ETS S.r.l.

ABSTRACT. RFI (Rete Ferroviaria Italiana) ha intrapreso da qualche anno un'intensa attività di manutenzione e di ammodernamento dell'intero patrimonio infrastrutturale. ETS ha eseguito i lavori di rilievo e progettazione per la manutenzione della Galleria Sipicciano 1 della linea Viterbo-Attigliano.
L'articolo illustra brevemente i risultati derivanti dall'approccio innovativo di ispezione con sistema mobile mapping ARCHITA sviluppato da ETS e della campagna tradizionale di tipo distruttivo e non-distruttivo.
Il problema delle infiltrazioni di gallerie esistenti può essere risolto, in funzione del contesto geotecnico e strutturale, con interventi di drenaggio. La scelta dello schema e della tipologia di dreni può avvenire con verifiche speditive di tipo analitico o in base all'esperienza del progettista e dell'impresa esecutrice. In questo articolo si mostra una procedura più articolata che coinvolge l'impiego di analisi transitorie agli elementi finiti per ricavare le portate sui singoli dreni e quella totale della galleria per dimensionare il sistema di smaltimento delle acque.

1. INTRODUZIONE

La linea Viterbo-Attigliano collega la Provincia di Viterbo al nodo ferroviario di Attigliano-Bomarzo, servendo 4 comuni di alta campagna (vedi Figura 1). Tale linea risulta essere realizzata ed attiva dal 1886.

Il tratto di ferrovia in cui si trova la struttura oggetto del presente articolo ricade nel settore meridionale del comune di Graffignano (VT), circa 600 m a SE dell'abitato di Sipicciano.



Figura 1 – Galleria Sipicciano 1, inquadramento da foto aerea (2018)

La Galleria Sipicciano 1 è situata tra il km 7+076 e il km 7+228 ed è costituita da una canna a singolo binario di estensione 152 m, con quote del piano del ferro variabili tra 117 e 123 m circa e ricoprimenti inferiori a 5 m.

Tenute in conto delle basse coperture al di sopra delle strutture, della scarsa urbanizzazione dell'area e a seguito delle litologie riscontrate in fase di indagine, risulta molto verosimile che la galleria sia stata realizzata mediante metodologia *cut and cover*, ovvero in seguito ad uno scavo a cielo aperto fino alla profondità del piano di posa della struttura, con successivo tombamento dello stesso.

Gli interventi di messa in sicurezza previsti nascono al fine di porre rimedio alle problematiche di infiltrazioni d'acqua diffuse e per la manutenzione delle strutture di rivestimento esistenti.

2. INDAGINI E PROBLEMATICHE RISCONTRATE

La muratura interna della galleria risulta essere, specialmente sulle fondazioni dei piedritti, in condizioni scadenti con malta dei giunti alterata e spesso dilavata e con frequenti vuoti di dimensioni massime di 6-8 cm. Da ispezione visiva all'interno della galleria sono stati riscontrati diversi stati di umidità ed infiltrazione, con ammaloramenti nei paramenti interni, nello specifico agli imbocchi e nel settore compreso tra la progressiva 7+160 e l'imbocco Sud. Da rilievo mobile mapping con sistema multi-dimensionale ARCHITA sviluppato da ETS (Loprencipe et al., 2018; Foria et al., 2019), emerge uno stato di umidità pressocché diffuso in calotta.

La zona compresa tra l'imbocco lato Attigliano (km 7+076) e le progressive ai km 7+140-7+160 è caratterizzata da pressioni in esercizio, ricavate da prove su martinetti piatti, molto alte, con valori compresi tra 1 e 1.4 MPa con percentuali massime di lavoro rispetto alla pressione limite di circa il 75%.

2.1 Problema idraulico

Sulla scorta degli studi effettuati e delle problematiche riscontrate, si è ipotizzato un problema di carattere idraulico a tergo della galleria. Non essendo stata riscontrata la presenza di una vera e propria falda acquifera, le condizioni di umidità più o meno diffuse dei rivestimenti (vedi Figura 2) e le infiltrazioni sono da attribuire agli eventi meteorici. L'ispezione delle strutture è stata realizzata con metodo convenzionale e tramite sistema all'avanguardia mobile mapping ARCHITA (Foria et al., 2019) con rilievo fotografico lineare ad alta risoluzione.



(a) (b)

Figura 2 – (a) Immagine proveniente da ARCHITA raffigurante l'umidità presente in calotta – (b) Foto scattata in sede di sopralluogo (25-09-2019) raffigurante l'umidità presente ad uno degli imbocchi.

Sono state analizzate anche le condizioni topografiche del piano campagna. Il profilo topografico di superfice è caratterizzato da un andamento in contropendenza che favorisce l'incanalamento delle acque meteoriche. Considerando inoltre la presenza di terreni in posto (alla base e a partire dai profili di scavo originari) caratterizzati da permeabilità molto basse, si ipotizza che a causa delle permeabilità medio-alte dei terreni di ricoprimento, si venga a creare un "effetto vasca" all'interno del volume compreso tra le strutture della galleria ed i contorni di scavo. In Figura 3 si rappresenta uno schema grafico per la modellazione del problema idraulico ipotizzato.

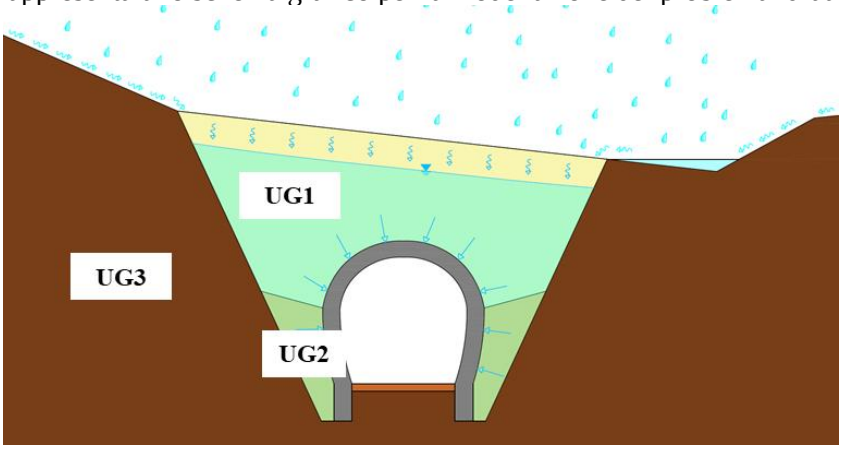


Figura 3 – Schema grafico del problema idraulico ipotizzato.

3. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Alla luce delle problematiche emerse, al fine di una corretta risoluzione, risulta fondamentale agire sia da un punto di vista strutturale, che da un punto di vista geotecnico-idraulico. Di seguito sono elencati i principali elementi tramite cui è stato strutturato il progetto:

- realizzare un adeguato sistema di drenaggi sui piedritti e alle reni della galleria, in connessione ad un sistema di smaltimento acque di linea;
- impermeabilizzare i terreni al di sopra della calotta, in modo da porre rimedio alle infiltrazioni diffuse presenti e favorire l'eventuale incanalamento delle acque sui dreni;
- impermeabilizzare i terreni alla base dei piedritti al fine di ridurre l'eventuale accumulo d'acqua laddove non sono presenti i dreni;
- impermeabilizzare i terreni a ridosso degli imbocchi al fine di ridurne la porosità;
- eliminare le infiltrazioni d'acqua e ripristinare l'originale compattezza strutturale delle murature interne alla galleria e agli imbocchi tramite delle iniezioni di resina epossidica e la scarifica del rivestimento (5 cm solamente per le strutture interne).

4. ANALISI TRANSITORIE FEM

Al fine di uno studio specialistico delle problematiche riscontrate sono state condotte specifiche analisi agli elementi finiti in regime transitorio utilizzando il codice di calcolo FEM Plaxis 2D.

Nel caso in esame è stato realizzato un modello in condizioni di deformazione piana studiando le meccaniche idrauliche che si instaurano nell'intorno della galleria. L'obiettivo ultimo delle analisi è quello di ottenere delle portate idrauliche tramite cui poter dimensionare un adeguato sistema di drenaggio e smaltimento acque interno.

4.1 Problema idraulico

Il regime idraulico ipotizzato ha previsto uno schema cautelativo, immaginando un'altezza iniziale di linea piezometrica esattamente a piano campagna, in modo da massimizzare i volumi d'acqua e le portate ricavate.

Nella modellazione il rivestimento è stato simulato con un materiale non-poroso, per cui, considerato la permeabilità molto bassa dei terreni in posto, l'unica via di deflusso idraulica è costituita dai dreni, modellati tramite gli appositi elementi Drain. In Tabella 1 sono dichiarate le permeabilità delle unità geotecniche del calcolo idraulico derivanti dalla caratterizzazione geotecnica.

Tabella 1. Permeabilità delle unità geotecniche (UG) per il calcolo idraulico.

Unità	Descrizione	k [m/s]	k [m/giorno]
UG1	Terreno di ricoprimento dello scavo a cielo aperto, limo con argilla e sabbia	1.00E-04	8.64
UG2	Terreno di ricoprimento a tergo dei piedritti, blocchi di travertino in matrice limosa	1.00E-03	86.4
UG3	Terreno in posto, limo con argilla molto consistente	1.00E-10	8.64E-06

4.2 Analisi e output di calcolo

Dall'analisi dei risultati ottenuti (curve portata tempo, Figura 5, e andamento delle portate nel tempo, Figura 4), si nota come i dreni svolgano una funzione importante già a brevissimo termine, con un quasi totale abbassamento della falda già ad 1 ora circa dalla loro installazione. Questo fattore è fortemente dipendente dalle alte permeabilità dei terreni di copertura.

I dati ottenuti dalle analisi sono stati elaborati in modo da ricavare le portate massime complessive recapitabili sui sistemi di drenaggi e smaltimento acque ed ottenere l'andamento temporale delle portate drenate. I valori massimi di portata al metro lineare estratti da Plaxis sono stati 1.11 l/sec/m. In base agli output per ciascun dreno e per la galleria si è proceduto al dimensionamento del sistema di smaltimento delle acque in conformità con le disposizioni delle Norme Tecniche delle Costruzioni 2018 e delle indicazioni da letteratura (Barla, 2005).

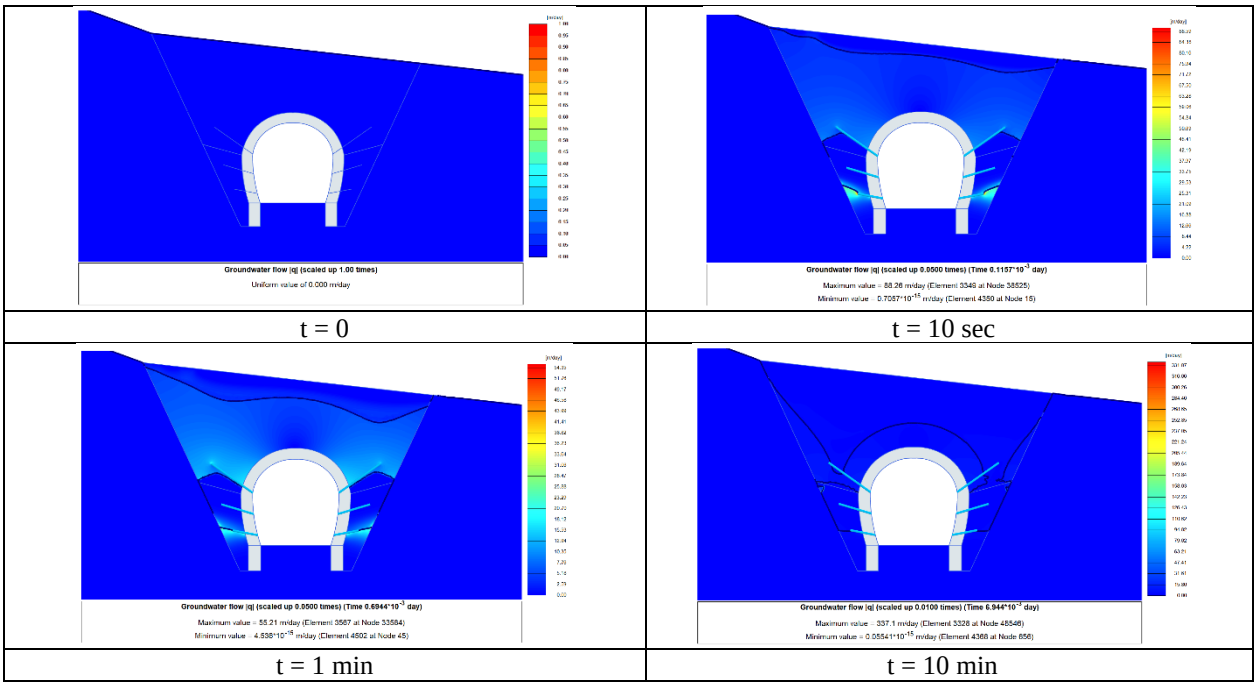


Figura 4 – Output di riepilogo delle fasi di calcolo da t = 0 a t = 10 minuti.

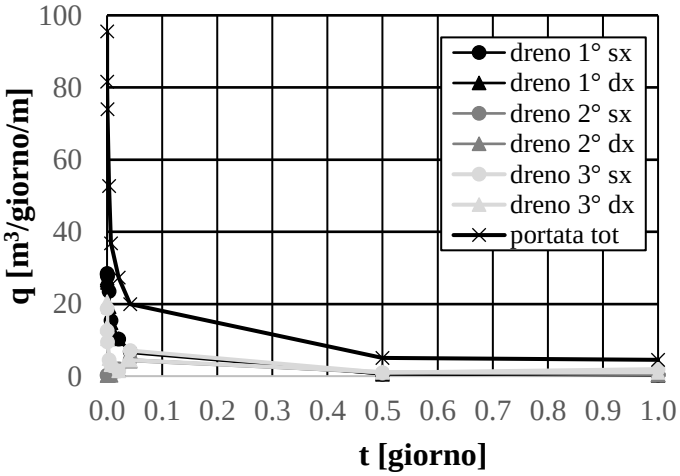


Figura 5 – Curva q -t tra 0 e 1 giorno.

5. CONCLUSIONI

In questo articolo si è dimostrato un esempio di come gli strumenti di calcolo commerciali FEM possano permettere il dimensionamento di elementi di drenaggio al fine di risolvere il problema di infiltrazioni di gallerie ferroviarie esistenti in muratura. Il rilievo, la localizzazione delle zone più critiche e la diagnostica sono stati svolti con il supporto di tecnologie all'avanguardia mobile mapping ARCHITA.

6. BIBLIOGRAFIA

Barla G. (2005). Sviluppi nell'analisi progettuale delle opere in sotterraneo. *Rivista Italiana di Geotecnica, Volume 3.*

Loprencipe G., Moretti L., Pestillo T., Ferraro R. (2018). Railway Freight Transport and Logistics: Methods for Relief, Algorithms for Verification and Proposals for the Adjustment of Tunnel Inner Surfaces. *Sustainability, 10, 3145.*

Foria F., Ferrato R., Avancini G., Peticchia E., Miceli G. (2019). ARCHITA: an innovative multidimensional mobile mapping system for tunnels and infrastructures. *In Proceedings of 3rd International Conference "Smart Underground Space and Infrastructure".*

X Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. Atti del Convegno – F. Ceccato, M. Rosone e S. Stacul
© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

UN METODO DI PROGETTO PER IL TRATTAMENTO ELETTROCINETICO DI TERRENI DRAGATI

Sara Gargano (sara.gargano@unina.it)
Università degli Studi di Napoli "Federico II"

ABSTRACT. Il trattamento elettrocinetico può essere utilizzato per accelerare la consolidazione dei sedimenti dragati a grana fine e per aumentare il volume d'acqua che può essere rimosso da essi. Definito il contenuto d'acqua finale che deve essere posseduto da tali sedimenti al fine di raggiungere una certa resistenza, attraverso la relazione resistenza non drenata (c_u) – contenuto d'acqua (w), ottenibile con prove di tipo *fall cone*, è possibile trovare i parametri di progetto del trattamento elettrocinetico (ad esempio potenziale elettrico e distanza tra gli elettrodi). Si può quindi effettuare una stima preliminare dei costi totali attraverso la definizione di alcune variabili di progetto.

1. INTRODUZIONE

Lo sviluppo delle attività portuali comporta ogni giorno il dragaggio di ingenti volumi di sedimenti marini, generalmente sversati nelle vasche di colmata presenti nelle aree limitrofe. Tali sedimenti dragati possono essere considerati, dal punto di vista geotecnico, dei terreni sotto-consolidati, ovvero terreni che non hanno ancora raggiunto l'equilibrio sotto peso proprio, con un contenuto d'acqua estremamente elevato e con scarse proprietà meccaniche. Il dewatering, ovvero la rimozione di acqua dal terreno, diventa quindi un trattamento essenziale, volto sia a ridurre il volume dei sedimenti dragati, che a migliorane le proprietà meccaniche, al fine di riutilizzare i sedimenti in ambito civile.

Attraverso questa tipologia di trattamento, infatti, è possibile innescare un moto di filtrazione in terreni argillosi saturi (Gargano, 2020; Gargano et al., 2020a, 2020b). All'applicazione di un campo elettrico nel terreno, si ha il movimento delle specie ioniche cariche verso gli elettrodi: gli ioni positivi (cationi) si sposteranno verso il polo negativo (catodo) e quelli negativi (anioni) si sposteranno verso il polo positivo (anodo). Questo fenomeno va sotto il nome di elettromigrazione. Le specie ioniche, inoltre, trascinano con loro anche le molecole di acqua, dando vita a un flusso di acqua dall'anodo verso il catodo (flusso elettrosmotico). Il campo elettrico può inoltre generare il trasporto di particelle solide allo stato colloidale (elettroforesi), inducendo anche un benefico processo di decontaminazione. Questi tre processi combinati (elettromigrazione, elettrosmosi ed elettroforesi) rappresentano i fenomeni elettrocinetici, responsabili di un significativo cambiamento delle proprietà fisico-chimiche e meccaniche del terreno.

È possibile ottenere una relazione tra il contenuto d'acqua e la resistenza non drenata dei terreni (w-c_u) attraverso prove *fall cone* e definire il volume d'acqua che deve essere espulso dal terreno per poter raggiungere una certa resistenza finale. Tale volume d'acqua può essere appunto espulso applicando un campo elettrico all'interno del terreno, note alcune caratteristiche di quest'ultimo e definendo una serie di parametri di progetto (ad esempio potenziale elettrico e distanza tra gli elettrodi). Si può quindi effettuare una stima preliminare dei costi totali del trattamento attraverso la definizione di alcune variabili di progetto.

2. IL TRATTAMENTO ELETTROCINETICO

L'applicazione di un gradiente elettrico in un volume di terreno induce un flusso d'acqua che può essere correlato alla tensione elettrica applicata ($\Delta\Phi$) con una legge di flusso simile a quella causata da un gradiente idraulico (equazione di Darcy):

$$q_e = k_e \frac{\Delta\phi}{\Delta L} A \tag{1}$$

Nell'Equazione (1) (Casagrande, 1948), $\Delta\Phi/\Delta L$ (V/m) è il gradiente di potenziale elettrico; $\Delta\Phi$ (V) è la differenza di potenziale elettrico applicata; ΔL (m) è la distanza tra gli elettrodi; A è l'area della sezione trasversale (m^2) e k_e è il coefficiente di permeabilità elettrosmotica (m^2/sV) che si può esprimere come (Mitchell and Soga, 2005):

$$k_e = \frac{\zeta \varepsilon}{\eta} \frac{e}{1+e} \quad (2)$$

in cui e è l'indice dei vuoti del terreno, ζ (V) è il potenziale zeta del terreno; ε (F/m) è la costante dielettrica del fluido di porosità; η (Pa·s) è la viscosità dinamica del fluido.

Il trattamento elettrocinetico può essere utilizzato per il dewatering di sedimenti dragati. A tale fine va calcolato il consumo di corrente. Esso è esprimibile come:

$$E = P \cdot t \quad (3)$$

dove P (W) è la potenza elettrica pari a $\Delta\Phi \cdot i$; i è l'intensità di corrente (A) e t il tempo di trattamento (h).
Si può assumere la conducibilità elettrica del terreno costante durante il processo elettrocinetico e calcolare il consumo di corrente per trattare un volume unitario di terreno (W) come:

$$E = \frac{\Delta\Phi^2 \cdot \lambda \cdot A \cdot t}{\Delta L \cdot W} \quad (4)$$

dove λ è la conducibilità elettrica.

Il consumo di energia moltiplicato per il costo unitario dell'energia elettrica (€/kWh) fornisce il costo energetico, che rappresenta una delle voci da tenere in considerazione per l'applicabilità ingegneristica del trattamento elettrocinetico.

3. PROVE FALL CONE

Le *fall cone* sono delle prove semplici e rapide, in cui si lascia cadere una punta conica nel terreno e se ne misura la profondità di affondamento (d). Questo test viene utilizzato per la misura del limite liquido del terreno (w_L) e della coesione non drenata (c_u). In particolare, la coesione non drenata si ricava a partire dalla seguente equazione (Hansbo, 1957; Wood & Wroth 1978):

$$c_u = \frac{k\, W_c}{d^2} \quad (5)$$

Dove k è una costante funzione dell'angolo del cono (pari a 0.3 per un angolo di 60°), d è la profondità di affondamento (mm) e W_c è il peso del cono (60 g).

Mettendo in relazione il risultato di prove *fall cone* eseguite sul terreno di Bologna in termini di coesione non drenata (c_u, ottenuta dall'Equazione (5)) con il contenuto d'acqua del campione (w), si può ottenere la relazione in Figura 1.

4. METODO DI PROGETTO

Si può assumere per semplicità di voler trattare un volume di sedimenti dragati pari a 1 m^3, affinché essi raggiungano una certa resistenza finale (ad esempio 50 kPa). Considerando un contenuto d'acqua iniziale pari al 90%, per raggiungere tale resistenza è necessario che il contenuto d'acqua finale sia pari al 35% (Figura 2). Tale riduzione del contenuto d'acqua comporta l'allontanamento di 0.48 m^3 di acqua.

4.1. Tempo di trattamento

Per poter calcolare il tempo di trattamento, occorre partire dall'equazione di Casagrande (Equazione (1)). È necessario, quindi, stabilire il valore del coefficiente di permeabilità elettrosmotico (k_e). Nel caso in esame, si è fatto riferimento a quattro diverse salinità del fluido di porosità con cui è stato preparato il campione di terreno trattato (Gargano, 2020; Gargano et al., 2020a, 2020b). Applicando al terreno un campo elettrico, si può effettuare una misura dell'acqua espulsa e risalire quindi al valore medio di k_e. A partire dall'Equazione (1), imponendo il valore del volume d'acqua da rimuovere (necessario a raggiungere la resistenza target) e considerando quattro valori di k_e, si può calcolare il tempo t di trattamento espresso in ore (h). I risultati sono mostrati in Figura 3:

modificando il gradiente elettrico (e quindi il potenziale elettrico o la distanza tra gli elettrodi), il tempo di trattamento può essere significativamente alterato. Esso, ad esempio, varia tra 11 e 222 giorni per $k_e = 2.5 \cdot 10^{-9}$ m^2/sV e tra 8 e 160 giorni per $k_e = 5.8 \cdot 10^{-9}$ m^2/sV (Figura 3).

4.2. Consumo di corrente

Attraverso l'Equazione (4) è possibile calcolare il consumo di corrente per trattare un volume unitario di terreno. Esso dipende da una serie di fattori quali: proprietà del terreno, configurazione degli elettrodi e distanza.

In Figura 4 sono riportati i risultati di alcune analisi in cui sono state considerate diverse conducibilità elettriche, in relazione alle quattro salinità impiegate nelle prove di laboratorio (Gargano, 2020; Gargano et al., 2020a, 2020b). Come prevedibile, il consumo di corrente aumenta all'aumentare del gradiente elettrico e della conducibilità del terreno.

Il costo energetico rappresenta una delle voci più importanti che contribuiscono a definire il costo totale del trattamento elettrocinetico, necessario per valutare la sua applicabilità ingegneristica. Altre voci sono:

- costo degli elettrodi (fabbricazione e istallazione);
- costo di eventuali agenti chimici necessari per rimuovere contaminanti;
- costo di post-trattamenti (che potrebbero essere necessari per la presenza di contaminanti nell'effluente o nel terreno trattato);
- costi fissi (come quelli per la mobilitazione di varie attrezzature, preparazione del sito, sicurezza, monitoraggio dei progressi, sistemi di acquisizione, assicurazione, manodopera, imprevisti e spese varie).

Naturalmente, è possibile trovare una configurazione ottimale degli elettrodi per modificare il tempo di trattamento e quindi i costi. Una distanza maggiore tra gli elettrodi, ad esempio, riduce il numero di perforazioni, e quindi il costo di installazione e fabbricazione degli elettrodi, ma aumenta i tempi di trattamento e quindi il consumo di corrente.

Il metodo descritto si propone come un valido strumento per la progettazione preliminare di un trattamento elettrocinetico in sito. Bisogna comunque tenere in considerazione alcune ipotesi semplificative che sono alla base di tale metodo:

- è stata assunta una variazione lineare del potenziale $\Delta\Phi$ lungo il terreno, ottenendo un gradiente elettrico $\Delta\Phi/\Delta L$ costante. In realtà, agli elettrodi, si verifica una caduta di tensione.
- durante il trattamento elettrocinetico si verificano reazioni elettrochimiche, l'acqua viene rimossa e si verifica una desaturazione del terreno. Per questo motivo, la quantità di acqua espulsa per unità di tensione diminuisce nel tempo. Di conseguenza, il tempo calcolato può essere considerato come un limite inferiore.
- la conducibilità elettrica è stata assunta costante durante il processo. Essa in realtà diminuisce durante il trattamento elettrocinetico, pertanto il consumo di corrente calcolato attraverso l'Equazione (5) rappresenta un limite superiore.

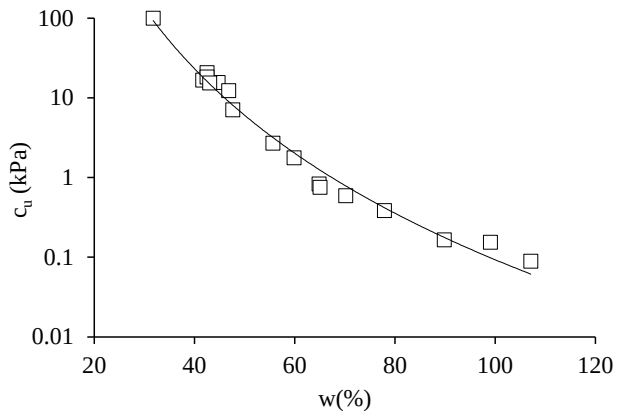


Figura 1: Risultati prove fall cone

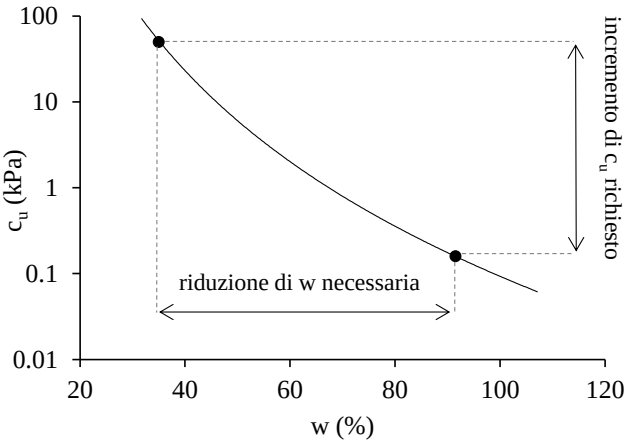


Figura 2. Calcolo della riduzione di contenuto d'acqua (w) necessaria per raggiungere l'incremento di resistenza non drenata (c_u) richiesto (Pugh, 2002)

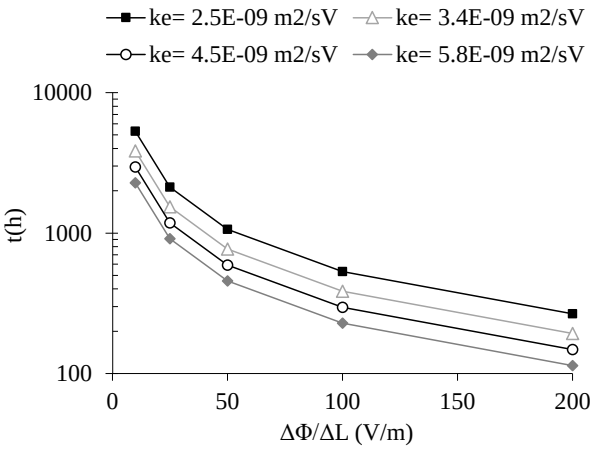


Figura.3. Risultati: tempo di trattamento al variare del gradiente elettrico

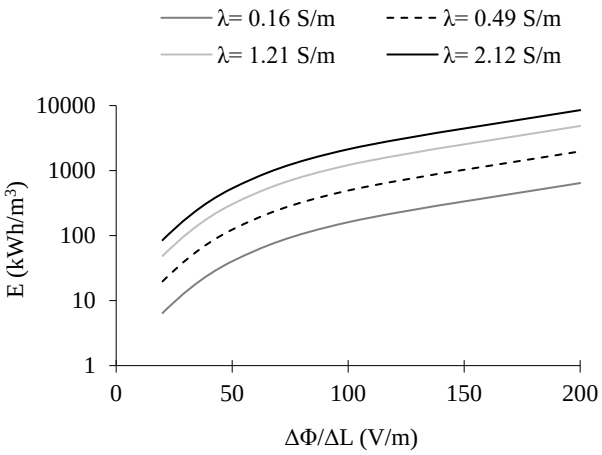


Figura 4. Consumo di corrente in relazione al gradiente elettrico

5. CONCLUSIONI

Il trattamento elettrocinetico può essere utilizzato per accelerare la consolidazione dei sedimenti dragati e per aumentare il volume d'acqua che può essere rimosso da essi.

In particolare, in questo studio è stata realizzata un'analisi semplificata per valutare il tempo di trattamento e il consumo di corrente derivanti dall'applicazione di un gradiente elettrico in volume unitario di terreno.

Tale studio è frutto di alcune ipotesi semplificative: variazione del potenziale elettrico lineare lungo il terreno, assenza di reazioni elettrochimiche e conducibilità elettrica del terreno costante nel tempo.

La progettazione elettrocinetica in questione si basa sulla relazione tra il contenuto d' acqua e la resistenza al taglio non drenata (w-c_u). A partire da questa relazione, infatti, si può calcolare la riduzione in contenuto d'acqua necessaria a garantire un certo incremento di resistenza. Utilizzando l'equazione di Casagrande (Equazione (1)) si può ottenere il tempo di trattamento, al variare del gradiente elettrico e del coefficiente di permeabilità elettrosmotico. Si può quindi stimare una delle voci più importanti che contribuiscono a definire il costo del trattamento. Attraverso tale stima, è possibile modificare alcune variabili del trattamento al fine di ottimizzarlo.

6. BIBLIOGRAFIA

Casagrande L. (1948). Electroosmosis in soils. *Géotechnique* 1(3): 159–177. https://doi.org/10.1680/geot.1949.1.3.159

Gargano S. (2020). Experimental and numerical study of the behaviour of unconsolidated soils and of the effectiveness of electrokinetic treatment. *PhD Thesis*, Università degli Studi di Napoli "Federico II", Italy.

Gargano S., Lirer S., Liguori B., Flora A. (2020a). Mechanical and physical effects of electro-osmotic dewatering of clayey soils. In: *Calvetti F., Cotecchia F., Galli A., Jommi C. (eds) Geotechnical Research for Land Protection and Development. CNRIG 2019. Lecture Notes in Civil Engineering, 40. Springer, Cham*. https://doi.org/10.1007/978-3-030-21359-6_41

Gargano S., Lirer S., Liguori B., Flora A. (2020b). Effects of electro-osmosis on soft clayey soils with water of different salinities. *Soils and Foundations* (accepted for publication)

Hansbo S. (1957). A new approach to the determination of the shear strength of clays by the fall-cone test. Proc. Roy. SGI, 14: 7-48.

Mitchell J. K., Soga K. (2005). Fundamentals of soil behavior, 3rd edition. New York, USA: John Wiley.

Pugh R. C. (2002). The Application of Electrokinetic Geosynthetic Materials to Uses in the Construction Industry, *PhD thesis*, University of Newcastle upon Tyne, UK.

Wood D., Wroth C.P. (1978). The use of the cone penetrometer to determine the plastic limit of soils. *Ground Engineering*, 11(3): 37

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

UNA METODOLOGIA PER LA STIMA IN SITO DELLE PROPRIETA' DI TRASPORTO DI DIAFRAMMI PLASTICI

Giulia Guida (giulia.guida@polimi.it)
Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale (DICA)

Gabriele Della Vecchia (gabriele.dellavecchia@polimi.it)
Politecnico di Milano, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale (DICA)

Guido Musso (guido.musso@polito.it)
Politecnico di Torino, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG)

Gianluigi Sanetti (gianluigi.sanetti@mise.gov.it)
Ministero per lo Sviluppo Economico (DGS- UNMIG)

ABSTRACT. Aree inquinate quali depositi di stoccaggio di rifiuti, di idrocarburi, o di sostanze chimiche, possono essere confinate mediante l'uso di diaframmi plastici, generalmente costituiti da miscele di cemento e bentonite. Tuttavia, la significativa differenza di scala e i difetti e le imperfezioni legati ai processi costruttivi in sito, possono rendere poco significativi i valori delle proprietà di trasporto delle miscele cemento-bentonite determinati in laboratorio. Al fine di ottenere una stima delle proprietà del diaframma alla scala del sito, si analizza il funzionamento del diaframma in presenza di dispositivi di monitoraggio interni al diaframma plastico. Tali dispostivi, oltre a riuscire a identificare la presenza di contaminante prima che questo attraversi la barriera, posso essere utilizzati per stimare le proprietà di trasporto chemo-idrauliche della barriera stessa.

Il lavoro frutto di un accordo di collaborazione promosso dalla Direzione Generale per la Sicurezza anche Ambientale delle Attività Minerarie ed Energetiche del Ministero dello Sviluppo Economico con il Politecnico di Milano.

1. INTRODUZIONE

I diaframmi plastici sono tra le soluzioni maggiormente adottate negli ultimi decenni per il confinamento di aree inquinate (Rowe, 2005). Questi vengono realizzati scavando delle trincee (di spessore compreso tra 0.4 e 1.0 m) attorno alla zona inquinata, che vengono successivamente riempite con una miscela di cemento e bentonite allo stato fluido, che una volta indurita garantisce continuità al sistema (Ryan, 1985; Evans, 1993; Sanetti, 1998). I requisiti principali di tali barriere sono la bassa conducibilità idraulica (~10^{-9} m/s; ICE, 1999), un basso valore del coefficiente di diffusione (~10^{-10} m^2/s) e una buona durabilità delle proprietà nel lungo periodo in caso di interazione con contaminanti. Tuttavia, le prestazioni del sistema dipendono fortemente anche dalla presenza di difetti e imperfezioni dovute alle condizioni di sito e alle modalità costruttive (Joshi *et al*., 2009). Per questa ragione il monitoraggio gioca un ruolo di fondamentale importanza. Tra le tecniche tradizionali di monitoraggio per questo tipo di opere si hanno quelle basate sulla stima diretta in sito delle proprietà della barriera mediante piezometri o perforazioni (Manassero & Shackelford, 1994; Takai, 2016), che tuttavia possono danneggiare o alterare le proprietà dell'opera, oppure mediante sistemi di misura esterni alla barriera. Questi ultimi tuttavia permettono di identificare un deficit di prestazioni solamente una volta che il contaminate abbia raggiunto l'acquifero (Sanetti, 2006). L'utilizzo di dispositivi di monitoraggio interni alla barriera (ovvero pozzetti drenanti strumentati, inseriti all'interno del diaframma quando ancora è in fase fluida, come proposto in Sanetti, 1998, 2006), può costituire una valida soluzione per superare le limitazioni rilevate dalle tecnologie elencate precedentemente. Questo articolo illustra i risultati ottenuti da analisi numeriche di trasporto di contaminante attraverso diaframmi plastici in presenza dei dispositivi di monitoraggio, fornendo un metodo pratico per la stima delle proprietà di trasporto del sistema.

2. DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO

In questo studio, la barriera è stata considerata come elemento di separazione tra un'area contaminata e l'acquifero. Essa è caratterizzata da uno spessore *l*, ed è dotata di dispositivi di diametro *d* posti a un interasse costante *s*. Per simmetria, nello schema di calcolo viene considerato un modulo di barriera di dimensione *s* avente il dispositivo posto al centro (Figura 1a). In accordo con le ipotesi di *Dupuit*, la direzione del flusso attraverso lo spessore della barriera, al di sotto della linea di falda, è considerato orizzontale. Il modello di calcolo adottato

corrisponde quindi a una sezione orizzontale della barriera come mostrato in Figura 1, il cui bordo di ingresso è quello a contatto con l'area inquinata, mentre il bordo di uscita è quello a contatto con l'acquifero.

Il problema chemo-idraulico del trasporto di contaminante attraverso la barriera è governato dall'equazioni riportate in Tabella 1. In particolare, il bilancio di massa d'acqua è descritto dall'equazione di Laplace in termini di carico idraulico *h*, ammettendo una velocità di filtrazione **v** espressa dalla legge di *Darcy* ($\mathbf{v} = -K\nabla h$), dipendente dalla conducibilità idraulica della barriera *K*. Le condizioni al contorno idrauliche a valle, a monte e sul bordo del dispositivo sono di tipo *Dirichlet* e determinano un regime di filtrazione stazionario in tutto il dominio, regolato dal dislivello di carico monte/valle e dal carico idraulico nel dispositivo.

Il trasporto chimico di un contaminante disciolto in acqua è invece governato dall'equazione di convezione-diffusione (Rowe *et al*. 1995; Bear, 1972) riportata in Tabella 1, che fornisce l'evoluzione della concentrazione *c* di contaminante nello spazio e nel tempo in funzione del coefficiente di diffusione *D* e del fattore di ritardo *R*. Come condizioni al contorno, assumendo che l'area inquinata abbia una concentrazione costante c_0, si considera un flusso di contaminante entrate nel dispositivo che rispetti la conservazione della massa di contaminante attraverso l'interfaccia (condizione al contorno di *Robin*; Van Genuchten & Parker, 1984), mentre in uscita dalla barriera viene imposta la continuità della concentrazione (Brenner, 1961). Al bordo del dispositivo si assume che la concentrazione cresca in accordo con il flusso di contaminate entrante nel dispositivo, in modo coerente con l'emungimento di acqua necessario a garantire un carico idraulico costante. Infine i bordi laterali, per simmetria, sono considerati impermeabili sia da un punto di vista idraulico sia di trasporto chimico (condizioni di *Neumann*).

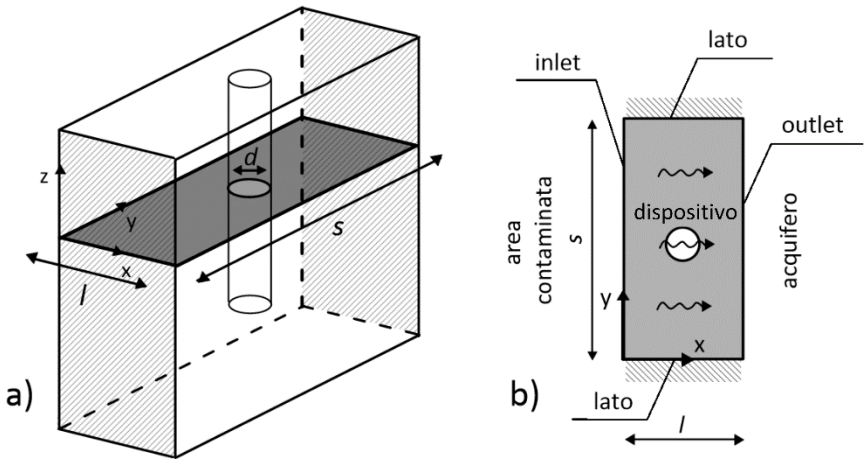


Figura 1. a) Schema tridimensionale di barriera, b) modello di calcolo.

Tabella 1. Equazioni governanti e condizioni al contorno (CC).

	Idrauliche	**Chimiche**
Leggi governanti	$\nabla h^2 = 0$	$R\frac{\partial c}{\partial t} + \nabla \cdot (c\mathbf{v} - D\nabla c) = 0$
CC all'ingresso	$h = h_{in}$	$vc - D\frac{\partial c}{\partial x} = vc_0$
CC al dispositivo	$h = h_{disp}$	$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{d}{\pi}\left(j_{disp}^{in} - cv\right)$
CC all'uscita	$h = h_{out}$	$\frac{\partial c}{\partial x} = 0$
CC lato	$\frac{\partial h}{\partial y} = 0$	$\frac{\partial c}{\partial y} = 0$

3. RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE

Le equazioni governanti il problema chemo-idraulico sono state risolte numericamente mediante il metodo agli elementi finiti, utilizzando il programma Comsol Multiphysics®. In Tabella 2 sono riportate le proprietà di riferimento della barriera e del materiale cemento-bentonite utilizzato nelle simulazioni (Scelsi *et al*., 2019).

La Figura 2 riporta dei tipici risultati ottenuti dalle simulazioni, che mostrano l'evoluzione della concentrazione di contaminante all'ingresso della barriera (*inlet*), al bordo del dispositivo e all'uscita (*outlet)*, in funzione del tempo. Si osserva che, fatta eccezione per la sezione di ingresso che vede crescere la concentrazione di contaminante fin dal principio, passano decine di anni prima che il contaminante raggiunga il dispositivo e altrettanti prima che esca dalla barriera (l'asse delle ascisse di Figura 2 è logaritmico). Al termine della fase transitoria, si raggiunge una completa contaminazione della barriera (c/c_0=1). I risultati mostrati in Figura 2 riguardano tuttavia le condizioni più sfavorevoli, perché sia il flusso convettivo che quello diffusivo di contaminante sono diretti verso l'acquifero ($\Delta h = h_{out}-h_{in} >0$). Nel caso in cui il gradiente idraulico si opponesse al gradiente di concentrazione, si avrebbe qualitativamente un andamento simile, seppur ritardato.

L'interpretazione dei risultati di un'estesa compagna di analisi numeriche parametriche (per brevità i risultati corrispondenti sono stati omessi) ha permesso di sviluppare dei metodi pratici per la stima delle proprietà idrauliche e di trasporto chimico della barriera attraverso analisi inversa, basati sulla misura in sito della portata di acqua entrante nel dispositivo (§3.1) e della concentrazione di contaminante (§3.2).

Tabella 2. Proprietà della barriera.

Proprietà	Notazione	Valore
Spessore barriera	l	0.4 m
Spaziatura tra i dispostivi	s	0.8 m
Diametro dispositivo	d	0.08 m
Conducibilità idraulica	K	10^{-9} m/s
Dislivello idraulico monte/valle	$\Delta h=h_{out}-h_{in}$	1m
Carico idraulico dispositivo	h^*	0
Concentrazione area inquinata	c_0	10 mol/m^3
Coefficiente di diffusività	D	5x10^{-10}m^2/s
Fattore di ritardo	R	100

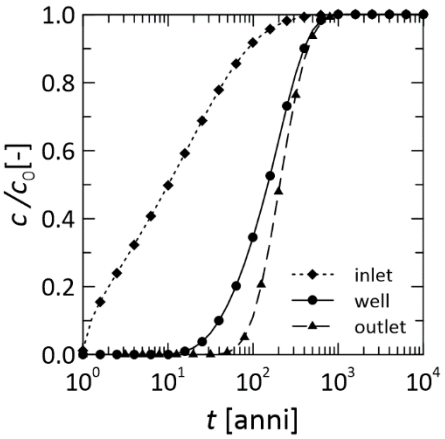


Figura 2. Andamenti della concentrazione di contaminante nel tempo in diverse sezioni della barriera.

3.1 Monitoraggio e stima delle proprietà idrauliche

La Figura 3a riporta un esempio di abaco per la stima della conducibilità idraulica al variare del carico idraulico adimensionale $h^* = (h_{disp}-h_{out})/\Delta h$, funzione dei carichi idraulici all'ingresso e in uscita dalla barriera, e nel dispositivo. Per brevità, si mostra il solo caso corrispondente a una spaziatura normalizzata s/l=2 e diametro normalizzato d/l = 0.2. Abachi analoghi sono stati ricavati per diverse configurazioni geometriche della barriera e del dispositivo. Entrando nell'abaco di Figura 3a con il valore del carico idraulico adimensionale del dispositivo h^* corrispondenti al caso studiato, si determina il corrispondente valore del rapporto adimensionale $K|\Delta h|/q_{disp}$. Noto il dislivello idraulico $|\Delta h|>0$, e misurando in sito la portata di acqua entrante nel dispositivo q_{disp}, si ricava una stima della conducibilità idraulica della barriera K.

3.2 Monitoraggio e stima delle proprietà di trasporto chimico

I risultati di analisi parametriche eseguite al variare delle proprietà di trasporto chimico della barriera, come il coefficiente di diffusione D e il fattore di ritardo R, hanno rivelato che gli andamenti di concentrazione di contaminante nel dispositivo hanno una pendenza θ del tratto transitorio (c/c_0-log t) dipendente unicamente dal coefficiente di diffusione, fissata la geometria e la conducibilità idraulica. Inoltre, per un dato coefficiente di diffusione, il tempo di arrivo t_0 del contaminante al dispositivo dipende unicamente dal fattore di ritardo R. Queste osservazioni hanno permesso la costruzione di pratici abachi per la stima di D e R, di cui in Figura 3b-c ne sono riportati alcuni esempi al variare di h^*. La pendenza $\theta = [c/c_0(t_1)- c/c_0(t_2)]/ \log(t_1/t_0)$, può essere stimata a partire da almeno due misurazioni in sito della concentrazione nel dispositivo a istanti di tempi diversi, t_0 e t_1 indicativamente pari a una concentrazione c/c_0 dell'1% e del 5% rispettivamente. Entrando nell'abaco di Figura 3b con il valore della pendenza θ si ottiene per ciascun valore di h^* il valore del rapporto adimensionale $D/(K\Delta h)$,

funzione del coefficiente di diffusione *D*, della conducibilità idraulica *K* (già nota dalla procedura descritta in sezione 3.1) e del dislivello idraulico $|\Delta h|$. In questo modo, è possibile stimare *D*. Noto quindi il coefficiente di diffusione, si può accedere all'abaco di Figura 3c con il medesimo rapporto adimensionale $D/(K\Delta h)$ e a seconda del valore di h^* si può ricavare il valore di un ulteriore rapporto adimensionale, funzione del fattore di ritardo *R* e del tempo di arrivo del contaminante al dispositivo t_0, misurato in sito come descritto precedentemente.

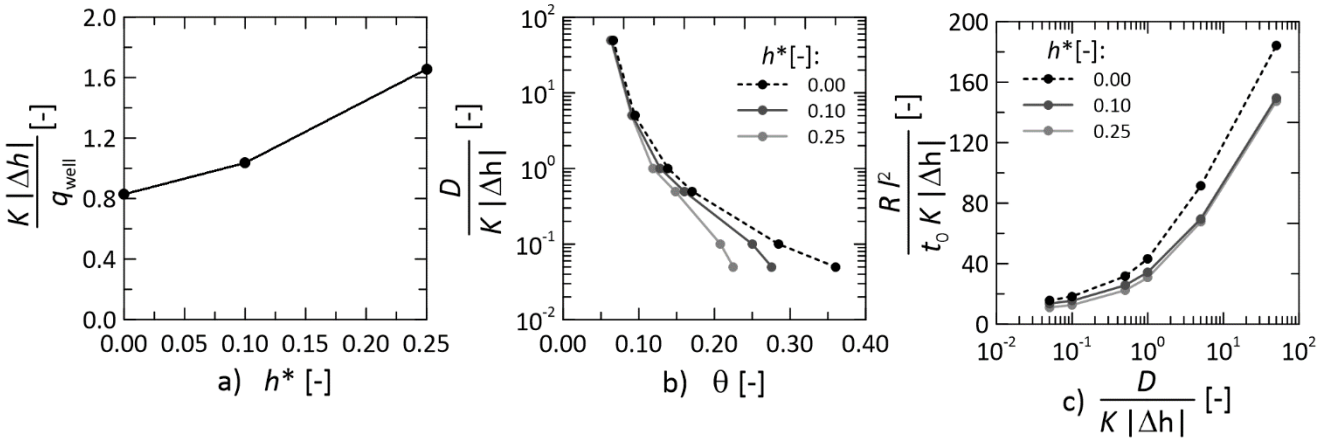


Figura 3. Stima e monitoraggio proprietà della barriera: a) conducibilità idraulica K; b) coefficiente di diffusione D; c) fattore di ritardo R.

4. CONCLUSIONI

Questa nota mostra le funzionalità di dispositivi di monitoraggio inseriti all'interno di diaframmi plastici in cemento-bentonite atti al confinamento di aree inquinate. In particolare, la vasta campagna di analisi numeriche parametriche eseguite ha permesso di costruire degli abachi, da cui stimare le proprietà di trasporto della barriera a partire dalle misure di sito di portata di acqua e concentrazione di contaminate all'interno del dispositivo.

5. BIBLIOGRAFIA

Bear, J. (1972), Dynamics of fluids in porous media, *Dover*.

Brenner, H. (1961). The slow motion of a sphere through a viscous fluid towards a plane surface. *Chemical engineering science* 16(3-4): 242-251.

Evans, J. C. (1993). Vertical cutoff walls. In *Geotechnical practice for waste disposal*: 430-454. Springer, Boston, MA.

Institution of Civil Engineering (1999). Specification for the construction of slurry trench cut-off walls as barriers to pollution migration.

Manassero, M., & Shackelford, C. D. (1994). The role of diffusion in contaminant migration through soil barriers. *Rivista Italiana di Geotecnica*: 1 (94).

Rowe, R. K., Caers, C. J., Barone, F. (1988). Laboratory determination of diffusion and distribution coefficients of contaminants using undisturbed clayey soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 25 (1): 108-118.

Rowe, R. K., Hrapovic, L. and Kosaric, N. (1995), Diffusion of chloride and dichloromethane through an hdpe geomembrane. *Geosynthetics International*: 2(3), 507-536.

Ryan, C. R. (1985). Slurry cutoff walls: Applications in the control of hazardous wastes. In *Hydraulic barriers in soil and rock*. ASTM International.

Sanetti, G. (1998). Diaframmi plastici a base di cemento bentonite. Quarry and Construction: 105-109.

Sanetti, G. (2006). Monitoraggio del diaframma plastico. *Quarry and Construction:* 88-92.

Scelsi, G., Della Vecchia, G., di Prisco, C., Musso, G., Sanetti, G. (2019). Optimization of the geometry of monitoring devices for contaminant detection in cement-bentonite cu-toff walls. In *National Conference of the Researchers of Geotechnical Engineering*: 555-564. Springer, Cham.

Takai, A., Inui, T., & Katsumi, T. (2016). Evaluating the hydraulic barrier performance of soil-bentonite cutoff walls using the piezocone penetration test. *Soils and Foundations* 56(2): 277-290.

Van Genuchten, M. T., Parker, J. C. (1984). Boundary conditions for displacement experiments through short laboratory soil columns. *Soil Science Society of America Journal* 48(4): 703-708.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

AUTOMATIC RECOGNITION AND VOLUME CALCULATION OF LANDSLIDE COLLAPSE AREA BASED ON IMAGE SEQUENCE

Zhipeng Liang (zhipeng.liang@dicea.unipd.it)
Central South University (China); University of Padova (Italy)

Fabio Gabrieli (fabio.gabrieli@unipd.it)
Dept. ICEA, University of Padova (Italy)

Lorenzo Brezzi (lorenzo.brezzi@unipd.it)
Dept. ICEA, University of Padova (Italy)

Davide Vallisari (davide.vallisari@unipd.it)
Dept. ICEA, University of Padova (Italy)

ABSTRACT. Digital photogrammetry technology based on fixed multi-view cameras has attracted widespread attention in the field of geotechnical engineering due to its low-cost and contactless mode. For the purpose of studying the surface collapse of a landslide monitored with these low-cost cameras, we have developed a photogrammetric algorithm that can quickly detect the collapses, determine the collapse area and calculate the collapse volume. With the field data and small-scale experiments, we have verified the accuracy of the program. The method of quickly and automatically obtaining collapse information proposed in this paper will improve the efficiency of landslide monitoring system based on photos and it is of great significance for further research and the realization of a collapse prediction tool.

1. INTRODUCTION

Digital photogrammetry has become a powerful and affordable method for 3d reconstruction of objects and surfaces and thanks to advantages like non-contact and low cost, its use has recently been extended to landslide monitoring. (Antonello, M et al., 2013). The almost real-time recognition of local surficial sliding and collapsed parts of the slope is an important information for understanding the characteristics of the landslide and forecasting its possible evolution. In this perspective, time-lapse close-range photogrammetry technology offers the possibility to obtain this information automatically. Based on the comparison and analysis of image sequences taken by multiple cameras, we can quickly determine the local slip and the collapsed area, we can estimate the collapsed volume and finally we can make hypothesis about the correlation between the detachments and the driving factors (usually rainfall and piezometric levels).

In this paper, we present a tool, which can automatically analyses and process a sequence of images. Based on the image structure similarity and convolution, the program automatically identifies the collapsed area. The program is also able to automatically extract the rainfall data with the aim at analyzing the environmental conditions that characterize the collapse. With the two-month monitoring data of the Perarolo landslide, we verified the effectiveness of the algorithm, which can identify the collapse area accurately and quickly. The results make it reasonable to believe that rainfall is the main driving force of the surface sliding and collapse of Perarolo landslide. Thanks to some small-scale experiments we also tested the algorithm and implemented a stereo photogrammetric tool to estimate the collapsed volumes.

2. METHODS

Our program pursues to cooperate with fixed multi-view cameras to perform acquisition of images, collapse monitoring and early warning in a fully automatic and continuous way, without any third-party intervention or manual operation. As shown in Figure 1, there are three main steps: the collapse recognition on the image plane from image comparison, the correlation analysis between collapse events and rainfall data, the 3d reconstruction and calculation of the collapsed mass.

2.1 Collapse recognition based on image sequences

For the collapse recognition phase, the first step is to remove the area covered by trees and grass by color masking. Indeed, vegetation does not have a fixed texture due to the wind and seasonal growth that does not allow

a direct comparison between subsequent images. The second step is to use the structural similarity metric to compare two pictures for obtaining a structural similarity map (Zhou, W et al., 2004). Due to changes in contrast, saturation, lighting, etc., a lot of noise in the structural similarity map is expected, which can be removed by applying image convolution. For this purpose, we used gaussian convolution and median convolution with different patch sizes for several times (Lim, Jae S., 1990). Further collapse artifacts are caused by shadow movement which were removed on the structural similarity map. According to the statistics of the pixel values on the final structural similarity map, we are able recognize the collapsed area and get a unique structural similarity index, which can be used to determine whether the collapse has occurred between image taken at day i and i+1.

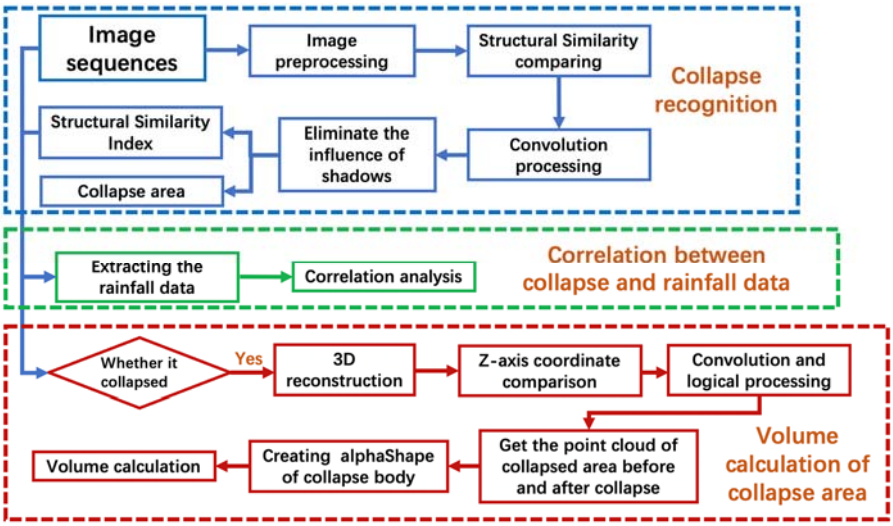


Figure 1. Steps of the collapse recognition algorithm.

2.2 Volume calculation of collapse area based on stereo vision

Once the collapse is detected, the program automatically calculates the collapsed volume. The first step of this strategy is the 3D reconstruction of the slope surface before and after the collapse using the fixed camera calibration parameters and the image disparities acquired from the two different views. After comparing the depth coordinates of the point clouds (relative coordinate of each camera system), we can find the collapsed volume. Using all the point clouds in collapse area before and after collapse, the alpha shape representing the collapsed bodies can be created and the collapsed volumes are easily estimated.

3. TESTS AND RESULTS

3.1 Collapse recognition

We have selected the image sequence acquired in the Perarolo landslide site from 08/07/2020 to 30/09/2020 (almost one image per day) for testing. The trend of structural similarity index between image at time i and i+1 is shown in fig.2, where the sudden changes represent the occurrence of collapse. The corresponding recognized collapsed areas are shown in fig.3.

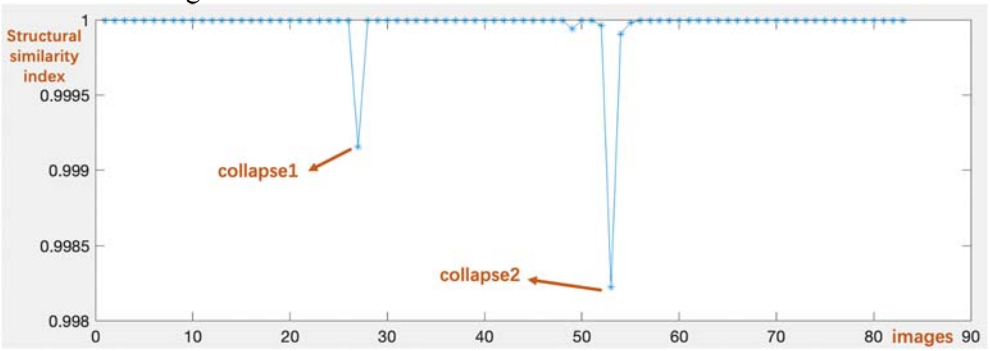


Figure 2. Trend of structural similarity index.



(a) (b) (c) (d)

Figure 3. (a),(b) are the collapsed area recognized by the algorithm (black area); (c),(d) are the corresponding original images before and after collapse.

3.2 Volume calculation

In order to assess the reliability of the approach we conducted a small- scale experiment to compare the volume calculated by the algorithm (see fig. 4), and the real volume. For this purpose, we have reconstructed the 3d surface of a soil pile and we have processed the stereo-images to estimate the volume of soil before and after a small excavation. As shown in fig.5, the alpha shape and its volume was automatically detected and estimated by the program. The results are consistent with volume laboratory measurements, and the average error is only 3.51%，which verifies the accuracy of the tool. Further checks and analysis about the factors affecting the accuracy of this method are still ongoing.



(a) (b)

Figure 4.(a) Stereo camera calibration to estimate the camera parameters (b) recognized collapsed area (red line) in the rectified image.

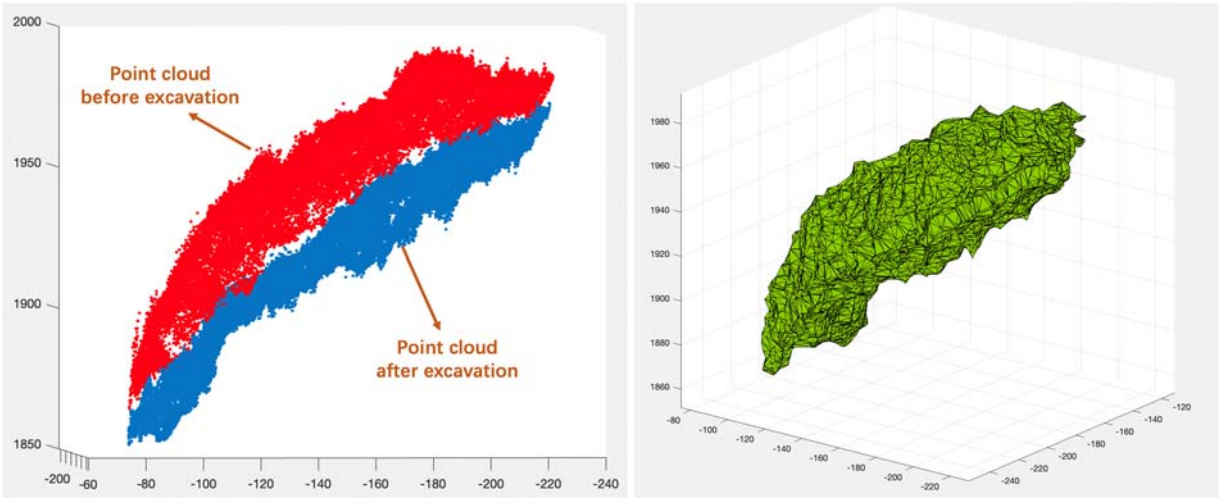


Figure 5. (a) 3d point cloud before and after the excavation, (b) alpha shape representing the excavated mass.

3.2 Correlation between collapse and rainfall data

As shown in Figure 6, plotting the structure similarity index and the rainfall that occurred in the same days we found that the two collapses occurred exactly during the two days of maximum rainfall. This probably suggests the existence of a relationship between rainfall and the chance of collapse and makes it reasonable to believe that rainfall is the main driving force of this landslide. However, the short observation period is still not sufficient to draw firm conclusions.

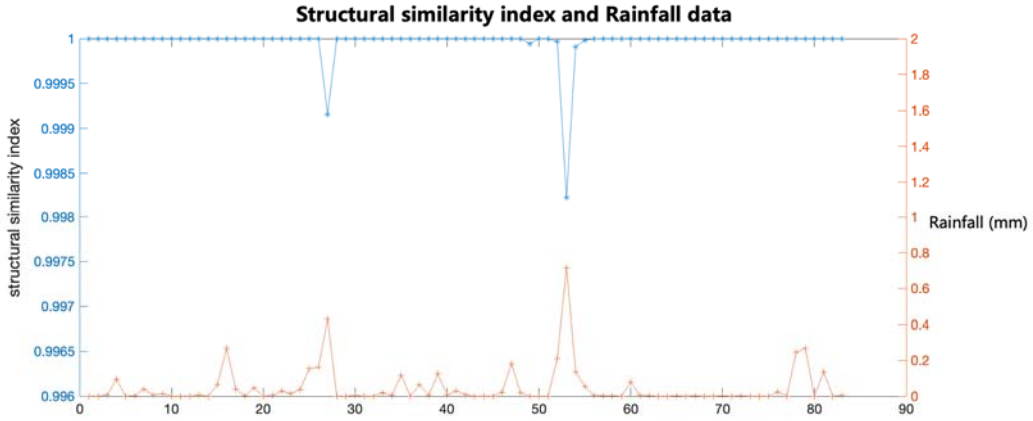


Figure 6. Trend of rainfall data and of the sructure similarity index.

4. CONCLUSIONS

This paper describes a new automatic photogrammetric tool for rapid collapse detection and calculation of the collapsed volume. With the image sequence taken during two months at the Perarolo landslide and a small-scale experiment, we verified the applicability of the tool in different conditions. However, further analyses will be required in order to use this tool and obtain accurate information on the dynamics of the Perarolo landslide and other camera-instrumented landslides.

5. REFERENCE

Antonello, M., Gabrieli, F., Cola, S., & Menegatti, E. (2013). Automated Landslide Monitoring through a Low-Cost Stereo Vision System. *In PAI@ AI* IA,* 37-41.

Zhou, W., A. C. Bovik, H. R. Sheikh, and E. P. Simoncelli. (2004). Image Qualifty Assessment: From Error Visibility to Structural Similarity. *IEEE Trans. Image Processing,* 13: 600–612.

Lim, Jae S. (1990). Two-Dimensional Signal and Image Processing, *Eng. Cliffs, NJ, Pre. Hall,* 469-476.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

ANALISI NUMERICA DI FONDAZIONI SU PALI TERMICAMENTE ATTIVI

Arianna Lupattelli (arianna.lupattelli@studenti.unipg.it)
Università degli Studi di Perugia – Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale

ABSTRACT.
Negli ultimi anni si è raggiunto un buon livello di conoscenza sull'aspetto termomeccanico di fondazioni su pali geotermici ma rimane da approfondire la valutazione dell'impatto del carico termico, in relazione al carico meccanico imposto alla fondazione, per pali isolati e in gruppo. In questo lavoro le analisi numeriche condotte hanno permesso di valutare la risposta di pali geotermici installati in terreno sabbioso, considerando la variazione di parametri operativi fondamentali, quali: i) mobilitazione della resistenza laterale; ii) interasse tra pali del gruppo; iii) condizioni di temperatura ambientale in relazione alle esigenze stagionali. I risultati mostrano che: a) pali isolati con un'elevata mobilitazione di attrito laterale sviluppano modesti cedimenti irreversibili nel ciclo termico; b) per pali posti ad interasse ridotto si ha un effetto negativo sulla performance, attribuibile in parte all'alterazione della resistenza all'interfaccia palo-terreno e, in misura minore, all'attivazione termica del terreno tra i pali.

1. INTRODUZIONE

Il calore geotermico a bassa entalpia costituisce una fonte di energia rinnovabile per il quale il terreno, nei primi metri di profondità, costituisce un serbatoio di accumulo utile a soddisfare il fabbisogno energetico degli edifici civili con lo scopo di ridurre in maniera significativa i costi di energia e di emissioni di CO_2. I primi esempi applicativi per l'utilizzo di energia geotermica risiedono nei sistemi a pompa di calore (GSHP) per il riscaldamento, ventilazione e condizionamento dell'aria degli edifici e sono costituiti da tre unità: lato carico e lato sorgente, che si alternano in base alla modalità operativa del sistema durante il processo di riscaldamento o raffreddamento, e sezione di trasferimento del calore.

Sempre più spesso, come scambiatori di calore vengono utilizzati elementi strutturali a contatto con il terreno denominati *geostrutture energetiche* (EGS, Brandl, 2006). Una particolare tecnologia geotecnica che permette lo sfruttamento della risorsa geotermica è quella costituita da pali di fondazione termicamente attivi, per i quali al supporto strutturale viene associato lo scambio geotermico di calore con il terreno mediante il circolo di un fluido termovettore in tubi ancorati alla gabbia di armatura delle strutture stesse.

L'obiettivo di questo lavoro è quello di intraprendere uno studio sistematico dell'effetto del carico termomeccanico ciclico stagionale su pali isolati e in gruppo in mezzi granulari tramite analisi numeriche al fine di valutare la loro performance a lungo termine, secondo l'influenza di alcuni parametri operativi fondamentali. Un fattore chiave, preso come parametro di partenza e di riferimento, è l'impatto del carico meccanico sulla resistenza laterale massima mobilitata del palo (Pasten & Santamarina, 2014).

2. MODELLO NUMERICO

La geometria del modello è di tipo bidimensionale assialsimmetrica ed è costituita da un palo di diametro 1 m immerso in un volume di terreno con profondità pari a 91 m ed estensioni diverse (Figura 1). I modelli con larghezze R maggiori sono finalizzati a simulare il comportamento di un palo singolo mentre le larghezze radiali inferiori simulano l'influenza fra pali ravvicinati in gruppo.

Il palo in calcestruzzo viene modellato come materiale a comportamento elastico lineare mentre per il terreno sabbioso viene utilizzato un modello lineare elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb. Tutti i parametri utilizzati per i materiali sono riassunti nella Tabella 1. L'interfaccia palo-terreno viene definita dal punto di vista termomeccanico assumendo la stessa resistenza al taglio del terreno e assumendo un comportamento di tipo elastico-perfettamente plastico.

Per le condizioni al contorno meccaniche, la base dell'intero dominio è completamente incastrata mentre per quelle termiche si prevede che entrambe le superfici superiore ed inferiore, insieme a tutti gli elementi del modello, partano da una temperatura costante pari a 14°C e che i bordi laterali siano superfici adiabatiche.

Tabella 1. Proprietà dei materiali utilizzati nelle analisi numeriche.

Proprietà	Sabbia	Calcestruzzo

Densità, ρ [kg/m^3]	1900	2500
Modulo di Young, E [MPa]	37-320	30000
Coefficiente di Poisson, ν [-]	0.3	0.2
Angolo di attrito, φ [°]	38	-
Coesione, c' [kPa]	1	-
Calore specifico, c [J/KgK]	800	940
Condicibilità termica, λ [W/mK]	2	2

Per il terreno sabbioso considerato nell'analisi si può assumere un'elevata permeabilità, l'aspetto idraulico può essere dunque trascurato e l'analisi accoppiata sarà del tipo *termomeccanica*.

2.1 Programma di simulazioni

Le simulazioni numeriche hanno riguardato:

- modelli aventi diverse geometrie in termini di dimensione radiale R del volume di terreno;
- applicazione del carico meccanico P alla sommità del palo. A questo proposito, nel terreno granulare in esame il palo lavora molto per attrito per cui, al fine di considerare una diversa mobilitazione di resistenza laterale, per la definizione di più carichi P è utilizzata la seguente relazione:

$$P = \frac{R_b}{3} + \frac{R_s}{F_S} \tag{1}$$

  dove R_b è la resistenza alla punta del palo, R_s è quella sulla superficie laterale ed F_s=1, 1.25 e 2 è un fattore di sicurezza;
- applicazione del carico termico-ciclico di riscaldamento/raffreddamento, distinguendo due casi: uno "*outdoor*" (Q_o = 14±11°C) per un palo geotermico in campo aperto alle condizioni atmosferiche; uno "*indoor*" (Q_i = 23±2°C) dove si ipotizza che la struttura faccia parte di un sistema di fondazione con al di sopra un ambiente da climatizzare.

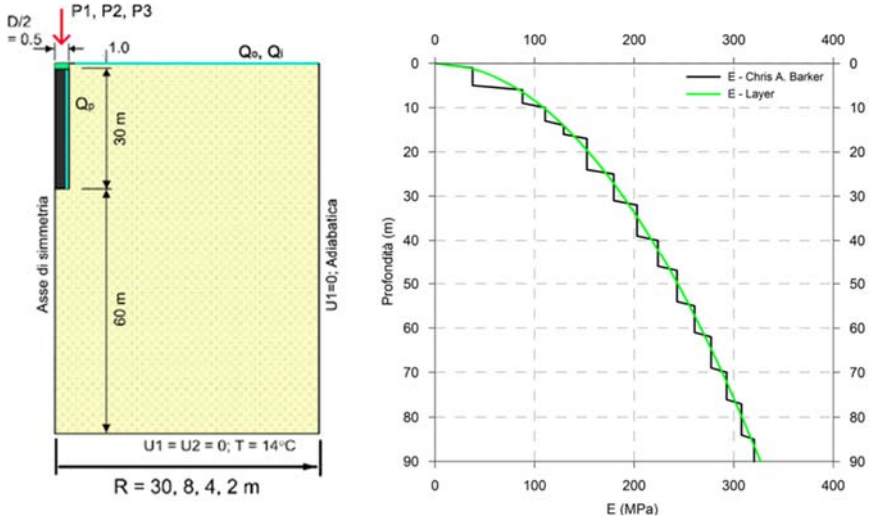


Figura 1. a) Geometria del modello e condizioni al contorno termomeccaniche; b) variazione del modulo di Young, E, in con la profondità (Barker, 2001).

2.2 Fasi delle analisi numeriche

L'analisi termomeccanica, eseguita con il software Abaqus 2016, si articola nei seguenti step:

1. *Fase geostatica*: calcolo dello stato tensionale iniziale del terreno;

2. *Equilibrio termico dinamico*: imposizione della variazione di temperatura al piano campagna in funzione del ciclo stagionale delle temperature per un periodo di 10 anni secondo una funzione sinusoidale (Figura 2) fino al raggiungimento di una temperatura costante e pari a 14°C al di sotto dei primi 15 m di profondità;

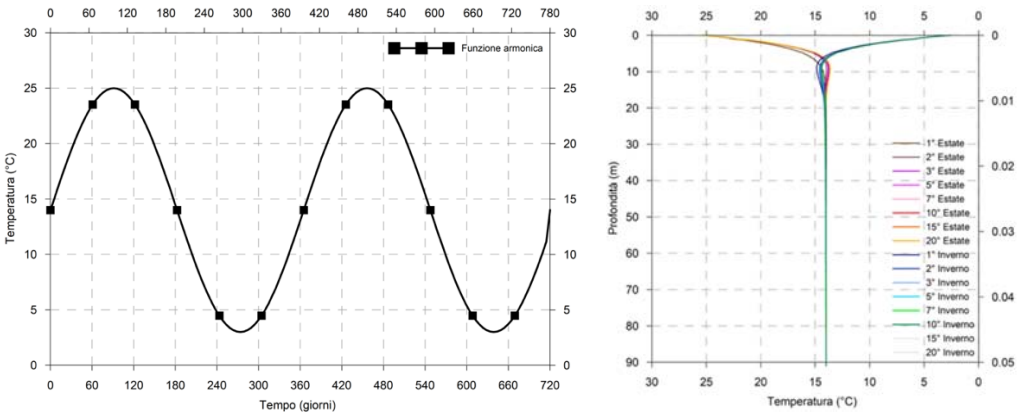


Figura 2. a) Andamento della temperatura secondo una funzione armonica, valori puntuali delle temperature medie mensili e b) profilo di temperatura in profondità al termine della fase di equilibrio dinamico.

3. *Carico Meccanico*: costruzione del palo di fondazione e applicazione del carico meccanico P;
4. *Carico Termico*: applicazione di cicli termici lungo l'asse del palo geotermico in un *range* di temperatura annuale di 14±12°C (Di Donna & Laloui, 2014) e per una durata complessiva di 10 anni. Per il piano campagna, il carico termico segue i due casi "*outdoor*" e "*indoor*" assegnando comunque una funzione del tipo sinusoidale.

3. RISULTATI E CONCLUSIONI

Di seguito sono sintetizzati alcuni dei risultati più significativi delle analisi svolte. In prima battuta, si evince che l'intensità del carico meccanico influenza cedimenti e tensioni, risultando maggiori per il carico meccanico più grande P1 che coinvolge anche una maggior resistenza laterale per attrito della geostruttura (Figura 3).

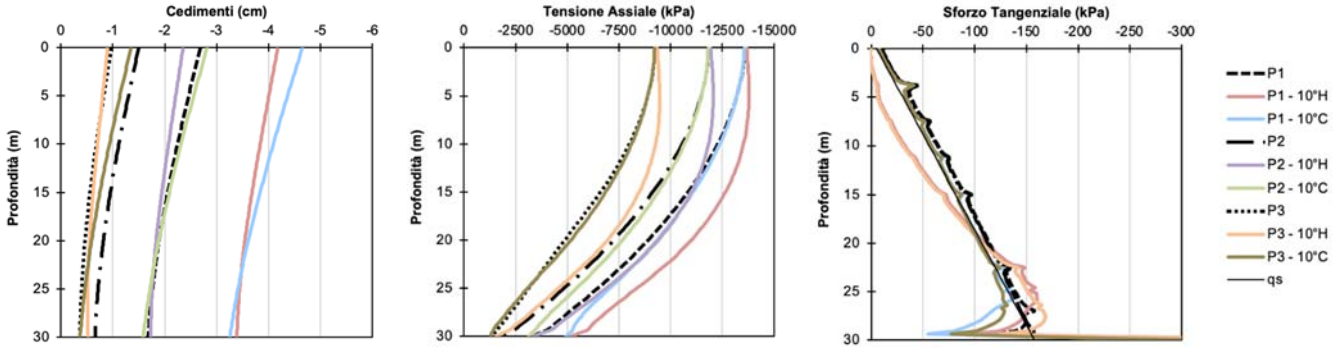


Figura 3. a) Cedimenti, b) sforzi assiali e c) tensioni tangenziali lungo il fusto del palo per i 3 carichi termomeccanici considerati.

Una simile influenza è riscontrabile anche nella diversa configurazione fra pali in gruppo: l'interazione generata al diminuire del loro interasse produce cedimenti maggiori e irreversibili alla base del palo nella fase termomeccanica. Vero è che una buona percentuale di questi è attribuibile alla fase puramente meccanica e di installazione dello stesso (Figura 4), dunque le oscillazioni termiche nel corso del ciclo stagionale non comprometterebbero l'integrità della struttura. Anche in termini di flusso termico lungo il palo e distribuzione di temperature, un interasse troppo piccolo porterebbe alla perdita di performance della tecnologia: nel ridotto volume di terreno tra le strutture, il campo di temperature è troppo omogeneo per sviluppare un ΔT adeguato al mantenimento nel tempo dello scambio di calore tra la geostruttura ed il terreno. (Figura 5).

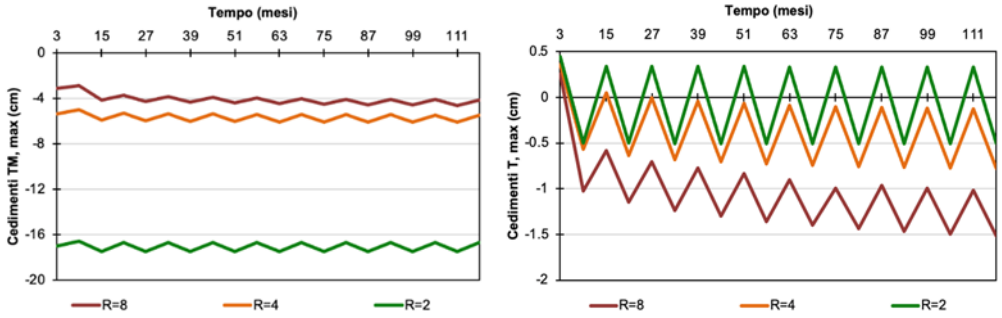


Figura 4. Cedimenti alla base del palo per i diversi interassi a) in fase termomeccanica e b) depurati del contributo meccanico.

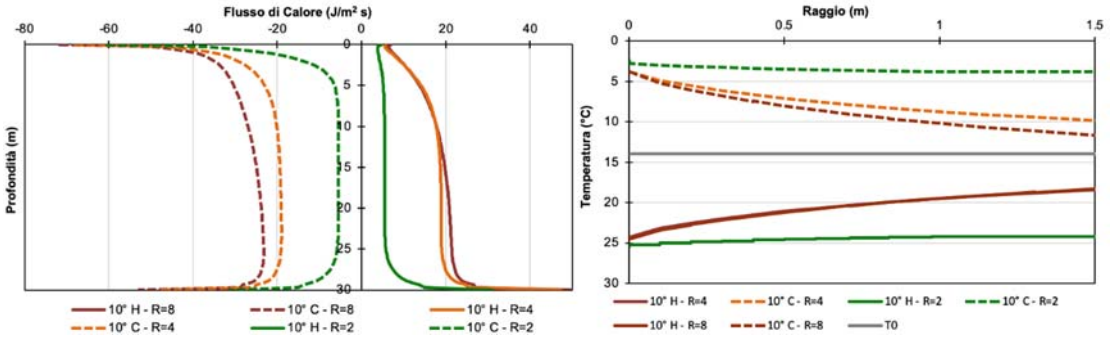


Figura 5. a) Flusso termico all'interfaccia palo-terreno e b) distribuzione delle temperature nel terreno a 15 m di profondità per i diversi interassi.

L'influenza delle condizioni ambientali *outdoor*/*indoor* è riscontrabile a livello di intensità di flusso di calore ma in maniera non significativa (Figura 6): diventa necessario comunque tenere conto delle temperature operative della struttura e del terreno in gioco per far si che il flusso termico, nel lungo termine, possa essere mantenuto entro valori ottimali.

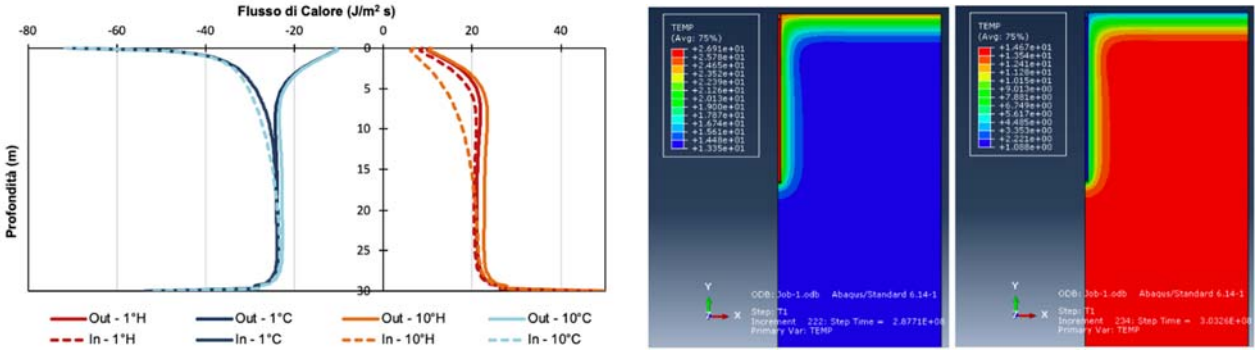


Figura 6. a) Flusso termico all'interfaccia palo-terreno nelle diverse condizioni "outdoor" e "indoor" e b) output delle temperature nella fase invernale ed estiva.

4. BIBLIOGRAFIA

Brandl H., (2006). Energy foundations and other thermo-active ground structures. Géotechnique, 56(2): 81-122.

Pasten C., Santamarina J.C., (2014). Thermally induced long-term displacement of thermoactive piles. *ASCE J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(5).

Barker C.A., (2001). Behaviour of sand: an investigation of Bochum Sand. *MSc thesis*, Imperial College.

Fuentes R., Pinyol N., Alonso E., (2016). Effect of temperature induced excess porewater pressures on the shaft bearing capacity of geothermal piles. *Geomechanics for Energy and the Environment*, 8: 30-37.

Di Donna A., Laloui L., (2014). Numerical analysis of the geotechnical behaviour of energy piles. *Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 39(8): 861-888.

X Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. Atti del Convegno – F. Ceccato, M. Rosone e S. Stacul
© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

FONDAZIONI SUPERFICIALI DI TORRI EOLICHE SU TERRAFERMA: STUDIO SPERIMENTALE

Pietro Marveggio (*pietro.marveggio@polimi.it*),
Politecnico di Milano

Luca Flessati (*luca.flessati@polimi.it*),
Politecnico di Milano

Claudio di Prisco (*claudio.diprisco@polimi.it*),
Politecnico di Milano

Marco di Prisco (*marco.diprisco@polimi.it*)
Politecnico di Milano

Bruno Dal Lago (*bruno.dallago@uninsubria.it*)
Università degli Studi dell'Insubria

ABSTRACT.: Per la produzione di energia elettrica è comune utilizzare torri eoliche di notevole altezza. Nel caso di opere realizzate su terraferma, le fondazioni sono in generale superficiali e progettate principalmente in funzione delle sollecitazioni da vento. Gli autori hanno eseguito una serie di prove sperimentali su modello con rapporto di scala 1:15 al fine di comprendere il comportamento meccanico del sistema terreno-struttura. In particolare, si è considerato il caso di una fondazione superficiale posta su di uno strato omogeneo di materiale granulare secco. Il sistema è stato caricato ciclicamente mediante l'applicazione di una forza orizzontale in sommità. Al termine dei cicli di carico, si è monotonamente incrementato lo spostamento sommitale sino al raggiungimento della condizione di rottura del sistema. I risultati sperimentali mettono in evidenza che nella progettazione di queste opere sia necessario considerare il comportamento irreversibile sia per il terreno che per la fondazione.

1. INTRODUZIONE

Nel contesto della produzione di energia elettrica mediante risorse rinnovabili, lo sfruttamento dell'energia eolica risulta essere di primaria importanza. Le torri eoliche per la produzione di energia elettrica sono caratterizzate da altezze elevate, che comportano notevoli sollecitazioni flessionali alla base della struttura. Tradizionalmente, la progettazione della fondazione è svolta ipotizzando di disaccoppiare il comportamento irreversibile dell'opera da quello del terreno. Tuttavia, come recentemente mostrato in Gajo & Smith (2018), nel caso di fondazioni deformabili, possono svilupparsi meccanismi di rottura che interessano al medesimo tempo la fondazione e il terreno sottostante. Questo implica che, per una corretta progettazione, non si possa prescindere da uno studio di interazione terreno-struttura che tenga conto contemporaneamente dell'irreversibilità del comportamento meccanico del terreno e dei materiali costituenti la fondazione stessa.

Al fine di mettere in luce che nel caso in esame questo aspetto è di primaria importanza, gli autori hanno eseguito una serie di prove sperimentali in piccola scala su un modello di fondazione superficiale di torre eolica posta su uno strato di sabbia densa, perturbando il sistema mediante delle sollecitazioni cicliche. I risultati sperimentali mettono in evidenza che, mentre nel caso delle condizioni di esercizio la risposta del sistema è dominata unicamente dalla non linearità del terreno, in condizioni ultime l'interpretazione della risposta del sistema non può prescindere dall'irreversibilità del comportamento meccanico della fondazione stessa.

2 DESCRIZIONE DELLA PROVA

Il modello utilizzato per le prove sperimentali (Figura 1) è stato ottenuto scalando con un rapporto di 1/15 una torre eolica assunta come prototipo. Il terreno utilizzato per il modello è la sabbia del Ticino, depositata pluvialmente all'interno del cassone avente 3.5m di diametro (Figura 1). Il sistema di deposizione, i cui dettagli sono omessi per brevità, è stato progettato per ottenere una densità relativa pari a circa l'85%. Il sistema è caricato

applicando una forza orizzontale mediante un martinetto posto in sommità alla torre (Figura 1). Per quanto riguarda i carichi verticali, il prototipo reale è sollecitato unicamente dal peso proprio.

Al fine di riprodurre correttamente lo stato tensionale all'interno della fondazione, nel modello in scala ridotta sono stati introdotti dei pesi addizionali (Figura 1). Le prove eseguite hanno previsto: (i) applicazione dei carichi verticali; (ii) applicazione di un primo ciclo di carico orizzontale (H=0-3kN, corrispondente ad un momento baricentrico valutato in corrispondenza del piano di fondazione pari a 15.6kNm); (iii) applicazione di 2000 cicli di carico compresi fra 2 e 4kN (corrispondenti a momenti compresi fra 10.4 e 20.8 kNm); (iv) applicazione di un carico monotonamente crescente sino al raggiungimento della rottura del sistema.

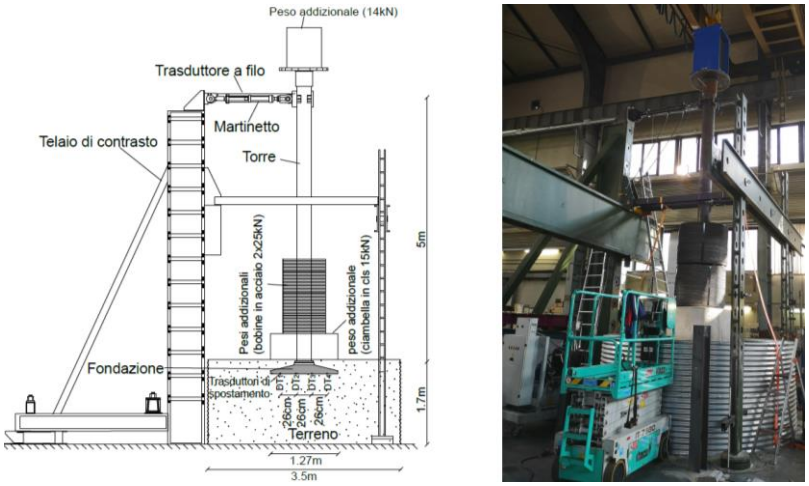


Figura 1. Schema del sistema di prova.

3 RISULTATI SPERIMENTALI

Applicazione dei carichi verticali. La forma della curva carico cedimento è caratterizzata da un progressivo irrigidimento della risposta meccanica del sistema, giustificato dal fatto che i carichi verticali applicati sono trascurabili rispetto alla capacità portante della fondazione (il carico finale applicato è circa pari all'1% della capacità portante). In altre parole, l'irrigidimento della risposta del sistema è dovuto all'incremento di rigidezza del terreno indotto dall'aumento della pressione media e la curva non risente ancora delle non-linearità indotte dallo sviluppo di deformazioni irreversibili che si generano sugli spigoli della fondazione.

Primo ciclo di carico orizzontale. Come è evidente in Figura 2, ove sull'asse delle ascisse è riportata la rotazione θ della fondazione, mentre in ordinata rispettivamente il momento M (Figura 2a) e la deformazione assiale ε delle barre di armatura misurata tramite gli estensimetri (Figura 2b). Il percorso di carico applicato in fondazione è caratterizzato da un rapporto M/H pari a 5.2m (pari all'altezza della torre e all'altezza della fondazione). Questo implica che la risposta del sistema in fondazione è dominata dal momento e al contrario la componente orizzontale gioca un ruolo trascurabile. La risposta globale del sistema è fortemente non-lineare sino dalle prime fasi del processo di carico, mentre localmente le barre di armatura, praticamente scariche, subiscono un ciclo di carico e scarico elastico.

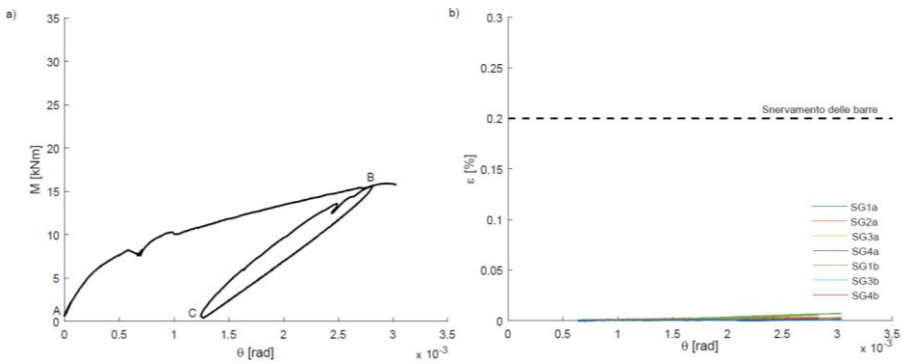


Figura 2. Risultati della prova di carico: a) momento-rotazione, b) deformazione assiale delle barre di armatura-rotazione.

Carichi ciclici. Durante questa fase il sistema è stato caricato ciclicamente: il valore medio del momento applicato in fondazione è pari a 15kNm, l'ampiezza dei cicli è di 5kNm e la loro frequenza pari a 0.1 Hz. Complessivamente sono stati applicati 2000 cicli, ma per chiarezza qui di seguito si riportano solo i risultati relativi ai primi 1000. Nella Figura 3, per chiarezza, le rotazioni riportate sono depurate dalla rotazione accumulata durante la fase 2. I risultati delle prove sono riportati nella Figura 3 (ove N rappresenta il numero di cicli). La risposta del sistema è governata ancora una volta dal terreno: si accumulano rotazioni irreversibili, la risposta come atteso tende via via a stabilizzarsi, mentre la risposta delle barre di armatura è del tutto reversibile. Tali risultati hanno fatto intuire agli autori che in questa fase non si propagano fessure nel calcestruzzo che costituisce la fondazione. Analogamente, i risultati di Figura 3d mettono in evidenza che, a causa della non-linearità del comportamento meccanico del terreno, la perturbazione ciclica applicata al sistema, induce un progressivo accumulo di cedimenti e che tale accumulo tende via via a stabilizzarsi.

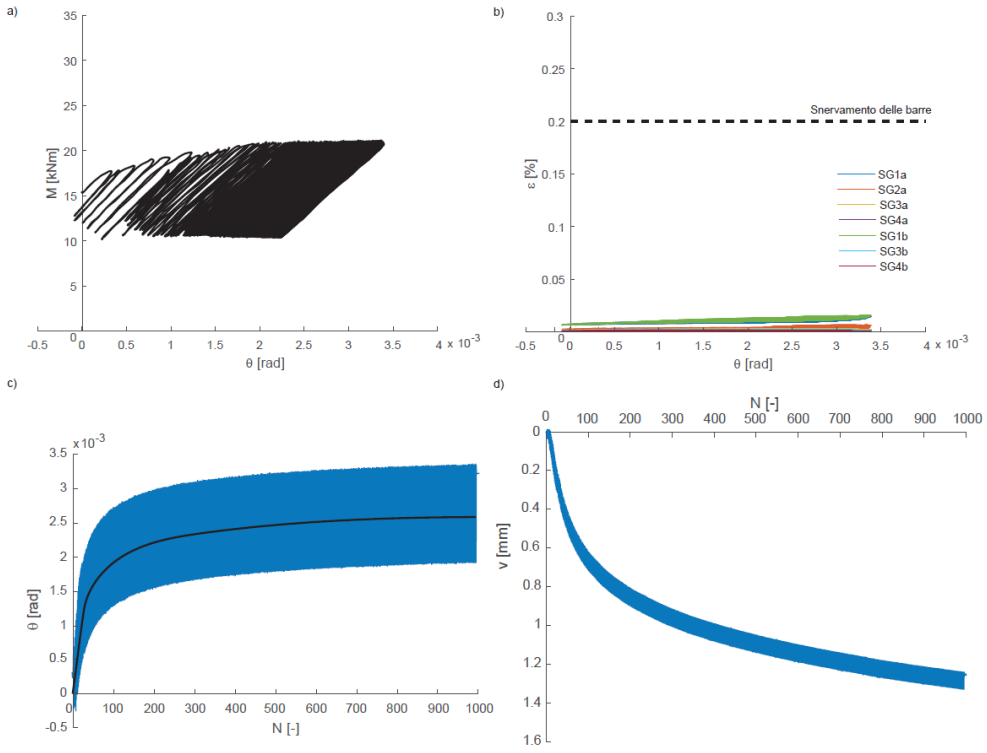


Figura 3. Risultati della seconda prova carico ciclica: a) momento-rotazione, b) deformazione assiale delle barre di armatura-rotazione, c) Variazione della rotazione con il numero di cicli e d) variazione dello spostamento verticale medio

Carico monotono fino a rottura. Durante questa fase di carico il sistema è stato progressivamente caricato (in controllo di spostamento), a partire da un valore nullo del momento. In Figura 4a la curva M-θ è caratterizzata da un andamento non perfettamente monotono: in particolare in corrispondenza dei punti A e B si notano degli inattesi decrementi nel valore di M. Questi decrementi sono associati a dei marcati incrementi nel valore di deformazione assiale delle barre di armatura (Figura 4c). In corrispondenza dei punti A e B di Figura 4d si siano sviluppate le fessure 1 e 2. In particolare, la prima a svilupparsi è la fessura 1 e il primo marcato incremento di deformazione assiale è registrato dall'estensimetro 2a (Figura 4d). In seguito, si è aperta la fessura 2 che ha dato luogo a un incremento locale delle deformazioni assiali nelle barre letto dagli strain gauges 3a e 3b di Figura 4d. In entrambe le barre, si giunge progressivamente alla condizione di snervamento. L'analisi locale ci permette quindi di affermare che la rottura del sistema (raggiungimento del momento massimo) è in questo caso dominata dalla resistenza ultima della struttura di fondazione. In Figura 4b sono rappresentati gli spostamenti verticali relativi ai trasduttori DT1 e DT4 ed il cedimento medio. La misura di spostamento del trasduttore DT1 mette in evidenza che, durante la fase di carico monotona, la fondazione si distacca parzialmente dal terreno, sebbene il cedimento medio sia positivo. Durante lo scarico del sistema (D-E di Figura 4a) si nota un progressivo aumento di rigidezza, ascrivibile ad una progressiva crescita dell'area di contatto fra fondazione e terreno. In ogni caso la rigidezza finale in fase di scarico è comunque significativamente più bassa rispetto alla rigidezza iniziale, testimoniando un danneggiamento della fondazione.

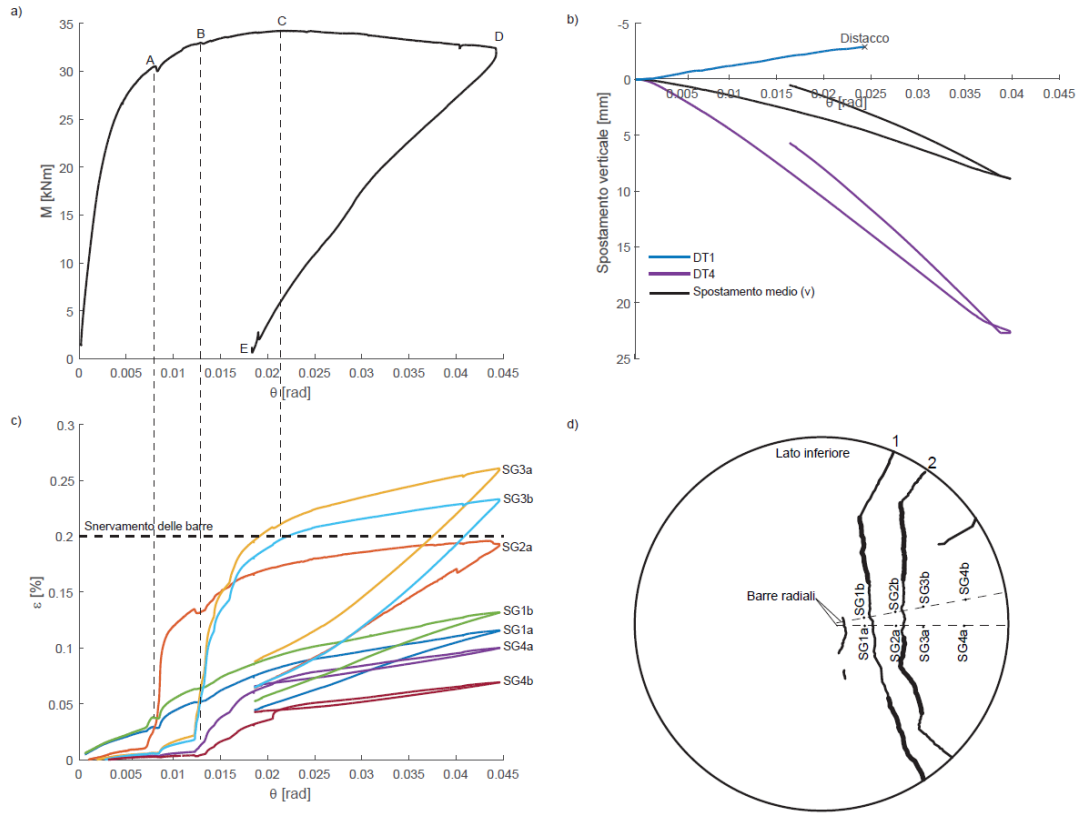


Figura 3. Risultati della prova di carico monotona: a) momento-rotazione, b) spostamento verticale rotazione, c) deformazione assiale delle barre di armatura-rotazione e d) quadro fessurativo alla base della fondazione al termine della prova

4 OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

In questo articolo sono riportati i risultati sperimentali di una prova in piccola scala volti a chiarire i meccanismi di interazione fra una fondazione superficiale ed uno strato di materiale granulare secco. La prova si è articolata in 3 fasi: in una prima fase è stato applicato monotonamente un carico verticale corrispondente al peso proprio della struttura, la seconda fase ha previsto l'applicazione ciclica di un carico orizzontale in sommità e nella terza il carico orizzontale è stato incrementato sino al raggiungimento della condizione di rottura del sistema.

I risultati sperimentali mettono chiaramente in evidenza che, durante le differenti fasi della prova, si sviluppano irreversibilità sia nel terreno di fondazione sia nella fondazione stessa. Inoltre, i risultati sperimentali mostrano anche che, a rottura, parte della fondazione risulta essere distaccata dal terreno. Pertanto, una corretta progettazione di fondazioni di questo tipo non può prescindere dal considerare le non linearità associate (i) al comportamento meccanico del terreno, (ii) al comportamento meccanico della fondazione stessa e (iii) alla geometria della base d'appoggio della fondazione che evolve progressivamente durante le fasi di carico.

5 RINGRAZIAMENTI

Questo lavoro è finanziato da Enel Green Power (la compagnia del gruppo ENEL dedicata allo sviluppo, la costruzione e la gestione delle fonti rinnovabili nel mondo) e si colloca all'interno di un più ampio lavoro numerico/sperimentale volto alla definizione di soluzioni progettuali innovative per fondazioni di turbine eoliche.

6 BIBLIOGRAFIA

Gajo A., Smith C.C. (2018). Combined rupture mechanisms in shallow foundations. *Canadian Geotechnical Journal* 55(6): 829-838.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

VERIFICHE DI STABILITÀ DEI MANUFATTI STORICI DI DRENAGGIO DI PIAZZA SAN MARCO (VENEZIA)

Riccardo Nardo (riccardonardo97@gmail.com)
Università degli Studi di Padova – Dipartimento ICEA

Francesca Ceccato (francesca.ceccato@dicea.unipd.it)
Università degli Studi di Padova – Dipartimento ICEA

ABSTRACT. La città lagunare di Venezia è interessata sempre più frequentemente dal fenomeno dell'acqua alta che si verifica per picchi di marea particolarmente pronunciati del mare Adriatico settentrionale e che causano allagamenti nelle aree urbane cittadine; la tracimazione di acqua salmastra della laguna sul piano calpestabile rappresenta una minaccia per la conservazione del patrimonio storico della città. Uno dei meccanismi principali con cui l'acqua raggiunge la quota del piano calpestabile è la risalita attraverso il sistema di drenaggio storico, costituito da cunicoli in muratura (gatoli); l'indagine e lo studio del sistema di drenaggio storico hanno permesso di fornire delle valutazioni sullo stato di conservazione, sulla stabilità e sulla fattibilità di un eventuale nuovo impiego, dello stesso, come volume d'invaso in caso di eventi di pioggia eccezionali per alleggerire il carico idraulico che interessa la nuova rete di drenaggio urbana.

1. INTRODUZIONE

Per proteggere la città di Venezia dal sempre più frequente fenomeno dell'acqua alta è stato predisposto il MOSE (Modulo Sperimentale Elettromeccanico), sistema di paratoie mobili in grado di separare temporaneamente la laguna dal mare, che verrà attivato per evitare livelli di marea superiori a +110 cm rispetto allo zero mareografico di Punta della Salute; tuttavia in Piazza San Marco, che si trova ad un'elevazione fra +80 e +90 cm s.l.P.S., risulta necessario intervenire con ulteriori misure aggiuntive di prevenzione.

Si è osservato che uno dei principali meccanismi che contribuisce alla risalita dell'acqua e all'allagamento della piazza interessa il sistema di drenaggio storico della città, costituito da un insieme di cunicoli in muratura, denominati *'gatoli'*. Lo studio del sistema di drenaggio, non solo dal punto di vista idraulico ma anche di stabilità dei manufatti che lo compongono, assume un'importanza fondamentale anche per poter valutare un loro nuovo impiego come volume d'invaso in caso di eventi di pioggia eccezionali e contribuire ad alleggerire il carico idraulico che interessa la nuova rete di drenaggio urbana.

A questo scopo, l'articolo presenta le verifiche a galleggiamento eseguite su alcune sezioni trasversali tipiche dei manufatti presenti all'interno del perimetro della piazza, attraverso il calcolo del fattore di sicurezza associato al fenomeno secondo le disposizioni della NTC 2018 (DM 17.01.2018), e la valutazione delle spinte agenti sulle pareti dei cunicoli stessi. Questo aspetto appare rilevante per poter prevedere il loro comportamento qualora venissero utilizzati come volume d'invaso; in relazione a quanto detto, la verifica è stata effettuata considerando la situazione più gravosa, ossia in completa assenza di acqua all'interno delle sezioni.

2. CARATTERISTICHE DELLA RETE FOGNARIA E INDAGINI SVOLTE

La ricostruzione della planimetria dei manufatti storici di drenaggio presenti in piazza San Marco è avvenuta mediante consultazione di studi storici, nonché grazie all'utilizzo di strumenti geofisici (prospezioni ERT) e videoispezioni che hanno permesso di determinare posizione e geometrie delle sezioni dei vari cunicoli con maggiore precisione.

I *gatoli* presentano tipicamente sezione rettangolare con dimensioni di circa 50-70cm di base per 60-100cm di altezza, ma talvolta possono arrivare a larghezze di oltre 2.0m e altezze di 1.5m; le pareti sono costruite in mattoni pieni collegati mediante utilizzo di malta, che in alcuni casi a seguito della degradazione dovuta all'esposizione con acqua salmastra risulta molto deteriorata, e da una lastra di pietra semplicemente appoggiata che funge da copertura, pertanto il giunto costituisce una via preferenziale di filtrazione non appena il livello dell'acqua nel cunicolo supera l'altezza delle pareti. Dalle immagini delle videoispezioni, realizzate durante la campagna tra marzo ed aprile 2019, si evidenzia una diversificazione tra le condizioni in cui versano alcuni gatoli rispetto agli altri: si può vedere in figura 1.a come il *gatolo* risulti in perfetto stato di conservazione

mentre, in figura 1.b, come la parete sinistra del *gatolo* abbia subito un vistoso cedimento e la malta di collegamento risulti del tutto degradata.



a. *Gatolo* in buone condizioni



b. *Gatolo* in cattive condizioni

Figura 1. Immagini delle sezioni interni di due gatoli di piazza San Marco in diverso stato di conservazione ed in condizioni di bassa marea.

L'oggetto dello studio risulta fortemente dipendente dalle caratteristiche di ciascuna sezione trasversale delle condotte di drenaggio storiche. Vista la loro variabilità di forma e geometria, piuttosto che in termini di quota al di sotto del piano calpestabile, si sono scelte, tra tutte le sezioni campionate ed identificate appartenenti al perimetro di piazza San Marco, diverse sezioni sulle quali svolgere la analisi (Figura 2); sono state utilizzate cinque tipologie di sezioni trasversali posizionate planimetricamente in diversi punti al di sotto della piazza, con differente profondità rispetto al piano di calpestio, con forme e geometrie diverse, in modo da coprire il più possibile l'area della piazza e diversificare le condizioni si studio (Tabella 1). Una volta a conoscenza di posizione e parametri caratteristici dei *gatoli* presi in esame è stato identificato, per ciascuna sezione, il piezometro più vicino dal quale ottenere misure di pressione che in fase di elaborazione dati permettesse di associare un valore per il fattore di sicurezza al galleggiamento e valori di spinte orizzontali paragonabili a quelli a cui la sezione è soggetta ordinariamente.

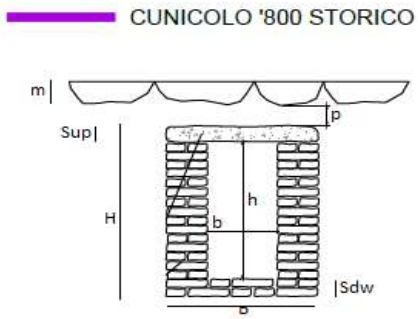


Figura 2. Forma e geometria della sezione tipica di cunicolo '800 storico.

Tabella 1. Dimensioni caratteristiche della sezione tipica di cunicolo '800 storico.

B =	0.92m
b =	0.40m
H =	1.08m
h =	0.9m
m =	0.15m
p =	0.57m
Sup =	0.1m
Sdown =	0.08m

Per l'esecuzione dei calcoli si è considerato lo strato di terreno superficiale, o terreno di riporto, che in corrispondenza di piazza San Marco risulta essere estremamente eterogeneo e di spessore variabile da 2.0m a 4.60m; le numerose indagini geotecniche eseguite hanno permesso di determinare un peso di volume pari a $\gamma = 18\ kN/m^3$, angolo di attrito efficace di 30° e coesione nulla.

Analisi idrauliche hanno permesso di confermare che la pressione all'interno dei *gatoli* è sempre coincidente con quella di marea, mentre la pressione nel terreno è stata misurata attraverso 10 stazione piezometriche dislocate in vari punti della piazza. L'oscillazione di pressione appare attenuata e in ritardo rispetto a quella di marea così come confermato dai calcoli e apprezzabile in seguito.

3. ELABORAZIONE DATI

Nella fase di elaborazione dei dati si sono trattati separatamente il fenomeno di galleggiamento (Sezione 3.1) e le spinte agenti sulla parete dei manufatti di drenaggio (Sezione 3.2).

3.1 *Galleggiamento*

Con riferimento al capitolo 2.1.1 del D.M. 17/01/18 (NTC 2018), si ricorda che la verifica al galleggiamento consiste nel calcolare se la struttura considerata, sottoposta a sovrappressioni dell'acqua, sia resa instabile dalla spinta dell'acqua stessa. Il valore del fattore di sicurezza limite vale $FSlimite = \gamma_{F,sfav}/\gamma_{F,fav} = \frac{1,1}{0,9} = 1,22$, valore determinato mediante rapporto dei coefficienti parziali sulle azioni ricavati dalla Tab. 6.2.III. della normativa stessa. Affinché le sezioni siano verificate occorre che il fattore di sicurezza derivante dai calcoli risulti maggiore al fattore di sicurezza limite $FS_{calcolo} > FS_{limite}$.

Per la sezione in Figura 2 il fattore di sicurezza vale:

$$\gamma_{F,fav} * G > \gamma_{F,sfav} * F_A \Longrightarrow FS_{calcolo} = \frac{G}{F_A} = 2,6235 > \frac{\gamma_{F,sfav}}{\gamma_{F,fav}} = 1,22. \quad (1)$$

Anche tutte le altre sezioni considerate risultano verificate.

3.2 *Spinte sulle pareti*

Allo scopo di valutare le spinte a cui sono soggette le pareti esterne dei *gatoli* è stato ipotizzato che l'effetto della spinta della marea all'interno del *gatolo* costituisca una forza stabilizzante, mentre che la spinta del terreno sommata alla spinta dell'acqua presente nel terreno, detta spinta piezometrica esterna, generino un contributo di forza instabilizzante (Figura 3). La spinta della marea e quella piezometrica variano nel tempo: in fase di alta marea la pressione dell'acqua nel terreno è molto prossima a quella di marea, ma in bassa marea il terreno non riesce a drenare completamente e la spinta piezometrica risulta decisamente maggiore di quella di marea (Figura 4). Per questo motivo le condizioni di bassa marea risultano più gravose ai fini della stabilità. È altresì evidente che lo svuotamento del condotto durante l'alta marea, quando le pressioni piezometriche sono più alte, porterebbe ad una significativa riduzione della forza stabilizzante che potrebbe compromettere la stabilità delle pareti talvolta già in cattivo stato di conservazione.

Si evidenzia, inoltre, un comportamento diverso tra le sezioni collocate più in profondità rispetto quelle più superficiali; dalle analisi condotte, per quest'ultime, è possibile notare che, trovandosi poco in profondità, i livelli di H_{piez} e H_{marea} non raggiungono sempre valori tali da bagnare la sezione e generare una spinta pertanto sono in migliori condizioni di sicurezza.

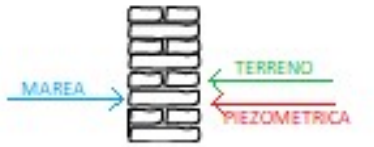


Figura 3. Schema esemplificativo delle forze a cui sono soggette le pareti esterne dei cunicoli.

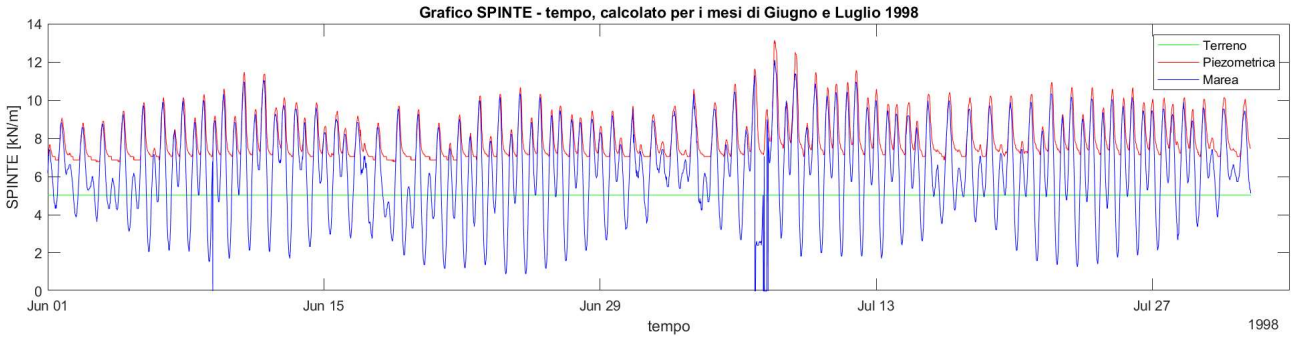


Figura 4. Spinte agenti sulla parete del cunicolo di sezione '800 STORICA in funzione del tempo.

Per ogni sezione è stato calcolato il parametro $Rmin$ che rappresenta un valore di resistenza minima che la parete del *gatolo* deve essere in grado di generare per assicurare la stabilità e l'integrità della sezione stessa;

il valore di resistenza minima è stato calcolato in modo che il contributo generato da essa, attraverso meccanismi attritivi, fosse tale da garantire l'equilibrio in opposizione alla somma delle forze esterne instabilizzanti, quali terreno e piezometrica, meno il contributo della forza stabilizzante rappresentata dalla marea. Avvenuto il calcolo di $Rmin$ è stato possibile stimare, ipotizzando la resistenza della malta di collegamento pari a zero come nel caso di sezioni in cattivo stato di conservazione, un valore di angolo di attrito δ minimo. In Tabella 2 vengono riportati i risultati ottenuti per la sezione trasversale *'800 storica*. Per alcuni gatoli il valore di δ minimo appare piuttosto elevato, pertanto è sconsigliabile lo svuotamento della rete in condizioni di alta marea.

Tabella 2. Tabella di resistenza minima ed angolo di attrito per la sezione '800 STORICA.

SEZIONE	Smarea - Spiez [kN/m]	Rmin [kN/m]	δ [°]
800 STORICA	-11,6319	16,6522	22,45

4. CONCLUSIONI

In questo articolo sono state presentate le analisi di stabilità eseguite sugli antichi condotti storici di drenaggio di Piazza San Marco (Venezia), focalizzando l'attenzione sulle verifiche a galleggiamento delle sezioni trasversali tipiche, e sulla valutazione delle spinte a cui sono soggette le pareti dei cunicoli.

In conclusione, dai risultati ottenuti, si può affermare che:

- tutte le sezioni tipiche oggetto di studio risultano verificate al galleggiamento secondo le disposizioni del D.M. 17/01/18, infatti i valori dei fattori di sicurezza (FS) calcolati sono tutti superiori al valore limite imposto dal rapporto dei coefficienti parziali sulle azioni;
- la pressione dell'acqua nel terreno decresce più lentamente della marea in fase di bassa marea, dando pertanto una maggiore spinta verso l'interno del *gatolo*;
- dal calcolo della resistenza minima che la parete del *gatolo* è in grado di generare, per assicurare la stabilità della sezione, risulta sconsigliabile l'abbassamento della pressione interna ai manufatti fino al completo svuotamento; prima di predisporre la vecchia rete di drenaggio per questa nuova funzionalità è consigliabile approfondire le indagini sulla resistenza delle pareti oppure non svuotare completamente il cunicolo in modo tale che la marea presente fornisca un contributo di forza stabilizzante alla parete stessa.

5. BIBLIOGRAFIA

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».*

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

PROGETTAZIONE DI RILEVATI RINFORZATI CON GEOSINTETICI SU TERRENI COESIVI: STABILITÀ IN CONDIZIONI NON DRENATE E COMMENTI AL METODO DI CALCOLO DEL BS 8006:2010.

Demetrio Romeo (d.romeo@maccaferri.com)
Officine Maccaferri S.p.A.

ABSTRACT. La stabilità di un rilevato fondato su terreno coesivo saturo risulta critica durante il periodo di costruzione, a seguito della bassa permeabilità del terreno e il conseguente peggioramento delle condizioni di stabilità per effetto delle sovrapressioni interstiziali. In questo scenario, l'introduzione di un geosintetico di rinforzo posto all'interfaccia rilevato-terreno migliora le condizioni di stabilità del complesso, riducendo le tensioni trasmesse dal rilevato al terreno di fondazione e migliorando la capacità portante nel breve termine. Partendo dalle considerazioni del British Standard BS 8006:2010, la memoria si focalizza sulla verifica di stabilità per estrusione della fondazione (capacità portante) e propone un metodo alternativo per il calcolo della forza di trazione richiesta al rinforzo, e il calcolo della lunghezza minima della scarpata per prevenire l'innesco del cinematismo di rottura.

1. INTRODUZIONE

L'interesse rivolto ai problemi progettuali e costruttivi conseguenti all'applicazione di carichi su terreni coesivi saturi deriva dal fatto che tali terreni sono caratterizzati da elevata compressibilità, limitata resistenza al taglio e limitata permeabilità. Il rinforzo del rilevato alla base mediante geosintetici consente di eliminare i problemi di stabilità globale connessi al peso proprio del rilevato, di impedire lo scorrimento della scarpata del rilevato sul piano di appoggio e di impedire la rottura per estrusione del terreno di fondazione (Moraci & Gioffrè, 2010).

Per quanto concerne i possibili stati limite ultimi di stabilità locale e di stabilità generale e per quanto attiene la valutazione dei cedimenti del terreno di fondazione, l'analisi può essere condotta utilizzando i classici metodi dell'ingegneria geotecnica. Per quanto riguarda invece le verifiche di stabilità per estrusione del terreno di fondazione (capacità portante), per stabilità rotazionale e per scorrimento all'interfaccia, il dimensionamento dell'opera non può prescindere da una analisi che valuti accuratamente l'effetto del rinforzo a seconda del cinematismo di rottura considerato (Moraci & Gioffrè, 2010).

2. CALCOLO DELLA STABILITÀ A BREVE TERMINE DI RILEVATI RINFORZATI CON GEOSINTETICI SU TERRENI COESIVI

In presenza di terreni di fondazione coesivi saturi, il carico del rilevato induce sul terreno uno stato di sollecitazione che può indurre l'estrusione laterale della fondazione, come da Fig. (1).

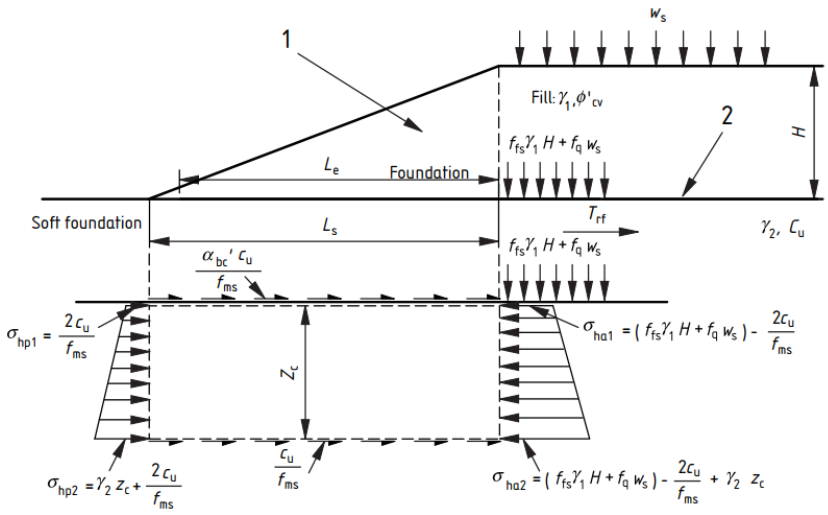


Figura 1. Verifica di stabilità per estrusione del terreno di fondazione (rif. BS 8006:2010).

Per evitare che ciò avvenga, la scarpata laterale deve avere una lunghezza sufficiente per fornire un adeguato confinamento e prevenire quindi l'innesco del meccanismo di collasso.

Le analisi fanno riferimento all'equilibrio del blocco di terreno soggetto alle seguenti forze: la spinta orizzontale prodotta dal carico del rilevato $\gamma_1 H$ e dal sovraccarico esterno W_s; la resistenza passiva al piede fornita dal terreno di fondazione; la resistenza di attrito $\alpha_{bc} c_u$ mobilitata all'interfaccia rinforzo-terreno; la resistenza di attrito c_u mobilitata nel terreno di fondazione alla profondità critica z_c. Tali grandezze sono fattorizzate secondo i coefficienti parziali di sicurezza indicati dal British Standard BS 8006:2010 per le verifiche agli stati limite ultimi.

2.1 Soluzione per terreno di fondazione di limitata profondità e resistenza uniforme

L'analisi all'equilibrio limite si riferisce a terreno di fondazione caratterizzato da una resistenza al taglio non drenata c_u uniforme, e di limitata profondità *D* rispetto alla base del rilevato. La soluzione deriva dall'integrazione dell'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del blocco di terreno di Fig. (1), così espressa:

$$\int_z \left(f_{fs}\gamma_1 H + f_q w_s - \frac{2c_u}{f_{ms}}\right) dz = \int_z \frac{2c_u}{f_{ms}} dz + \frac{\alpha_{bc} c_u}{f_{ms}} \cdot L_{s,min} + \frac{c_u}{f_{ms}} \cdot L_{s,min} \tag{1}$$

Introducendo le condizioni al contorno $z = 0$ and $z = D$, l'integrazione dell'equazione (1) fornisce la lunghezza minima che deve avere la scarpata laterale per poter sostenere il carico esterno costituito dal peso proprio del rilevato e l'eventuale sovraccarico:

$$L_{s,min} = \frac{\left(f_{fs}\gamma_1 H + f_q w_s - \frac{4c_u}{f_{ms}}\right) D}{\frac{c_u(1+\alpha_{bc})}{f_{ms}}} \tag{2}$$

La soluzione analitica è valida per valori del coefficiente di interfaccia rinforzo-terreno $-1 < \alpha_{bc} < 1$, con $\alpha_{bc} > 0$ nel caso rinforzato e $\alpha_{bc} < 0$ nel caso non rinforzato (Jewell 1988, 1996). Per ovvie ragioni fisiche, è necessario imporre la condizione di esistenza $L_{s,min} > 0$ alla lunghezza minima della scarpata. Tale condizione fornisce il valore di cut-off relativo alla capacità portante di terreni coesivi in condizioni non drenate

$$f_{fs}\gamma_1 H + f_q w_s > \frac{(2+\pi)c_u}{f_{ms}} \tag{3}$$

dove il coefficiente di capacità portante $N_c = 5.14$ è stato introdotto in sostituzione del valore $N_c = 4$ che si sarebbe ottenuto esplicitando la condizione $L_{s,min} > 0$ a partire dall'equazione (2).

Il carico di trazione T_{rf} che si trasferisce al rinforzo si ricava dalle equazioni (1) e (2)

$$T_{rf} = \frac{\alpha_{bc} c_u}{f_{ms}} \cdot L_{s,min} = \frac{\alpha_{bc}}{1+\alpha_{bc}} \cdot \left(f_{fs}\gamma_1 H + f_q w_s - \frac{4c_u}{f_{ms}}\right) D \tag{4}$$

ed è funzione della resistenza al taglio non drenata c_u del terreno di fondazione. In particolare, il carico di trazione agente sul rinforzo diminuisce al crescere della resistenza al taglio non drenata, e viceversa. Con le stesse considerazioni fatte in precedenza, imponendo la condizione di esistenza $T_{rf} > 0$ al carico – di trazione – trasferito al rinforzo, è possibile ottenere nuovamente la (3).

Come detto, il carico di trazione agente sul rinforzo diminuisce al crescere della resistenza al taglio non drenata, e viceversa. L'andamento espresso dalla (4) conferma quanto ci si attende dal punto di vista fisico, ovvero la necessità di introdurre un elemento di rinforzo quando la resistenza al taglio del terreno è inadeguata e di conseguenza la capacità portante risulta insufficiente. L'equazione (4) si pone in completa antitesi rispetto alla formula fornita dal British Standard BS 8006:2010, qui di seguito riportata

$$T_{rf} = \frac{\alpha_{bc} c_u}{f_{ms}} \cdot L_e = \frac{\alpha_{bc} c_u}{f_{ms}} \cdot \frac{0.5 K_a H (f_{fs}\gamma_1 H + 2 f_q w_s) f_s f_n}{\gamma_1 h \frac{a' \tan \varphi'_{cv}}{f_{ms}}} \tag{5}$$

secondo la quale il carico trasmesso al rinforzo T_{rf} cresce – si può dire, incondizionatamente – al crescere della resistenza al taglio del terreno. La grandezza L_e è, difatti, la lunghezza minima che deve avere la scarpata per far sì che essa non scivoli lungo il piano preferenziale di scorrimento costituito dal rinforzo. In particolare, il termine a numeratore esprime la spinta orizzontale prodotta dal carico del rilevato $\gamma_1 H$ e dal sovraccarico esterno w_s, mentre il denominatore rappresenta la resistenza al taglio che si genera all'interfaccia rinforzo-rilevato, funzione della pressione verticale media $\gamma_1 h$ agente sul rinforzo e del coefficiente di attrito di interfaccia $a' \tan \varphi'_{cv}$. La lunghezza L_e non dipende, perciò, dalla resistenza al taglio del terreno di fondazione, e non è chiaro il motivo per cui essa debba essere adoperata nel calcolo di T_{rf} per la verifica di capacità portante del terreno di fondazione. È chiaro, infatti, che utilizzando L_e nel calcolo di T_{rf}, la condizione di equilibrio alla traslazione orizzontale inizialmente imposta con la (1) non risulterebbe verificata qualora risultasse $L_{s,min} > L_e$.

2.2 Soluzione per terreno di fondazione di resistenza non uniforme che aumenta con la profondità

L'analisi si riferisce a terreno di fondazione caratterizzato da una resistenza al taglio non drenata iniziale c_{uo} che aumenta linearmente ($\rho = cost$) con la profondità z. In questo caso è necessario determinare la profondità critica alla quale si innesca il cinematismo di rottura. La soluzione deriva dall'integrazione dell'equazione (1) per l'equilibrio alla traslazione orizzontale del blocco di terreno, adattata al caso specifico di $c_u(z) = c_{uo} + \rho z$

$$\int_0^z \left[f_{fs}\gamma_1 H + f_q w_s - \frac{2(c_{uo} + \rho z)}{f_{ms}} \right] dz = \int_0^z \frac{2(c_{uo} + \rho z)}{f_{ms}} dz + \frac{\alpha_{bc} c_{uo}}{f_{ms}} \cdot L_{s,min} + \frac{c_{uo} + \rho z}{f_{ms}} \cdot L_{s,min} \tag{6}$$

L'integrazione dell'equazione (6) fornisce la lunghezza minima della scarpata, che in questo caso è funzione della profondità z considerata nel calcolo

$$L_{s,min} = L_s(z) = \frac{\left(f_{fs}\gamma_1 H + f_q w_s\right) z - \frac{4}{f_{ms}} \left(c_{uo} z + \rho \frac{z^2}{2} \right)}{\frac{c_{uo}(1 + \alpha_{bc}) + \rho z}{f_{ms}}} = \frac{N(z)}{D(z)} \tag{7}$$

Il valore critico si ottiene ponendo uguale a zero la derivata prima $L_s{}'(z) = \mathrm{d}L_s(z)/\mathrm{d}z = 0$, ovvero

$$L_s{}'(z) = \frac{N'(z) \cdot D(z) - N(z) \cdot D'(z)}{D^2(z)} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad N'(z) \cdot D(z) = N(z) \cdot D'(z) \tag{8}$$

Esplicitando i termini della (8), è facile dimostrare la seguente relazione

$$\left(f_{fs}\gamma_1 H + f_q w_s\right) \frac{c_{uo}(1 + \alpha_{bc})}{f_{ms}} - \frac{4c_{uo}^2(1 + \alpha_{bc})}{f_{ms}^2} - \frac{4c_{uo}(1 + \alpha_{bc})\rho z}{f_{ms}^2} - \frac{2\rho^2 z^2}{f_{ms}^2} = 0 \tag{9}$$

che altro non è che un'equazione di secondo grado del tipo $az^2 + bz + c = 0$ dove i coefficienti valgono

$$a = \frac{2\rho^2}{f_{ms}^2} \qquad b = \frac{4c_{uo}(1 + \alpha_{bc})\rho}{f_{ms}^2} \qquad c = \frac{4c_{uo}^2(1 + \alpha_{bc})}{f_{ms}^2} - \left(f_{fs}\gamma_1 H + f_q w_s\right) \frac{c_{uo}(1 + \alpha_{bc})}{f_{ms}} \tag{10}$$

Si noti che $a > 0$ per $\forall \rho > 0$, e $b > 0$ per $\forall \rho, c_{uo} > 0$ e per $\forall \alpha_{bc} > -1$. La profondità critica z_c si ottiene, quindi, risolvendo l'equazione di secondo grado (9), applicando la ben nota formula risolutiva

$$z_c = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} \tag{11}$$

Il carico di trazione T_{rf} che si trasferisce al rinforzo si ricava dalle equazioni (6), (7) e (11)

$$T_{rf} = \frac{\alpha_{bc} c_{uo}}{f_{ms}} \cdot L_{s,min} = \frac{\alpha_{bc} c_{uo}}{f_{ms}} \cdot L_s(z_c) \tag{12}$$

ed è funzione della resistenza al taglio non drenata del terreno di fondazione. La soluzione qui ricavata si propone come valida alternativa all'equazione (5) proposta dal British Standard BS 8006:2010, facendo leva sui dubbi espressi in precedenza relativi alla scelta di utilizzare la lunghezza L_e, piuttosto che $L_{s,min}$, per il calcolo di T_{rf}. Anche in questo caso, la condizione di equilibrio alla traslazione orizzontale imposta inizialmente con la (6) perderebbe completamente di significato qualora si decidesse di calcolare il carico di trazione T_{rf} secondo la formula (5) presentata dal BS 8006:2010.

L'equazione (11), qui ricavata per il calcolo della profondità critica z_c, si differenzia in maniera sostanziale dalla formula del British Standard BS 8006:2010, di seguito riportata

$$z_c = \sqrt{\frac{(1+\alpha_{bc})c_{uo}nH}{2\rho}} \tag{13}$$

dove n definisce il rapporto $1{:}\,n$ dell'inclinazione della scarpata, ed nH è la lunghezza di progetto della scarpata. Il dubbio che nasce è il seguente: se l'incognita del problema è la lunghezza minima $L_{s,min} = L_s(z_c)$ che deve avere la scarpata per far sì che sia garantito l'equilibrio secondo la (6), come è possibile che questa grandezza entri in gioco – come parametro noto, nelle vesti di nH – nel calcolo della profondità critica z_c?

In realtà, il British Standard BS 8006:2010 non fa altro che riportare la soluzione ricavata da Jewell (1988, 1996) nell'ambito di un ampio studio che fa da base teorica al metodo riproposto dalla normativa inglese. Tuttavia, la soluzione di Jewell (1988, 1996) nasce da ipotesi di partenza completamente diverse, prima fra tutte l'approccio al metodo di calcolo. Il metodo agli stati limite non era stato ancora introdotto e le formule ricavate da Jewell (1988, 1996) sono frutto di ragionamenti fatti ancora con il vecchio approccio di calcolo, secondo cui il grado di sicurezza del sistema geotecnico è espresso tramite un unico fattore di sicurezza FS. In particolare, l'equazione (13) si ottiene derivando rispetto alla profondità z l'equazione del fattore di sicurezza $FS(z)$, qui riportata per semplicità

$$\frac{FS\,\gamma_1 H}{c_{uo}} = \left[4 + \frac{\rho}{c_{uo}}(nH + 2z) + (1+\alpha_{bc})\frac{nH}{z}\right] \tag{14}$$

e ponendo uguale a zero la derivata prima $FS'(z) = \mathrm{d}FS(z)/\mathrm{d}z = 0$. In sostanza, per assegnata lunghezza di scarpata $L_s = nH$, l'equazione (14) fornisce il fattore di sicurezza $\overline{FS}$ del sistema geotecnico, da confrontarsi poi con il valore minimo FS_{min} richiesto per la verifica. Per via iterativa, modificando n (e quindi nH) è possibile ricavare la minima lunghezza $L_{s,min} = n_{min}H$ richiesta alla scarpata affinché sia verificata la condizione minima di sicurezza $\overline{FS} > FS_{min}$.

È chiaro, quindi, che l'uso dell'equazione (13) in combinazione con la (7) non risulta legittimo e dà luogo ad un errore sistematico nel calcolo. Secondo l'approccio di Jewell (1988, 1996), infatti, il fattore di sicurezza $FS(z)$ costituisce l'incognita del problema, mentre la lunghezza della scarpata $L_s = nH$ rappresenta un parametro di input. Al contrario, passando all'approccio agli stati limite (adottato dal British Standard BS 8006:2010), la condizione di sicurezza $R_d/E_d \geq 1$ è un dato di input ed è espresso dalla condizione di equilibrio (6), mentre la lunghezza della scarpata $L_{s,min} = L_s(z)$ è l'incognita del problema. A sostegno di tale ragionamento, si può dimostrare facilmente, impostando una semplice procedura automatica di calcolo, come la (11) e la (13) forniscano gli stessi risultati solamente nel caso in cui venga posto $n = L_s(z_c)/H$, con z_c calcolata tramite l'equazione (11). Al contrario, l'uso della (13) in combinazione con la (7) porta a sottostimare il valore di $L_{s,min}$ fino al 10% e, nuovamente, la condizione di equilibrio espressa dalla (6) non risulterebbe garantita.

3. BIBLIOGRAFIA

BSI (2010). BS 8006: *British Standard Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills*. BSI Standards Publication.

Jewell R.A. (1988). The Mechanics of Reinforced Embankments on Soft Soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 7 (4): 237-273.

Jewell R.A. (1996). *Soil Reinforcement with Geotextiles*. Construction Industry Research and Information Association, London, CIRIA, Special Publication 123.

Moraci N., Gioffrè D. (2010). La progettazione di rilevati su terreni compressibili rinforzati con geosintetici. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 3/2010: 67-100.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

VALUTAZIONE ANALITICA E NUMERICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI STRATIFICATI

Sara Sacco (sara.sacco95@gmail.com)
Politecnico di Torino, Torino, Italia
Gianluca Bella (gianluca.bella@pini.group)
Pini Group, Lugano, Svizzera
Paolo Sacco (paolosacco@rs-ing.it)
RS Studio Associato di Ingegneria, Busca, Italia

ABSTRACT. La capacità portante delle fondazioni superficiali su terreni omogenei viene usualmente stimata utilizzando soluzioni in forma chiusa, quali l'equazione trinomia di Brinch-Hansen. Tuttavia, entro la profondità d'interesse il terreno è spesso costituito da orizzonti eterogenei, che interagiscono con la possibile superficie di rottura influenzando dunque la capacità portante della fondazione stessa. Pertanto, si fa a volte ricorso ad una procedura semplificata che prevede di stimare dei parametri geotecnici rappresentativi (da impiegare nelle soluzioni in forma chiusa) ed ottenuti dalla media pesata dei valori nei diversi orizzonti in funzione della potenza di questi ultimi. Con l'obiettivo di confrontare i risultati ottenuti applicando l'espressione trinomia con quelli derivanti da metodi più avanzati quali i codici agli elementi finiti (FEM), il presente studio intende stimare la capacità portante di una fondazione superficiale realizzata su un terreno costituito da orizzonti eterogenei. In riferimento al caso in esame, si fornisce una preliminare valutazione di quanto il primo approccio in forma chiusa possa essere considerato o meno cautelativo rispetto alle analisi numeriche.

1. INTRODUZIONE

Le fondazioni dirette sono opere di collegamento tra sovrastruttura e terreno, caratterizzate generalmente da un rapporto tra profondità del piano di posa e dimensione minima in pianta minore dell'unità (Bowles, 1991). Un terreno soggetto ad un carico distribuito trasmesso dalla fondazione può essere soggetto a tre principali meccanismi di rottura: "generale", "punzonamento" oppure "locale", il cui verificarsi è influenzato dal rapporto larghezza - profondità del piano di posa, nonché dalle condizioni iniziali del terreno, ossia dalle sue caratteristiche meccaniche e dalla geometria della fondazione. Nel caso generale, possono presentarsi diversi scenari: i) fondazione su argille stratificate; ii) fondazione su terreno attritivo/coesivo con proprietà meccaniche crescenti con la profondità, o viceversa; iii) fondazione su orizzonti di terreni eterogenei costituiti da strati superiori di argilla e inferiori in sabbia, o viceversa. Le usuali formulazioni analitiche di letteratura fanno dipendere il calcolo della capacità portante da un unico valore rappresentativo delle proprietà di resistenza al taglio. Per fondazioni nastriformi si fa usualmente riferimento agli studi condotti da Prandtl (1920) e Terzaghi (1943): nell'ipotesi di mezzo omogeneo, continuo, isotropo, rigido-plastico, criterio di rottura alla Mohr-Coulomb e meccanismo di rottura "generale", la capacità portante delle fondazioni superficiali assume dunque la forma trinomia (Brinch Hansen, 1970):

$$q_{lim} = \frac{1}{2}\gamma' B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q \quad (1)$$

Il termine *c'* rappresenta la coesione, *q* è il sovraccarico netto, *γ'* è il peso per unità di volume (immerso) del terreno al di sotto del piano di posa, *B'* è la base ridotta della fondazione, N_c, N_q ed N_γ sono i "fattori di capacità portante" funzioni dell'angolo di resistenza al taglio del terreno, mentre *s*, *d*, *i*, *g*, *b* sono fattori correttivi di forma e profondità della fondazione, dell'inclinazione del carico, del terreno e del piano di posa. Nel caso di terreni eterogenei, la soluzione implementata dal software *CA.LI.ffo* per la stima dei parametri geotecnici da inserire nelle formulazioni per il calcolo della capacità portante, consiste nel ricavare una media aritmetica ponderata dei parametri geotecnici c' e tan(φ) di ciascuno strato di terreno (Bowles, 1991), nella quale i pesi sono rappresentati dalle altezze dei vari strati. La profondità significativa entro cui viene estesa la media pesata è pari a 2B, avendo posto B la larghezza della fondazione (CA.LI.ffo, 2015). In alternativa, il programma consentirebbe di effettuare la media dei parametri entro la profondità raggiunta dal cuneo elastico al di sotto della fondazione, la quale verrebbe in tal caso determinata automaticamente dal software medesimo.

In quest'ottica, il presente studio offre un'analisi preliminare comparativa della capacità portante di una fondazione superficiale su terreni stratificati, valutata mediante la formulazione analitica (eq.1), oppure mediante un codice numerico agli elementi finiti.

2. CASO STUDIO E METODI DI ANALISI

Le analisi vengono effettuate scegliendo come caso studio le fondazioni di un fabbricato commerciale (plinti 1.20 x 1.20 x 0.80 m) impostate su depositi fluviali caratterizzati mediante prove penetrometriche CPT fino alla profondità di 3.90 m. Partendo dal piano campagna, lo schema stratigrafico si compone di un primo strato superficiale di limo debolmente sabbioso (spessore 1.50 m), un orizzonte di sabbia ghiaiosa (spessore circa 1.00 m) ed uno strato di ghiaia sabbiosa (spessore 1.50 m). I valori medi dei parametri geotecnici di resistenza al taglio angolo d'attrito (φ') e coesione (c') sono stati stimati mediante prove triassiali e riportati in Tabella 1 insieme al peso per unità di volume (γ). Nella stessa tabella si riportano inoltre i parametri di deformabilità, rispettivamente il coefficiente di Poisson (ν) e modulo elastico (E), il primo stimato da letteratura per materiali analoghi in condizioni similari, ed il secondo valutato da prove di carico su piastra.

Tabella 1. Proprietà geotecniche degli orizzonti oggetto di indagine (valori caratteristici).

Strato		γ [kN/m^3]	φ' [°]	c' [kPa]	ν [-]	E [MPa]
Limo debolmente Sabbioso [1]		17	22 (20-24)	1	0.3	15
Sabbia ghiaiosa Poco addensata [2]		18	27 (26-28)	0	0.3	30
Ghiaia sabbiosa con stato di addensamento medio-basso [3]		18	29 (28-30)	0	0.3	45

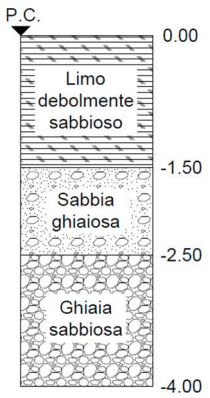


Figura 1. Stratigrafia (estratto da tesi Sacco, 2019).

Ai fini della presente analisi ed operando una semplificazione, il piano di posa della fondazione è posto al livello del piano campagna. Le analisi parametriche vengono condotte lasciando invariato l'orizzonte ghiaioso più profondo in termini di posizione e spessore, ed invertendo invece la posizione reciproca degli strati limo e sabbia ghiaiosa (denominati rispettivamente caso 1 e caso 2) con contestuale modifica progressiva degli spessori (sottocasi: a, b, c, d).

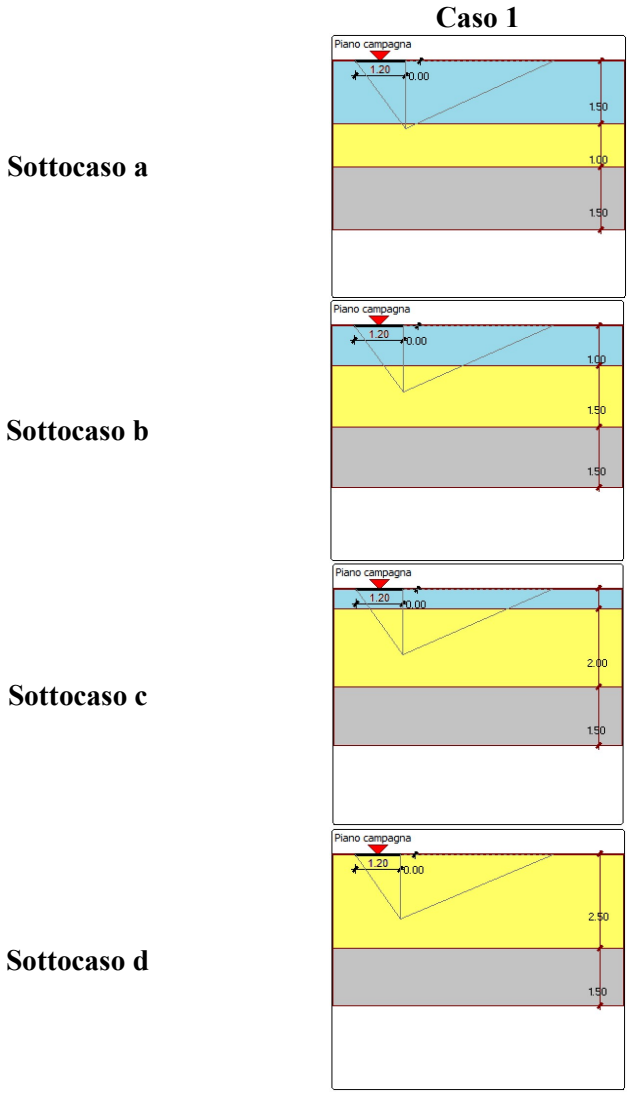
Per ciascun scenario, la valutazione analitica della capacità portante (eq.1) è effettuata in automatico dal software *CA.LI.ffo*, mentre la valutazione numerica si avvale del software FEM *Plaxis 3D Foundation* (2018). In quest'ultimo caso sono state definite due distinte fasi di calcolo. La prima consiste nell'inizializzazione del modello di dimensioni tali da evitare effetti di bordo (5m x 5m), mesh quadrate e criterio di rottura Mohr-Coulomb elastoplastico assegnato ai materiali. La seconda fase prevede l'assegnazione di un carico verticale uniformemente distribuito sull'area di impronta della fondazione e l'analisi della deformazione con incremento progressivo del carico applicato al fine di raggiungere la condizione ultima di convergenza del modello secondo la procedura descritta nella tesi di Sacco (2019).

3. RISULTATI E COMMENTI

Il calcolo analitico tramite software *CA.LI.ffo* permette innanzitutto di osservare come nella prima tipologia di stratigrafia (caso tipo 1 e relativi sotto-casi), in relazione alla diminuzione di spessore dello strato superficiale di limo – e dunque dell'aumentare della potenza del sottostante strato di sabbia – vi sia progressivo incremento della capacità portante, da ca. 77 kPa a ca. 108 kPa. Ciò può essere ricondotto al fatto che le caratteristiche geotecniche del limo superiore sono più scadenti rispetto a quelle dello strato sottostante costituito da sabbia interessato quindi, in maniera sempre maggiore (a → d) dal cinematismo di rottura al di sotto della fondazione (Figura 3). Viceversa, per quanto riguarda la seconda tipologia di stratigrafia (caso 2 e relativi sotto-casi), il calcolo analitico evidenzia una progressiva diminuzione della capacità portante, da ca. 88 kPa a ca. 64 kPa. Ciò è

dovuto al fatto che le caratteristiche geotecniche dell'orizzonte superiore di sabbia sono più elevate rispetto a quelle dello strato sottostante costituito da limo il quale risulta quindi interessato in maniera sempre maggiore (a → d) dal cinematismo di rottura al di sotto della fondazione (Figura 4). Un analogo comportamento si osserva in generale anche per quanto attiene alla valutazione del carico limite condotta mediante il codice numerico *Plaxis 3D Foundation.*

Figura 2. Sintesi dei casi studio (estratto dalla tesi di Sacco, 2019).



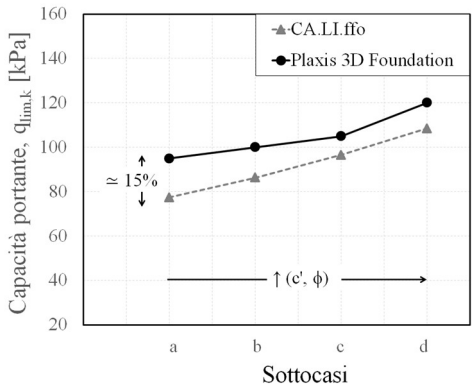


Figura 3. Caso 1: confronto carico limite valutato con metodo analitico (CA.Ll.ffo) e numerico (Plaxis 3D Foundation).

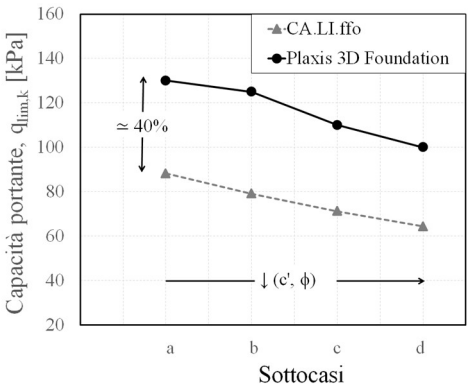


Figura 4. Caso 2: confronto carico limite valutato con metodo metodo analitico (CA.Ll.ffo) e numerico (Plaxis 3D Foundation).

Si osserva per entrambi i casi analizzati "1" e "2" che il valore di capacità portante ottenuto con formula trinomia risulta sempre cautelativo rispetto a quello ottenuto da analisi numerica. Le differenze tra i risultati ricavati dalla soluzione analitica e dal codice numerico possono essere dovuti al fatto che nella prima il terreno è per ipotesi caratterizzato da un comportamento rigido-plastico. Invece, nelle analisi condotte con il codice numerico tale ipotesi (comportamento rigido-plastico) è stata rimossa, in quanto i moduli elastici considerati nelle analisi sono quelli indicati in Tabella 1.

Un confronto quantitativo tra i risultati analitici e numerici permette di osservare che la formula trinomia risulta cautelativa rispetto alla soluzione FEM con variazioni inferiori al 15% per stratigrafie in cui le caratteristiche geotecniche crescono con la profondità (casi 1). Nella stessa direzione, ma con differenze più marcate (ca. 40%), sono i risultati per stratigrafie in cui le caratteristiche geotecniche decrescono con la profondità (casi 2).

4. CONCLUSIONI

La nota tecnica ha riportato un confronto tra la valutazione della capacità portante di una fondazione superficiale mediante una formulazione analitica ed un codice numerico agli elementi finiti. In relazione alla specificità del caso di studio analizzato in termini di stratigrafia, sollecitazioni e tipologia di fondazione, i risultati hanno evidenziato come, rispetto ad analisi FEM, una valutazione del carico limite tramite formulazioni analitiche risulti maggiormente cautelativa. Le differenze osservate sono relativamente modeste nel caso di stratigrafie ordinarie nelle quali le caratteristiche meccaniche dei terreni aumentano con la profondità.

Ulteriori studi parametrici finalizzati alla valutazione del carico limite possono essere condotti assumendo la presenza di falda, condizioni topografiche o strutturali differenti, quali l'inserimento della fondazione in un pendio, oppure diverse tipologie di fondazioni con piano di posa approfondito o inclinato.

Infine, analisi più raffinate possono essere ulteriormente condotte facendo ricorso ad altri codici numerici.

5. BIBLIOGRAFIA

Bowles J. (1991). *Fondazioni progetto e analisi*. McGraw-Hill.

Brinch Hansen J. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Bullettin n. 28, Danish Geotechnical Institute*.

CA.Li.ffo (2015). Manuale teorico: *CA.LI.ffo - Carico Limite delle Fondazioni Superficiali*.

Plaxis 3D Foundation (2018). *Reference manual version 1.5*.

Prandtl L. (1920). Über die Härte plastischer Körper. *Nachr. Ges. Wiss. Goettingen, Math.-Phys*. Kl., pp. 74-85.

Sacco S. (2019). Capacità portante di fondazioni superficiali in terreni stratificati, Tesi di Laurea, *Politecnico di Torino.*

Terzaghi K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. Wiley, New York.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

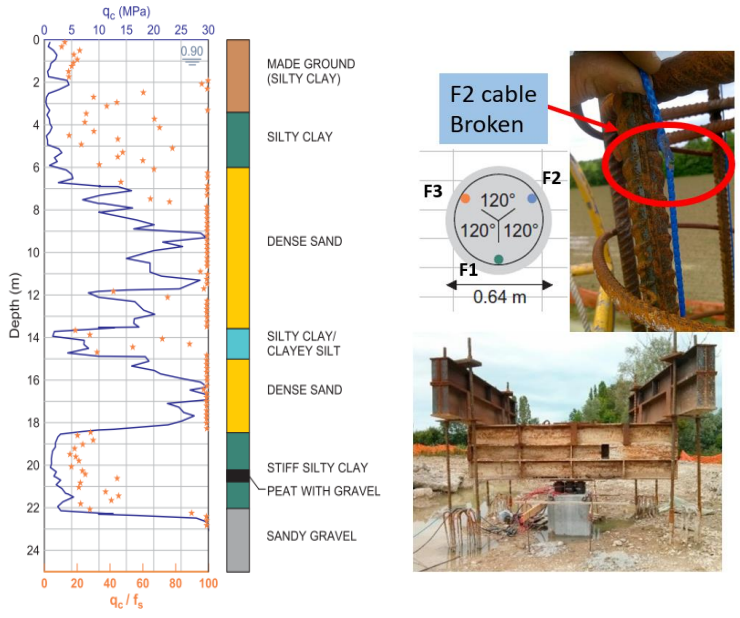
LOAD TRANSFER CURVES FROM PILE MONITORING WITH DISTRIBUTED FIBRE OPTIC SENSORS

Francine Tchamaleu* (francinechantal.tchamaleupangop@studenti.unipd.it), Simonetta Cola*, Silvia Bersan**, Luca Schenato***
* *Università degli studi di Padova, Dipartimento ICEA*
** *CRUX Engineering, Phoenixstraat 28c, Delft, Netherlands*
*** *Research Institute for Geo-Hydrological Protection, National Research Council, Italy*

ABSTRACT. This study presents the results from a static load test on a continuous flight auger (CFA) pile instrumented with distributed fiber optic sensors (DFOS) for strain measurements. It aims to evaluate the capability of DFOS based on Optical Frequency Domain Reflectometry (OFDR) technology to provide reliable strain data necessary to get the real load transfer curves at the pile-soil interface and compare them with load transfer functions available in the literature. A direct approach methodology using MATLAB algorithms combined with extrapolation functions such as the one proposed by Chin and a ratio function is used to find out the corresponding load transfer curves developed during the load test for each soil layer around the pile shaft at the pile tip. As a result, DFOSs have been demonstrated to be sufficient good as monitoring devices of strain and analyzing the actual performance of such pile during the static load test.

1. INTRODUCTION

The monitoring of foundation piles is essential to control their bearing capacity and quality. It is also a valuable tool for design optimization and construction practices. However, instrumentation traditionally used in monitoring piles has been demonstrated to be insufficient in giving an accurate description of their ultimate shaft resistance. The progress in technology and computer science, with the use of DFOS, is expected to improve the monitoring of civil engineering structures and reduce the gap between theory and practice. This innovative sensor system provides thousands of "strain gauges" along a single cable connected to the structures, embedded in the soil, or inserted into a borehole (Soga, 2014).



(a) CPT profile (b) Pile load test equipment

Figure 1: Site characterization and pile load test equipment

The distributed sensing technology used in this study consisted of Optical Frequency Domain Reflectometry (OFDR) based on Rayleigh backscattering utilizing a commercial interrogator (Optical Backscatter Reflectometer OBR4600 from Luna Innovation Inc.). In this case study, the fiber is interrogated only through one end, and the intensity of the backscattered signal in single-mode fiber can be sampled every 20 μm along with the fiber up to 70m. This technique allows sampling the longitudinal strain exerted to the fiber with a spatial resolution of less than 1 cm. Rayleigh DFOSs have been chosen in this case because of the high spatial resolution and thus to obtain a detailed view of the infrastructure characteristics (Bersan et al., 2018).

Battista et al. (2016) and Soga (2014) presented several cases in which the analysis of the strain and temperature data from DFOS based on Brillouin time domain reflectometry (BOTDA), in which results from DFOS data is always interpreted with FEM model based on hyperbolic load transfer function coupled with optimization methods.

In this paper, a static load test on a CFA pile instrumented with Rayleigh-based DFOSs is performed to verify the design of the foundation system of new steel tied arched bridge in Treviso (Italy). The load transfer method is used to describe the stress-strain relationship at the pile-soil interface by using a 1D FEM spring-mass model for both pile and soil response to conduct the load settlement analysis. Many authors proposed different load

transfer functions in literature, such as Reese et al. (1969) and Chin-Kondner (1970), generally used in pile design. According to these load transfer functions, the unit shaft resistance and base resistance are expressed as a function of pile settlement and other specific parameters related to some geotechnical properties of soil and pile typology. However, using these functions may lead to many issues and errors in evaluating the actual bearing capacity of the pile.

Bersan et al. (2018) presented a first analysis of the strain data results from DFOS of this case study. The authors highlight the advantages of using the high spatial resolution offered by the OFDR technique to identify local anomalies and changes of strain with great accuracy. However, the estimation of the load transfer curve is based on the calibration of DFOS strain results only for the sand layer (from 7m-12m) by using the 1D FE model coupled with the gradient-based optimization technique developed in COMSOL Multiphysics. In this paper, we present all the possible sources of strain measured by DFOS during load application, and a direct approach to analyze the continuous strain data along the pile shaft for each soil layer at each load step is adopted. This interpretation method improves the understanding of the actual load transfer mechanism and allows to better evaluate the efficiency of DFOS as a standard monitoring instrument for geotechnical structures.

2. SITE CHARACTERIZATION AND PILE LOAD TEST

A new steel tied-arch bridge, with a span of 65m, is part of the "Terraglio Est" road, which connects the highway A4 to the city of Treviso in the Venice area. The bridge foundation system comprises 20 and 18 CFA piles with a length of 22m and 23.5 m at North and South abutments, respectively. The piles have a diameter of 0.64m and are made of micro concrete C25/30 reinforced with B450C steel bars connected with spirals.

A static cone penetration test (CPT) and boreholes were performed at each side of the bridge abutment to identify the soil profile and relevant geotechnical soil properties. The ground condition is quite similar under both bridge abutments, and it is characterized by a silty clay deposit in the first 7m, overlying relatively dense sand, which extends until 18m depth below ground level. From 18m to 22m, the profile shows a stiffer clay soil overlain a thick deposit of a very dense sandy gravel soil (Figure1a).

A sacrificial pile was built at the edge of the pile group of the South abutment with a total length of 24.5 m because the ground level at the moment of the test was higher than the design level of the raft. It had 3 sections of steel reinforcement cages and was instrumented with 3 lengths of single-mode fiber-optic Brugg BRUsens V9 cables for strain measurements. The 3 Fiber-Optic (FO) cables were regularly spaced at 120° and fastened for the first time at the top of the cage with stainless steel cable ties. Then, the cage was lifted in a vertical position with two cranes; the FO cables were tensioned with a weight of 15 kg at the lower end and then fastened again with those stainless cable ties at 1.30 m above the end cage. Finally, plastic cable ties and adhesive tape were used at each 2-3m along the bar to clamp the cable and ensure the connection with the steel reinforcement cage. Unfortunately, cable 2 broke during the installation procedure (figure 1b). Further details about the instrumentation of the test pile can be found in Bersan et al. (2018).

3. RESULTS AND INTERPRETATION

Pile load test equipment is composed of a reaction beam anchored to the ground utilizing four tensile piles, among which two were an integral part of the south abutment foundation, and two were only built for loading test purposes (Figure1b). Three Linear Variable Displacement Transducers (LVDTs) fixed at the side of the pile cap were used to monitor pile head settlement. During the maintained static load test, the pile was subjected to a vertical compression load using 3 hydraulic jacks resting on the concrete cap for two load stages until the maximum load of 3080kN. At each load stage, the load was maintained for a duration of 20min, the entire load test lasts for about 10h, and strain measurements are obtained with a spatial resolution of 10mm by interrogating the FO cable with the OFDR technique.

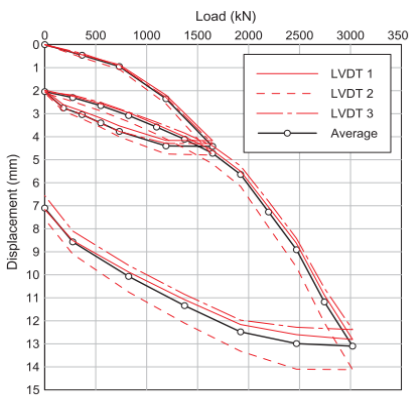


Figure 2 Load-displacement curves from pile load test (Bersan et al., 2018).

3.1 DFOS strain results

The pile top settlement monitored using the 3 LVDTs during the load test is plotted in Figure 2 as a function of the applied load. The

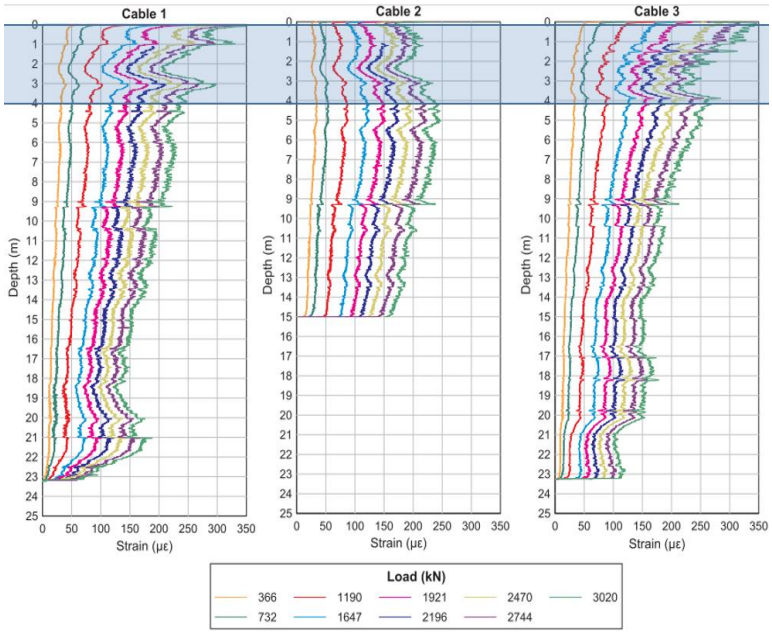


Figure 3 Results from Pile load test (Bersan et al., 2018)

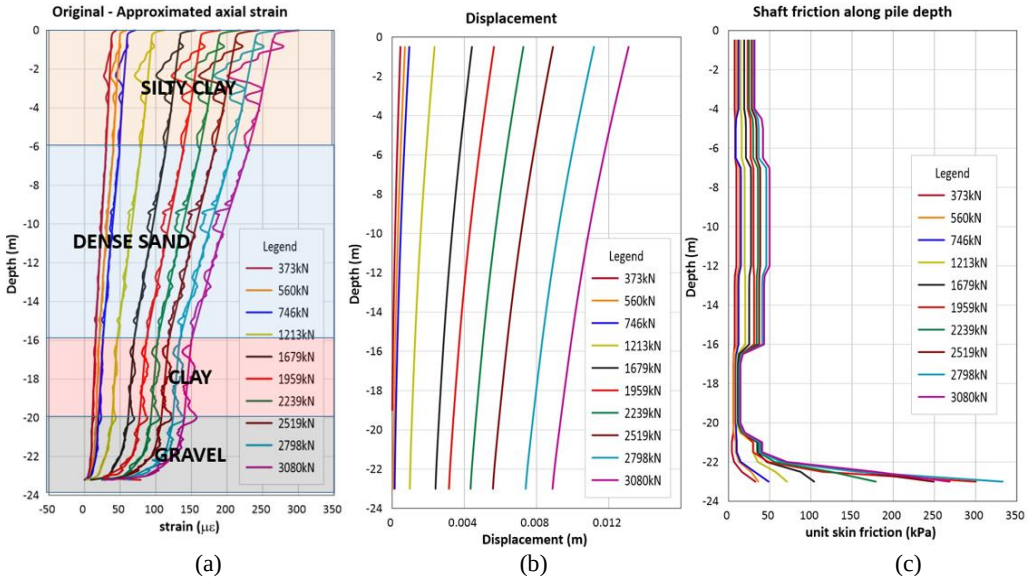
different values among them reflect the presence of a slight eccentricity of the load applied at the pile cap. This eccentricity can also be observed on the strain measured along each FO cable (Figure 3). We can deduce that the load is applied more on the plane of F1-F3 cable because of the high value of strain up to 350με whereas maximum strain at F2 cable is only around 180με. Significant differences in strain are observed in the first 4 m, where the pile crosses a soil layer with low resistance according to the CPT profile (Figure1a). From this observation, it was decided to neglect the important strain variations measured by the DFOS in the first layer because they are not justified by possible resistance of the soil in that layer and, indeed, they could be an effect of the bending moment.

DFOS installed in construction material can measure strain from different sources; structural, thermal, rheological, and others. In this case, only the contribution of structural strain sources is considered since the variation of concrete temperature during the load test can be negligible. We can identify axial and bending strain along the FO cable among structural strains due to load eccentricity.

3.2 Load transfer curve and extrapolation method.

Two hypotheses were considered to obtain the load transfer curves, t-z, and q-z. The vertical displacement (z) was determined by integrating strain profile from top to bottom, whereas the unit shaft resistance (t) and the unit base resistance (q) were determined by differentiating the load with respect to pile depth. The elastic modulus of the reinforced concrete pile is considered constant along with the depth, E=37 GPa, and we also assume a constant cross-section along with pile depth.

By selecting some "reference" sensing points along the FO cable based on the stratigraphy of the soil, we can estimate the average axial strain contribution at each load step due to only the axial load effect (Figure 4a). An algorithm implemented in a MATLAB code, adopting the same procedure proposed in Mohamad & Tee (2015),



(a) (b) (c)

Figure 4: (a) average measured and approximated DFOS strain profile; (b) displacement along pile length; (c) unit shear resistance at pile shaft.

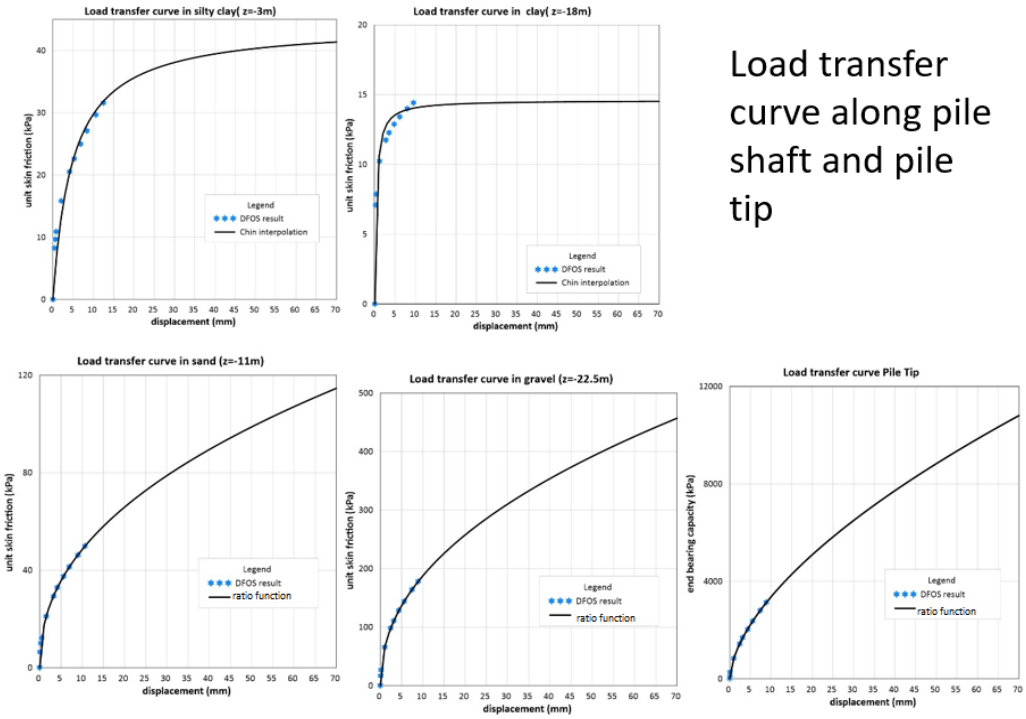


Figure 5: Load transfer data from DFOS and the extrapolated curves at each soil layer and at pile tip.

was employed, using only the approximated axial strain instead of the total strain measured by DFOS. From direct integration and differentiation of the approximated axial strain along with pile depth, the displacement and unit shaft friction profiles along with the pile at each load step were obtained (Figures 4b and 4c). These data are the fundamental parameters for defining the load transfer curve for each soil layer at the pile shaft and pile tip. Figure 5 shows the load transfer data obtained from DFOS and their interpolation/extrapolation using a load transfer function of Chin-type for clayed soils and a ratio function for sandy soils. Good agreement can be observed among the DFOS load transfer data and those proposed in the literature.

4. CONCLUSION

A static load test is conducted on a CFA pile instrumented with Rayleigh DFOSs interrogated with OFDR technology to provide strain measurements with a spatial resolution of 10mm. Continuous strain profile along the FO cables combined with pile head settlement from LVDTs at each load step helped separate strain from axial load and bending moment generated by load eccentricity from the hydraulic jacks.

DFOS have been demonstrated to be a reliable monitoring instrument to infer load transfer curves for piles. These can be combined with both theoretical approaches and FEM to reduce the uncertainties during the evaluation of load transfer curves. Moreover, these load transfer curves from direct integration and differentiation of DFOS strain measurement agreed with load transfer functions proposed in the literature for pile design. However, despite DFOS offers many advantages in monitoring geotechnical structures, they are mechanically fragile, so they need to be handled properly during the installation process.

5. BIBLIOGRAPHY

De Battista, N., Kechavarzi, C., & Soga, K. (2016). Distributed fiber optic sensors for monitoring reinforced concrete piles using Brillouin scattering. https://doi.org/10.1117/12.2236633.

Schenato, L. (2017). A review of distributed fibre optic sensors for geo-hydrological applications. *Appl. Sci.* 2017, *7*(9), 896. https://doi.org/10.3390/app7090896.

Bersan S., Bergamo O., Palmieri L., Schenato L., Simonini P. (2018). Distributed strain measurement in a CFA pile using high spatial resolution fibre optic sensors. Engineering structure, 160, 554-565. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.01.046.

Mohamad H, Tee BP. (2015). Instrumented pile load testing with distributed optical fibre strain sensor. Journal Teknologi, 77(11):186–93. http://dx.doi.org/10.11113/jt.v77.6381.

Soga K. (2014) Understanding the real performance of geotechnical structures using an innovative fibre optic distributed strain measurement technology. Rivista Italiana di Geotecnica. 48: 7-48.

Reese, L. C., Hudson, W. R., & Vijayvergiya, V. N. (1969). An investigation of the interaction between bored piles and soil. In Soil Mech & Fdn Eng Conf Proc/Mexico/.

Castelli, F., Maugeri, M., & Motta, E. (1992). Analisi non lineare del cedimento di un Palo Singolo. RIG, 2, 92.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

EFFICIENZA DI GRUPPI DI PALI SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI

Manuel Vaccaro (vaccaro.manuel@gmail.com)
Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale (DICI), Università di Pisa

Stefano Stacul (stefano.stacul@for.unipi.it)
Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale (DICI), Università di Pisa

Nunziante Squeglia (squeglia@ing.unipi.it)
Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale (DICI), Università di Pisa

ABSTRACT. Ancora oggi, per determinare la risposta di pali soggetti a carichi ortogonali all'asse, vengono utilizzati metodi di analisi basati sulle curve *p-y* (approcci BNWF). Tali metodi permettono di valutare la risposta del palo singolo, mentre gli effetti di gruppo vengono tenuti in conto mediante dei coefficienti (moltiplicatori), minori di 1, da applicare alle curve *p-y* del palo singolo. In seguito all'introduzione del concetto di moltiplicatore, sono stati pubblicati diversi lavori con l'obiettivo di determinare la variazione di tali coefficienti, in funzione dell'interasse tra i pali e della fila di appartenenza nel gruppo. Il presente lavoro ha come scopo quello di valutare numericamente l'influenza dell'interasse relativo (*s/D*), del livello di spostamento (*y/D*) e delle dimensioni del gruppo sull'efficienza di gruppi di pali soggetti a carichi trasversali. Le analisi numeriche sono state eseguite utilizzando due diversi codici di calcolo, ovvero il codice agli elementi di contorno PRaFULL (Stacul et al., 2020) e il codice commerciale alle differenze finite FLAC3D (Itasca, 2017).

1. INTRODUZIONE

Visto il numero limitato di prove di carico in vera grandezza disponibile in letteratura, la risposta di un gruppo di pali soggetto a carichi trasversali, sia in regime statico sia dinamico, è tuttora oggetto di discussione nell'ambito dell'ingegneria geotecnica. Nonostante la disponibilità di strumenti di analisi avanzati basati sul metodo alle differenze finite (FDM), sul metodo degli elementi di contorno (BEM) e sul metodo agli elementi finiti (FEM), tuttora, i gruppi di pali caricati lateralmente vengono analizzati con approcci di tipo BNWF (Beam on Nonlinear Winkler Foundation), mediante le curve *p-y*. Tale approccio ha come limiti principali, quello di utilizzare un coefficiente di reazione del terreno che non rappresenta una proprietà intrinseca del terreno e di schematizzare il terreno con una serie di molle indipendenti tra loro. Pertanto, non essendo possibile considerare direttamente l'interazione tra i pali in un gruppo, per tenere conto degli effetti di gruppo è stato necessario introdurre dei coefficienti (moltiplicatori) da applicare alle curve *p-y* del palo singolo (Brown et al., 1988; Mokwa, 1999; Rollins et al., 2005). Molte delle prove di carico eseguite su gruppi di pali, presenti in letteratura, avevano come scopo principale quello di raccogliere un numero di dati sufficiente al fine di determinare i valori da assegnare a tali moltiplicatori. Questi ultimi, assumono valori minori di uno e vengono assegnati a ciascun palo in funzione della posizione all'interno del gruppo e dell'interasse tra i pali. Essendo generalmente espressi solo in funzione della fila di appartenenza e non della posizione del palo all'interno della fila stessa, di solito non si tiene di conto degli effetti di bordo, per cui i pali esterni di una fila sono di norma quelli più caricati. Dai risultati di prove in vera grandezza e in centrifuga geotecnica, risulta che gli effetti di gruppo diventano trascurabili per interassi relativi *s/D* superiori a 6-7 (McVay et al, 1998). I moltiplicatori, inoltre, sono solitamente considerati indipendenti dal livello di spostamento (*y/D*), pertanto la ripartizione dei carichi tra le file del gruppo è assunta costante. Tale ipotesi in realtà dovrebbe rispecchiare il comportamento del gruppo soltanto a partire da un determinato livello di spostamento (Rollins et al., 2005). Questo lavoro si pone come obiettivo quello di valutare l'efficienza di gruppi di pali lunghi, impediti di ruotare in testa, immersi in un deposito sabbioso, in funzione dell'interasse relativo (*s/D*), del livello di spostamento (*y/D*) e delle dimensioni del gruppo.

2. METODI

In questo lavoro, la risposta dei gruppi di pali caricati lateralmente è stata studiata utilizzando due diversi codici di calcolo, il codice PRaFULL (Stacul et al., 2020), basato sul metodo agli elementi di contorno e il codice commerciale FLAC3D (Itasca, 2017), basato sul metodo alle differenze finite. Nel primo, la matrice di flessibilità

del palo viene ottenuta con la teoria della trave elastica, il terreno è modellato come un semispazio elastico multistrato, mentre le interazioni palo-terreno sono valutate utilizzando la soluzione di Mindlin (1936). Questa soluzione, a rigore valida nel caso di semispazio elastico omogeneo, può essere ritenuta valida anche nel caso di multistrato, utilizzando l'approssimazione descritta da Poulos & Davis (1980). Con questo codice vengono considerati gli aspetti più rilevanti della risposta laterale del gruppo, compreso l'effetto ombra (shadowing), il quale viene modellato mediante un approccio basato sullo Strain Wedge Model (Ashour et al., 2004). La risposta non lineare del terreno è tenuta in conto mediante un'analisi incrementale in cui il modulo di taglio tangente viene aggiornato ad ogni step di calcolo con la relazione riportata nell'Eq. (1).

$$\frac{G_{tan}}{G_0} = \frac{\left[1-R_f\,(p/p_{ult})\right]^2}{\left[1-R_f\,(1-g)(p/p_{ult})^g\right]} \tag{1}$$

nella quale G_{tan} e G_0 sono, rispettivamente, il modulo di taglio tangente e quello alle piccole deformazioni, p è la pressione all'interfaccia palo-terreno, p_{ult} è la resistenza del terreno, R_f e g sono coefficienti della curva di decadimento del modulo. Nelle analisi condotte con FLAC3D, i pali sono stati modellati con elementi di volume ed è stato assunto un legame costitutivo lineare-elastico per la sezione del palo. Per il terreno è stato utilizzato il modello costitutivo Plastic-Hardening (PH) (Schanz et al., 1999), un modello elasto-plastico-incrudente, in grado di considerare la dipendenza della rigidezza del terreno dallo stato tensionale.

3. DESCRIZIONE DEL MODELLO

È stato considerato un palo di diametro D = 1.0 m, lunghezza (L) 20.0 m e modulo elastico E_p = 30 GPa. I parametri utilizzati nel modello costitutivo PH sono riportati in Tabella 1. La coesione e l'angolo di dilatanza sono stati impostati pari a zero, mentre il coefficiente di spinta a riposo (K_0) pari a 0.5. Le interfacce palo-terreno hanno una rigidezza normale e tangenziale di 100 MPa/m e un angolo di attrito uguale a $\varphi/2$. Nel codice PRaFULL sono stati selezionati i seguenti parametri: modulo di Young alle piccole deformazioni (E_0), con distribuzione variabile con la profondità, secondo la legge riportata in Eq. (2), coefficiente di Poisson v = 0.33; R_f = 0.975 e g = 0.3.

$$E_0(z)\ [kPa] = 147000 \cdot \left(\frac{\sigma_{v'}}{100}\right)^{0.55} \tag{2}$$

Tabella 1. Valori dei parametri del modello costitutivo PH in FLAC3D (Itasca, 2017).

φ [°]	p_{ref} [kPa]	E_{50}^{ref} [MPa]	E_{oed}^{ref} [MPa]	E_{ur}^{ref} [MPa]	m [-]	R_f [-]
30	100	49	39	147	0.55	0.9

I due codici sono stati utilizzati per studiare la risposta del palo singolo e di gruppi di pali 3x3, 4x3 e 5x3, con *s/D* pari a 3, 5 e 7. I risultati si riferiscono a valori del livello di spostamento (*y/D*) pari a: 0.01%, 0.05%, 0.1%, 0.5%, 1.0%, 5.0% e 10.0%. La capacità flessionale della sezione del palo (pensato come un palo in c.a.) viene raggiunta quando *y/D* è prossimo all'1%, tuttavia, avendo modellato il palo con un legame elastico lineare le analisi sono state eseguite fino ad *y/D*=10%. Mediamente, l'efficienza del gruppo (η) nelle analisi con PRaFULL è compresa tra il 50 e il 70%, mentre in FLAC3D tra il 60 e l'80%. I risultati ottenuti tramite i due codici sono confrontati con le soluzioni di Reese & Van Impe (2001), i quali portano a stime più elevate di η, a partire da un interasse relativo *s/D* pari a 5 (Figura 1). L'andamento crescente di η con *y/D* (Figura 1), ottenuto sia con PRaFULL che con FLAC3D, dipende dal fatto che a bassi livelli di spostamento le interazioni sono dominate dai valori modesti dei moduli elastici del terreno nei primi metri di profondità. Una volta raggiunta la resistenza negli strati più superficiali, le interazioni palo-terreno-palo iniziano ad essere influenzate dai valori del modulo elastico (più elevati) che interessano gli strati più profondi, con conseguente aumento di η all'aumentare di *y/D*. Per quanto riguarda l'effetto di bordo, dalle analisi con PRaFULL si osservano differenze in termini di efficienza tra il palo esterno e quello interno, nella prima e nell'ultima fila, pari al 12% per *s/D*=3 e al 5% per *s/D*=7. Nella fila centrale, invece, l'effetto di bordo è più evidente e la differenza è pari al 17% con *s/D*=3 e al 7% con *s/D*=7. In FLAC3D, per *s/D*=3 la differenza tra il palo esterno e quello interno, sia della fila posteriore che di quella centrale, varia dal 23% (*y/D*=0.01%) fino al 5% (*y/D*=10%). Nella fila frontale, le differenze variano tra il 14% (*y/D*=0.01%) e l'1% (*y/D*=10%). Nella fila frontale, a partire da *y/D* = 1%, si modifica la risposta e il palo interno risulta più caricato rispetto a quelli esterni. Questo risultato potrebbe essere dovuto al modello costitutivo impiegato.

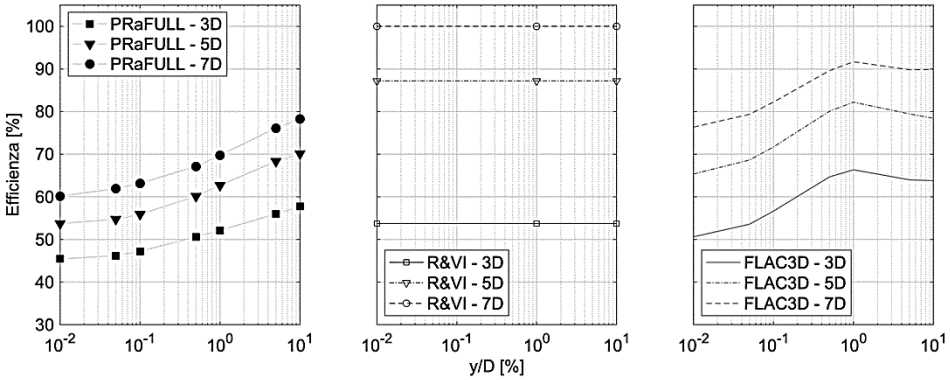


Figura 1. Efficienza del gruppo 3x3 (PRaFULL - Reese & Van Impe (2001) - FLAC3D)

Le differenze tra i risultati delle analisi effettuate con PRaFULL e con FLAC3D, differiscono mediamente del 6% per *s/D*=3, del 12% per *s/D*=5 e del 15% per *s/D*=7. All'aumentare dell'interasse, su FLAC3D si osserva un progressivo incremento dell'efficienza della fila frontale e, di conseguenza, un notevole aumento dell'efficienza di gruppo η, che raggiunge valori dell'85-90% per *s/D*=7, mentre nelle analisi con PRaFULL l'efficienza complessiva del gruppo raggiunge valori compresi tra il 70 e l'80%. Passando dall'efficienza del gruppo 3x3 a quella del 4x3, possiamo osservare, considerando *y/D*=1%, una riduzione dell'efficienza pari al 5%, sia con PRaFULL che con FLAC3D, indipendentemente dall'interasse tra i pali (Figura 2). L'efficienza del gruppo 5x3 subisce un'ulteriore riduzione del 3%, rispetto al gruppo 4x3. Cambiando *s/D* da 3 a 5, indipendentemente dalla dimensione del gruppo, si osserva un aumento di efficienza del 12% con PRaFULL e del 18% con FLAC3D. Cambiando *s/D* da 5 a 7 l'efficienza aumenta ulteriormente del 7% con PRaFULL e del 10% con FLAC3D.

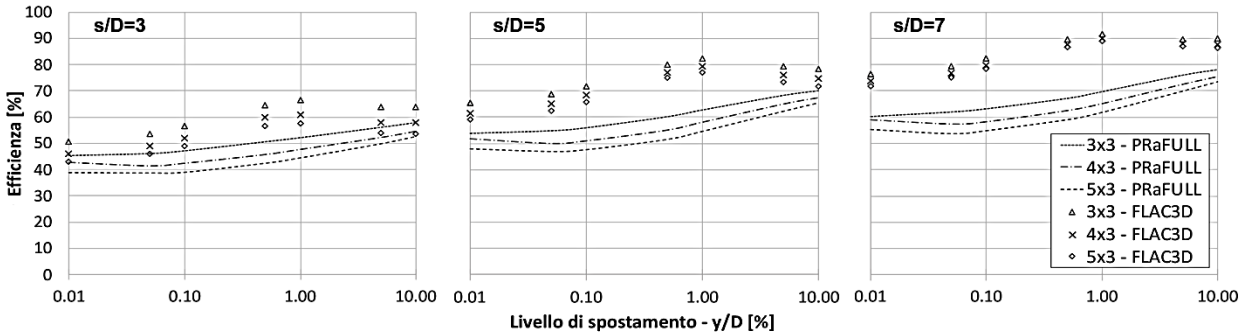


Figura 2. Confronto efficienze dei gruppi 3x3, 4x3 e 5x3 (PRaFULL e FLAC3D)

4. CASO STUDIO

Le prove di carico riportate in Rollins et al. (2005) sono state condotte su un gruppo 3x3 in sabbia con *s/D*=3.3. Le analisi con il codice PRaFULL e con FLAC3D sono state eseguite come previsioni di classe A, utilizzando le stesse proprietà, geometriche e meccaniche, dei pali e i parametri di resistenza e rigidezza del terreno, forniti dagli autori. I pali sono dei tubolari in acciaio, con diametro esterno D_e = 0.324 m, spessore pari a 9.5 mm e lunghezza 11.5 m, mentre il terreno ha un angolo di resistenza al taglio di 38° e modulo elastico E_0, variabile linearmente con la profondità, da 50 MPa (*z*=0 m) a 200 MPa (*z*=11.5 m). Nella Figura 3(a) si possono osservare le curve carico-spostamento del palo singolo e del gruppo in esame. Sono riportati i risultati misurati direttamente dagli autori e quelli ottenuti con i codici PRaFULL e FLAC3D. Tali risultati evidenziano una buona previsione della risposta sia del palo singolo sia del gruppo. In Figura 3(b) vengono mostrati i valori delle efficienze del gruppo, in funzione del livello di spostamento (*y/D*), per il gruppo in esame. Le efficienze ottenute con PRaFULL e FLAC3D sono state confrontate con quelle ottenute dagli autori e con quelle derivanti dalle relazioni proposte da Mokwa (1999) e Rollins et al. (2006). Queste ultime coincidono con quelle stimate mediante le formule suggerite in Reese & Van Impe (2001). Essendo *s/D* inferiore a 5, i risultati ottenuti con FLAC3D sono in accordo con quelli di Mokwa (1999) e Rollins et al. (2006), confermando quando detto in precedenza. Le efficienze determinate con il codice PRaFULL risultano inferiori del 5% rispetto a FLAC3D, ma prossime al risultato sperimentale a partire da *y/D*=5%.

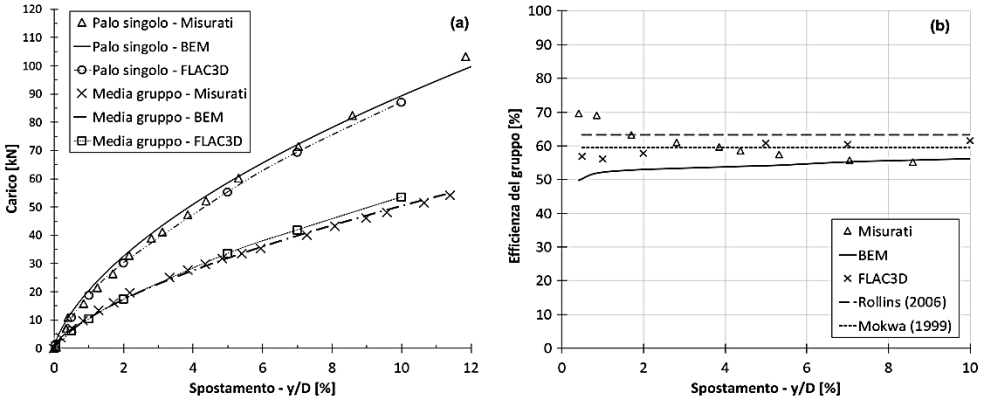


Figura 3. Confronto tra dati misurati e calcolati. Curve carico-spostamento (a); Efficienza del gruppo (b)

5. CONCLUSIONI

In questo lavoro è stata studiata, con il codice PRaFULL e il codice commerciale FLAC3D, l'influenza del livello di spostamento, dell'interasse relativo e della dimensione del gruppo, sull'efficienza di gruppi di pali in un terreno sabbioso. L'ipotesi di considerare l'efficienza costante e indipendente dal livello di spostamento, sembra essere ragionevole, tuttavia, va sottolineato che dalle analisi numeriche, per bassi livelli di spostamento (0.01-0.1%), i valori possono ridursi anche del 10%. I risultati ottenuti dalle analisi numeriche sono stati confrontati con quelli proposti da Reese & Van Impe (2001). Questi ultimi sovrastimano l'efficienza per s/D>5, ad interassi inferiori i risultati sono in accordo con quelli ottenuti dalle analisi. Questo risultato è confermato anche dal caso studio preso in esame. Confrontando le efficienze dei vari gruppi studiati, si può notare una riduzione graduale di η passando dal gruppo 3x3 al 5x3. Ciò significa che gli effetti di gruppo aumentano con la dimensione del gruppo, comportando una riduzione di η che tuttavia tende a ridursi all'aumentare del numero di file. I risultati presentati in questo documento mostrano, inoltre, la capacità del codice PRaFULL di fornire una buona previsione, sia qualitativa sia quantitativa, degli aspetti rilevanti del comportamento di un gruppo di pali caricato trasversalmente.

6. RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare ITASCA per la licenza accademica di FLAC3D (Itasca Education Program).

7. BIBLIOGRAFIA

Ashour M., Pilling P., Norris G. (2004). Lateral behavior of pile groups in layered soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(6), 580-592.

Brown D.A., Morrison C., Reese, L.C. (1988). Lateral load behaviour of pile group in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(11), 1261-1276.

Itasca (2017). *Fast Lagrangian Analysis of Continua in three dimensions manual (FLAC3D 6.00).* Itasca Consulting Group Inc, Minneapolis.

McVay M., Zhang L., Molnit T., Lai P. (1998). Centrifuge testing of large laterally loaded pile groups in sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(10), 1016-1026.

Mindlin R.D. (1936). Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. *Physics*, 7, 195–202.

Poulos H.G., Davis E.H. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*; Wiley & Sons: New York, NY, USA.

Mokwa R. L. (1999). *Investigation of the resistance of pile caps to lateral loading* (PhD Thesis, Virginia Tech).

Reese L. C., Van Impe W.F. (2001). *Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading*, AA Balkema, Rotterdam.

Rollins K. M., Lane J. D., Gerber T. M. (2005). Measured and computed lateral response of a pile group in sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(1), 103-114.

Rollins K. M., Olsen R. J., Egbert J. J., Jensen D. H., Olsen K. G., Garrett B. H. (2006). Pile spacing effects on lateral pile group behavior: load tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(10), 1262-1271.

Schanz, T, PA Vermeer, and PG Bonnier (1999). The hardening soil model: formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics - 10 years of PLAXIS, 1999.*

Stacul S., Squeglia N., Russo G. (2020). PRaFULL: A method for the analysis of piled raft foundation under lateral load. *Geomechanics and Engineering*, 20(5), pp. 433-445.

X Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. Atti del Convegno – F. Ceccato, M. Rosone e S. Stacul
© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

ANALISI NUMERICA 2D E 3D DI UN MURO IN TERRA RINFORZATA

Eleonora Violetta (violettaeleonora@gmail.com)
Università di Catania - Dipartimento di Ingegneria Civile ed Architettura

Piera Paola Capilleri (piera.capilleri@unipi.it)
Università di Pisa - Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale

Maria Todaro (mtodaro@dica.unict.it)
Università di Catania - Dipartimento di Ingegneria Civile ed Architettura

Ernesto Motta (emotta@dica.unict.it)
Università di Catania - Dipartimento di Ingegneria Civile ed Architettura

ABSTRACT. Da diversi anni, la tecnologia della terra armata è in continua evoluzione. Il suo utilizzo ricopre varie opere: muri di sostegno, spalle di un ponte, argini. Questo tipo di intervento strutturale prevede l'inserimento di elementi resistenti a trazione all'interno del terreno, al fine di ottenere una struttura terreno-rinforzi con caratteristiche geo-meccaniche notevolmente migliori.
Nello specifico, lo studio è rivolto a muri in terra armata con rinforzi nastriformi flessibili e rigidi. Poiché tali tipologie di rinforzo, sono di larghezza assai ridotta, l'interazione con il terreno va studiata tenendo conto degli effetti tridimensionali del problema. In particolare, l'effetto arco tra rinforzo e terreno può portare a valori di tensione verticale sul rinforzo stesso, sensibilmente diversi dal valore tipico geostatico. Si è pertanto affrontato lo studio attraverso una modellazione 2D e 3D agli elementi finiti. È stato altresì esaminato il valore dei massimi sforzi di trazione e la posizione di tali massimi valori, entrambi utili per eseguire le verifiche al pull-out.

1. INTRODUZIONE

La Terra Armata è una tecnologia di rinforzo antichissima, che permette di migliorare le caratteristiche meccaniche del terreno. Casagrande propose un concetto teorico moderno di terre rinforzate, ipotizzando attraverso un modello del tutto teorico, il rinforzo dei terreni a scarsa consistenza, utilizzando disposizioni orizzontali di membrane ad elevata resistenza. La concretizzazione di questo modello si deve all'ingegnere francese Henry Vidal, il quale lo perfezionò, definendolo appunto "Terra Armata". L'aderenza tra rinforzo e terreno dovuto all'attrito di interfaccia limita le deformazioni orizzontali e conferisce una sorta di "coesione" al sistema. Nelle terre rinforzate con pannello di facciata, il terreno è sostenuto sulla faccia esterna da un paramento verticale di calcestruzzo; esso ha una funzione di sostegno locale del terreno ma non interviene sulla stabilità globale del blocco di terreno. L'esecuzione di quest'opera di rinforzo avviene per strati: si inserisce lo strato di terreno, quindi l'armatura scelta e opportunamente progettata, e si ricopre con altro terreno; si prosegue per strati successivi, sino ad arrivare all'altezza del muro progettata. Le armature all'interno possono essere di vari materiali, nello specifico si sono modellati rinforzi polimerici e metallici.

Lo studio agli elementi finiti è stato condotto sia in campo tridimensionale che in condizioni piane. Il muro in esame è alto 6 m ed ha un fronte di 3.75 m. I rinforzi, in numero di cinque colonne e disposti ad interasse verticale e orizzontale di 0.75 m, presentano caratteristiche meccaniche e geometriche variabili. Questa scelta risiede nel fatto di voler valutare l'interazione rinforzo-terreno variando il tipo stesso di rinforzo.

2. CASO STUDIO 2D

Il muro in terra armata, oggetto del presente studio, è costituito come descritto di seguito:

- Paramenti verticali esterni in calcestruzzo, modellati come un unico pannello;
- Terreno di riempimento con un valore nullo di coesione, modellato con un legame Mohr-Coulomb. Per il terreno si è assunto un peso dell'unità di volume $\gamma = 17$ kN/m^3, un modulo elastico normale E pari a 13 MPa, desunto da prove di colonna risonante. Lo studio si è eseguito per tre valori di angoli di attrito del terreno: 30°, 35°, 40°, per valutare l'incidenza delle proprietà meccaniche del terreno, e in particolare dell'angolo di resistenza al taglio, sull'entità dell'effetto arco che si viene a sviluppare nel terreno tra due rinforzi limitrofi.

- Rinforzi flessibili, quali geostrips o geonastri, di larghezza variabile tra i 5 e 10 cm, realizzati con tessuti in multifilamento di poliestere ad alta resistenza o nastri raggruppati, costituiti da filamenti di poliestere ad alta resistenza. In alcuni casi, i nastri sono collegati trasversalmente da strisce polimeriche, che non presentano nessuna valenza strutturale.
  Tramite la tipologia di paramento verticale si decide l'interasse di disposizione dei geostrips: dal lato interno del pannello in calcestruzzo sono installati dei ganci che permettono l'ancoraggio a tali rinforzi, definendo la loro spaziatura orizzontale e verticale. Si è scelto di modellare un unico geostrip per pannello, di larghezza 10 cm, calcolando una rigidezza assiale *EA* equivalente, al metro lineare, di 1000 kN/m (Capilleri et al., 2016, 2018, 2019).

L'analisi in condizioni piane è stata eseguita ricostruendo una sorta di tridimensionalità attraverso l'analisi comparata di due sezioni: una parallela longitudinalmente ai rinforzi, definita come *Vista Laterale*; un'altra ortogonale a questi, definita *Vista Frontale*. Dalla vista laterale si sono registrati gli abbassamenti verticali della sezione di mezzeria, ovvero ad una distanza dal paramento pari a circa 1.5 m. Questi abbassamenti sono quelli che si sono imposti ai rinforzi nella vista frontale.

Per tarare gli abbassamenti in quest'ultima sezione e renderli simili ai cedimenti osservati nella vista laterale, ad ogni quota dei geostrips, si è utilizzato un opportuno sistema di vincolo: *Fixed end Anchors*, presente nel codice PLAXIS (Brinkgreve et al., 2002). Tale vincolo, posto alle estremità di ogni rinforzo, si può intendere come una molla, che permette un abbassamento graduale, incastrata alla base e incernierata all'estremità superiore, che funge da appoggio al rinforzo. Tarate le molle e ottenuti gli stessi abbassamenti, sia nella sezione frontale che in quella laterale, si sono determinate le tensioni verticali su ogni rinforzo. Per valutare l'incremento di tensione efficace verticali indotta dall'effetto arco si è calcolato un "rapporto di sovratensione" α tra la tensione determinata attraverso l'analisi numerica e quella geostatica, alle varie quote di posizionamento dei rinforzi:

$$\alpha = \frac{\sigma'_{num}}{\gamma(H-Y)} \tag{1}$$

Tale valore è stato diagrammato in funzione della profondità adimensionale Y/H, in cui Y indica la quota a cui si valuta l'effetto arco corrispondente alla posizione dei rinforzi e H è l'altezza del muro. Ogni curva rappresenta una colonna di geostrips.

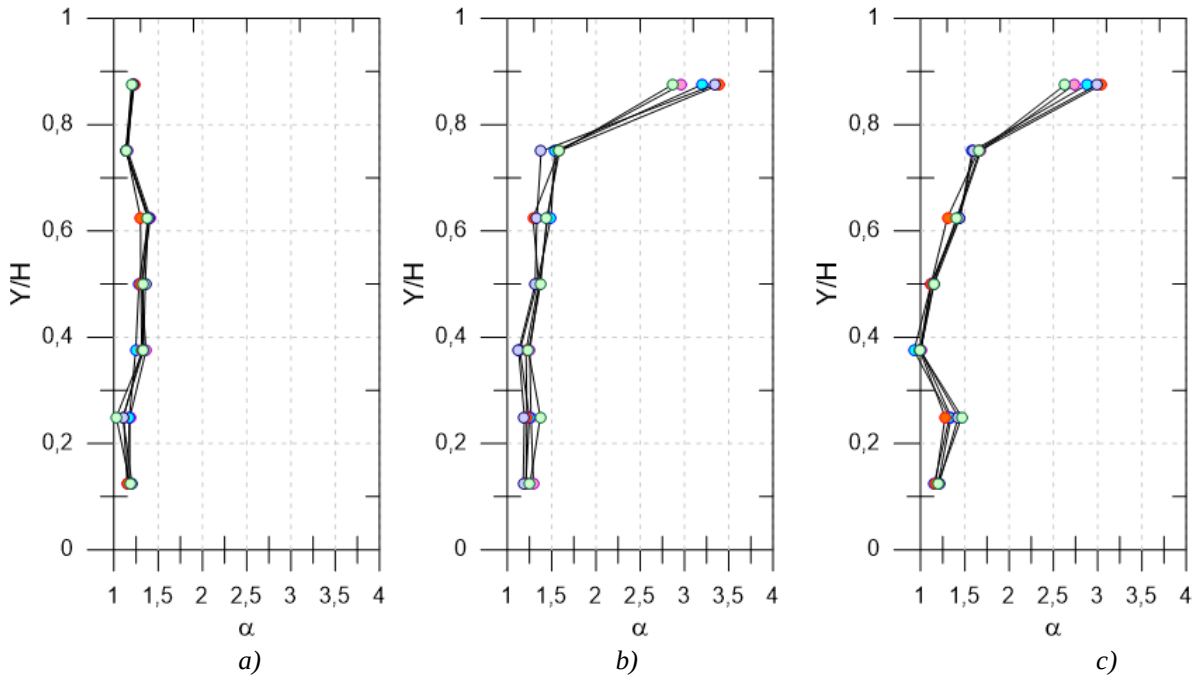


Figura 1. Effetto arco dei Geostrips al variare dell'angolo di attrito: a) φ=30°; b) φ=35°; c) φ=40°

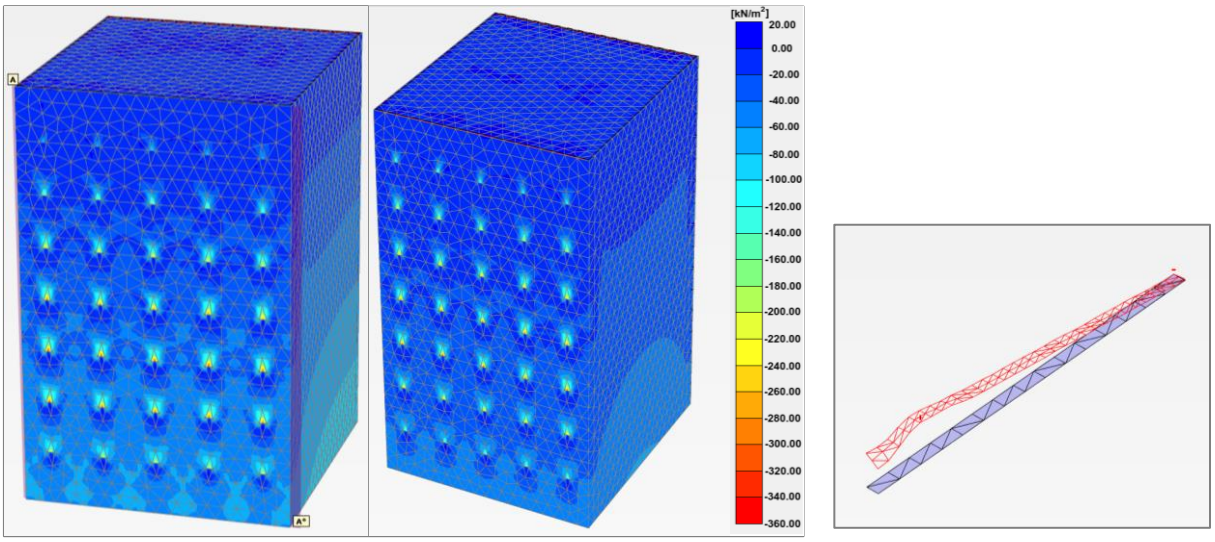
In Figura 1 è possibile osservare la variazione di α in funzione degli angoli di attrito utilizzati nell'analisi. Per un valore di angolo di attrito φ=30°, non si ha un andamento uniforme di α con la profondità: i valori massimi sono a profondità di 2.25 m, cioè ad una elevazione di 3.75 m (Y/H=0.60); invece, si è riscontrato che per angoli di

attrito φ=30° e φ=40° i rapporti di sovratensione sono notevolmente più elevati. Ne segue una dipendenza tra tali rapporti e l'angolo di resistenza al taglio del terreno, facendo notare che tale l'analisi è condotta in termini piani e quindi non coglie fenomeni tridimensionali. Tale aspetto, infatti, richiede ulteriori studi. Si può osservare come i valori del rapporto di sovratensione siano generalmente maggiori di 1 e quindi la tensione agente sul rinforzo, determinata con l'analisi agli elementi finiti, è maggiore di quella geostatica. In pratica, il terreno contenuto tra due rinforzi limitrofi si "appende" in parte ai rinforzi, a causa della minore rigidezza che tenderebbe a farlo cedere in misura maggiore rispetto al rinforzo. Questo comportamento è pertanto maggiormente esaltato laddove le condizioni di vincolo del rinforzo sono più significative, per esempio in prossimità dei pannelli di facciata. È appena il caso di osservare che in generale il rapporto di sovratensione aumenta all'aumentare dell'angolo di attrito.

3. CASO STUDIO 3D

La modellazione PLAXIS 3D (Brinkgreve et al., 2019) si è eseguita al fine di valutare, oltre l'effetto arco, il valore di massima trazione nei rinforzi ed il punto dove tale valore si trova. Per maggiormente esaltare gli effetti della sovratensione in questo caso sono stati utilizzati rinforzi metallici, aventi quindi maggiore rigidezza. Si sono effettuate due modellazioni di muri in terra armata, modellando il terreno con legame Mohr-Coulomb. Si specificano di seguito gli ulteriori parametri usati nell'analisi:

- Nella prima modellazione si è ipotizzato un terreno di riempimento incoerente con un angolo di attrito interno pari a 30°. I rinforzi sono metallici, modellati come *plates*, con spessore 1 cm, larghezza 10 cm e lunghezza 3 m; il modulo elastico normale E_{plates} è pari a $210x10^6$ kN/m^2.
  Come per l'analisi 2D anche in questo caso è stata rivolta l'attenzione ai valori delle tensioni verticali agenti sui rinforzi alle varie quote. Si sono valutate le tensioni normali verticali sui plates, osservando forti valori di sovratensione. A titolo di esempio, alla prima quota sono stati trovati valori di tensione verticale media di circa 120 kN/m^2 contro i 12,75 kN/m^2, secondo la formula geostatica. La Figura 2a mostra le tensioni verticali in shading.



a) *b)* *c)*

Figura 2. Tensioni normali verticali retrostanti il paramento: a) prima modellazione; b) seconda modellazione; c) andamento della trazione sul rinforzo della colonna centrale, a profondità 0.75 dal p.c. (T_{max} a 0.6 m)

Proseguendo longitudinalmente sui rinforzi, l'effetto arco diminuisce gradualmente, diventando trascurabile ad una distanza pari a 0.6 m dal paramento verticale. Per quanto riguarda il punto di massima trazione sui rinforzi, che notoriamente è previsto ad una distanza dal paramento esterno pari a 0.3 di H, come suggerito dal Coherent Gravity Method (Juran & Schlosser, 1979). Nell'ambito del presente studio si è trovato un valore di massima trazione ad una distanza dal pannello di facciata pari a 0.60 m che corrisponde a 0.1 H, (Figura 2c). La ricerca è tuttavia nella sua fase iniziale e tale aspetto necessita di ulteriori studi.

- Il secondo modello analizzato nasce dall'esigenza di voler verificare in che misura l'effetto arco fosse influenzato dalle condizioni di vincolo imposte al contorno, oltre che dall'angolo di attrito. Il muro presenta le stesse caratteristiche geometriche; anche in questo caso sono stati ipotizzati rinforzi metallici, con una lunghezza degli stessi pari a 4 metri, ciò per permettere una condizione di vincolo alla fine del rinforzo. È stato quindi introdotto un paramento verticale anche nella parte posteriore del muro, permettendo l'incernieramento finale dei plates sul retro. Infine, si è utilizzato un angolo di attrito per il terreno di riempimento $\phi' = 40°$. I risultati hanno mostrato una significativa interazione rinforzo-terreno con evidente formazione di un effetto arco, come evidenziato in Figura 2b, con valori medi della tensione verticale alla prima quota pari a 135 kN/m^2 contro i 12,75 kN/m^2 ottenuto dalla formula geostatica. L'effetto della sovratensione si riscontra in modo speculare nella parte anteriore e posteriore dei pannelli esterni in calcestruzzo, come d'altra parte atteso, considerata la simmetria del sistema. La presenza del vincolo posteriore aumenta l'effetto arco che si osserva sui rinforzi e quindi la tensione verticale sugli stessi.

4. CONCLUSIONI

Nell'analisi delle terre armate con rinforzi discontinui, giocano un ruolo importante gli effetti tridimensionali del problema. Il presente lavoro pertanto è stato svolto con lo scopo principale di studiare l'effetto arco nei rinforzi delle terre armate, che si mobilita grazie alla maggior rigidezza che presenta il rinforzo, metallico o geosintetico, rispetto al terreno. In pratica, il terreno contenuto tra due rinforzi si appende a questi, con il risultato che la tensione verticale sui rinforzi risulta maggiore di quella geostatica.

Nell'analisi 2D si è osservato un effetto arco di notevole entità, al variare dell'angolo di attrito del terreno, con valori di tensione verticale sui rinforzi fino a 3 volte maggiori rispetto a quelli geostatici. In questa modellazione sono stati usati rinforzi in poliestere di elevata deformabilità, si è "modellata" la tridimensionalità del fenomeno, calibrando gli abbassamenti verticali sulla base dei risultati ottenuti dall'analisi numerica della sezione longitudinale. Nell'analisi condotta con PLAXIS in campo 3D, si è voluta porre l'attenzione all'utilizzo di rinforzi rigidi, riscontrando risultati sensibilmente differenti rispetto alla modellazione 2D. Nella prima modellazione, è stato osservato un significativo effetto arco fino ad una distanza dal paramento esterno di 0.6 m e in quello stesso punto si attesta il valore di massima trazione sul rinforzo, in contrasto con il valore 0,3 H (1.8 m in questo caso) suggerito dal Coherent Gravity Method (Juran & Schlosser, 1979). È vero anche che si è cercato di confrontare valori di calcolo tridimensionali con teorie assunte nel campo piano. Non sorprende comunque che l'effetto arco alle basse quote risulti trascurabile considerato che, per la condizione al contorno imposta, (cedimenti nulli alla base) le differenze tra terreno e rinforzo in termini di cedimenti sono assai modeste. Nella seconda modellazione agli elementi finiti 3D, si è voluto analizzare l'effetto che comportava un'ulteriore condizione di vincolo posto sul retro del muro, realizzata estendendo i rinforzi fino alla estremità posteriore del muro stesso e vincolandoli con cerniere. Come era intuitivo attendersi, l'analisi ha mostrato che un'ulteriore condizione di vincolo produce un ulteriore significativo effetto di sovratensione.

5. BIBLIOGRAFIA

Brinkgreve R.B.J., AL-Khoury, Bakker K.J., Bonnier P.G., Brand P.J.W., Broere W. (2002). Plaxis 2D – version 8 general information. Delft University of Technology & PLAXIS bv, Olanda.

Brinkgreve R.B.J., Zampich L.M., Ragi Manoj N., Waterman D., Chesaru A., Bonnier P.G. (2019). PLAXIS CONNECT Edition V20.

Capilleri P.P., Ferraiolo F., Massimino M.R., Motta E., Raciti E., Scotto M., Todaro M., Bortolussi A., da Silva Duran J. (2016). Numerical analysis of a full scale earth reinforced wall: static and seismic behavior. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 3/2016.

Capilleri P.P., Ferraiolo F., Motta E., Scotto M., Todaro M., (2018). Static and dynamic analysis of two mechanically stabilized earth walls. *Geosynthetics International*, 26 (1): 26-41

Capilleri P.P., Motta E., Todaro M., (2019). Investigation on the locus of maximum axial force in plyester strap reinforced MSE walls under seismic loading. In *ICEGE 2019*, Roma, Italia, pp. 1562-1570.

Juran I., Schlosser, F., (1979). Theoretical analysis of failure in reinforced earthstructures. In *Symp on Earth Reinf, Proc of a Symp at the ASCE Annu Conv*, pp. 528-555, ASCE.

Sessione 3

STABILITÀ DEI PENDII, INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO E RINFORZO

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

STRUTTURA IN TERRA RINFORZATA PER L'ALLARGAMENTO DELLA PISTA DA SCI "PISTA ALOCH" A POZZA DI FASSA (TN)

Rinaldo Uccellini (r.uccellini@it.maccaferri.com)
Officine Maccaferri Italia Srl

Alessandro Cavagni (a.cavagni@it.maccaferri.com)
Officine Maccaferri Italia Srl

Alessandro Cullaciati (a.cullaciati@it.maccaferri.com)
Officine Maccaferri Italia Srl

Claudio Taller (claudio@mgtec.it)
MGtec Srl

ABSTRACT. Nell'ambito del progetto di allargamento e allungamento della pista da sci Aloch a Pozza di Fassa, si è reso necessario lo studio di un'opera in terra rinforzata, con difficoltà dovute alle particolari condizioni topografiche del sito: pendenza longitudinale del 35% e altezza dell'opera fino a 18 metri. L'opera in terra rinforzata, realizzata dall'impresa Ter System Srl, si è rivelata adeguata allo scopo del progetto grazie alla modularità degli elementi, che permette alla fondazione dell'opera di seguire l'andamento del pendio, e alla semplicità di posa, che ha garantito la realizzazione in pochi mesi e l'apertura della pista per la successiva stagione invernale.

1. INTRODUZIONE

Nel mese di gennaio 2018, la Provincia di Trento ha disposto un finanziamento di 3.5 milioni di euro a carico della Provincia e del Coni per il progetto del nuovo stadio dello sci Aloch a Pozza di Fassa. Il progetto prevedeva l'intervento sulla precedente pista Aloch, che è stata allargata ed allungata per poter accogliere ambedue le discipline tecniche dello sci (slalom speciale e slalom gigante) e per permettere l'organizzazione di eventi come i Campionati Mondiali Junior di Sci alpino, che si sarebbero tenuti in Val di Fassa nel gennaio 2019.

2. DESCRIZIONE DELLE SOLUZIONI ADOTTATE

Al fine di allargare la pista da sci, si è reso necessario alzare la quota del terreno in prossimità della sponda della pista. La realizzazione di opere in terra rinforzata si è rivelata essere la soluzione più adatta e vantaggiosa. Questa tecnologia prevede l'introduzione di elementi di rinforzo metallici e/o polimerici all'interno del terreno, al fine di migliorarne la resistenza al taglio. L'interazione tra il materiale di riempimento e gli elementi di rinforzo rende possibile la messa in opera di strutture in terra con il paramento perfettamente verticale o a elevata pendenza.

Il terreno è stato stabilizzato ricorrendo a strutture in terre rinforzata inclinate a 70°, realizzate mediante casseri a perdere in rete elettrosaldata e geogriglie polimeriche di rinforzo.

I casseri in rete elettrosaldata sono elementi modulari (altezza 0.60 m, larghezza 4.05 m, lunghezza 1.50 m, sagomati con paramento a 70°), posizionati su più livelli intervallati da berme. Il pannello in rete elettrosaldata garantisce adeguata rigidezza al paramento inclinato, ed è protetto dalla corrosione da un rivestimento metallico in lega di zinco-alluminio (Galfan). In aggiunta, un geotessile a maglia aperta trattiene le particelle fini del terreno di riempimento, impedendone l'espulsione attraverso la facciata e favorendo il rinverdimento della stessa.

L'elemento di rinforzo vero e proprio è costituito dalle geogriglie polimeriche tipo ParaGrid® e MacGrid WG®, fatte risvoltare intorno al cassero e inserite nel terreno per una lunghezza variabile. Le geogriglie tipo ParaGrid® sono strutture planari a nastri termosaldati, prodotte con filamenti di poliestere (PET) ad alta tenacità allineati ed incapsulati in una guaina protettiva di rivestimento di polietilene a bassa densità (LLDPE), mentre le geogriglie MacGrid WG® sono strutture planari regolari, costituite per tessitura in trama ed ordito di filamenti di poliestere ad alta tenacità, protette mediante un rivestimento polimerico (Figura 1).

Per il progetto sono state utilizzate geogriglie caratterizzate da una resistenza a trazione (UTS – Ultimate Tensile Strength) fino a 150 kN/m, allo scopo di fornire una resistenza di lungo termine (LTDS – Long Term Design Strength) adeguata alla vita utile dell'opera. I fattori riduttivi da applicare al valore di UTS sono determinati

sulla base del certificato emesso dal BBA – British Board of Agrément, noto organismo di approvazione esterno britannico.



Figura 1. Geogriglia tipo ParaGrid® (a sinistra) e tipo MacGrid WG® (a destra).

3. ASPETTI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Le verifiche di stabilità delle terre rinforzate a paramento rinverdibile sono state eseguite utilizzando il software di calcolo MACSTARS. Per il calcolo sono state considerate superfici di scivolamento circolari (Bishop, 1955). Le sezioni sono state verificate in condizioni statiche e sismiche, applicando i fattori di sicurezza per le azioni e i parametri geotecnici del terreno, nonché le combinazioni di carico, in accordo con le NTC del 2018. Per il dimensionamento delle geogriglie, sono state effettuate le verifiche di stabilità interna delle terre rinforzate, analizzando le superfici di scorrimento che intercettano totalmente o parzialmente la porzione rinforzata del rilevato. Per la verifica di stabilità globale, sono stati valutati i coefficienti di sicurezza relativi alle superfici di scivolamento passanti esternamente al volume di terreno rinforzato.

Visto che l'area è soggetta a forti precipitazioni nevose con accumulo di altezze considerevoli, o comunque alla presenza di neve artificiale per il funzionamento della pista, la condizione più sfavorevole analizzata è quella in condizioni sismiche e con un sovraccarico distribuito di 1.5 kPa dovuto alla presenza della neve.

La maggiore difficoltà del progetto era data dalla forte inclinazione del pendio; la terra rinforzata progettata si sviluppa infatti su una lunghezza di 130 metri con un dislivello di circa 40 metri e quindi una pendenza media del 35%. In questo caso, la modularità degli elementi è stata fondamentale per fare in modo che il piano di fondazione della terra rinforzata seguisse l'andamento del pendio, limitando gli sbancamenti del terreno. Questi aspetti sono evidenti osservando il profilo della terra rinforzata, riportato in Figura 2.

La sezione critica verificata raggiunge un'altezza della terra rinforzata di 18 metri, con lunghezze dei rinforzi in geogriglia alla base di 15 metri (Figura 3). La lunghezza e la resistenza a trazione dei rinforzi è stata diminuita progressivamente con l'aumento della quota degli strati di terra rinforzata, al fine di ottimizzare l'opera dal punto di vista economico.

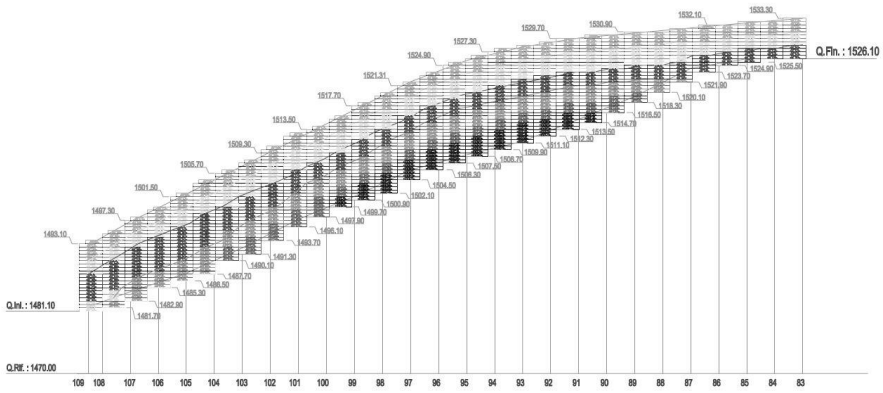


Figura 2. Prospetto del rilevato in terra rinforzata.

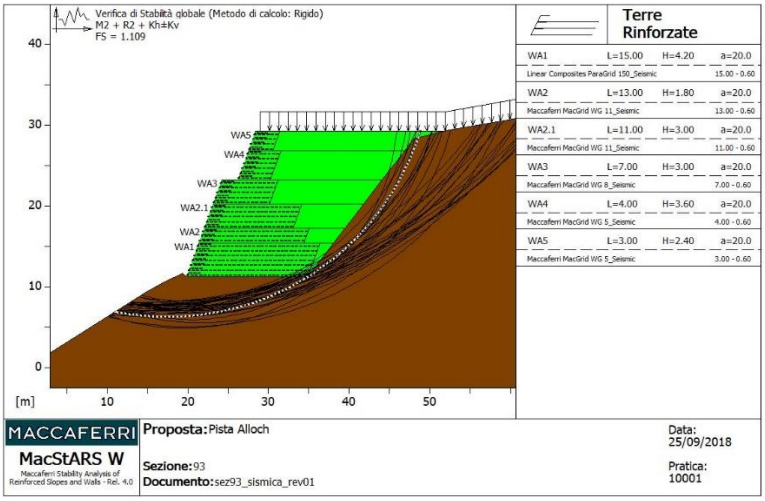


Figura 3. Schermata del software Macstars, con verifica di stabilità globale della sezione più gravosa.

4. COSTRUZIONE DELLE TERRE RINFORZATE

I due fattori principali che hanno portato alla scelta di procedere con le terre rinforzate sono stati la velocità di installazione del sistema e la capacità del paramento di rinverdire, minimizzando così l'impatto ambientale dell'opera, andando a migliorarne l'estetica. Questo aspetto è messo in evidenza nelle Figure 4 e 5, con il confronto tra l'opera poco dopo l'installazione e l'opera rinverdita dopo pochi mesi.

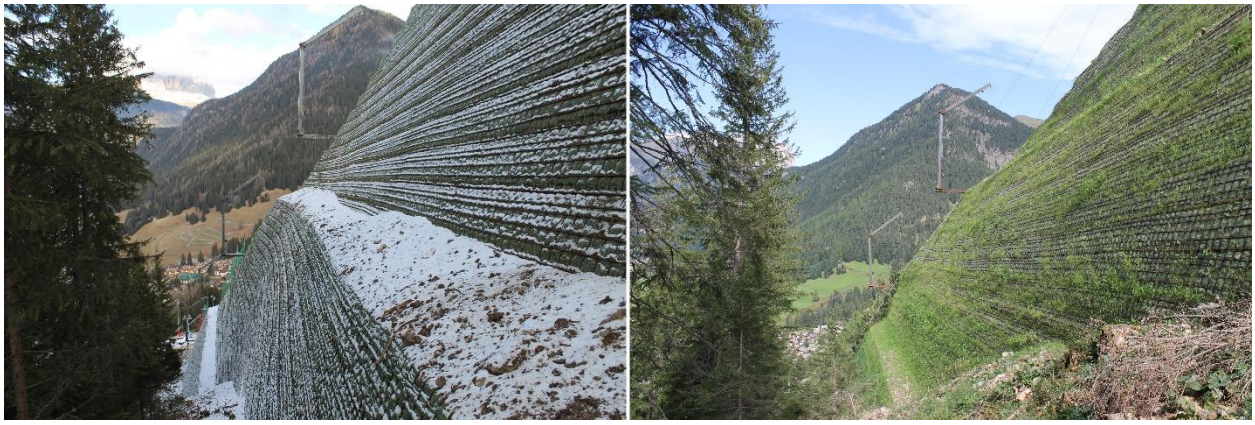


Figura 4. Confronto tra l'opera poco dopo l'installazione (a sinistra) e l'opera rinverdita dopo pochi mesi (a destra).



Figura 5. Confronto tra l'opera poco dopo l'installazione (a sinistra) e l'opera rinverdita dopo pochi mesi (a destra).

Gli elementi modulari in rete elettrosaldata sono unità prodotte in fabbrica, fornite in sito completamente preassemblate e sagomate con l'inclinazione di progetto. Le irregolarità del piano di posa, la vegetazione ed eventuale materiale a ridotte caratteristiche meccaniche presente in sito, sono stati preventivamente rimossi durante la fase di preparazione della fondazione. Le geogriglie, fornite in cantiere direttamente in rotoli, sono state tagliate della lunghezza richiesta da progetto e fatte risvoltare attorno il cassero, che è stato semplicemente posizionato e fissato alle altre unità lungo tutti i bordi, in modo da formare un elemento strutturale di facciata monolitico, come mostrato in Figura 6.

La corretta compattazione del terreno di riempimento e il suo rinforzo mediante le geogriglie hanno migliorato notevolmente le caratteristiche meccaniche dell'insieme rendendo possibile l'inserimento all'interno della terra rinforzata di elementi esterni anche di dimensioni considerevoli, come le reti di sicurezza e protezione.

La semplicità di posa ha reso possibile la realizzazione dell'opera in pochi mesi permettendo così di poterne fruire già per la successiva stagione invernale.



Figura 6. Vista del muro in terra rinforzata (a sinistra) e particolare dell'installazione delle reti di sicurezza (a destra).

5. BIBLIOGRAFIA

Bishop A.W. (1955). The use of slip circles in stability analysis of slopes. *Géotechnique*, 5 (1): 7-17.

British Standard BS 8006-1:2010+A1:2016 (2016). Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. *BSI Standard Publication.*

British Board of Agrément (2016). Maccaferri civil engineering products. Maccaferri Green Terramesh System. *Agrément Certificate 16/H247 Product Sheet 3*.

British Board of Agrément (2018). Linear Composites soil reinforcement products. ParaLink Geocomposites. *Agrément Certificate 03/4065 Product Sheet 1*.

Circolare 21.01.2019, n°7 C.S.LL.PP. (2019). Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. *Gazzetta Ufficiale n°35 del 11.02.2019, Suppl. n°5*.

Decreto Ministeriale D.M. 17.01.2018 (2018). Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni. *Gazzetta Ufficiale n°42 del 20.02.18, Suppl. n°8.*

Janbu N. (1973). Slope stability computations. *In embankment-dam engineering*. RC Hirschfeld and SJ Poulos, eds., Jon Wiley and Sons Inc., NY.

Juran I., and Schlosser F. (1978). Theoretical analysis of failure in reinforced earth structures. *Proceedings, ASCE Symposium on Earth Reinforcement*, Pittsburgh, 528-555.

X Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. Atti del Convegno – F. Ceccato, M. Rosone e S. Stacul
© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

LA STABILIZZAZIONE DEL CAPPING DELLE DISCARICHE MEDIANTE L'IMPIEGO DI GEOSINTETICI

Lorenzo Frigo (l.frigo@geosintex.com)
Geosintex srl, via Leonardo da Vinci 12, 36066, Sandrigo (VI)

Marco Zausa (m.zausa@geosintex.com)
Geosintex srl, via Leonardo da Vinci 12, 36066, Sandrigo (VI)

ABSTRACT
La copertura finale di una discarica (capping) viene normata in Italia dal D.Lgs. n°36 del 2003 che ne definisce in particolare la stratigrafia, composta essenzialmente da inerti di diversa tipologia e spessore, volta a isolare i rifiuti dall'esterno e a favorire l'inserimento della struttura a livello paesaggistico. Gli spessori di ricoprimento previsti sono, tuttavia, piuttosto ingenti e comportano la necessità di un'attenta analisi in fase progettuale per garantire specialmente la stabilità dei tratti inclinati. L'uso dei geosintetici in sostituzione a uno o più strati di materiale inerte consente una riduzione significativa dello spessore del capping, mantenendo le funzioni previste e migliorando la stabilità della struttura. Dopo un'introduzione sulla normativa di riferimento e una descrizione dei metodi di calcolo verrà brevemente illustrato, a titolo di esempio, il caso di una discarica nel centro Italia.

1. INTRODUZIONE

La chiusura definitiva di una discarica prevede la realizzazione di una copertura composta da diversi strati di materiale che hanno il compito di prevenire l'intrusione delle acque meteoriche nel corpo dei rifiuti, captare l'eventuale biogas prodotto, trattenere il terreno vegetale e favorire il rinverdimento della superficie finale per un migliore inserimento nell'ambiente.

Il capping viene normato dal decreto legislativo n. 36 del 13/01/2003 "Attuazione della direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti" il quale, nell'Allegato 1, distingue due tipi di impianti: 1) Impianti di discarica per rifiuti inerti; 2) Impianti di discarica per rifiuti non pericolosi e per rifiuti pericolosi.

La stratigrafia prevista per gli impianti del primo tipo prevede, dall'alto verso il basso: 1) strato superficiale di copertura con spessore ≥ 1.00 m avente funzione di garantire lo sviluppo delle specie vegetali, 2) strato drenante con spessore ≥ 0.50 m, 3) strato minerale con spessore ≥ 0.50 m, 4) strato di regolarizzazione. Lo spessore finale della copertura risulta pertanto pari ad s=2.00 m. La norma non distingue tra zone pianeggianti e zone inclinate, pertanto tale stratigrafia va realizzata anche in pendio e ne deve essere, quindi, garantita la stabilità.

Per le discariche di rifiuti non pericolosi e pericolosi la stratigrafia indicata dal decreto è similare, con la differenza che in questi casi va aggiunto anche uno strato di materiale granulare drenante, di spessore pari ad almeno 0,50 m, per l'intercettazione del biogas. Nel caso dei rifiuti pericolosi deve essere, inoltre, prevista un'eventuale geomembrana in ausilio allo strato minerale. La stratigrafia della copertura aumenta, quindi, il suo spessore complessivo, arrivando ad s=2.50 m, sia nelle zone orizzontali che inclinate.

Garantire la stabilità di uno spessore così importante di materiali sovrapposti che presentano caratteristiche assai differenti tra loro (ad es. la granulometria, la permeabilità…), soprattutto se la pendenza della copertura è notevole, può costituire un problema di non semplice ed economica soluzione.

L'impiego dei geosintetici può costituire una valida soluzione a questo problema. Infatti, grazie alla varietà di impieghi possibili, essi possono svolgere diverse funzioni, ad esempio sostituendo sia gli strati di materiale granulare per il drenaggio delle acque meteoriche e del biogas, sia lo strato di materiale fine a bassa permeabilità.

Questa operazione consente una riduzione di spessore che, nel caso di impianti per rifiuti non pericolosi e pericolosi, può essere pari anche ad 1.50 m. La Figura 1 illustra una sezione nella quale gli strati drenanti granulari sono stati sostituiti con dei geocompositi drenanti e lo strato di argilla con una geomembrana.

Oltre ad ottenere un capping di spessore ridotto, i geosintetici permettono di rendere più rapida la posa, ridurre l'impiego dei mezzi di trasporto e movimentazione degli inerti nonché le loro relative emissioni di CO_2, contenere i cedimenti del corpo dei rifiuti e, in alcuni casi, aumentare la capacità di stoccaggio della discarica.

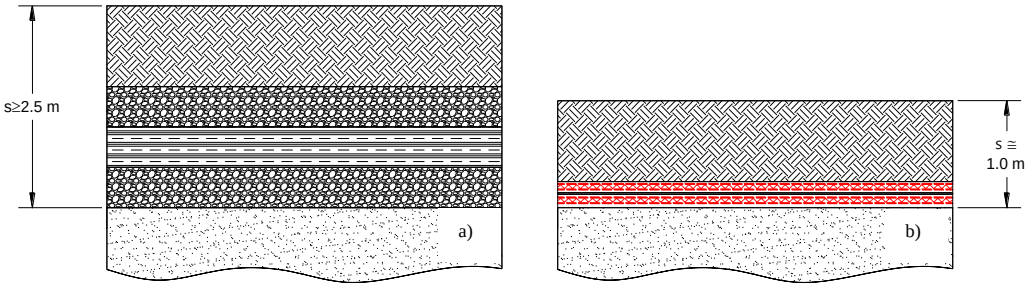


Figura 1. Capping senza geosintetici (a) e con geosintetici (b).

2. GEOSINTETICI E NORMATIVA

I geosintetici sono materiali che vengono impiegati in opere di Ingegneria Geotecnica, Ambientale, Idraulica e dei Trasporti, pertanto le loro prestazioni devono essere ben definite, misurabili e confrontabili. A tal scopo esistono gruppi di lavoro sia a livello nazionale (UNI), europeo (CEN) ed internazionale (ISO) costituiti con lo scopo di redigere normative comuni in grado di caratterizzare i geosintetici e favorirne lo scambio, la scelta ed il confronto.

Le norme armonizzate sui geosintetici coprono la maggior parte delle loro applicazioni. Ricordiamo, ad esempio, la EN 13251 "*Geotessili e prodotti affini – caratteristiche richieste per l'impiego nelle costruzioni di terra, nelle fondazioni e nelle strutture di sostegno*", la EN 13252 "*Caratteristiche richieste per l'impiego nei sistemi drenanti*" e la EN 13257 "*Caratteristiche richieste per l'impiego in discariche per rifiuti solidi*". In relazione ad una data applicazione le norme identificano la funzione del geosintetico e le caratteristiche indispensabili per tale funzione. Inoltre, nell'Appendice B del testo vengono date indicazioni in merito alla durabilità dei materiali e nell'Appendice ZA indicazioni in merito alla marcatura CE dei prodotti, in linea con il CPR 305/2011 "*Regolamento Prodotti da Costruzione (UE)*".

Oltre a tali norme sono presenti prove indice, quasi-performance test e performance test, in riferimento alle funzioni di rinforzo, drenaggio, protezione, barriera, che approssimano in misura crescente le condizioni reali in sito e le relative prestazioni dei geosintetici. Inoltre, sono disponibili indicazioni relative alla determinazione delle caratteristiche di attrito tra geosintetici e geosintetici-terreno, di sfilamento, scorrimento diretto e le linee guida in riferimento alla determinazione della resistenza a lungo termine dei rinforzi (ISO TR 20432) e della durabilità (ISO TS 13434).

Per quanto riguarda la resistenza a lungo termine del geosintetico, poiché essa entra in gioco nella progettazione agli stati limite ultimi delle strutture, conviene evidenziare come essa venga determinata secondo la ISO TR 20432 "*Guidelines for the determination of the long-term strength of geosynthetics for soil reinforcement*" che, tuttavia, non si discosta molto dalla AASHTO R 69-15 "*Standard Practice for Determination of Long-Term Strength for Geosynthetic Reinforcement*". Essa si applica per tutti i geosintetici, come ad esempio geogriglie e geotessili tessuti, impiegati in opera con la funzione di rinforzo. La resistenza a lungo termine viene determinata in base alla seguente espressione:

$$T_D = T_{char}/(RF_{CR} \cdot RF_{ID} \cdot RF_W \cdot RF_{CH} \cdot f_s) \quad (1)$$

con il seguente significato dei simboli: T_{char}=Resistenza caratteristica (a breve termine) del geosintetico; RF_{CR}=fattore di riduzione per creep (carico costantemente applicato ad una data temperatura); RF_{ID}=fattore di riduzione per il danneggiamento durante la posa in opera; RF_W=fattore di riduzione per tener conto degli effetti degli agenti atmosferici; RF_{CH}=fattore di riduzione dovuto agli effetti causati da agenti chimici e biologici alla temperatura di progetto; f_s=fattore di sicurezza per estrapolazione dei dati. Tale resistenza viene indicata anche con i seguenti simboli: T_D=T_{LTDS}=T_{avail} (LTDS=long term design strength; avail=available).

Naturalmente, progettando con gli Eurocodici o anche con la nostra NTC2018, non è possibile utilizzare direttamente T_D nel dimensionamento delle strutture. Occorre tenere presente di un altro coefficiente γ_M, fattore parziale per la proprietà di materiale o di prodotto, proprio del metodo semiprobabilistico agli stati limite. Esso copre la possibilità di deviazioni sfavorevoli del materiale o prodotto dal suo valore caratteristico (Gulvanessian H. et al., 2007). Pertanto, la resistenza da considerare nei calcoli sarà (T_{all}=$T_{allowable}$).

$$T_{all} = \frac{T_D}{\gamma_M} \quad (2)$$

Vi è poi un altro importane aspetto: in genere per le analisi agli SLU di opere rinforzate con geosintetici si impiegano metodi all'equilibrio limite, determinando così un fattore di sicurezza del sistema geotecnico. E' necessario accertarsi se tale fattore di sicurezza divida o meno anche la resistenza del rinforzo. Nel caso in cui T_{all} venga ulteriormente ridotta a causa del fattore di sicurezza determinato, occorrerà tenerne opportunamente conto (Duncan J.M. et al., 2014).

Giusto per fornire qualche valore, EBGEO (2011) definisce γ_M per tre diverse condizioni di carico (LC1=permanente, LC2=temporaneo ed LC3=eccezionale). Per le condizioni di carico LC1 viene stabilito γ_M=1.40. La norma francese NF P94-270 "*Calcul Géotechnique Ouvrages de Soutènement Remblais renforcés et massifs en sol cloué*" stabilisce invece un unico valore del fattore parziale per le proprietà del materiale pari a γ_M=1.25.

3. METODO DI CALCOLO

3.1 Stati limite ultimi

La determinazione della stabilità del sistema "capping", costituito da terreno e vari geosintetici, passa in primo luogo attraverso la determinazione dell'attrito tra le varie interfacce al fine di individuare quella critica. Occorre prestare attenzione a considerare correttamente la resistenza residua del sistema, che sarà quella dell'interfaccia che presenta picco minore (Gilbert R.B., 1996). Il passo successivo consiste nella selezione del metodo di calcolo.

Generalmente si applica il metodo dell'equilibrio limite, analizzando l'equilibrio alla traslazione del terreno di copertura. Si evidenzia un blocco attivo, uno passivo, una zona di fessurazione superiore. Le altre principali variabili sono: 1) Sovraccarico, 2) Azione dinamica del sovraccarico, 3) Sisma, 4) Acqua di infiltrazione, 5) Spessore variabile della copertura, 6) Interfacce, 7) Terreno di copetura attritivo, 8) Terreno di copertura coesivo.

Tra i metodi più diffusi (Druscel S. J., 1993; Ling H. I., Leshchinsky D., 1997; Koerner R. M., 1998; EBGEO 2011), si ricorda quello di (Ling H.I., Leshchinsky D., 1997). Rimandando al testo dell'articolo per una trattazione completa, si riporta solamente in Figura 2 lo schema di calcolo, i poligoni delle forze e i risultati finali delle equazioni di equilibrio (eq. 3 e 4) che evidenziano il fattore di sicurezza, senza riportare i passaggi intermedi.

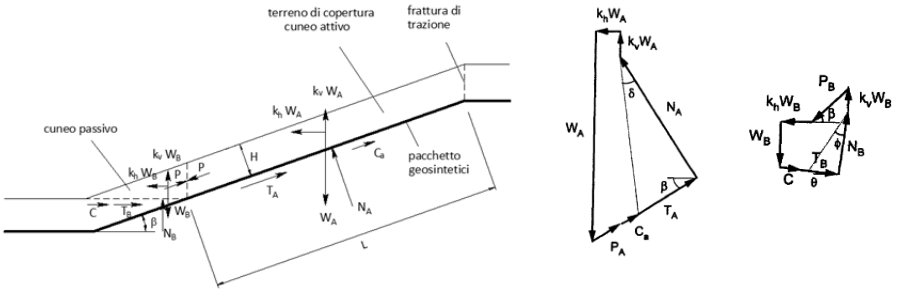


Figura 2. Cuneo attivo e passivo, poligoni delle forze (Ling, Leshchinsky, 1997)

$$FS = \frac{T_A + P + k_v W_A sin\beta + C_a}{W_A(k_h cos\beta + sin\beta)} \quad (3)$$

$$T_A = C_{ds} tan\varphi[(1 - k_v)cos\beta - k_h sin\beta]W_A \quad (4)$$

Se le forze stabilizzanti (attrito e spinta passiva), non sono in grado di equilibrare le forze destabilizzanti, allora occorre introdurre un elemento di rinforzo (geosintetico) la cui resistenza, a lungo termine, sarà:

$$t = W_A(k_h cos\beta + sin\beta) - (T_A + P + k_v W_A sin\beta + C_a) \quad (5)$$

Tale resistenza verrà poi confrontata con la resistenza disponibile del geosintetico:

$$T_{all} = \frac{T_D}{\gamma_M} \geq t \quad (6)$$

Oltre agli stati limite di ultimi, occorrerà esaminare anche gli stati limite di esercizio al fine di controllare la deformazione del geosintetico. In genere, per questa verifica, sarà opportuno impiegare metodi numerici.

4. CASO DI STUDIO: IL CAPPING PER UNA DISCARICA DI RIFIUTI NON PERICOLOSI

Geosintex ha fornito i materiali e il supporto tecnico per la realizzazione del capping di una importante discarica per rifiuti non pericolosi, situata in centro Italia. La discarica, poggiante sul lato di un pendio, presentava una zona inclinata ed una porzione sommitale pianeggiante. La parte inclinata è stata suddivisa in 6 scarpate di lunghezza variabile da 27 m a 68 m, con inclinazione media di 24°. La superficie da coprire, in pianta, era pari a circa 100.000 m^2. La stratigrafia di progetto presentava, dall'alto verso il basso, i seguenti strati: 1) terreno vegetale con spessore 100 cm; 2) geocomposito drenante per le acque meteoriche; 3) strato di argilla con spessore pari a 50 cm; 4) geocomposito drenante per il biogas; 5) strato di regolarizzazione. Pertanto, lo spessore totale di terreno da stabilizzare risultava pari a s=150 cm. Considerando la scarpata più sfavorevole dal punto di vista della stabilità (lunghezza di circa 68 m con inclinazione i pari a circa 23°), sono state posizionate 3 geogriglie da 400 kN/m, del tipo Edilgrid 400, ad interasse pari a 50 cm, opportunamente ancorate nello spazio presente tra ogni scarpata.

Il geocomposito drenante impiegato per il drenaggio delle acque meteoriche e del biogas è del tipo SintexDrain GSG 60.12, costituito da due geotessili non tessuti ed una georete interna. La Figura 3 rappresenta la sezione della della scarpata 1 con indicati i geosintetici utilizzati ed una foto di dettaglio.

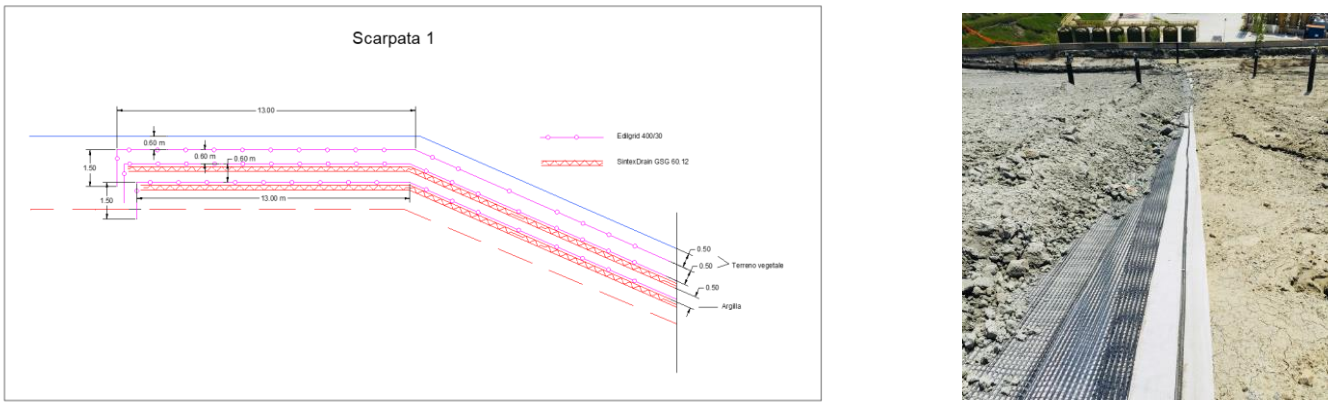


Figura 3. Sezione della scarpata 1 della discarica con immagine di dettaglio.

5. CONCLUSIONI

Definire il pacchetto di chiusura di una discarica rappresenta una sfida progettuale rilevante, in quanto da un lato è fondamentale garantire il funzionamento post-operam della struttura, al fine di prevenire potenziali contaminazioni dell'ambiente circostante, dall'altro vanno prevenuti possibili danni a cose o persone dovuti all'instabilità degli strati di copertura. In Italia le leggi che normano la realizzazione del capping si focalizzano principalmente sull'aspetto idraulico-ambientale più che su quello strutturale; questo lo si evince dal notevole spessore degli strati di copertura previsti, a causa del quale si possono instaurare problemi di stabilità traslazionale.

I geosintetici possono costituire una soluzione efficace per rendere stabili situazioni che altrimenti non lo sarebbero; impiegati come elementi di rinforzo, drenaggio, impermeabilizzazione o protezione, essi permettono di realizzare strutture più sicure (in condizioni sia statiche che sismiche), economiche e a minor impatto ambientale rispetto alle soluzioni tradizionali.

BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

D. Lgs. n. 36 13/01/2003 "Attuazione della direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti".

Gulvanessian H., Formichi P., Calgaro J.A., 2009. *Guida all'Eurocodice 1*. EPC Editore. Thomas Telford.

Ducan J. M. et al. (2014). *Soil Strength and Slope Stability*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey

Ling H. I., Leshchinsky D. (1997). Seismic stability and permanent displacement of landfill cover system. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.* February 1997.

Gilbert, R.B., Byrne, R.J. (1996). "Strain-Softening Behavior of Waste Containment System Interfaces", *Geosynthetics International*, 3(2), 181-20

X Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. Atti del Convegno – F. Ceccato, M. Rosone e S. Stacul
© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI UNO SVASO RAPIDO SULLA STABILITÀ DEL PETTO ARGINALE CON IL METODO DEI PUNTI MATERIALI

Veronica Girardi (veronica.girardi.1@phd.unipd.it)
DICEA - Università degli Studi di Padova, via Ognissanti 39, Padova

Francesca Ceccato (francesca.ceccato@icea.unipd.it)
DICEA - Università degli Studi di Padova, via Ognissanti 39, Padova

ABSTRACT. Le verifiche di sicurezza delle opere artificiali in terra e delle scarpate naturali si concretizzano nelle analisi di stabilità, di prassi condotte mediante metodi consolidati quali l'equilibrio limite e il metodo agli elementi finiti. Tuttavia, lo studio dell'evoluzione del collasso, caratterizzabile come un fenomeno di grande deformazione, non può essere compiutamente valutato mediante suddette tecniche. A questo scopo è necessario adottare un metodo capace di modellare grandi spostamenti per una quantificazione effettiva dei volumi di terreno mobilitati e delle distanze percorse. Il presente contributo mira ad esplorare le potenzialità del Metodo dei Punti Materiali per la valutazione di stabilità dei rilevati arginali. In particolare viene adottata una formulazione multifase, la 2phase-Double Point (bifase a due punti), per analizzare e quantificare gli effetti di uno svaso rapido sulla stabilità del petto arginale; il confronto con il fattore di sicurezza FS risultante dalle analisi LEM e FEM permette di valutare il contributo effettivo del metodo ad una migliore quantificazione e comprensione del fenomeno.

1. INTRODUZIONE

La sicurezza delle opere in terra e delle opere di ritenuta idraulica è un tema di particolare rilevanza in diversi paesi. Il collasso di tali strutture può essere causato da diversi meccanismi, ad esempio instabilità globale, sormonto, erosione (interna e esterna), tutti potenzialmente governati dalla complessa interazione solido-fluido e dal comportamento non-lineare del terreno. Nonostante la frequenza e l'impatto dei problemi di erosione, attualmente al centro di numerose attività di ricerca (Yerro, A. et al., 2017; Bonelli, S., 2013), il presente contributo si focalizza solo sui fenomeni di macro-instabilità delle banche arginali a causa dell'alterazione del regime delle pressioni interstiziali.

Le analisi di stabilità vengono generalmente condotte mediante metodi all'equilibrio limite (Limit Equilibrium Method: LEM) e metodi agli elementi finiti (Finite Element Method: FEM). L'evoluzione nel tempo del fattore di sicurezza FS può essere valutato con entrambi i metodi, e ad ogni istante viene identificato il più probabile meccanismo sulla base delle ipotesi del problema, tuttavia non può essere analizzata la propagazione del collasso. La comprensione dell'evoluzione spaziale e temporale dei meccanismi di instabilità è l'elemento chiave a supporto delle valutazioni di rischio e della pianificazione di misure di attenuazione. A questo scopo, è necessario adottare una metodologia numerica capace di gestire grandi deformazioni, come il metodo dei punti materiali (Material Point Method: MPM). Nell'MPM (Sulsky,D. & Schreyer, HL., 1994) i corpi vengono discretizzati mediante set di punti materiali (Material Points: MPs) che si muovono conservando tutte le quantità cinematiche e tensionali. U una griglia computazionale che ricopre tutto il potenziale dominio di spostamento del corpo viene utilizzata per risolvere le equazioni di bilancio; tuttavia non si deforma assieme, consentendo la valutazione degli spostamenti effettivi tramite i MPs. All'inizio di ogni passo temporale le informazioni vengono mappate dai MPs ai nodi della mesh, mediante funzioni interpolanti. Le equazioni di governo vengono risolte e i valori nodali delle velocità vengono utilizzati per aggiornare deformazioni e tensioni ai MPs. A questo punto, la mesh può essere arbitrariamente modificata, ma viene solitamente resettata alla posizione iniziale.

In tempi recenti sono state sviluppate diverse formulazioni idromeccaniche di tipo accoppiato per modellare il terreno in condizioni sature (Jassim, I. et al., 2013; Bandara, S. & Soga K., 2015) e di parziale saturazione (Yerro, A. et al, 2015; Wang, B. et al, 2018). Tali formulazioni possono distinguersi sulla base del numero di fasi, oppure sulla base di layer distinti di punti materiali assegnati a ciascuna fase (Figura 1 a). Formulazioni di tipo 1-, 2- o 3-phase indicano il numero di fasi del modello matematico, ad esempio nel caso 2-phase le equazioni di bilancio delle fasi solida e liquida sono considerate separatamente tenendo conto anche dell'interazione reciproca. Approcci single- o double-point indicano invece il numero di tipologie di punti materiali usati nel modello, ad esempio single point indica che il continuo è discretizzato con un solo tipo di MP che rappresenta la miscela solido-liquido-gas ma trasporta le informazioni di tutte le fasi.

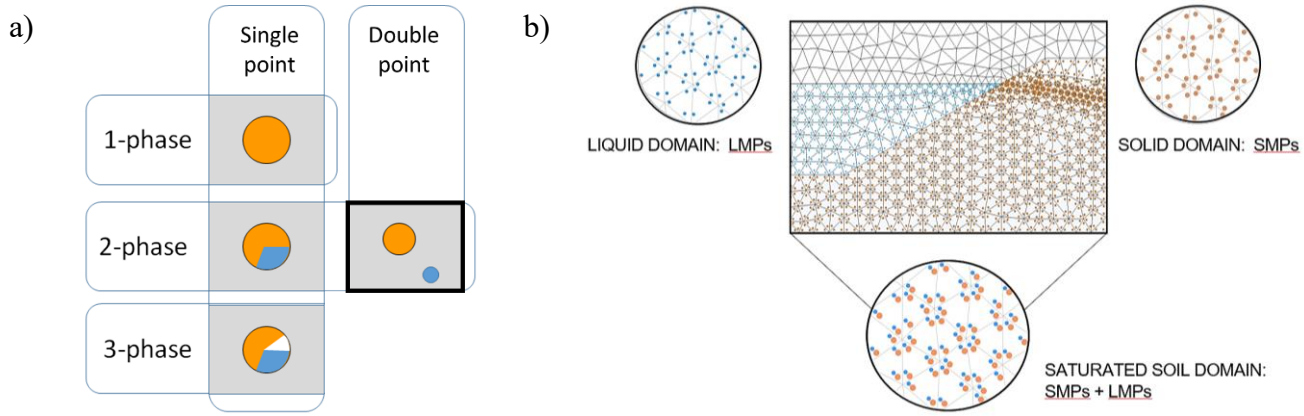


Figura 1. a) Formulazioni multifase del MPM attualmente disponibili b) Modellazione delle singole fasi e del mezzo saturo nella formulazione bifase a due punti.

2. LA FORMULAZIONE 2PHASE-DOUBLE POINT

La formulazione 2Phase-Double Point riproduce il comportamento del mezzo poroso saturo mediante l'approccio dei continui indipendenti sovrapposti: lo scheletro solido e il fluido acqua sono rappresentati da due set distinti di punti materiali, chiamati SMPs (*solid material points*) e LMPs (*liquid material points*). La definizione di due specifici set di MPs permette di identificare tre diversi domini (Figura 1, b): il dominio dell'acqua libera, ovvero solo LMPs, il dominio del terreno secco (usando solo SMPs) e il dominio del mezzo poroso saturo, laddove i SMPs e i LMPs condividono lo stesso elemento della mesh computazionale.

Il comportamento dinamico del continuo viene descritto attraverso le equazioni della quantità di moto del solido e del liquido che restituiscono come incognite principali le accelerazioni del solido $\boldsymbol{a}_S$ e del liquido $\boldsymbol{a}_L$. Le equazioni di conservazione della massa della fase solida e della miscela e le equazioni costitutive vengono poste ai punti materiali corrispondenti, ai fini di aggiornare le variabili secondarie (Martinelli, M. & Rohe, A., 2015).

Il liquido è assunto come debolmente compressibile specificando il modulo di Bulk K_L, mentre per quanto concerne gli sforzi tangenziali nella fase fluida è possibile tenerne conto, ma solo in elementi di tipo liquido. Le equazioni di conservazione della quantità di moto vengono discretizzate nello spazio mediante l'approssimazione di Galerkin e integrate nel tempo mediante uno schema semi-esplicito. La formulazione 2P-DP è stata testata in diversi casi applicativi dove predomina l'interazione solido-fluido come il collasso di colonne di terreno sature (Ceccato et al, 2018), i processi di fluidizzazione e sedimentazione (Bolognin, M. et al., 2017) e il sormonto di un argine (Liang et al, 2017).

3. SIMULAZIONE DELLO SVASO RAPIDO

3.1 Allestimento del modello MPM

La geometria del modello viene impostata assumendo l'ipotesi di deformazione piana, di conseguenza bidimensionale. Viene analizzata la sola scarpata lato fiume per ridurre il costo computazionale dell'analisi. La mesh è costituta da elementi triangolari lineari. Inizialmente vengono assegnati 3 LMPs e 3 SMPs agli elementi della porzione di terreno saturo, 3 LMPs agli elementi appartenenti al dominio del fiume (acqua libera) e 3 SMPs agli elementi sopra la superficie freatica, assunti come terreno secco. Per quanto concerne le condizioni di bordo: gli spostamenti dei SMPs sono impediti in entrambe le direzioni al bordo inferiore del modello, mentre per bordi laterali sono impediti solo gli spostamenti perpendicolarmente ad essi. Per il liquido tutti i bordi sono impermeabili.

I parametri dei materiali sono riassunti nella Tabella 1. Il livello della superficie freatica è assunto inizialmente orizzontale e le tensioni vengono inizializzate mediante una fase quasi-statica dove agisce solo la gravità. Successivamente, viene simulato lo svaso rapido mediante rimozione progressiva dei LMPs rappresentativi dell'acqua libera nel fiume. Tale processo è suddiviso in 5 load step che garantiscono il raggiungimento del livello minimo (0m) in 30 minuti complessivi. A questo punto la simulazione procede valutando un arco temporale di altre 5 ore per visualizzare l'evoluzione effettiva degli spostamenti del petto arginale.

Tabella 1. Proprietà dei materiali del modello MPM.

Property	Value	Property	Value
Densità del solido [kg/m^3]	2650	Densità del liquido [kg/m^3]	1000
Porosità iniziale [-]	0.4	Viscosità del liquido [Pa s]	10^{-3}
Angolo d'attrito [°]	28	Modulo di Bulk liquido [kPa]	10^5
Coesione [kPa]	2	Permeabilità intrinseca [m^2]	4.08 10^{-12}
Modulo di Young [kPa]	30000		
Rapporto di Poisson [-]	0.3		

3.2 Risultati e confronto con metodi LEM e FEM

L'evoluzione del movimento della scarpata, durante e a seguito dello svaso rapido, è riportata in Figura 1: gli spostamenti dei SMPs in m e la posizione dei LMPs sono tracciati in 3 istanti di tempo successivi. All'inizio dello svaso gli spostamenti sono molto piccoli, e lo sviluppo di una zona di accumulo di deformazioni che si trasformerà nella superficie di scorrimento occorre quando il livello del fiume raggiunge 0,6 m. All'istante t_2=26.7 min lo spostamento superficiale massimo è pari a 0,18m. Il petto dell'argine si stabilizza rapidamente ad una successiva configurazione deformata: a 33.3 minuti il massimo spostamento è pari a soli 0.20m e dopo le 5 ore di monitoraggio diventa 0.21 m. La forma della superficie di scorrimento è concorde a quella delle analisi LEM e FEM presentate in Figura 2 (vengono raffigurate solo le scarpate interne, ma i modelli sono basati sulla sezione completa). I parametri fisico-meccanici del terreno sono identici a quelli relativi alla fase solida utilizzati nel modello MPM.

L'analisi LEM viene condotta mediante il software *Geostudio2019*: in serie viene condotta un'analisi della filtrazione in condizioni stazionarie (permeabilità k = $4 \cdot 10^{-6}$ m/s) seguita da una fase transitoria per riprodurre l'abbassamento del livello, infine la distribuzione di pressioni risultante costituisce uno degli input dell'analisi LEM successiva mediante il metodo di Bishop. Il fattore 1.06 rappresenta una situazione "borderline", ovvero la scarpata potrebbe essere sensibile a un'instabilità a seguito di un'ulteriore sollecitazione o per una riduzione di resistenza. Sempre in figura 2 vengono raffigurati il FS e il contour degli spostamenti risultanti dall'analisi FEM condotta con il software *Plaxis2D*. In questo caso viene adottata la procedura della *"phi-c reduction"*, alla fine della fase transitoria di filtrazione conseguente allo svaso, e il fattore di sicurezza risultante è pari a 0.97. Questo valore simboleggia l'occorrenza della mobilitazione della scarpata quantificata in un massimo di 12 mm che tuttavia non sono rappresentativi di alcuna condizione realistica, noti i sopramenzionati limiti del metodo. Risulta dunque cruciale l'analisi del risultato prodotto mediante l'MPM che mostra chiaramente l'insorgenza di una superficie di scorrimento senza però generare il collasso del paramento e ripristinando una nuova configurazione stabile, dopo le 5 ore.

A titolo esplorativo vengono inoltre condotte delle analisi riducendo l'angolo d'attrito interno del materiale a 24°. In questo caso l'analisi LEM restituisce un FS=0.93 mentre l'analisi MPM mostra un'insorgenza anticipata della superficie di scorrimento e uno spostamento massimo al termine dell'analisi pari a 0,6m.

4. CONCLUSIONI

Questo articolo ha brevemente presentato un'applicazione della formulazione bifase a due punti del metodo dei punti materiali. Grazie alla completa trattazione in termini di spostamenti, è stato quantificato l'effetto del fenomeno di svaso rapido sulla stabilità del petto arginale. Le analisi basate sui metodi LEM e FEM avrebbero indotto a valutare la scarpata interna come "instabile o al limite della sicurezza", senza però fornire indicazioni sugli spostamenti attesi post-collasso. Viceversa l'MPM si è dimostrato capace di individuare, senza ipotesi preliminari su forma e localizzazione, una superficie di potenziale scorrimento e di mostrare che, anche dopo diverse ore dallo svaso completo, l'opera ritrova una nuova configurazione stabile e può assolvere alle sue funzioni nel breve periodo, garantendo ad esempio la possibilità di interventi di rinforzo e/o ripristino mirati. Differenti scenari possono aprirsi modificando geometria e parametri meccanici del terreno, offrendo dunque la possibilità di valutare con questa moderna tecnica numerica i rischi per la struttura arginale.

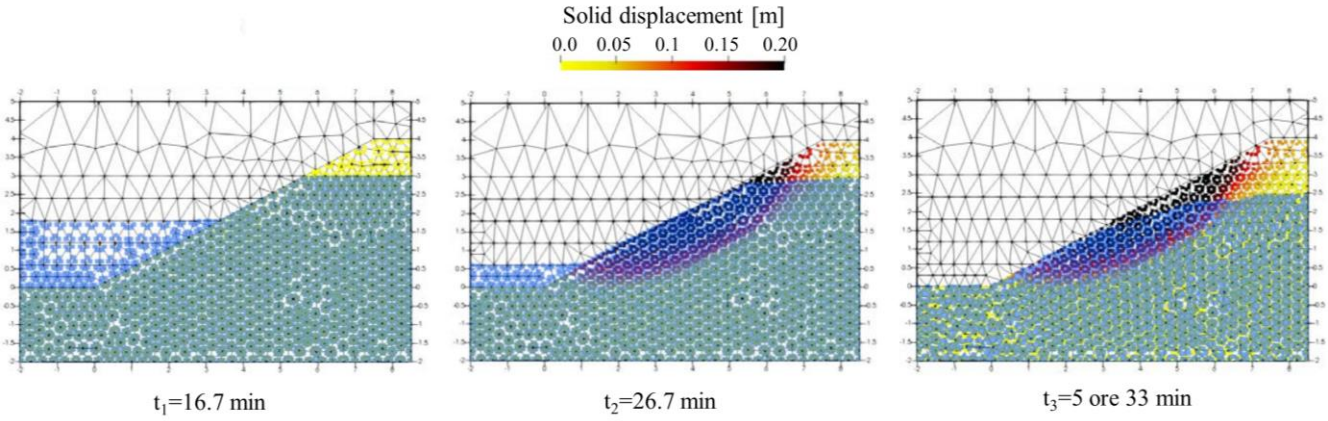


Figura 2. Spostamenti dei SMPs durante successivi istanti del fenomeno indagato

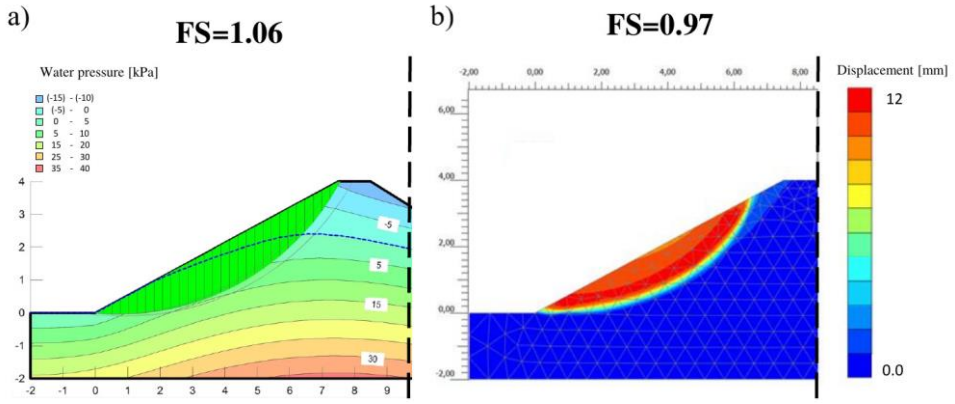


Figura 3.Risultati delle analisi di stabilità con metodi LEM a) e FEM b)

5. BIBLIOGRAFIA

Bandara S, Soga K. Coupling of soil deformation and pore fluid flow using material point method. Comput. Geotech., 63, 199–214 , 2015.

Bolognin M, Martinelli M, Bakker KJ, Jonkman SN. Validation of material point method for soil fluidisation analysis, 1st International Conference on the Material Point Method, MPM 2017, 2017, Elsevier B.V., pp.233–41.

Bonelli,S. Erosion in geomechanics applied to dams and levees. Ed. 2013. John Wiley & Sons, London.UK.

Ceccato F, Yerro A, Martinelli M. Modelling soil-water interaction with the Material Point Method . Evaluation of single-point and double-point formulations. Numer. Methods Geotech. Eng. IX, Vol. 1 Proc. 9th Eur. Conf. Numer. Methods Geotech. Eng. (NUMGE 2018), 1–8 , 2018.

Jassim I, Stolle D, Vermeer P. Two-phase dynamic analysis by material point method. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech. Anal. methods Geomech., 37, 2502–22 , 2013.

Liang D, Zhao X, Rohe A. Simulation of seepage and overtopping induced dam failures, 2nd International Conference on the Material Point Method for Modelling Soil-Water-Structure Interaction, 2019, pp.278–83.

Martinelli M, Rohe A. Modelling fluidisation and sedimentation using material point method, Proc. 1st Pan-American Congress on Computational Mechanics (PANACM 2015), Buenos Aires, Argentinia, (Idelsohn S , Sonzogni V , Coutinho A, Cruchaga M , Lew A , Cerrolaza M ed.), 2015.

Sulsky D, Chen Z, Schreyer HL. A particle method for hystory-dependent materials. Comput. Methods Appl. Mech. Eng., 118, 179–96 , 1994.

Wang B, Vardon PJ, Hicks MA. Rainfall-induced slope collapse with coupled material point method. Eng. Geol., 239, 1–12 , 2018.

Yerro A, Alonso EE, Pinyol NM. The material point method for unsaturated soils. Geotechnique, 65, 201–17 , 2015.

X Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. Atti del Convegno – F. Ceccato, M. Rosone e S. Stacul
© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

STABILITÀ DI UN DEPOSITO DI MATERIALE GRANULARE IN CONDIZIONI NON SATURE: CARATTERIZZAZIONE IDRAULICA DI LABORATORIO E MODELLAZIONE NUMERICA

Nicolò Guarena (nicolo.guarena@polito.it)
Politecnico di Torino, Torino, Italia

Gianluca Bella (gianluca.bella@polito.it)
Pini Swiss Engineers, Lugano, Svizzera

Andrea Dominijanni (andrea.dominijanni@polito.it)
Politecnico di Torino, Torino, Italia

Mario Manassero (mario.manassero@polito.it)
Politecnico di Torino, Torino, Italia

ABSTRACT. A motivo di specifiche condizioni meteorologiche, approfondite analisi di stabilità delle opere in terra possono necessitare di una caratterizzazione sperimentale dei materiali in condizioni non sature allo scopo di riprodurne più fedelmente il comportamento idro-meccanico. A tal fine, il presente articolo riporta la caratterizzazione idraulica della frazione sabbioso-limosa di un campione prelevato da un cumulo di stoccaggio temporaneo di materiale granulare, proveniente dalla frantumazione di rocce quarzitiche. Il comportamento idraulico in condizioni non sature è stato studiato mediante prove in edometro a controllo di suzione, che prevedono la misura del contenuto d'acqua del provino a diversi valori imposti di suzione, ottenendo dunque la risposta in termini di ritenzione idrica. Previa valutazione del contributo delle condizioni di non saturazione alla resistenza al taglio, sono state messe a punto analisi numeriche di stabilità agli elementi finiti, finalizzate a simulare le condizioni di innesco di un movimento gravitativo che si è manifestato nello stesso deposito.

1. INTRODUZIONE

La necessità di ricostruire le condizioni al contorno che hanno determinato l'innesco di un fenomeno franoso in un cumulo di stoccaggio temporaneo di materiale granulare, ubicato nei pressi di uno stabilimento di produzione di sabbie silicee, ha richiesto di pianificare un'estesa attività di caratterizzazione geotecnica del granulato. Tale caratterizzazione di laboratorio è stata propedeutica alla messa a punto di analisi numeriche idonee a simulare l'influenza, sulle condizioni di stabilità del deposito, delle modalità di movimentazione del terreno dalla base del cumulo, al fine di evidenziare eventuali condotte dell'operatore alla guida della pala caricatrice, coinvolta essa stessa nel movimento gravitativo, non conformi alle procedure di sicurezza adottate dallo stabilimento. In particolare, alla luce dei ripetuti cicli di imbibizione ed essiccamento a cui è stato sottoposto il deposito nelle settimane antecedenti l'evento franoso, è stata ritenuta indispensabile una caratterizzazione del comportamento idraulico del terreno in campo non saturo, sulla base della quale è stato possibile studiare l'effetto dell'accoppiamento idro-meccanico sulla risposta del materiale granulare in condizioni di incipiente rottura e, in ultima analisi, individuare i fattori scatenanti il fenomeno di instabilità.

2. PROVE IN EDOMETRO A SUZIONE CONTROLLATA

Il materiale oggetto delle prove di caratterizzazione idraulica, condotte mediante un edometro a suzione controllata, è un granulato ghiaioso sabbioso. Le caratteristiche fisico-meccaniche del granulato, determinate su un campione prelevato dalla zona sommitale del deposito dove ha avuto luogo il franamento, sono riportate in Tabella 1. Preliminarmente all'esecuzione delle prove di ritenzione idrica, il campione originario è stato selezionato mediante vagliatura con il setaccio US 10 (ASTM E 11 – 70), avente apertura delle maglie pari a 2 mm. Le prove edometriche a controllo di suzione sono state effettuate su due provini aventi diametro 50 mm e altezza 20 mm, ottenuti per compattazione statica della frazione sabbioso-limosa del campione all'interno della cella edometrica. I parametri che definiscono lo stato iniziale dei provini testati, sia per il ramo di essiccamento (drying) sia per quello di imbibizione (wetting), sono riportati in Tabella 2.

Tabella 1. Proprietà geotecniche del materiale granulare costituente il cumulo di stoccaggio: diametro corrispondente al 10%, 40% e 90% di passante, D_{10}-D_{40}-D_{90}, gravità specifica, G_s, peso dell'unità di volume, γ, modulo di Young, E, coefficiente di Poisson, ν, angolo di resistenza al taglio a volume costante, φ'_{cv}.

D_{10} (mm)	D_{40} (mm)	D_{90} (mm)	G_S (-)	γ (kN/m^3)	E (MPa)	ν (-)	φ'_{cv} (°)
0.213	2.00	23.8	2.67	17	10	0.27	37

Tabella 2. Stato iniziale dei provini testati nell'edometro a controllo di suzione: indice dei vuoti, e_0,contenuto d'acqua, w_0, grado di saturazione, S_{r0}, tensione netta, σ_{net}.

	e_0 (-)	w_0 (%)	S_{r0} (-)	σ_{net} (kPa)
Drying	0.49	16.9	0.92	10
Wetting	0.59	1.99	0.09	10

2.1 Attrezzatura sperimentale e modalità di prova

La caratterizzazione idraulica effettuata in condizioni non sature è volta a determinare la curva di ritenzione idrica (WRC) del materiale, fornendo la relazione tra suzione di matrice, *s*, e grado di saturazione, S_r. I dati sperimentali (s, S_r) sono stati ottenuti mediante l'utilizzo di una cella edometrica a controllo di suzione, in uso presso il Laboratorio Geotecnico del Politecnico di Torino (Fig. 1): differenti step di suzione sono stati imposti, misurando per ciascuno di essi il contenuto d'acqua scambiato e valutando il rispettivo grado di saturazione, sia per il ramo principale di essiccamento (main drying) sia per quello principale di imbibizione (main wetting). In dettaglio, le due prove sono state eseguite adottando la tecnica della traslazione degli assi, in accordo alla quale la suzione è data dalla differenza tra la pressione dell'aria, u_a, e la pressione dell'acqua, u_w.

2.2 Risultati delle prove di caratterizzazione idraulica e interpretazione

I risultati sperimentali sono stati interpolati mediante il modello di ritenzione proposto da Van Genuchten (1980), assumendo che il grado di saturazione residuo del materiale sia nullo a motivo del ridotto contenuto di fine e, pertanto, che per il grado di saturazione efficace sussista la relazione $S_r^{eff} = S_r$:

$$S_r = \frac{1}{\left[1+\left(\alpha \cdot s\right)^n\right]^m} \tag{1}$$

I parametri di modello α, n ed m ricavati dalla calibrazione dell'espressione di Van Genuchten sono riportati in Tabella 3, e la curva di ritenzione idrica ottenuta è illustrata in Fig. 2. In particolare, è possibile notare come i dati sperimentali relativi sia al ramo di essiccamento sia a quello di imbibizione siano interpretabili con le stesse coppie di parametri n ed m, dipendendo questi ultimi dalla distribuzione granulometrica del materiale.

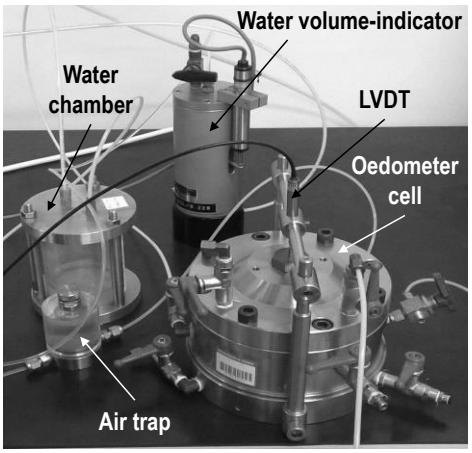


Figura 1 – Cella edometrica a controllo di suzione (Bella, 2017).

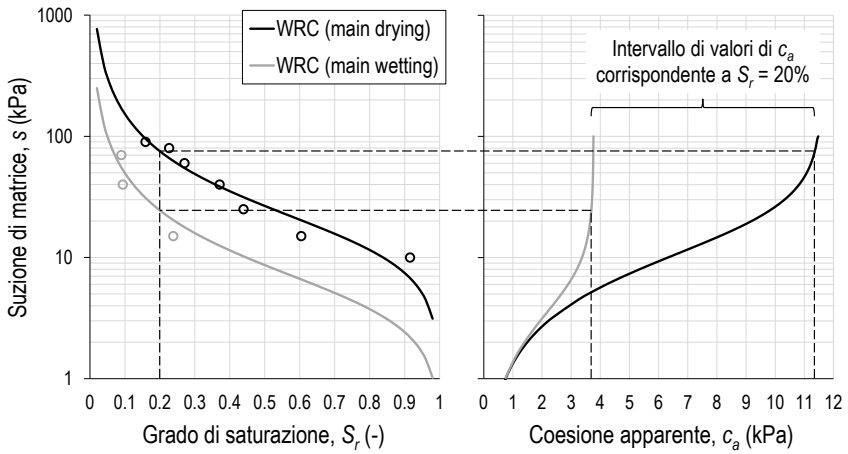


Figura 2 – Calibrazione della curva di ritenzione idrica sui risultati della prova in edometro, e andamento della coesione apparente in funzione della suzione.

Tabella 3. Parametri del modello proposto da Van Genuchten (1980) calibrati sui risultati sperimentali.

	α **(kPa^{-1})**	**n** **(-)**	**m** **(-)**
Drying	0.065	2.0	0.5
Wetting	0.2	2.0	0.5

3. SIMULAZIONI NUMERICHE

Le analisi di stabilità, condotte mediante il software agli elementi finiti MIDAS GTS NX, hanno contemplato un modello geometrico tridimensionale tale da rappresentare, nel modo più fedele possibile, la configurazione assunta dal cumulo di stoccaggio del granulato in un istante immediatamente antecedente all'attivazione del movimento gravitativo (Fig. 3). Lo scavo al margine del deposito, realizzato dalla pala caricatrice incidentata, è stato simulato tramite progressiva rimozione di regioni di volume, a ciascuna delle quali corrisponde un avanzamento del mezzo di scavo all'interno del cumulo pari a 1 m. Per ogni step di avanzamento è stato calcolato il fattore di sicurezza, *FS*, facendo uso della procedura *Phi-C reduction*, e il *contour plot* delle deformazioni distorsionali ha permesso di visualizzare il cinematismo di rottura.

3.1 Criterio di resistenza in condizioni non sature

La risposta tenso-deformativa del materiale granulare costituente il deposto di stoccaggio è stata modellata per mezzo di un legame costitutivo elastico idealmente plastico con criterio di resistenza del tipo Mohr-Coulomb. Tenendo conto della riformulazione del principio degli sforzi efficaci proposto da Bishop & Blight (1963) in campo non saturo, il medesimo criterio di resistenza può essere convenientemente espresso come segue:

$$\tau_f = \sigma_n \tan(\varphi') + \chi s \tan(\varphi') \tag{2}$$

dove τ_f è la tensione tangenziale a rottura, χ è il parametro degli sforzi efficaci di Bishop, σ_n è la tensione totale normale al piano di rottura e φ' è l'angolo di resistenza al taglio.

Dall'Eq. 2 si evince che, in condizioni non sature, il comportamento a rottura dei terreni può essere studiato con riferimento a un materiale che, idealmente, si trova in condizioni perfettamente asciutte, avendo però l'accortezza di incrementare la resistenza al taglio di un contributo, usualmente indicato come coesione apparente, $c_a = \chi s \tan(\varphi')$, tale da includere l'effetto delle forze interparticellari di natura capillare. Il principale beneficio derivante da questo approccio è rappresentato dalla possibilità di condurre, mediante i più comuni software dedicati all'analisi di stabilità dei versanti e delle opere in terra, verifiche geotecniche che, a rigore, richiederebbero l'impiego di codici di calcolo specialistici (Tarantino & Di Donna, 2019).

Con specifico riferimento al problema della stima della coesione apparente per il caso in esame, giova richiamare quanto mostrato da Tarantino & El Mountassir (2013), i quali hanno raccolto un elevato numero di risultati di prove in cella triassiale condotte su sabbie e limi in condizioni non sature, confrontando le tensioni deviatoriche misurate a rottura e i corrispondenti valori tensionali ottenuti dalla condizione di plasticizzazione di Mohr-Coulomb valida in campo non saturo (Eq. 2). Tale confronto ha messo in evidenza un'ottima corrispondenza tra misure sperimentali e previsioni teoriche adottando la ben nota relazione $\chi = S_r$, e sulla base di questa assunzione modellistica è stata quindi calcolata la coesione apparente in funzione del grado di saturazione (Fig. 2), in accordo alle curve di ritenzione idrica determinate al paragrafo 2.2.

3.2 Risultati delle analisi di stabilità

Potendosi assumere che, all'istante di incipiente rottura del deposito, il materiale granulare fosse caratterizzato da un contenuto d'acqua dell'ordine del 4% e da un indice dei vuoti compreso tra 0.5 e 0.6, le simulazioni numeriche sono state eseguite per un unico valore della coesione apparente, ipotizzato costante in ogni punto del dominio di calcolo e uguale a 7 kPa: quest'ultimo valore può essere infatti interpretato come una media rappresentativa dell'intervallo di variazione evidenziato in Fig. 2, da mettere in relazione con un grado di saturazione pari al 20%.

Le analisi svolte hanno mostrato che lo scavo realizzato alla base del deposito non compromette, in modo apprezzabile, le condizioni di stabilità dello stesso rispetto alla configurazione iniziale indisturbata, a cui può

essere associato un intervallo di variazione caratteristico del fattore di sicurezza $FS = 1.14 \pm 0.02$, fintanto che lo scavo non avanza, all'interno del cumulo, a una profondità pari a circa 6 m rispetto alla posizione di ritrovamento della pala caricatrice a seguito del sinistro (Fig. 3). In corrispondenza di quest'ultimo approfondimento dello scavo è stato rilevato un significativo abbattimento del fattore di sicurezza e un repentino cambiamento di forma del cinematismo di rottura (Fig. 4), tale da mobilitare un volume di granulato compreso tra 4000 e 5000 m^3.

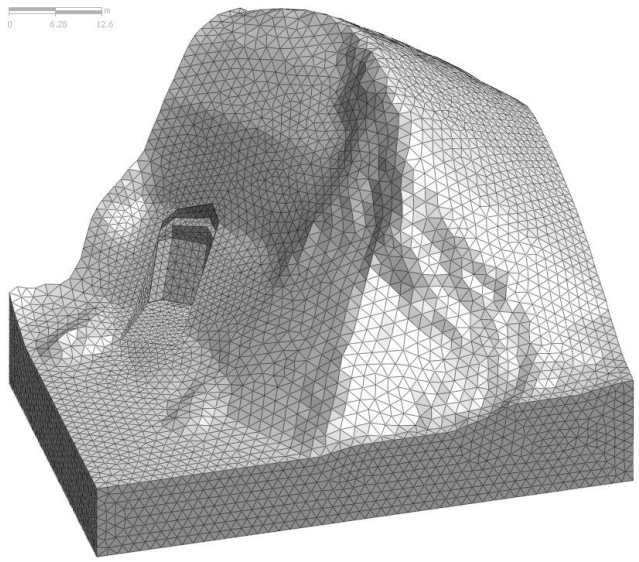


Figura 3 – Modello agli elementi finiti (208106 elementi tetraedrici) per l'analisi di stabilità del deposito di granulati: avanzamento dello scavo pari a 6 m rispetto alla posizione di ritrovamento della pala incidentata.

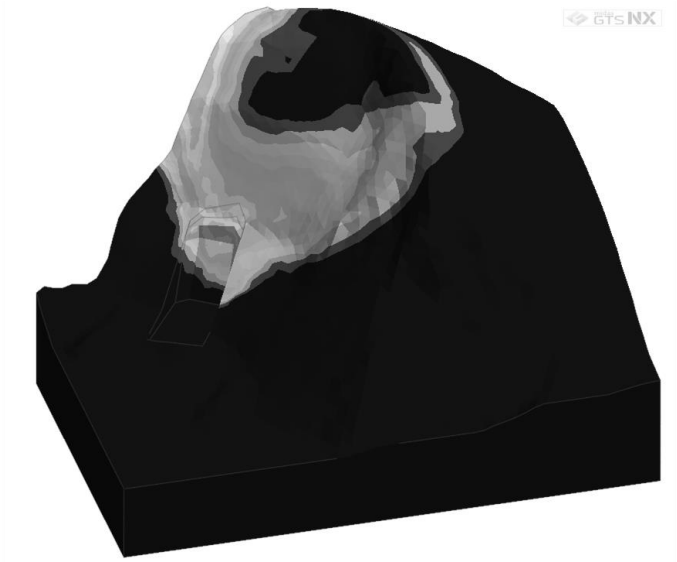


Figura 4 – Localizzazione delle deformazioni distorsionali massime calcolate tramite la procedura "Phi-C reduction", in corrispondenza delle quali può essere ubicata la superficie di scorrimento attivata a rottura.

4. CONCLUSIONI

La ricostruzione della dinamica dell'incidente ha dimostrato che l'innesco del fenomeno franoso non sarebbe stato certamente possibile se l'operatore alla guida della pala caricatrice, addetta alla movimentazione del granulato, si fosse attenuto alle procedure di sicurezza vigenti all'interno dello stabilimento. Queste procedure operative prevedono, infatti, un'asportazione uniforme del materiale dal piede della scarpata in modo tale da generare scorrimenti superficiali di ridotta volumetria, senza perciò eseguire uno scavo in approfondimento con prelievi ripetuti nella stessa zona. In particolare, le analisi numeriche finalizzate a simulare le condizioni di innesco hanno evidenziato come la capacità di ritenzione idrica del granulato, nonché l'effetto "arco" associato alla geometria dello scavo, abbiano consentito un avanzamento all'interno del cumulo in oggetto in una condizione di temporanea stabilità, fino all'attivazione di un meccanismo di collasso fragile dovuto alla repentina perdita del contributo di resistenza al taglio legato alle condizioni di non saturazione. Si può pertanto concludere che l'approccio di calcolo adottato, sebbene sia da inquadrare come un primo livello di approfondimento del problema, permette di studiare in modo semplice e attendibile il comportamento a rottura dei terreni in campo non saturo, sulla scorta dei risultati di un'attività sperimentale volta a caratterizzarne il comportamento idraulico.

5. BIBLIOGRAFIA

Bella G. (2017). *Hydro-mechanical behaviour of tailings in unsaturated conditions*. Tesi di dottorato, Politecnico di Torino.

Bishop A.W., Blight G.E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Géotechnique*, 13(3):177-197.

Tarantino A., Di Donna A. (2019). Mechanics of unsaturated soils: simple approaches for routine engineering practice. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 53(4): 5-46.

Tarantino A., El Mountassir G. (2013). Making unsaturated soil mechanics accessible for engineers: Preliminary hydraulic–mechanical characterisation and stability assessment. *Engineering Geology*, 165: 89-104.

Van Genuchten M.T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5): 892-898.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

STABILITÀ DELLE SPALLE DI UNA DIGA AD ARCO-GRAVITÀ: IL CASO DELLA DIGA DI RIDRACOLI

Edoardo Lusini (edoardo.lusini@unibo.it)
Università di Bologna

ABSTRACT. Nella presente nota si analizza la stabilità della spalla destra della diga ad arco-gravità di Ridracoli nei confronti di possibili cinematismi lungo le discontinuità della roccia di fondazione. Per consolidare l'ammasso, durante le fasi di scavo propedeutiche alla realizzazione della diga, furono posti in opera numerosi tiranti di ancoraggio. Prove di taglio in sito realizzate durante la costruzione della diga evidenziarono infatti la presenza di alcuni livelli marnosi laminati, con parametri di resistenza particolarmente scadenti, all'interno dell'ammasso roccioso fittamente stratificato, che rappresentano superfici preferenziali di rottura.
Le analisi sono svolte secondo il metodo all'equilibrio limite in condizioni tridimensionali e delineano un possibile cinematismo di collasso fortemente condizionato dalla direzione di spinta della diga per effetto arco. L'azione sismica viene considerata per mezzo di analisi pseudo-statiche a partire da uno specifico studio sismotettonico dell'area che rileva un aumentato quadro di pericolosità sismica rispetto alla situazione progettuale.

1. INTRODUZIONE

La diga di Ridracoli (Figura 1) è una struttura di ritenuta del tipo ad arco-gravità massiccia, alta circa 100 m e con uno spessore alla base fino a 40 m, posta nell'entroterra appenninico della provincia di Forlì-Cesena in Emilia-Romagna (Italia). È considerata un impianto strategico (NTD14) sia per le dimensioni sia per il ruolo di principale risorsa idropotabile per le provincie di Forlì-Cesena, Ravenna, Rimini e per la repubblica indipendente di San Marino.

La spalla destra presenta condizioni giaciturali più sfavorevoli e, in generale, una morfologia meno massiccia rispetto alla controparte sinistra. Per questi motivi la verifica della stabilità di tale porzione di ammasso è stata scelta come oggetto di un primo studio che ampliasse la trattazione dei risultati ottenuti in sede di Progetto Esecutivo (Alpina S.p.A., 1976), al fine di confermare le necessarie condizioni di sicurezza, includendo azioni che erano state precedentemente trascurate, come l'effetto di un intervento diffuso di tirantatura (Figura 1) o fortemente sottostimate, come l'azione sismica.

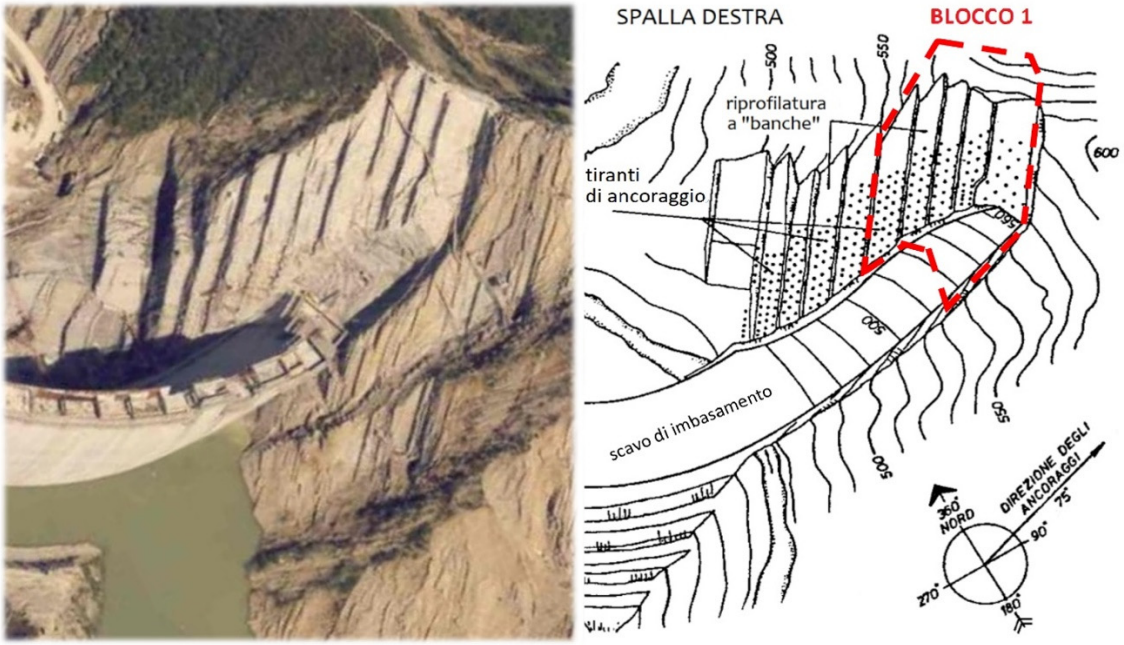


Figura 1 – Planimetria della spalla destra e sua fotografia aerea durante il lavori di costruzione in rosso la traccia del blocco più critico analizzato all'equilibrio limite ("BLOCCO 1)".

2. ASPETTI GEOLOGICI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il substrato roccioso in corrispondenza del manufatto è rappresentato esclusivamente da una unità litostratigrafica sedimentaria di origine turbiditica, la Formazione Marnoso Arenacea, caratterizzata dalla alternanza ritmica di strati arenacei (più resistenti) e marnosi (meno resistenti) i cui contatti sono, da qui in avanti, denominati ST. Il *flysch* affiora in corrispondenza della sezione di sbarramento con un andamento monoclinalico molto regolare, immergente verso S-SO (218°) con una inclinazione media di 27°. Un dettagliato rilievo geomeccanico della roccia di fondazione (Alpina S.p.A., 1976) ha evidenziato nella componente arenacea il tipico schema di fratturazione secondo due famiglie di giunti ortogonali dirette rispettivamente lungo l'immersione (KKI) o la direzione (KKD) dei piani di stratificazione (Figura 2). All'interno degli strati marnosi è più difficile identificare famiglie di discontinuità regolari; tuttavia, si sono osservati piani preferenziali di rottura diretti approssimativamente come i giunti di fratturazione degli strati arenacei. Il rilievo ha permesso inoltre di accertare la presenza, nella serie stratigrafica, di almeno tre livelli argillosi-marnosi di potenza centimetrica, detti "strati laminati" perché disposti in sottilissime strutture piano-parallele. Questa "laminazione" si riflette in caratteristiche di resistenza al taglio decisamente scadenti rispetto al resto della successione, con angoli di resistenza per attrito fino a 13°, a fronte invece di una coesione non trascurabile (150 kPa ridotti a 50 kPa nelle analisi per tener conto dell'effetto scala). Tali valori sono stati ottenuti per interpolazione dai risultati di numerose prove di taglio diretto in sito eseguite sul "primo strato laminato" (Alpina S.p.A., 1978).

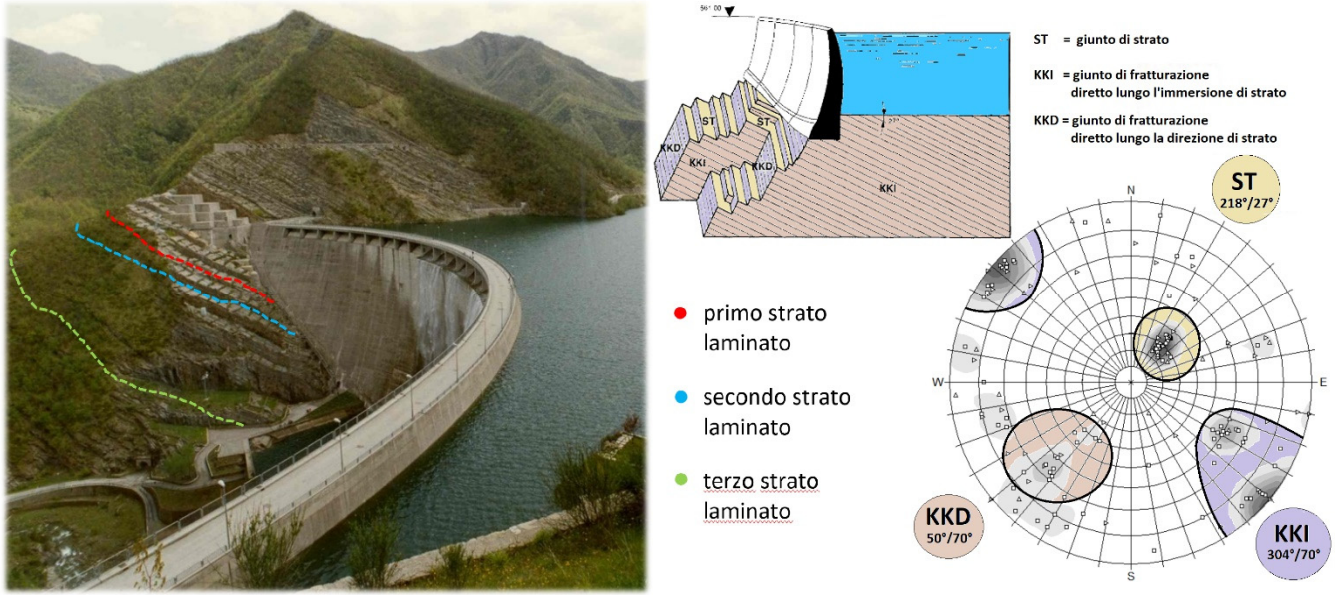


Figura 2 – Fotografia della spalla destra della diga ultimata con sovrapposte le tracce degli "strati laminati"; schema a blocchi della diga e della sua roccia di fondazione (Oberti et al., 1986, modificata) e diagramma stereografico dei poli con evidenziate le principali famiglie di discontinuità (ST = giunti di stratificazione, KKI e KKD = giunti di fratturazione).

3. ANALISI ALL'EQUILIBRIO LIMITE TRIDIMENSIONALE

Presupponendo che le caratteristiche di resistenza particolarmente scadenti degli strati laminati giochino un ruolo preponderante nel possibile svilupparsi di fenomeni di instabilità, si è scelto di studiare il comportamento a rottura dell'ammasso roccioso attraverso un modello di "mezzo discontinuo". Per lo sviluppo delle analisi si è fatto ricorso unicamente al metodo dell'equilibrio limite tridimensionale nella versione formulata da Warburton (1981). Per l'identificazione dei blocchi potenzialmente instabili, invece, si sono seguite le indicazioni dalle linee guida della statunitense Federal Energy Regulatory Commission (FERC, 2018).

In tal modo sono stati definiti due blocchi potenzialmente instabili, impostati ciascuno su un diverso strato laminato. Essi condividono le rimanenti due superfici di separazione: una diretta come la famiglia di discontinuità KKI e l'altra verticale orientata come il paramento di monte della diga. Mentre per i giunti di strato si possono applicare direttamente i parametri di resistenza misurati tramite prove sperimentali (ST: $\varphi = 13°$, $c = 50$ kPa), per i giunti di fratturazione, caratterizzati da un'estensione areale più ridotta, lo sviluppo di una superficie estesa di scorrimento richiede la rottura di una porzione più o meno ampia di roccia intatta. L'angolo di resistenza al taglio

è stato assunto pari al limite inferiore dei valori desunti a partire dai parametri sperimentali JRC e JCS sui giunti scabri linearizzando il criterio di Barton nell'intervallo tensionale 0÷3 MPa, mentre la coesione tiene conto della presenza dei ponti in roccia (KKI: $\varphi = 36°$ e $c = 50$ kPa).

Le forze agenti sui blocchi comprendono, oltre alla forza peso verticale, la spinta trasmessa dalla diga, le sottopressioni idrauliche sulle facce inferiori, le forze di ancoraggio trasmesse dai tiranti e, infine, le forze pseudo-statiche che rappresentano l'azione sismica. La stima delle forze trasmesse dalla diga è stata ottenuta mediante un metodo elastico analitico specifico per le dighe ad arco-gravità (Tölke & Ludin, 1938), evoluzione del metodo classico ad "archi puri". Per ciascun blocco sono considerate le quote-parti di tensioni trasmesse dalla diga al di sopra del livello in cui la fondazione della diga e lo strato laminato si incontrano.

Le sottospinte idrauliche sono considerate a partire dall'assunto che il livello piezometrico lungo le discontinuità all'interno dell'ammasso sia idrostatico e riferito alla quota di massimo invaso. Solo sulla discontinuità di strato si ammette un abbattimento lineare del carico idraulico fino ad annullarsi dove esso affiora al piano campagna. Tale modellazione esclude completamente l'effetto dello schermo impermeabilizzante nell'abbattere la falda. È stata perciò assunta una decurtazione arbitraria del 50% della sottospinta idraulica sulle facce ST e KKI, mantenendo invece inalterato il carico sul giunto di trazione, poiché posto a monte dello schermo.

I tiranti di ancoraggio, installati provvisoriamente con lo scopo di consolidare la spalla durante le operazioni di scavo e dimensionati per trasmetterle una forza pari a circa 965 MN, esercitano tuttora una certa azione residua, la cui entità dovrà essere accertata sperimentalmente e resa soggetta a opportuni controlli periodici. Le teste dei tiranti sono disposte su file parallele all'immersione degli strati sulla superficie rocciosa di spalla destra a valle dell'invaso, profilata a gradoni che assecondano le discontinuità naturali di strato (Figura 1). Si sono considerate due condizioni estreme: quella iniziale con tiro al 100% e quella ipotetica a cui tende naturalmente il sistema in assenza di una manutenzione specifica, ovvero l'annullamento delle forze di ancoraggio (0%).

L'evoluzione del quadro di pericolosità e del relativo impianto normativo rendono oggi l'azione sismica, introdotta come forza pseudo-statica equivalente, quella che, proporzionalmente, più influisce sulle analisi, soprattutto perché non è nota a priori la sua direzione di applicazione. Secondo i codici normativi vigenti (NTD14, NTC18) le verifiche rispetto a cinematismi a livello fondale devono essere condotte rispetto allo stato limite ultimo di collasso (SLC). Poiché le verifiche sono effettuate su un'opera esistente la vita nominale può essere ridotta a 50 anni secondo quanto prescritto nelle NTD14. Il periodo di riferimento corrispondente (T_R) è pari a 1950 anni. Utilizzando le accelerazioni attese dedotte da un recente studio sismotettonico *ad hoc*, non pubblicato, commissionato dall'ente gestore (OGS, 2014), si ottiene, per il periodo di riferimento considerato, una accelerazione attesa al suolo $a_g = 0{,}449$ g, che cresce fino ad $a_{max} = a_g \cdot 1{,}4 = 0{,}629$ g considerando l'amplificazione topografica dovuta alla morfologia del pendio. Ad essa corrispodonono coefficienti di proporzionalità pseudo-statici piuttosto elevati, $K_H = 0{,}24$ e $K_V = 0{,}12$, per le componenti rispettivamente orizzontale e verticale del sisma. Per ricercare la situazione più critica è stata fatta variare la direzione di applicazione della componente orizzontale del sisma e sono state valutate di volta in volta le condizioni di stabilità in termini di coefficiente di sicurezza FS. La componente verticale più severa è risultata sempre diretta verso l'alto, opposta alla forza di gravità, e corrisponde perciò nelle analisi ad una riduzione della forza peso.

4. RISULTATI DELLE ANALISI

Le analisi sono state svolte sia in campo statico sia pseudo-statico. In questo elaborato sono riportati i risultati per uno solo dei due blocchi analizzati, quello impostato sul primo strato laminato, che ha restituito i coefficienti di sicurezza più bassi. Per rappresentare sinteticamente tutti i risultati afferenti allo stesso blocco sullo stesso grafico, si è scelta una rappresentazione radiale (Figura 3), dove la distanza dal centro corrisponde al valore del coefficiente di sicurezza mentre l'angolo rappresenta la direzione della componente orizzontale della forza sismica rispetto al Nord. In campo statico il grafico del coefficiente di sicurezza corrisponde ad una circonferenza, essendo indipendente dall'*azimut*. In campo pseudo-statico invece il grafico assume l'aspetto di un'orbita asimmetrica in cui il punto più vicino all'origine corrisponde alla direzione del sisma critico. Nell'ottica di un'analisi di sensitività, per i parametri più incerti (sottospinte idrauliche e forze di ancoraggio) sono stati considerati gli estremi del campo di variabilità precedentemente definiti, portando a quattro le combinazioni analizzate, a ciascuna delle quali è associato un diverso stile di linea.

Il meccanismo di collasso, per ogni condizione analizzata, corrisponde ad uno scorrimento lungo l'intersezione tra i piani di discontinuità ST e KKI che ha giacitura 225°/27°. Poiché il cinematismo è principalmente influenzato dalla direzione di spinta della diga, il movimento si oppone alla forza di gravità. Il sisma più severo per la stabilità della spalla è quello diretto verso N-NE (5°), che massimizza la componente instabilizzante lungo l'intersezione

tra ST e KKI. A parità di altre condizioni, il totale detensionamento dei tiranti influisce positivamente sul coefficiente di sicurezza per un +7.3 % nelle condizioni sismiche più gravose e del +6.5 % in condizioni statiche. Pertanto, la porzione di ammasso oggetto di studio avrebbe già sperimentato le condizioni di carico più gravose negli anni immediatamente successivi alla conclusione dei lavori, quando l'efficacia dei tiranti era massima. La variabilità di carico idraulico sulle discontinuità, invece, influisce sul coefficiente di sicurezza con variazioni percentuali del +2.7 % in condizioni sismiche e del +16.1 % in condizioni statiche, quando si dimezzano le sottospinte su ST e KKI rispetto al carico idrostatico totale.

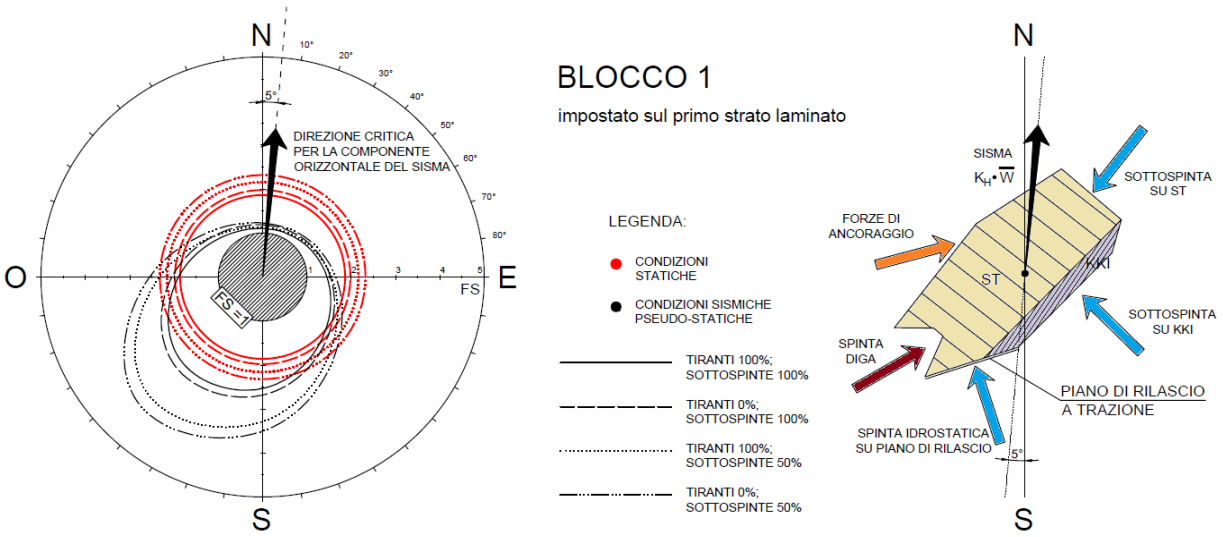


Figura 3 – Riepilogo dei risultati dell'analisi di stabilità all'equilibrio limite del blocco "critico" impostato sul "primo strato laminato" (BLOCCO 1) in condizioni statiche (in rosso) e sismiche pseudo-statiche (in nero).

5. CONCLUSIONI

Le verifiche di stabilità condotte sulla spalla destra indicano margini di sicurezza più ridotti, sebbene ancora soddisfacenti, rispetto a quelle del Progetto Esecutivo, specie quando si considerano le condizioni sismiche, con i parametri particolarmente gravosi derivati dallo studio sismotettonico specifico del sito (OGS, 2014). Il possibile scenario di progressivo deterioramento dello schermo di impermeabilizzazione sarebbe sfavorevole alla stabilità della spalla. Al contrario il detensionamento naturale dei tiranti di ancoraggio sembrerebbe giovare alla stessa, incrementandone il coefficiente di sicurezza. Parte delle incertezze che gravano sulla modellazione, soprattutto quelle legate alla spinta della diga, potranno comunque essere ridotte con l'ausilio di una specifica modellazione numerica 3D, in corso di realizzazione, della diga e della sua roccia di fondazione.

6. BIBLIOGRAFIA

Alpina S.p.A. (1976). *Diga di Ridracoli, progetto esecutivo definitivo: relazione geomeccanica*.

Alpina S.p.A. (1978). *Diga di Ridracoli, progetto esecutivo definitivo, indagini integrative: struttura-fondazione*.

Federal Energy Regulatory Commission (FERC) (2018). *Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects.* https://www.ferc.gov/industries/hydropower/safety/guidelines/eng-guide/chap11.pdf [Online]

Istituto Nazionale di Oceanografia e di Geofisica Sperimentale (OGS) (2014). *Accelerazioni attese e analisi di accelerogrammi per il sito della diga di Ridracoli (FC)*.

Lusini E., Boldini D., Montanari G., Gambi A., Fabbri C. (2020). Analisi delle condizioni di stabilità della spalla destra della diga di Ridracoli alla luce degli sviluppi tecnici e normativi *Atti del XXVII Convegno Nazionale di Geotecnica, Reggio Calabria 22-24 Giugno 2020*, (in stampa).

NTC18 2018. *Norme Tecniche per le Costruzioni* di cui al D.M. 17.01.2018.

NTD14 2014. *Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta* di cui al D.M. 26.06.2014.

Oberti G., Bavestrello F., Rossi P. P., Flamigni F. (1986). Rock mechanics investigation, design and construction of the Ridracoli dam, *Rock Mechanics and Rock Engineering,* 19: 113-142.

Tölke F., Ludin A. (1938). *Wasserkraftanlagen*. Julius Springer, Berlin.

Warburton P.M. (1981). Vector stability analysis of an arbitrary rock block with any number of free faces. *Int. J. Rock Mech*., 18: 415-428.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

SP 106-REALIZZAZIONE DI UN SISTEMA DI SOSTEGNO E SISTEMAZIONE DEL VERSANTE DAL KM 1+260 AL KM 1+670

Marco Mancina (m,mancina@stradeanas.it)

Anas S.p.A.

Daniele Lombardi (da.lombardi@stradeanas.it)

Anas S.p.A.

ABSTRACT

A seguito del sisma dell'Italia Centrale del 2016 e degli eventi meteorici eccezionali del gennaio 2017 una serie di dissesti hanno interessato il tracciato della S.P. 106. La sede stradale, che interessa i Comuni di Castorano e Colli del Tronto (AP), è stata interessata da diversi danneggiamenti indotti dal riattivamento di un fenomeno gravitativo profondo. Questa nota precisa le scelte progettuali operate sulla base e in funzione delle esigenze e dei dissesti riscontrati, allo scopo di mitigare il rischio idrogeologico individuato.

1. INTRODUZIONE

Il ripristino della S.P. 106 consiste nella progettazione di una serie d'interventi su un'area situata circa 2,5 km a sud di Castorano, in corrispondenza del versante nord-orientale di un rilievo allungato in direzione NO-SE, con quota massima di circa 160 m s.l.m.. Tale versante degrada verso NE con pendenze dapprima maggiori, in corrispondenza di una scarpata costituita da depositi granulari terrazzati, poi comprese tra 10° e 20° circa, nel tratto ove si è verificato il fenomeno franoso; quest'ultimo ha coinvolto il corpo stradale della SP 106, per terminare, praticamente in piano, nel settore di raccordo con il fondovalle.

A seguito del sisma si è assistito al riattivarsi di un importante fenomeno gravitativo (con spessori delle coltri in frana superiori ai 10 m). Di conseguenza è stata progettata l'installazione di un sistema di opere geotecniche costituito da paratie tirantate, dreni tubolari e pali drenanti (Figura 1).

2. INQUADRAMENTO DELL'AREA D'INTERVENTO

L'area è all'interno del bacino marchigiano esterno. A livello locale sono presenti numerosi fenomeni franosi, attivi o potenziali. Dal punto di vista idrogeologico, i terreni, per le loro variegate caratteristiche granulometriche, possono risultare sia particolarmente permeabili che pressoché impermeabili, per cui risulta complesso individuare superfici piezometriche relative a falde principali estese a livello regionale.

E' stata effettuata una campagna di indagini comprendente due sondaggi geognostici con prelievo di campioni, prove SPT, due piezometri, sei prove geotecniche fisico-meccaniche su campioni indisturbati, sei prove penetrometriche dinamiche continue (DPSH), nove prospezioni sismiche a rifrazione, due prospezione sismica tipo MASW e una misura del rumore sismico HVSR.

E' emerso che il substrato è costituito da depositi prevalentemente argillosi (UL3); al di sopra sono presenti uno strato alterato di transizione della Formazione delle Argille Azzurre (UL1a e UL2b) e porzioni rimaneggiate dei depositi alluvionali dei sintemi di Urbisaglia e Colle Ulivo-Colonia Montani (UL2). La caratterizzazione di tali materiali è riportata in Tabella 1. Le prospezioni MASW ($V_{s,eq}$ compresa tra 268 e 272 m/s) indicano una categoria di sottosuolo di classe C. Dal punto di vista topografico, prendendo come riferimento la tabella 3.2.III delle NTC (NTC, 2018), il sito rientra nella categoria topografica T2. I parametri del moto sismico atteso sono riportati in Tabella 2.

3. INTERVENTI IN PROGETTO

Così come riportato in Figura 1, è previsto il posizionamento di una paratia costituita da 258 pali (diametro di 120 cm; interasse di 150 cm; lunghezza includendo il cordolo di 22 m). Alla sommità della paratia è prevista l'installazione di una serie di tiranti, realizzati per mezzo di barre alloggiate in fori da 190 mm di diametro (lunghezza complessiva di 30 m, con fondazione di ogni tirante da 10 m). A monte della strada è prevista l'installazione di un sistema di dreni tubolari, complessivamente costituito da 96 tubi drenanti, lunghi ognuno 30 m, inclinati di 5° sull'orizzontale, con interassi di 3 m lungo il fronte strada.

Si prevede l'installazione di una fila costituita da 156 pali drenanti (di cui otto ispezionabili), dal diametro complessivo di 150 cm, disposti a interassi di 3 m. I pali drenanti in progetto, così come indicato in Figura 2) sono filtranti su tutto il mantello, reciprocamente collegati sul fondo con più collettori di raccolta e scarico; l'acqua raccolta dai pali è convogliata per gravità fino a un recapito costituito da un palo drenante in cui è posizionato un sistema di sollevamento.

Si prevede in progetto un successivo monitoraggio delle opere, con installazione di quattro colonne inclinometriche all'interno di pali, una colonna inclinomentica e una verticale strumentata con piezometri a valle della paratia.

Il progetto comprende poi un sistema di regimentazione complessiva delle acque provenienti dal sistema di dreni tubolari, dall'impianto di sollevamento e dal deflusso della piattaforma stradale; sono inoltre previsti interventi di rifacimento della pavimentazione stradale (con demolizione e rimozione della fondazione ammalorata) per un'estensione di 450 m.

La stabilità del pendio è stata studiata tramite analisi condotte utilizzando il metodo dell'equilibrio limite (Morgenstern & Price, 1965), applicato a due sezioni longitudinali. L'efficienza dei sistemi di drenaggio è stata opportunamente valutata in funzione della geometria e delle condizioni idrauliche e geotecniche al contorno.

In Tabella 3 si riportano i risultati delle analisi operate e la sintesi delle azioni di stabilizzazione considerate, con le quali verificare le paratie in progetto. I minimi coefficienti di sicurezza alla stabilità (FS) dei fronti potenzialmente instabili sono riportati per ogni condizione considerata.

Una volta eseguite le verifiche di stabilità, sono stati stimati gli spostamenti indotti dal sisma sul pendio, con riferimento alla selezione di 7 accelerogrammi spettro-compatibili con il sito di riferimento, così come previsto dall'attuale normativa; il metodo degli spostamenti adottato deriva dal modello del blocco rigido (Newmark, 1965; Linee Guida AGI, 2005). In Tabella 4 sono riportati i risultati di tali analisi.

4. BIBLIOGRAFIA

Linee guida AGI (2005). *Aspetti geotecnici della progettazione dell in zone sismiche*. Associazione Geotecnica Italiana, Roma.

Morgenstern, N.R., and Price, V.E. (1965). The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Geotechnique,* 15: 79-93.

Newmark N.W. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. The fifth Rankine Lecture of the British Geotechnical Society, *Géotechnique*, 15, (2): 139-160.

NTC (2018). *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto 17 gennaio 2018 contenuto nel Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale„ n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale, Roma.

Tabella 1. Caratterizzazione dei materiali.

TERRENO	PESO UNITA' DI VOLUME (kN/m^3)	COESIONE EFFICACE, c' (kPa)	ANGOLO DI RESISTENZA A TAGLIO, φ' (°)	CONDUCIBILITA' IDRAULICA, k (m/s)	POROSITA', n
UL1a e UL1b	20,4	10	25	Min.=$1x10^{-10}$	0,37
UL2	21	0	35	$1x10^{-4}$ (da letteratura)	0,30
UL3	21,2	20	25	Min.=$1x10^{-10}$	0,33
UL1 sup.scorr.	20,4	0	21		0,37
UL3 sup.scorr.	21,2	0	17		0,33

Tabella 2. Parametri del morto sismico atteso (NTC, 2018).

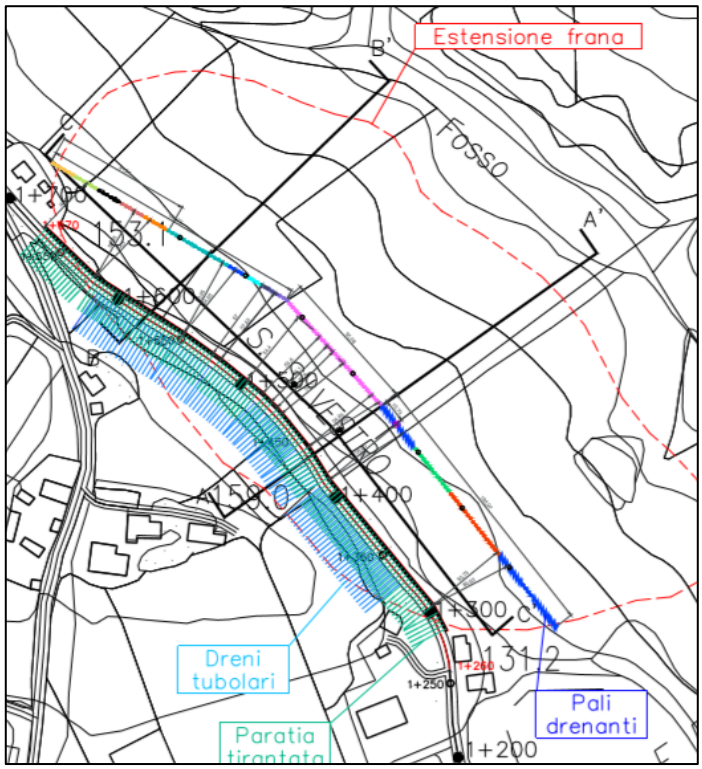
a_g (g)	β_s	S_T	S_S	k_h	k_v
0,176	0,24	1,2	1,44	0,073	± 0,037

Tabella 3. Coefficienti di sicurezza minimi per superfici di scorrimento imposte, superfici circolari provenienti dall'insieme di centri e raggi, e per superfici di scorrimento derivate dall'imposizione della posizione della nicchia di distacco potenziale e della superfici di uscita delle possibili frane.

SEZ.	STATO DI FATTO			STATO DI PROGETTO			
		SISMICA			SISMICA		FORZA ORIZZONTALE OFFERTA DALLA PARATIA (kN/m)
	STATICA	COMP.VERT. VERSO L'ALTO ($k_v<0$)	COMP.VERT. VERSO IL BASSO ($k_v>0$)	STATICA	COMP.VERT. VERSO L'ALTO ($k_v<0$)	COMP.VERT. VERSO IL BASSO ($k_v>0$)	
A	0,96≅1	0,69	0,74	1,42	1,10	1,11	250
B	0,95≅1	0,67	0,73	1,18	1,21	1,62	100

Tabella 4. Stima degli spostamenti secondo il modello di Newmark; valori riportati in centimetri.

SEGNALE	ITALIA CENTRALE 2016	KOBE 1995	L'AQUILA 2009	LOMA PRIETA 1989	PARKFIELD 1989	SICILIA 1990	UMBRIA MARCHE 1997
SEZIONE A-A'	8,24	25,68	1,60	7,00	13,08	2,80	1,11
SEZIONE B-B'	4,91	18,50	1,03	5,67	10,39	1,78	0,79



LEGENDA	
	Rifacimento pavimentazione con geogriglie
	Muro danneggiato
	Paratia tirantata (pali: diametro = 1,2 m; lunghezza complessiva = 22 m; interasse = 1,5 m; tiranti: lunghezza complessiva = 30 m; interasse = 3m)
	Dreni tubolari (lunghezza = 30 m; interasse = 3m)
	Palificata drenante e tubo di fondo
	Palo con sistema di pompaggio
	Palo ispezionabile
	Attraversamento idraulico
	Estensione frana
	Cunetta e sistema di raccolta delle acque
	Scarico a ricettore



RIEPILOGO INTERVENTI

NR. INTERVENTO	TIPOLOGIA INTERVENTO	PROGRESSIVA INTERVENTO	ESTENSIONE INTERVENTO
1	Paratia tirantata	1+284÷1+671	387 m
1	Dreni tubolari	1+328÷1+614	286 m
2	Sistema di pali drenanti e di sollevamento, e regimentazione idraulica	–	468 m
3	Rifacimento pavimentazione stradale	1+250÷1+700	450 m

Figura 1. Inquadramento degli interventi; in basso a destra un'immagine della nicchia di distacco.

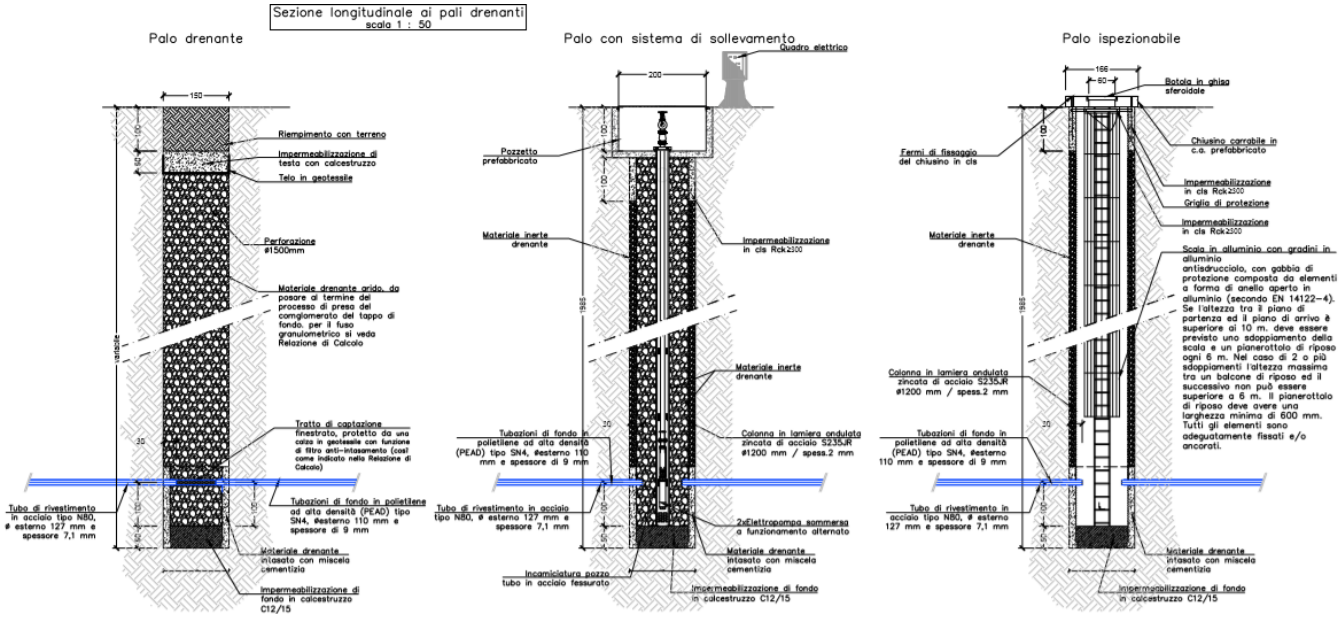


Figura 2. Particolare degli interventi di progetto: pali drenanti, palo drenante con sistema di sollevamento all'interno e palo ispezionabile.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

USO DI UNA APPARECCHIATURA INNOVATIVA PER LA PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA FINALIZZATA A VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE COPERTURE DETRITICHE

Nicola Nenci*[1] (nicola.nenci@yahoo.it); Yuri Galanti*[1] (yuri.galanti@gmail.com); Giacomo D'Amato Avanzi*[1] (damato@dst.unipi.it); Roberto Giannecchini*[1] (roberto.giannecchini@unipi.it); Piera Paola Capilleri*[1] (piera.capilleri@unipi.it); Diego Carlo Lo Presti*[1] (d.lopresti@ing.unipi.it).
*[1] *Università di Pisa*

ABSTRACT. On November 2014 a very intense rainfall caused several shallow landslides in the area of Leivi (Liguria, Northern Italy). The considered slope consists of shallow debris overlying an impermeable bedrock. Debris characterization was carried out by means of direct shear tests: large samples were carried out using a large shear box (300 × 300 × 100 mm). The samples were reconstituted in the laboratory using the materials collected just above the sliding surface of two landslide. The direct shear tests were performed to determine the effective strength parameters (cohesion and friction angle) according to different water content. The results of direct shear tests showed that the friction angle values decrease and the cohesion increases, as water content increases. The reconstructed geotechnical parameters were used to perform stability analyses along longitudinal slope sections. The characteristic of the slope were reconstructed by geological, geomorphological and seismic surveys. The stability analyses were carried out using the limit equilibrium method.

1. INTRODUZIONE

L'evento pluviometrico che ha colpito la Liguria il 9-11 novembre 2014 (247 mm di pioggia al pluviometro di Panesi) ha causato numerose frane superficiali e allagamenti nell'area del Tigullio (GE). Sette di queste frane (Fig. 1) hanno interessato le coperture detritiche di un versante nel Comune di Leivi (Cevasco et al., 2015, 2017), dove affiorano le Argille a Palombini e gli Scisti Manganesiferi dell'Unità Gottero (Domino Ligure Interno).

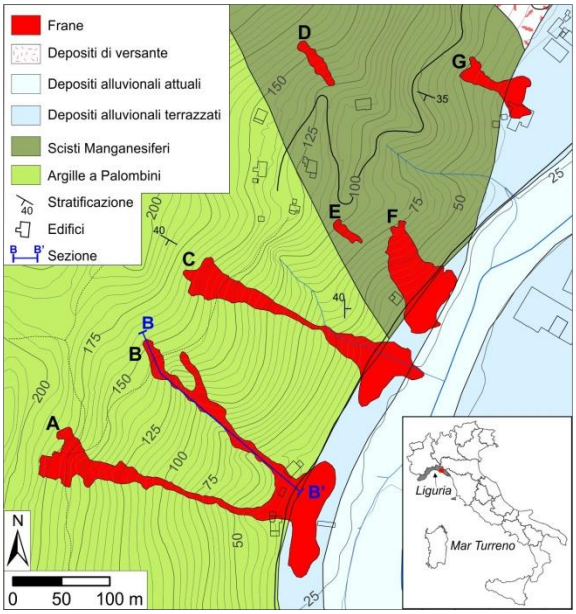


Figura 1. Carta geologica del versante di studio (da Vannucci et. Al. 2019, modificata).

Tali frane, essendo controllate da diversi fattori, risultano di difficile previsione spazio-temporale. Pertanto, per comprenderne meglio i loro meccanismi d'innesco e contribuire alla definizione della pericolosità, è necessario implementare le conoscenze sulle caratteristiche morfologiche dei versanti e sulle

caratteristiche geotecniche dei terreni. Nel versante di studio sono state svolte indagini atte alla definizione dei valori di coesione (c') e angolo di resistenza al taglio (φ') di materiali a comportamento attritivo (principalmente sabbia e ghiaia) e ad ipotizzare più modelli geologico-tecnici di pendio variando le condizioni idrogeologiche al contorno e i parametri geotecnici delle coperture.

In corrispondenza delle frane B e C, sono state effettuate prove per ricostruire le caratteristiche sismiche, geologico-tecniche e idrogeologiche del versante. Inoltre, sui coronamenti di tali frane sono stati prelevati campioni disturbati successivamente sottoposti a prove di taglio con macchina prototipale di grandi dimensioni. Su ogni campione sono state eseguite tre serie di prove: prova asciutta (Dry), prova umida (Wet; W_{wet} = 12 %); prova satura (Sat).

Le prove effettuate hanno permesso di ipotizzare due differenti modelli geologico-tecnici del pendio. Nel primo modello (Dry) la falda è stata considerata con una soggiacenza media di – 5,40 e i parametri geotecnici sono stati ottenuti con taglio diretto su provini asciutti. Nel secondo modello (Sat) è stata considerata la falda a p.c. e i parametri di resistenza al taglio ricavati su provini saturi.

2. MATERIALI E METODI

2.1 *Macchina di taglio di grandi dimensioni*

La macchina di taglio diretto di grandi dimensioni (Modello Tecnotest ZZ700/L97) in dotazione al Laboratorio di Geologia Applicata e Geotecnica del Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università di Pisa, permette di testare campioni granulari (sabbie e ghiaie) aventi dimensioni di 300×300×100 mm. Le norme ASTM D3080 (2011), per ridurre al minimo gli effetti di scala, prescrivono che il rapporto W o D (con W lato della scatola di taglio e D diametro della scatola) su D_{max} (diametro massimo delle particelle che costituiscono il campione) non deve essere inferiore al 10. Altri ricercatori suggeriscono di mantenere questo rapporto non inferiori a 6 (vedi Vannucci et al., 2019). Essendo il lato della scatola di taglio di 300 mm, potenzialmente possono essere testati campioni (senza incorrere in effetti di scala non più trascurabili) con dimensioni particellari massime di 30 mm secondo le norme ASTM D3080 (2011).

L'apparecchiatura di taglio utilizzata è costituita da due centraline che attivano il sistema di salita/discesa del carico verticale e lo spostamento orizzontale, e un corpo centrale che contiene la scatola di taglio. Per ulteriori informazioni sulle caratteristiche di tale apparecchiatura si rimanda allo studio di Vannucci et. Al. (2019).

2.2 *Analisi di stabilità*

Le caratteristiche morfologiche del versante sono state ricostruite attraverso stese sismiche a rifrazione in onde p eseguite a monte dei coronamenti delle frane B e C e consultando le stratigrafie di sondaggi geognostici eseguiti lungo il versante nell'ambito di precedenti studi. Tali indagini hanno permesso di ipotizzare un modello del versante a tre strati: coltre detritica (strato 1) con spessore medio di 2 m; porzione fratturata e alterata del substrato (Argille a palombini; strato 2) con spessore medio di 6 m; substrato intatto (strato 3).

Gli spessori sono stati considerati costanti lungo tutta la sezione in accordo con l'ipotesi di pendio indefinito. Nel primo modello (dry) per lo strato 1 sono stati utilizzati i parametri geotecnici ricavati da prove di taglio diretto su campione asciutto, mentre il coefficiente di permeabilità è stato ricavato da prove di permeabilità con infiltrometro ad anello singolo eseguita nel punto di prelievo del campione. I parametri degli strati 2 e 3 sono stati stimati a partire da analisi visive dell'affioramento roccioso e con l'ausilio di specifici abachi.

3. RISULTATI

3.1 Prove di taglio diretto

Per sinteticità sono stati riportati in seguito i risultati ottenuti sul campione prelevato in corrispondenza della frana B, classificato come *silty sand with gravel* secondo la norma ASTM D2406-06 (2006). Le figure 2a e 2b mostrano le curve τ-spostamenti orizzontali ottenute con tensioni verticali di 50, 100 e 150 kPa, rispettivamente in condizioni di materiale asciutto e saturo. La figura 2C riporta invece i possibili inviluppi di

rottura residui ottenuti per i due campioni. La tabella 1 riassume i valori di sforzo di taglio a rottura normale e tangenziale e i valori di c' e φ' di picco e residui ottenuti per il campione B.

Analizzando i risultati ottenuti è possibile osservare che: all'aumentare del contenuto d'acqua l'angolo di resistenza al taglio si riduce, mentre si manifesta una certa coesione apparente, ciò può essere giustificato in termini di suzione; il provino saturo presenta bassi valori di angolo di resistenza al taglio sia in condizioni di picco che residue. Il medesimo andamento dei parametri di resistenza al taglio di cui al punto 1, è stato riscontrato anche da Vannucci et. al. (2019) per campioni provenienti dalla nicchia di distacco della frana A.

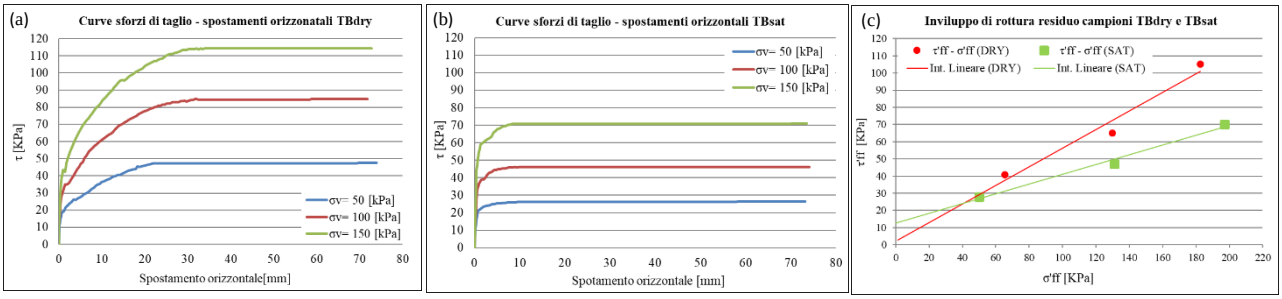


Figura 2. (a) Curve τ-spostamenti orizzontali del campione asciutto (TBdry); (b) curve τ-spostamenti orizzontali del campione saturo (TBsat); (c) invilippi di rottura residui del campione asciutto (TBdry) e saturo (TBsat).

Tabella 1. Valori di picco e residui della tensione di taglio a rottura e di coesione e angolo di resistenza al taglio ottenuti per diversi contenuti di acqua (W) per il campione prelevato in corrispondenza della frana B. In rosso i valori di c' e φ' usati per le analisi di stabilità.

W [%]	Valori di picco				Valori residui			
	τ'ff [kPa]	σ'ff [kPa]	c' [kPa]	φ' [°]	τ'ff [kPa]	σ'ff [kPa]	c'_R [kPa]	φ'_R [°]
Asciutto	49.8	54.1	20	29	40.8	65.4	**2**	**29**
	85.9	115.0			65.0	129.7		
	114.3	169.0			105.0	182.5		
Umido W=12%	45.8	61.8	17	27	45.4	63.6	29	17
	82.4	118.6			74.9	128.7		
	103.1	175.0			85.0	193.8		
Saturo	29.9	54.9	13	18	28.0	50.0	**13**	**16**
	49.0	109.2			47.0	131.0		
	74.0	191.5			70.0	197.0		

3.2 *Analisi di stabilità*

Anche in questo caso vengono riportati solamente i risultati delle analisi di stabilità eseguite lungo la sezione BB' della frana B (Fig. 1). I parametri geotecnici utilizzati sono quelli riportati in tabella 1. Nel modello (dry) la falda è stata posta a -5,40 m dal p.c. in accordo con i valori ottenuti dal monitoraggio piezometrico sul piezometro ubicato a monte della frana, mentre nel modello (Sat) la falda è stata posta a p.c.

In Figura 3a sono riportati i risultati dell'analisi di stabilità, i parametri geotecnici, idrogeologici e lo spessore degli strati 1, 2 e 3 utilizzati nell'analisi di stabilità del modello asciutto (Dry). Come mostrato nel modello, la superfice di rottura critica ha un Fs = 1,32 e interessa la copertura detritica per una lunghezza di circa 70 m.

Nel modello di pendio saturo (Sat) (Fig. 3b) i parametri geotecnici della copertura sono stati ottenuti dalle prove su campione saturo, mentre la falda è stata ipotizzata a p.c. Le caratteristiche geomeccaniche e lo spessore degli strati 2 e 3 sono identici per entrambi i modelli. La superfice di rottura critica ha un Fs = 0,80, il quale denota un pendio in condizioni di forte instabilità, dovuta a deficit di resistenza del materiale di copertura. La superficie critica di rottura, lunga circa 40 m, interessa in tutto il suo spessore la copertura detritica (strato 1) e in modo parziale lo strato 2 (bedrock fratturato e alterato), per una profondità massima di circa 4,5 m rispetto al p.c. La generale instabilità nel pendio passando da condizione di terreno asciutto a saturo, dovuta all'innalzamento della falda a p.c., è condizionata dal peggioramento delle caratteristiche geotecniche dello strato 1.

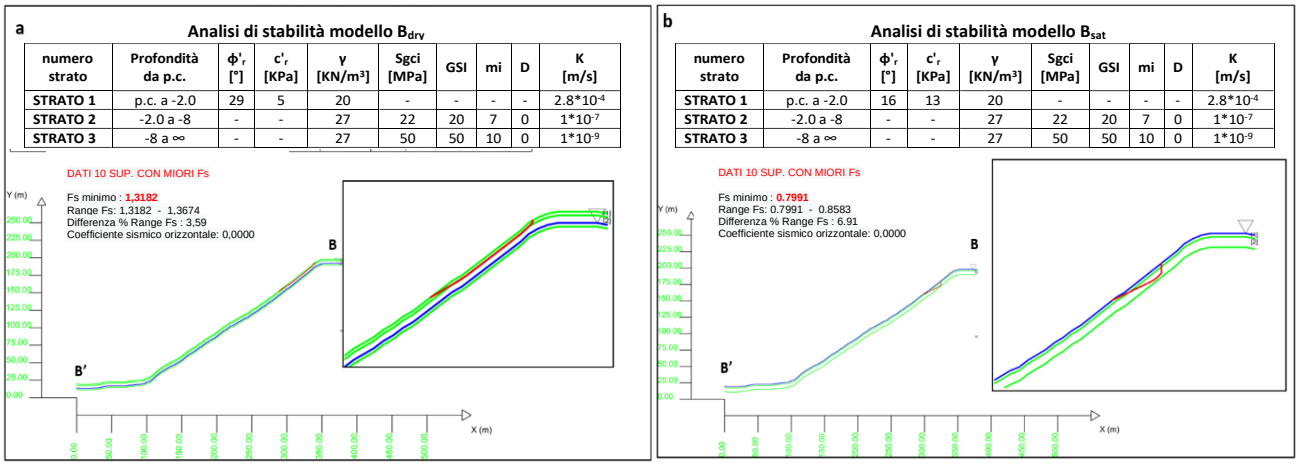


Figura 3a. Analisi di stabilità modello Dry. Figura 3b. Analisi di stabilità modello Sat. Legenda: φr' angolo di resistenza al taglio residuo [°]; Cr' Coesione residua [kPa]; ɣ peso di volume del campione [kN/m3]; sigci Uniaxial compressive strenght; GSI Geological strenght index; mi Costante litologica; D fattore di disturbo; K permeabilità [m/s]; linee verdi: limiti strati modello; linea blu: superficie piezometrica; linea rossa: superficie di rottura critica. Programma SSAP 2010.

4. COLCLUSIONI

I risultati ottenuti con la macchina di taglio grande, la cui validità è stata confermata dalle analisi di stabilità, come prevedibile, mettono in evidenza un forte peggioramento delle caratteristiche geotecniche del terreno con l'aumentare del contenuto di acqua.

L'apparecchiatura utilizzata per il taglio presenta alcuni vantaggi rispetto alla tradizionale scatola di taglio di Casagrande fra cui: ottenere in modo diretto valori affidabili di coesione e angolo di resistenza al taglio su materiali granulari con dimensioni massime delle particelle fino al campo della ghiaia; testare provini di terreno con dimensioni maggiori rispetto a quelli tradizionali e quindi statisticamente più rappresentativi del terreno esame.

Un ulteriore sviluppo di questo lavoro potrebbe chiarire meglio in che modo le diverse frazioni granulometriche ed il contenuto di acqua influenzano il comportamento meccanico di un terreno prevalentemente granulare.

5. BIBLIOGRAFIA

ASTM D2406-06 (2006). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM D3080/D3080M (2011). Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained. ASTM International, West Conshohocken, PA. https://doi.org/10.1520/D3080_D3080M-11.

Cevasco A., Pepe G., D'Amato Avanzi G., Giannecchini R. (2017) Preliminary analysis of the 10 November 2014 rainstorm and the related landslides in the lower Lavagna Valley (Eastern Liguria). Italian Journal of Engineering Geology and Environment, Special Issue 1:5–15. https://doi.org/10.4408/IJEGE.2017-01.S-01

Cevasco A., Pepe G., D'Amato Avanzi G., Giannecchini R. (2015) A study on the 10 November 2014 intense rainfall and the related landslides in the lower Lavagna valley (eastern Liguria). Rend Online Soc Geol Ital 35:66–69. https://doi.org/10.3301/ROL.2015.65

Vannucci, S., Avanzi, G. A., Galanti, Y., Giannecchini, R., Presti, D. L., & Capilleri, P. P. (2019). Strength parameters of debris using a large shear box apparatus: application to a case history. Rock Mechanics and Rock Engineering, 52(11), 4421-4437.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

REINFORCEMENT OF A PILED FOUNDATION WITH SELF-DRILLING MICROPILES

Racquel Nottingham (nottingham@ischebeck.de)
Friedr. Ischebeck GmbH, Ennepetal, GERMANY

Freddy Lopez (lopez@ischebeck.de)
Friedr. Ischebeck GmbH, Ennepetal, GERMANY

ABSTRACT
In the 20th century, deep foundations were widely used in building design and construction and has greatly influenced and enhanced the industry as such. Using piles and micropiles have changed civil design of structures allowing more robust designs in areas that were deemed unfit for construction. Over time however, it is not uncommon that these deep foundations require further reinforcement, i.e. when structural expansion is desired and as such the foundation is required to sustain greater loads beyond that of its original design.

This paper presents a carpark structure in Cologne that required further reinforcement for expansion purposes. The foundation system designed in 1999, was still fulfilling its original design intent however to facilitate additional loads micropiles were designed. This paper will describe and summarise the solution developed through numerical methods using 3D finite element software, PLAXIS 3D (Lopez, et al., 2018) and the implementation and appropriateness of the micropiles selected.

INTRODUCTION

Several structures (buildings, bridges, industrial facilities, etc.) are built on piled foundations. In many cases, the existing structures and their foundations need to be reinforced or retrofitted, because the original use of these structures has been subjected to changes that require increased load bearing capacities (i.e. former industrial facilities are reused for housing), or because the serviceability needs to be enhanced, even though the original use remains the same. In very historic structures extra reinforcement is more often required as the purpose of these buildings have changed over time. Buildings that were originally used as simple houses have been since converted to office buildings requiring higher loads and demanding more bearing capacity from the foundation. The reinforcement is also required when national building codes are updated or when the structures behave differently than originally planned (i.e. unacceptable absolute or differential settlements, etc.).

For the reinforcement of foundations, it is certainly common to undertake the retrofitting works from the existing foundation levels, corresponding with significant space restrictions (limited working heights). The most common constructive measures consider ground improvement (i.e. with injections) (Dietz & Schürmann, 2006). Micropiles are often used to improve the bearing capacity of the ground in cases where the existing foundation is founded on very weak material. The case study presented below, summarises foundation underpinning as the most effective way to increase the existing foundation's bearing capacity. This system effectively engages skin friction due to low settlement values and behaviour unlike that of traditional bored of drilled piles.

The present article explains the proposed reinforcement of a deep foundation (cast-in-place bored piles) with self-drilling micropiles. The definition of the project and the interaction of the existing piles with the reinforcement (micropiles) will be presented on the following pages.

PROJECT DESCRIPTION

This project discussed here is the extension of the Aggripabad building located in Cologne. The existing two-storey parking structure was reinforced to facilitate a five-storey renovation and extension as given

in Figure 1 below. The current structure was developed on 80cm diameter, 9.0m long cast-in-place bored piles. This foundation was designed according to the German Standards (DIN 1054 and DIN 4014) in 1999 for a compressive service load of $N_{serv,\,0}$ = 1500kN. For the extension, the piles will be loaded with a new characteristic service load of $N_{serv,\,1}$ = 3000kN, i.e. a load increment of ΔN_{serv} = 1500kN. As such, the existing, bored piles required some additional reinforcement which was made possible by micropiles.

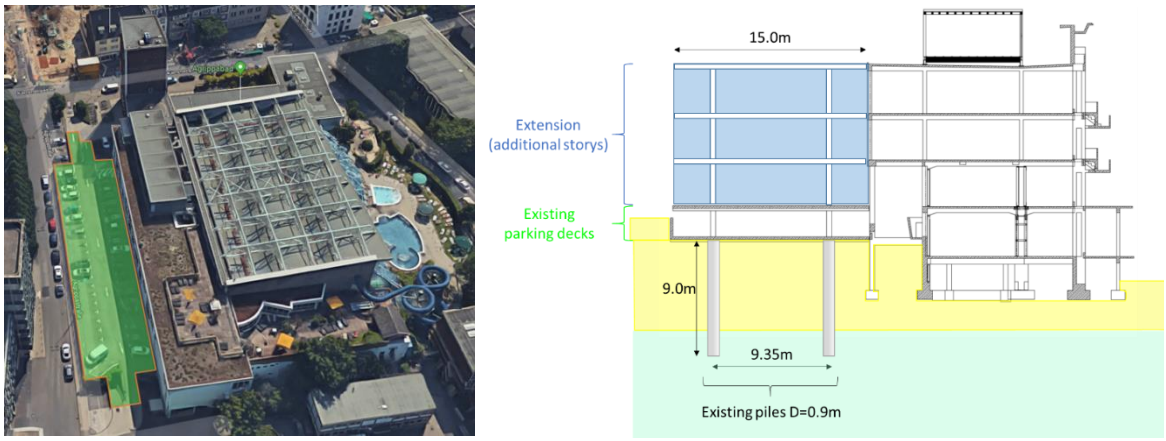


Figure 1: Imagery of existing structure and the planned extension (left) and a cross section of the existing structure and planned extension (right) (Lopez, et al., 2018).

The numerical analysis was performed (Lopez, et al., 2018) previously within which, the bearing capacity of the foundation with reinforcement from micropiles was effectively determined. The system was directly analysed in a 3D numerical modelling software package to determine the load bearing behaviour of the reinforced foundation. Essentially the important parameter here is settlement and the reinforced system was incrementally loaded until a settlement of 10% of the pile diameter was achieved (Pfähle, E. A., 2014). Figure 2 summarises the settlements achieved during the analysis. The graph shows that the micropile reinforced foundation has a load capacity more than twice that of the single bored pile. The bend in the settlement lines highlights the load in which the bearing capacity was achieved.

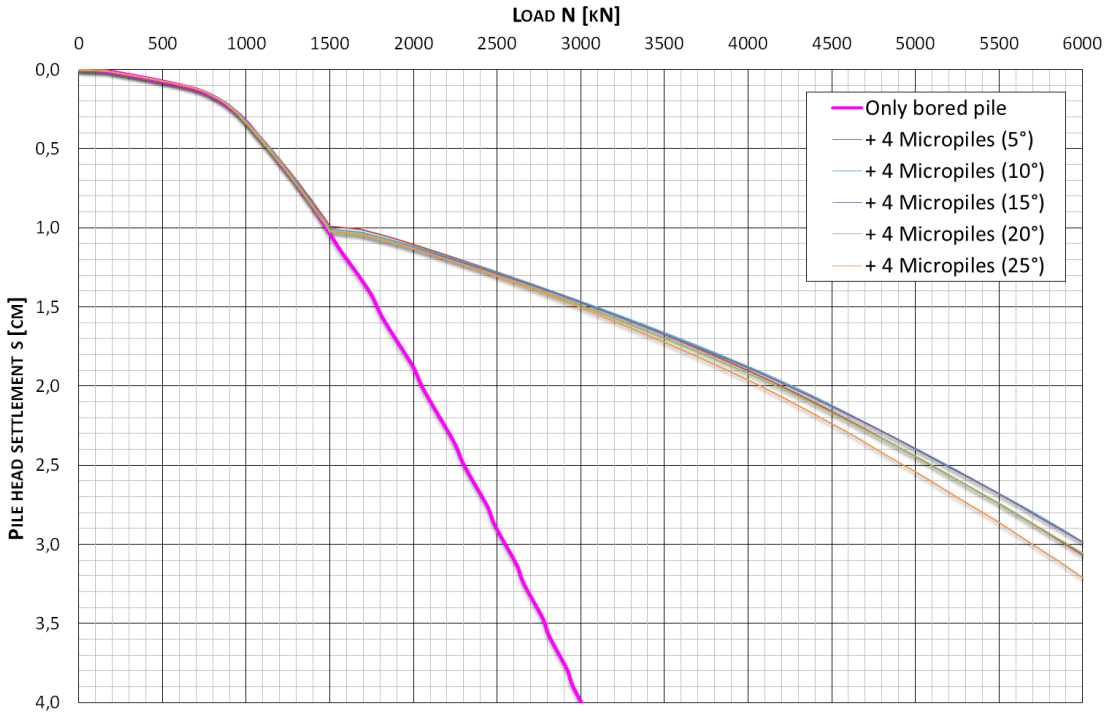


Figure 2: Load bearing capacity of the bored pile alone (purple) and the foundation with additional four micropiles with varying inclinations (Lopez, et al., 2018).

The final solution and micropile configuration consisted four micropiles to each pad foundation, i.e. for every bored pile, four (4) micropiles are required. Figure 3 below shows the (axisymmetric) layout of the reinforced deep foundation. The micropiles are inclined at 15 degrees from the vertical and have a characteristic axial load of 310.6 kN each.
To incorporate the new micropiles into the existing foundation, the pile cap was extended as shown in Figure 3 (right).

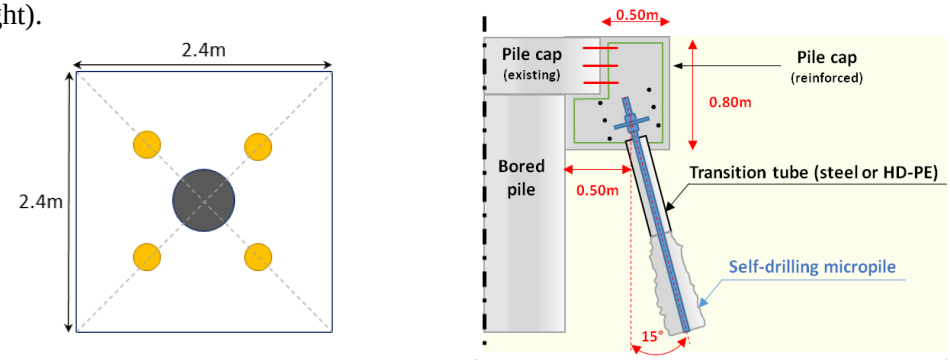


Figure 3: Plan view of the pad foundation (left) Cross-section through the foundation displaying the bored pile, micropile and extension of the pile cap (right).

MICROPILES

The micropiles consists of continuously threaded hollow bars, made of seamless, fine-grained steel (S460NH according to DIN EN 10210) pipes, installed via rotary percussive drilling. During the drilling process, the micropiles are continuously grouted (dynamic injection), building a rough interlocking at the interface grout-soil, increasing the skin friction (Lopez & Fernandez, 2017). As a self-drilling system, the micropiles can be easily installed with specific flexible and lightweight equipment (Figure 5). Although these machines are much smaller than traditional rigs, they are still able to obtain a high drilling performance with minimal vibration effects, making the installation possible, especially in confined locations (i.e. low headroom).
Micropiles can be implemented in many situations in both existing structures and new development. They have a wide range of sizes and can very often result in cost saving due to a reduction in reinforced concrete. As opposed to bored or driven piles, the installation of micropiles requires a minimum workforce but can still achieve a high-quality result in minimum time.
The design utilized Ischebeck TITAN 52/26, 12 metres long with diameter 13cm drill bits. The hollow bar has an external diameter of 52mm and internal diameter of 26 mm and is supplied in 3m lengths including couplers to connect the bars. The micropile configuration is shown in Figure 4. Each micropile includes the sacrificial drill bit that as the name suggested cannot be recovered, forming part of the final micropile. The selection of the drill bit is of paramount importance in order to achieve a successful penetration of the existing ground. The system also makes use of centralizers to ensure that the hollow bar is constantly at the centre of the borehole, especially when grouting. The grout here, provides corrosion protection through grout cover which was calculated to be sufficient once correctly installed. In the case of connections especially to the concrete slabs or foundations at the head of the micropile, a plastic or steel tube is required. This tube is inserted after the hollow bar is grouted. It provides additional protection for the grout and in the case of a steel tube, facilitates the effective transfer of loads from the structure to the micropile. This is a composite system in which the strength is achieved through the combination of grout and hollow bar steel reinforcement.

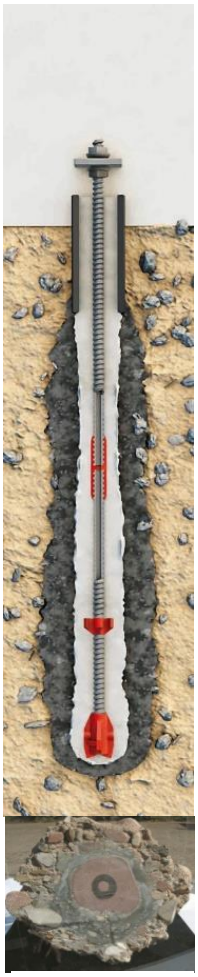


Figure 4: Micropile configuration (Ischebeck TITAN, 2018)

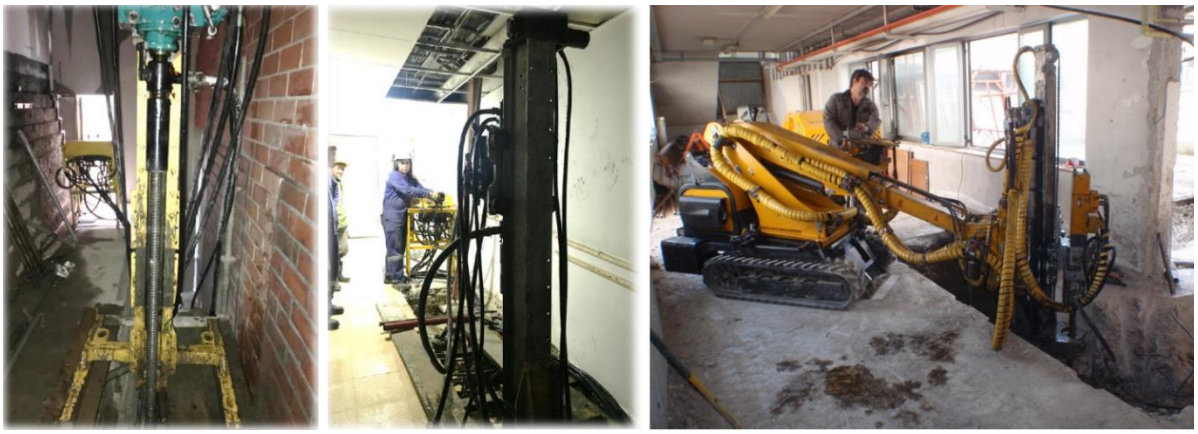


Figure 5: Installation of micropiles in confined spaces (Lopez & Severi, 2017).

CONCLUSION

The improvement of foundations in older buildings are not an uncommon but often daunting depending on the method of reinforcement. The case study in Cologne presented an existing structure, where the original deep foundation, still satisfies the requirements but an expansion was required thereby increasing the loads exerted on the foundation. To facilitate the additional loads, self-drilling micropiles were proposed to reinforce the existing foundation.

Self-drilling micropiles have many advantages and can be incorporated in varying applications reducing time and efforts spent on site. These systems operate through skin friction and rely heavily on the friction at the soil grout interface for the necessary resistance. As such, a system that allows maximum possible friction by implementing dynamic injection which will finally guarantee a rough grout body was selected.

These systems can also be installed in areas where the head room is limited and thus perfect for foundation underpinning and other areas of possible height constraints. This paper discussed the application of Ischebeck TITAN micropiles to a swimming pool compound in Cologne Germany.

REFERENCES

Dietz, K. & Schürmann, A., 2006. *Foundation Improvement of historic buildings by micro piles, Museum Island, Berlin and St. Kolumba Cologne.* Schrobenhausen, In Proceedings of the 7th International Workshop on Micropiles.

Ischebeck TITAN, 2018. *Titan Micropiles. An Inovation Pevails. Design and Construction..* Ennepetal: s.n.

Lopez, F. & Fernandez, J., 2017. *Case study of an uplift reinforcement project..* Vancouver, s.n.

Lopez, F. & Severi, G., 2017. *Micropiling in Urban Infrastructure: adnvantages, experience and challenges,* Ennepetal: s.n.

Lopez, F., Terceros, M. & Achmus, M., 2018. *Reinforcement of Existing Deep Foundations with Micropiles,* Germany: s.n.

Lopez, F., Terceros, M. & Achmus, M., 2018. *Verstäarkung bestehender Tiefgründungen mittels Mikropfählen: das Aggripabad in Köln,* Deutschland: s.n.

Pfähle, E. A., 2014. *Recommendations on Piling (EA-Pfähle).* Berlin: Wilhelm, Ernst & Sohn.

X Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. Atti del Convegno – F. Ceccato, M. Rosone e S. Stacul
© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

PROGETTO DI UN RILEVATO DI CONTENIMENTO IN TERRA-CEMENTO PER L'AMPLIAMENTO DI UNA DISCARICA

Federica Pasqualini (f.pasqualini@pm.univpm.it)
Università Politecnica delle Marche, Ancona

Evelina Fratalocchi (e.fratalocchi@univpm.it)
Università Politecnica delle Marche, Ancona

ABSTRACT. La nota presenta un esempio di riutilizzo sostenibile, dal punto di vista economico ed ambientale, di terre di scavo, previa additivazione con cemento, per la realizzazione di un rilevato di contenimento per l'ampliamento di una discarica esistente, destinato sia alla stabilizzazione di una parete perimetrale, sia a costituire la barriera di sponda. Nel dettaglio, la nota illustra il dimensionamento dell'intervento, basato su una campagna di indagini in sito e un'apposita sperimentazione in laboratorio, in base alla quale il rilevato è stato caratterizzato dal punto di vista idraulico e meccanico per le verifiche di stabilità.

1. INTRODUZIONE

Tra gli aspetti geotecnici inerenti alla progettazione di nuove discariche o di ampliamenti di quelle esistenti, di particolare interesse è il caso di discariche in pendio, dove l'obiettivo di abbancare o incrementare il volume di rifiuti viene spesso perseguito ricorrendo ad opere di contenimento in terra. Per quanto attiene alla stabilità, il requisito essenziale è che l'opera in terra garantisca valori di resistenza al taglio adeguati, mentre per la funzione di barriera idraulica è indispensabile una bassa conducibilità idraulica (k) per limitare la migrazione del percolato ($k \leq 1\times10^{-9}$ m/s, D. Lgs. 36/2003). Le terre stabilizzate con cemento possono fornire prestazioni meccaniche e idrauliche in grado di soddisfare entrambi i requisiti (Bellezza & Fratalocchi, 2006).

Il presente contributo riguarda il progetto di ampliamento di una discarica di rifiuti non pericolosi (ubicata in Italia centrale) che ha richiesto, in prima istanza, la soluzione di un problema di erosione regressiva che pregiudica la stabilità della parete di monte del perimetro di ampliamento. L'innalzamento della quota finale del profilo della discarica ha imposto l'inserimento di un argine di contenimento per la parete che potesse svolgere al contempo la funzione di barriera di sponda per la discarica. Come materiale da costruzione, si è optato per una miscela terra-cemento, anche in virtù dell'ampia disponibilità di terre di scavo nell'ambito del sito.

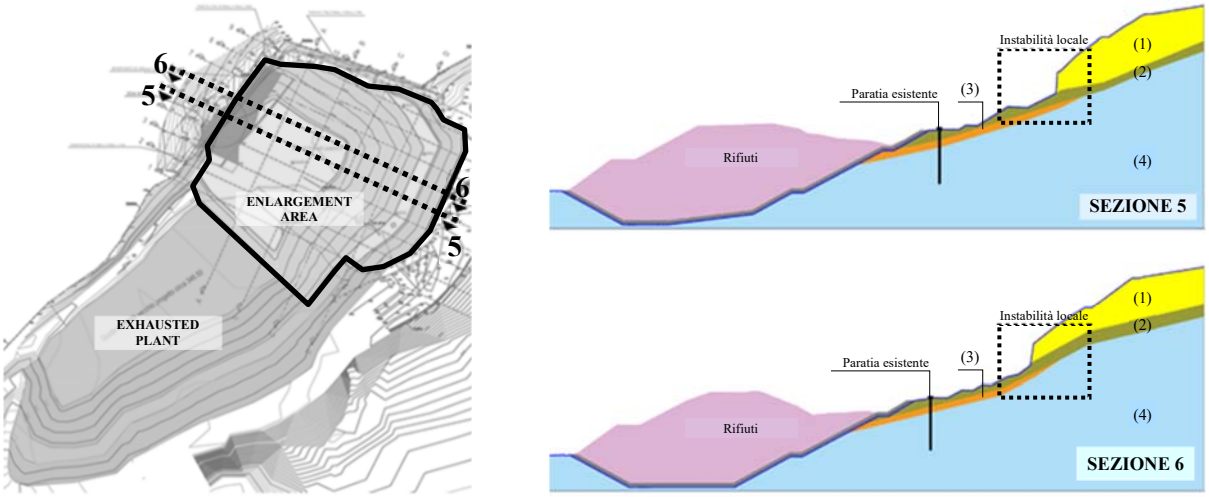
Nella fase iniziale della progettazione (2016) erano state individuate due diverse terre, risultate idonee all'additivazione con il 4% di cemento (Mazzieri et al., 2017). L'ulteriore regressione del fronte instabile ha comportato un incremento del volume del rilevato. Pertanto, il progetto è stato adeguato al nuovo profilo topografico, anche in considerazione del fatto che parte delle terre individuate non era più disponibile. Nell'attuale fase di progettazione (2019) altre due diverse terre provenienti dai lavori di scavo nell'ambito della stessa discarica e disponibili in quantità sufficiente, sono state investigate, ipotizzando un'aggiunta di cemento del 5%.

La presente nota illustra le indagini per la selezione e la caratterizzazione idraulica e meccanica della miscela più idonea alla realizzazione dell'argine e le analisi di stabilità per il dimensionamento dell'intervento.

2. DESCRIZIONE DEL SITO E DEL PROGETTO

2.1 Caratteristiche dell'ampliamento

Il progetto di ampliamento della discarica prevede un incremento di volume di circa 400 000 m^3. La Figura 1.a mostra la planimetria dell'impianto esistente e dell'ampliamento, che insiste in parte sull'esistente corpo rifiuti. Il progetto prevede lo sbancamento nella zona sud-est (SE) della discarica, sub-pianeggiante, fino alla profondità massima di 20 m, e la realizzazione di interventi di riprofilatura e terrazzamenti nella parte a nord-ovest (NW), delimitata da pareti acclivi o subverticali, di altezza variabile tra 3 e 10 m. Da anni il versante NW è interessato da fenomeni di instabilità superficiale, dovuti principalmente al progressivo deterioramento delle proprietà meccaniche indotto dal ruscellamento superficiale e dall'infiltrazione delle acque di origine meteorica. Il monitoraggio inclinometrico ha consentito di escludere la presenza di superfici di scorrimento più profonde.



(a) *(b)*

Figura 1. (a) Planimetria della discarica. (b) Stratigrafie di riferimento per le sezioni 5 e 6 analizzate.

2.2 Modello geotecnico

Nel sito in esame sono state effettuate campagne geognostiche finalizzate alla ricostruzione stratigrafica e alla caratterizzazione geologico-geotecnica dei terreni presenti (e.g. sondaggi a carotaggio continuo con prelievo di campioni indisturbati, installazione di inclinometri e piezometri, indagini sismiche a rifrazione). L'assetto geologico che ne è emerso consiste di depositi plio-pleistocenici di origine fluvio-lacustre, identificabili in quattro unità stratigrafiche (Figura 1.b): (1) sabbia cementata, nella parte alta del pendio, di spessore massimo pari a 13 m; (2) limo argilloso, con spessore di circa 5 m; (3) argilla, di spessore variabile tra 2 e 9 m; (4) ghiaia e sabbie cementate, affioranti nella parte inferiore del pendio. La falda è stata rinvenuta ad una profondità minima di 15 m.

L'evoluzione morfologica del pendio nell'area interessata dai fenomeni di instabilità superficiale ha richiesto un'indagine integrativa (2019), consistita in ulteriori sondaggi e prove SPT, oltre ad un nuovo rilievo topografico. La Tabella 1 riassume i parametri ottenuti dalla caratterizzazione geotecnica del sito, utilizzati per la modellazione geotecnica per le analisi di stabilità.

3. SELEZIONE DELLA MISCELA TERRA-CEMENTO

Per la caratterizzazione meccanica e idraulica delle due nuove terre disponibili (indicate con A e T) e per valutarne l'idoneità alla stabilizzazione con cemento, presso il Laboratorio di Geotecnica Ambientale dell'Università Politecnica delle Marche è stata condotta un'ampia campagna sperimentale di laboratorio. La Tabella 2 riassume i risultati della classificazione, dalla quale emerge che entrambe le terre soddisfano i requisiti raccomandati da Daniel (1993) per le barriere in argilla compattata per le discariche. In Figura 2 sono riportate le curve di compattazione Proctor Standard per le due terre e per le rispettive miscele terra-5%cemento (CEM II/B-LL 32.5R). I campioni sono stati compattati cautelativamente con energia specifica medio-bassa rispetto a quella applicabile con i comuni mezzi di cantiere. La Figura 2 riporta anche i valori della conducibilità idraulica, k, misurati su alcuni campioni compattati, dopo 28 giorni di maturazione. La terra A è stata scartata in quanto l'additivazione con cemento ha incrementato il valore di k di un ordine di grandezza, risultato superiore al limite di 1×10^{-9} m/s prescritto dal D. Lgs. 36/2003. Anche per la terra T l'aggiunta di cemento ha indotto un incremento di k, ma in questo caso, la compattazione nella parte *wet-of-optimum* garantisce comunque prestazioni idrauliche rispondenti ai requisiti di legge. Pertanto, le successive indagini di caratterizzazione meccanica hanno riguardato soltanto la miscela T+5%CEM.

La Figura 3 riporta i parametri di resistenza al taglio (c', ϕ') ottenuti mediante prove di taglio diretto al variare del contenuto d'acqua di compattazione e i relativi inviluppi di resistenza al taglio di picco. Per le analisi di stabilità è stato assunto un inviluppo di progetto corrispondente a c'=15 kPa e ϕ'=35°, ampiamente cautelativo per l'intervallo di tensioni di interesse. Tale scelta deriva anche dalla considerazione che tali parametri sono stati determinati su campioni compattati in laboratorio e che la compattazione di cantiere ne può determinare una riduzione (Mazzieri et al., 2017).

Tabella 1. Parametri caratteristici dei terreni e del rilevato.

STRATO	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)	γ (kN/m³)	γ_{sat} (kN/m³)
(1) Sabbia cementata	45	5	-	19	19
(2) Limo argilloso	23	22	130	21.4	21.4
(3) Argilla	26	8	150	20.3	20.9
(4) Ghiaia/Sabbia	36	2	-	18	20
(5) T+5%CEM	35	15	-	17.7	19.6

Tabella 2. Caratteristiche granulometriche e di plasticità delle terre e confronto coi criteri di idoneità di Daniel (1993).

TERRA	GHIAIA (%)	FINE (%)	ARGILLA (%)	LIMITE LIQUIDO (%)	INDICE PLASTICO (%)
A	0	75	25	39	19
T	0	85	34	43	22
Daniel (1993)	< 30	≥ 30			10÷50

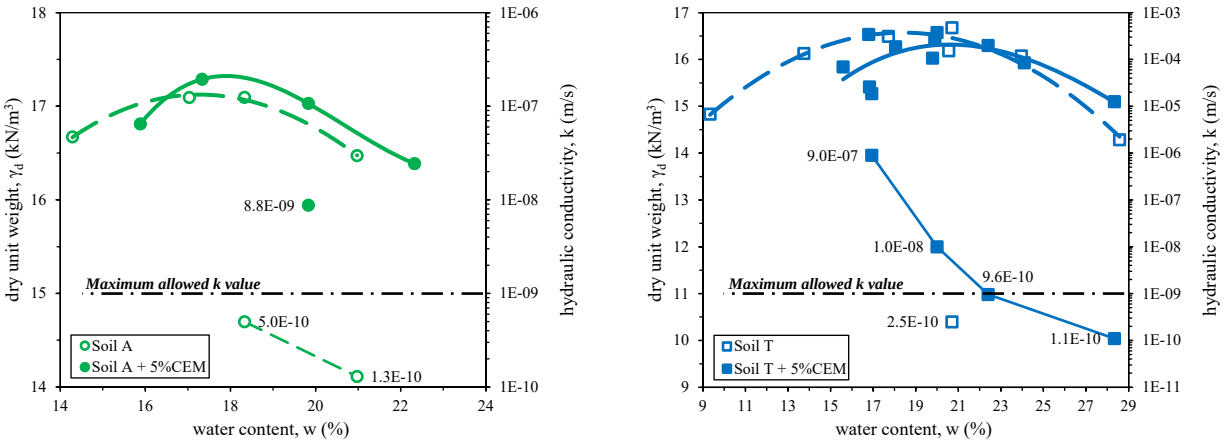


Figura 2. Curve di compattazione e conducib. idraulica delle terre, con e senza cemento, al variare del contenuto d'acqua.

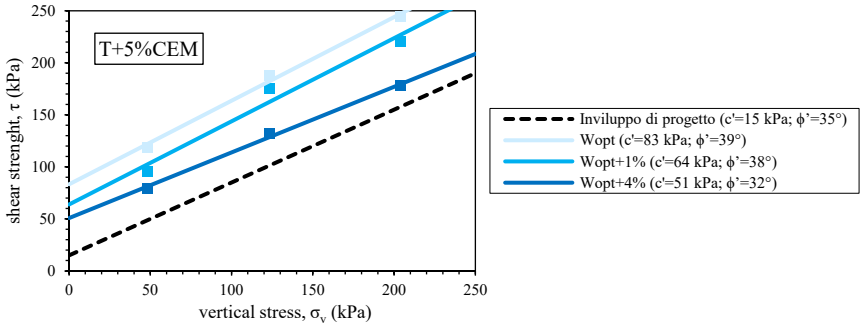


Figura 3. Inviluppi di rottura di picco per la miscela T+5%CEM al variare del contenuto d'acqua di compattazione ($w \geq w_{opt}$) e parametri di resistenza al taglio assunti per il progetto.

4. ANALISI DI STABILITÀ

Le analisi di stabilità sono state eseguite secondo quanto prescritto per i fronti di scavo dalla vigente normativa (NTC 2018), utilizzando il metodo pseudostatico. Per la determinazione dell'input sismico, sono state assunte una vita nominale V_N pari a 50 anni e la classe d'uso III, tipica delle costruzioni il cui eventuale collasso può comportare conseguenze rilevanti. Con tali assunzioni, il periodo di riferimento per l'azione sismica è V_R=75 anni. L'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale, dedotta dalla classificazione sismica

considerando lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), è a_g=0.259g. L'effetto della risposta sismica locale è stato valutato con l'approccio semplificato (consentito dalle norme in assenza di specifiche analisi di sito), identificando un sottosuolo di categoria B sulla base dei valori misurati della velocità di propagazione delle onde di taglio ($V_{s,eq}$=700 m/s); il coefficiente di amplificazione stratigrafica è S_S=1.152. Poiché la discarica è localizzata a circa metà altezza del pendio, il coefficiente di amplificazione topografica è pari a S_T=1.2. Conseguentemente, l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito è a_{max}=0.358g. I coefficienti sismici pseudostatici orizzontale e verticale di progetto sono stati determinati come $k_h=\beta_s a_{max}/g$ (fattore di riduzione β_s=0.38) e $k_v=\pm 0.5k_h$.

Le analisi di stabilità sono state condotte con il metodo dell'equilibrio limite a conci di Morgenstern-Price, mediante il codice di calcolo STAP 14.0 v.14.01C (Aztec Informatica®). In Tabella 1 sono riassunti i parametri degli strati di terreno e del rilevato. Le analisi statiche sono state eseguite in condizioni drenate, con combinazione A2+M2+R2 e fattore di sicurezza pari a 1.1, mentre le analisi sismiche sono state effettuate in condizioni non drenate, assumendo la combinazione A1+M1+R3, con un fattore di sicurezza pari a 1.2 (§ 7.11.4 NTC 2018).

Sono state analizzate superfici di scorrimento sia circolari che di forma generica. Le analisi hanno riguardato le sez. 5 e 6 (Figura 1.b), ritenute più svantaggiose per il sito. La configurazione con il solo argine non ha garantito un adeguato margine di sicurezza nei confronti della stabilità. Pertanto, al rilevato è stata associata una paratia di pali in c.a. con diametro 0.8 m, lunghezza 16 m, interasse 1.2 m, armatura 2%, che ha consentito di garantire la stabilità (Tabella 3). Le superfici critiche individuate per le due sezioni analizzate sono illustrate in Figura 4.

Tabella 3. Risultati delle analisi di stabilità argine e paratia – superfici circolari (SC) e superficie generica (SG).

CONDIZIONI	FS RICHIESTO	SC – SEZ. 5	SC – SEZ. 6	SG – SEZ. 5	SG – SEZ. 6
Statiche	1.10	1.285	1.142	1.254	1.212
Sismiche	1.20	1.217	1.227	1.201	1.208

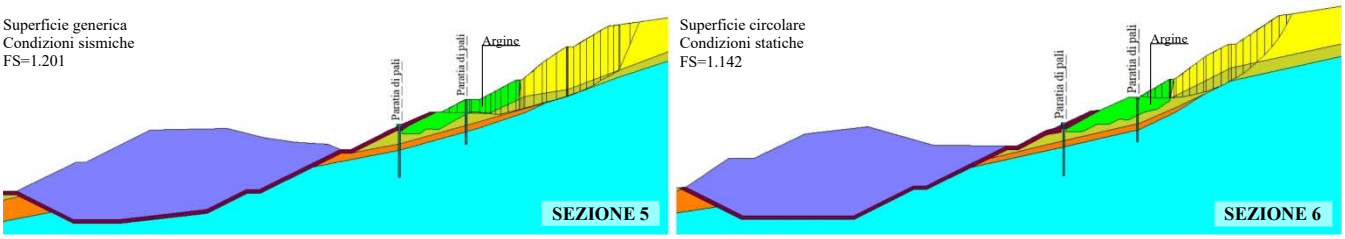


Figura 4. Superfici di scorrimento critiche per le due sezioni 5 e 6 analizzate.

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il presente contributo rappresenta un esempio di riutilizzo delle terre di scavo, mediante additivazione con cemento, per la costruzione di un rilevato con la duplice funzione di stabilizzazione e di barriera idraulica. Con riferimento a quest'ultima prestazione, si è mostrato come sia fondamentale, in fase di progetto, la verifica della conducibilità idraulica a seguito dell'additivazione con cemento, in quanto ad essa può corrispondere, come nel caso in esame, un incremento tale da non consentirne l'impego in ottemperanza alla norma vigente.

L'approccio progettuale può essere considerato cautelativo in relazione alle scelte adottate: tipo di cemento (Portland ordinario), energia di compattazione (Proctor Standard), stagionatura dei campioni (28 giorni), parametri di resistenza al taglio ridotti, analisi di stabilità 2D. In ogni caso, prima della costruzione del rilevato, è prevista la realizzazione di un campo-prova per mettere a punto le modalità operative finalizzate anche alla verifica dei valori assunti, mediante determinazione degli stessi parametri su campioni indisturbati prelevati dal campo-prova.

6. BIBLIOGRAFIA

Bellezza I., Fratalocchi E. (2006). Effectiveness of cement on hydraulic conductivity of compacted soil-cement mixtures. *Ground Improvement*, 10 (2): 77-90.

Daniel D.E. (1993). Clay liners. In *Geotechnical Practice for Waste Disposal*. Chapman&Hall, London, 137-163.

Mazzieri F., Di Sante M., Fratalocchi E., Bellezza I., Pasqualini E. (2017). Stability analyses and design of a waste landfill enlargement in a seismic area. *Proc. 19th Int. Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul 2017*.

X Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. Atti del Convegno – F. Ceccato, M. Rosone e S. Stacul
© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI DISCRETI DI UN RIVESTIMENTO CORTICALE IN RETE METALLICA

Antonio Pol (antonio.pol@phd.unipd.it), Fabio Gabrieli
Università degli studi di Padova

ABSTRACT. L'utilizzo di rivestimenti in rete metallica ha trovato largo favore negli ultimi decenni come intervento di controllo di fenomeni di instabilità superficiale lungo pendii e scarpate. Tuttavia le metodologie di dimensionamento risultano ancora notevolmente semplificate e presentano alcune criticità. Forti incognite sono legate alla scelta del meccanismo di rottura da assumere per lo strato instabile. Inoltre viene trascurata la progressiva attivazione della capacità di contenimento della rete con la deformazione. In questo lavoro, è stato simulato un rivestimento in rete metallica interagente con uno strato granulare instabile utilizzando il metodo agli elementi discreti. I risultati ottenuti evidenziano il meccanismo di rottura caratteristico del problema. Inoltre risulta possibile ricostruire il comportamento meccanico del sistema in rete in termini di legame forza-spostamento, e dunque caratterizzare l'azione stabilizzante che esso applica sul materiale a tergo.

1. INTRODUZIONE

La messa in sicurezza di fenomeni di instabilità superficiale su pendio viene generalmente eseguita mediante l'installazione di rivestimenti flessibili. Fra le possibili scelte tecniche, l'utilizzo di rivestimenti corticali in rete metallica (o reti corticali) risulta frequente nella pratica in quanto questi offrono una elevata capacità di ritenuta unita alla facilità di posa in opera. La rete metallica viene ancorata alla parte stabile del pendio tramite l'installazione di barre d'ancoraggio distribuite con maglia regolare (quadrata o a quinconce) lungo la superficie del pendio. La connessione fra barra di ancoraggio e rete viene effettuata mediante speciali piastre metalliche. Un esempio di applicazione è riportato in Figura 1a.

La progettazione di un sistema corticale viene eseguita generalmente attraverso metodi all'equilibrio limite. Differenti metodologie sono presenti in letteratura, esse differiscono principalmente nella rappresentazione dell'azione stabilizzante (azione concentrata o distribuita) e nella scelta del meccanismo di rottura nel materiale a tergo. Quest'ultima non è supportata da specifiche evidenze scientifiche e i diversi metodi considerano arbitrariamente meccanismi locali o diffusi. Inoltre la forte dipendenza dell'azione stabilizzante esercitata dal sistema in rete con la sua deformazione non è considerata. Tale azione viene infatti assunta costante con valori derivanti da prove di laboratorio caratterizzate da condizioni non rappresentative di quelle di reale applicazione.

In questo lavoro, il metodo agli elementi discreti (DEM) è stato utilizzato per simulare un rivestimento corticale in una condizione di sito idealizzata. L'efficacia di tale metodo nell'analisi di problemi d'interazione rete-terreno è stata dimostrata in recenti lavori (Gabrieli et al. 2018; Pol et al. 2020; Pol and Gabrieli 2021). I risultati ottenuti nel presente contributo permettono di indentificare il meccanismo di rottura che si sviluppa nel materiale a tergo. Inoltre risulta possibile ricostruire il comportamento meccanico, in termini di legame forza-spostamento, del sistema in rete.

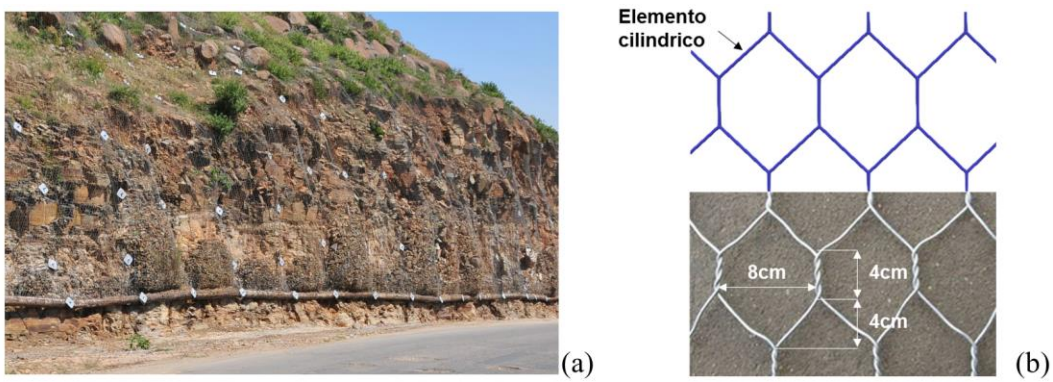


Figura 1. (a) Esempio di rivestimento corticale lungo un pendio. (b) Geometria della rete a maglia esagonale a doppia torsione e schematizzazione nel modello agli elementi discreti.

2. MODELLO NUMERICO

2.1 Modello numerico della rete

Nel presente studio è stata considerata una rete a doppia torsione con maglia esagonale 8x10 con diametro nominale dei fili 2.7mm prodotta da Officine Maccaferri. Nel modello agli elementi discreti la rete viene descritta mediante elementi cilindrici fra loro interconnessi permettendo una rappresentazione dettagliata della geometria della rete (Effeindzourou et al. 2017; Gabrieli et al. 2017). Un elemento cilindrico può essere considerato alla stregua di un classico elemento discreto, con la differenza che esso può deformare in direzione assiale; tale deformazione è regolata da una legge forza-spostamento associata all'elemento. La reazione dell'elemento è consentita solo in trazione in quanto la resistenza a compressione dei fili metallici risulta trascurabile, inoltre deformazioni flessionali/torsionali non sono considerate. In questo lavoro due differenti leggi forza-spostamento sono state utilizzate per descrivere il comportamento meccanico delle due tipologie di filo (singolo e doppia torsione) che caratterizzano la rete; tali leggi sono state ricavate da risultati sperimentali riportati in Thoeni et al. 2013. La geometria della rete è riportata in Figura 1b; nella stessa figura è inoltre presentato un confronto con la schematizzazione nel modello numerico.

Il modello numerico della rete è stato validato utilizzando risultati sperimentali di prove di punzonamento (UNI 11437-2012). Tali risultati sono stati presentati in lavori precedenti (Gabrieli et al. 2020; Pol et al. 2021) e sono per brevità omessi nella presenta nota.

2.2 Modello numerico del rivestimento corticale

Un sistema corticale di dimensioni 2.88x9m^2 è stato considerato in questo studio. Il sistema è costituito da tre pannelli di rete con ancoraggi disposti a maglia quadrata ed interasse di 3m in senso verticale (direzione y) e 2.88m in senso orizzontale (direzione x), come riportato in Figura 2a. Nel modello sono state considerate delle piastre di ancoraggio quadrate di lato 32cm impedendo lo spostamento degli elementi di rete da esse intercettati. Per considerare un ideale sistema infinitamente esteso in senso orizzontale sono state imposte delle condizioni di periodicità al contorno del sistema in rete. Allo stesso scopo le piastre di ancoraggio sono considerate solo per metà del loro sviluppo in senso orizzontale. Le condizioni di vincolo utilizzate sono: spostamento in direzione x (u_x) impedito per i nodi posti a x=0m o x=2.88m; spostamento in direzione y (u_y) impedito per i nodi posti a y=9.00m; spostamenti impediti nelle tre direzioni ($u_x = u_y = u_z = 0$) per i nodi posti a y=0m e per quelli intercettati dalle piastre di ancoraggio. Per chiarezza espositiva le condizioni di vincolo sono riportate in Figura 2a.

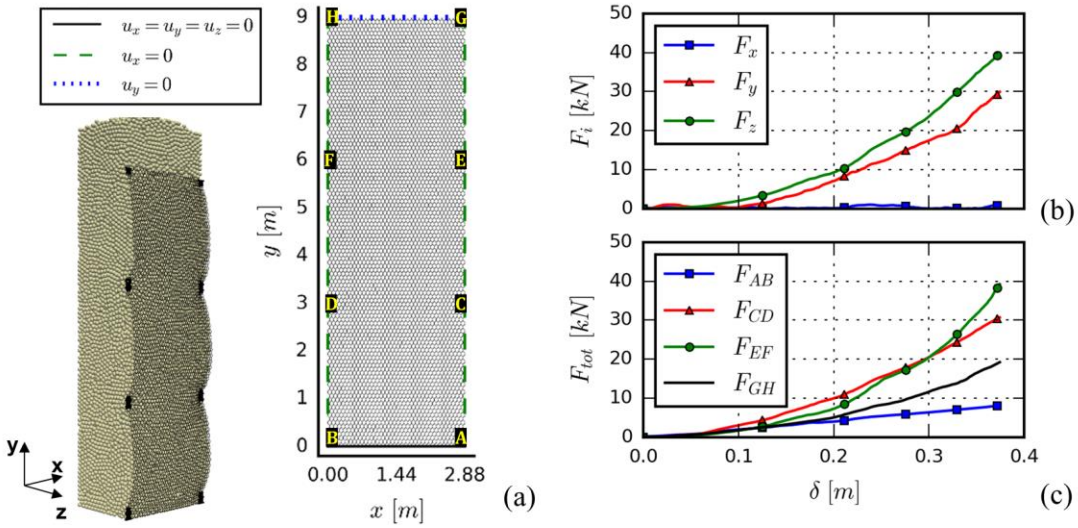


Figura 2 (a) Vista 3D del modello e condizioni al contorno utilizzate nel modello DEM.. Curve forza-spostamento relative (b) al pannello centrale, (c) alle coppie di ancoraggi ad uguale quota y (e.g. F_{AB} è data dalla somma delle forze agenti sugli ancoraggi A e B).

Lo strato di terreno instabile a tergo della rete viene schematizzato con una colonna di materiale granulare caratterizzato da un diametro medio d_{50}=0.12m e densità $\rho = 2900N/m^3$. Le particelle che rappresentano il terreno numerico sono caratterizzate da una rigidezza normale al contatto k_n=6e6N/m, una rigidezza tangenziale k_t=0.3k_n ed un angolo d'attrito al contatto ϕ_c=35° (lo stesso valore è utilizzato al contatto terreno-rete). Una legge

di contatto elastica lineare in direzione normale e elastica lineare con limite plastico in direzione tangenziale sono utilizzate per contatti del tipo terreno-terreno e terreno-rete. Inoltre, una resistenza rotazionale (modello descritto in Belheine et al. 2009 con parametri k_r=0.1 e η=0.1) è imposta alle particelle componenti il volume granulare per ovviare alla limitazione dell'angolo di attrito macroscopico imposta dalla scelta di particelle sferiche. Lo strato di terreno è stato generato mediante una fase di deposizione a gravità all'interno di un box prismatico privo di attrito. In una seconda fase, l'instabilità del materiale granulare viene innescata rimuovendo una delle pareti di contenimento, attivando così il movimento del materiale contro la rete. Durante la simulazione vengono registrate tensioni e deformazioni di ogni filo, oltre a forze e spostamenti per gli elementi componenti lo strato di terreno. Il termine della simulazione è dettato dalla rottura del sistema rete che avviene in prossimità dell'ancoraggio F. Le simulazioni sono state eseguito utilizzando il codice open-source YADE (Šmilauer et al. 2015).

Un primo risultato è presentato in Figura 2b dove sono riportate le curve forza-spostamento (F-δ), per le tre componenti spaziali, relative al pannello centrale (3m$\leq y \leq$6m). Il rispetto delle condizioni di simmetria del problema è confermato da un valore trascurabile della forza in direzione x durante l'intera simulazione. La progressiva attivazione dell'azione stabilizzante con la deformazione della rete è evidente osservando l'andamento delle componenti in direzione longitudinale (F_y) e normale (F_z) al pannello. Tali legami forza-spostamento caratterizzano la risposta del sistema in rete tenendo conto della mutua interazione fra terreno e struttura. Essi possono essere utilizzati per migliorare la caratterizzazione del comportamento meccanico dei pannelli in rete, ad oggi legata a test di laboratorio, quest'ultimi inficiati da condizioni di vincolo e carico spesso lontane da quelle di reale applicazione. Inoltre le curve F-δ possono essere associate ai classici metodi di dimensionamento all'equilibrio limite per fornire una stima degli spostamenti necessari ad attivare la forza stabilizzante richiesta per garantire l'equilibrio del sistema terreno-rete. È infine significativo osservare come la forza F_y presenti valori comparabili con F_z; ciò sottolinea l'importanza di considerare un'azione attritiva di interfaccia nella fase di dimensionamento. Infine in Figura 2c viene riportato l'andamento delle forze (F_{tot} è calcolata come la norma euclidea delle tre componenti spaziali) agenti sulle piastre di ancoraggio durante l'intera simulazione. Tali forze sono calcolate con riferimento alle coppie di ancoraggi ad ugual quota y (e.g. F_{AB} è data dalla somma delle forze agenti sugli ancoraggi A e B). Le relazioni ottenute possono essere utilizzate per una stima delle forze scaricate dalla rete sulle piastre di ancoraggio. Si noti che per ottenere la forza complessiva agente sugli elementi di ancoraggio, a tali forze devono essere sommate le forze esercitate dal terreno direttamente sulla parte posteriore delle piastre.

3. MECCANISMO DI ROTTURA NEL MATERIALE A TERGO

Una corretta definizione del meccanismo di rottura non può prescindere dagli effetti legati all'interazione fra la struttura di ritenuta ed il terreno. In particolare, essendo i sistemi corticali in rete notevolmente flessibili, l'attivazione dell'azione stabilizzante è fortemente influenzata dagli spostamenti indotti dal terreno sulla rete stessa come evidenziato nel precedente paragrafo. L'approccio agli elementi discreti utilizzato in questo lavoro, consente di simulare in modo realistico ed efficiente tale interazione.

In Figura 3a è riportata l'evoluzione del campo di spostamento nel terreno. Il campo di spostamento è calcolato tramite un'interpolazione lineare su una griglia regolare degli spostamenti in direzione z (i.e. d_z). Solamente gli spostamenti nella direzione fuori piano della rete sono stati considerati in quanto responsabili dell'attivazione della capacità di ritenuta di quest'ultima. Dai risultati ottenuti risulta evidente la presenza di meccanismi di rottura localizzati, ogni singolo pannello è dunque sollecitato da un cuneo di terreno delimitato dalla presenza degli ancoraggi. Il vincolo imposto dalle piastre di ancoraggio (piastre fisse) permette al terreno di sviluppare internamente un effetto arco; tale effetto tende a stabilizzare dei volumi di terreno nelle vicinanze degli ancoraggi dividendo così lo strato instabile in cunei fra loro distinti. Per visualizzare lo sviluppo dell'effetto arco nel terreno a tergo, è utile analizzare lo "strong network" (forze superiori alla forza media di contatto) delle forze di contatto fra le particelle riportato in Figura 3b. La dimensione dei tratti e la gradazione di colore è proporzionale all'intensità della forza di contatto. Si nota la presenza di catene di forze di elevata intensità in corrispondenza delle piastre di ancoraggio, tali catene evolvono all'interno del terreno formando delle "strutture ad arco" che permettono una parziale stabilizzazione della zona retrostante. I cunei instabili sono evidenziati dalle zone caratterizzate da una bassa densità ed intensità di forze di contatto (zone "bianche" Figura 3b).

Infine osservando l'evoluzione temporale del campo di spostamenti del terreno (Figura 3a) si nota una graduale attivazione dei singoli cunei. Inizialmente gli spostamenti si concentrano nella parte bassa del sistema attivando la reazione del pannello inferiore. In seguito, quando l'azione stabilizzante di tale pannello risulta sufficiente per limitare gli spostamenti del terreno, si sviluppa un secondo cuneo in corrispondenza del secondo

pannello, tale processo è poi ripetuto nel pannello superiore. L'attivazione dei singoli meccanismi locali è dunque un processo progressivo a partire dal piede del pendio.

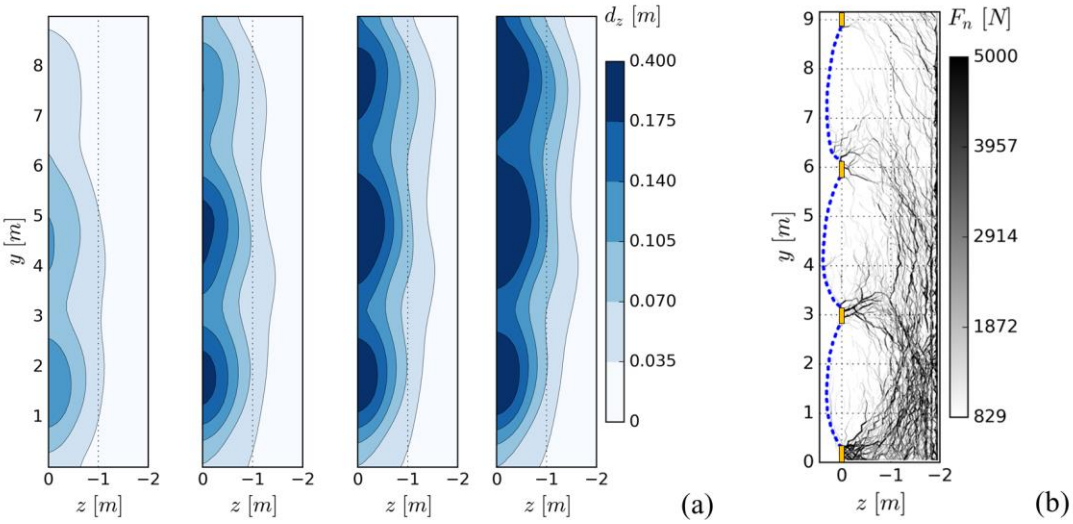


Figura 3 (a) Evoluzione del campo di spostamenti in direzione z per il materiale a tergo. (b) "Strong network" delle forze di contatto.

4. CONCLUSIONI

In questa nota un rivestimento corticale in rete, interagente con uno strato granulare instabile, è stato analizzato utilizzando il metodo agli elementi discreti. I risultati numerici hanno permesso di caratterizzarne la risposta meccanica evidenziando la forte dipendenza dell'azione stabilizzante dalla deformazione del sistema. Le curve forza-spostamento ottenute permettono una miglior comprensione del comportamento meccanico di questi sistemi, inoltre consentono una stima degli spostamenti in condizioni di esercizio. L'utilizzo di un approccio particellare ha permesso di identificare il meccanismo di rottura nel terreno a tergo. Un meccanismo locale compreso fra due ancoraggi è stato osservato. Tale risultato suggerisce che la scelta di un meccanismo locale a cuneo permette una buona schematizzazione del problema nelle classiche metodologie di dimensionamento all'equilibrio limite. L'approccio utilizzato si è rivelato efficiente nello studio di rivestimenti corticali in rete e può essere facilmente esteso per la caratterizzazione di diverse tipologie di rete e condizioni di carico.

5. BIBLIOGRAFIA

Belheine N, Plassiard JP, Donzé F V., et al (2009) Numerical simulation of drained triaxial test using 3D discrete element modeling. Comput Geotech 36:320–331. doi: 10.1016/j.compgeo.2008.02.003

Effeindzourou A, Thoeni K, Giacomini A, Wendeler C (2017) Efficient discrete modelling of composite structures for rockfall protection. Comput Geotech 87:99–114. doi: 10.1016/j.compgeo.2017.02.005

Gabrieli F, Pol A, Mazzon N, Deana ML (2020) Discrete element simulations of punch tests for the mechanical characterization of cortical meshes. In: Proc. of the 14th International Congress on Rock Mech. and Rock Eng. pp 3401–3407

Gabrieli F, Pol A, Thoeni K (2017) Comparison of two DEM strategies for modelling cortical meshes. Proc Part Methods - Fundam Appl Part 2017 489–496

Gabrieli F, Pol A, Thoeni K, Mazzon N (2018) Particle-based modelling of cortical meshes for soil retaining applications. In: Numerical Methods in Geotechnical Engineering IX. London: CRC Press. pp 391–397

Pol A, Gabrieli F (2021) Discrete element simulation of wire-mesh retaining systems: An insight into the mechanical behaviour. Comput Geotech 134:. doi: 10.1016/j.compgeo.2021.104076

Pol A, Gabrieli F, Brezzi L (2021) Discrete element analysis of the punching behaviour of a secured drapery system : from laboratory characterization to idealized in situ conditions. Acta Geotech. doi: 10.1007/s11440-020-01119-z

Pol A, Gabrieli F, Mazzon N (2020) Enhancement of Design Methodologies of Anchored Mesh Systems Using the Discrete Element Method. In: Calvetti F, Cotecchia F, Galli A, Jommi C (eds) Geotechnical Research for Land Protection and Development. Springer International Publishing, Lecco, Italy, pp 500–508

Šmilauer V, Catalano E, Chareyre B, et al (2015) Yade documentation. In: Release 2015-03-09.git-a2be717

Thoeni K, Lambert C, Giacomini A, Sloan SW (2013) Discrete modelling of hexagonal wire meshes with a stochastically distorted contact model. Comput Geotech 49:158–169. doi: 10.1016/j.compgeo.2012.10.014

X Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. Atti del Convegno – F. Ceccato, M. Rosone e S. Stacul
© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

RISPOSTA DEFORMATIVA E MECCANISMO DI COLLASSO PER BANCHINE A GRAVITÀ SOGGETTE A SCAVI AL PIEDE

Daniela Sauvageon (daniela.sauvageon@edu.unige.it)
Università degli Studi di Genova

ABSTRACT. L'adeguamento di strutture portuali quali le banchine di ormeggio, soggette a potenziali problemi di stabilità o di spostamenti causati da scavi o fenomeni erosivi al piede, viene spesso condotto con interventi strutturali di oneroso impegno progettuale, esecutivo ed economico. Nel caso delle banchine a piloni di massi, alcune risoluzioni possono risultare non fattibili, quali quelle che prevedono un rinforzo della zona passiva, non presente nelle opere di sostegno a gravità. L'articolo tratta tale aspetto, studiando la risposta di una banchina tipo soggetta a scavi al piede, volti a simulare fenomeni di erosione localizzata oppure un approfondimento del fondale. Vengono riportati alcuni risultati ottenuti mediante analisi FEM, aventi come obiettivo l'analisi dei meccanismi deformativi e di spostamento del terreno di riempimento e di fondazione di tipo sabbioso o limo-argilloso, e un'analisi della risposta locale e globale dell'opera in relazione ad interventi geotecnici di miglioramento del terreno, per giungere alla definizione di criteri di dimensionamento e ottimizzazione dell'intervento.

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi anni si assiste con sempre maggiore frequenza al bisogno di operare significativi ed estesi dragaggi nelle aree portuali, a causa dell'incremento delle dimensioni delle navi dedicate a traffici mercantili e crocieristici (Scarpelli et al., 2017).

Ne consegue la necessità di adeguare le infrastrutture portuali (dighe foranee, banchine), esigenza che presuppone, prevalentemente, un approfondimento del piano di fondazione. Sono inoltre sempre più frequenti i casi di perdita di stabilità di porzioni di banchine esistenti, legati a fenomeni di erosione localizzata, provocati in fondazione dall'azione propulsiva delle navi.

Pur in presenza di strutture massive e rigide, la rimozione delle tensioni verticali dal fondo induce movimenti profondi e possibili fenomeni di instabilità. Oltre ai tradizionali interventi di rinforzo, altre soluzioni possono essere ricercate andando ad incrementare la resistenza e la rigidezza al piede delle opere interessate, agendo sul sistema terreno-fondazione tramite un miglioramento della risposta meccanica dei terreni o l'inserimento di "inclusioni" strutturali (Ruggeri et al., 2014; Sauvageon & Berardi, 2020).

Attraverso la modellazione numerica agli elementi finiti, lo studio si rivolge all'analisi dei meccanismi sopra richiamati, tenendo conto, tra altri aspetti, della capacità del modello costitutivo del terreno di riprodurre tali fenomeni e dell'interazione del terreno con gli elementi strutturali, con l'obiettivo di giungere alla definizione di criteri di modellazione di carattere generale e di dimensionamento di possibili interventi geotecnici.

L'oggetto dello studio è una banchina a piloni di massi, aventi dimensioni e caratteristiche tipiche di banchinamenti esistenti in porti commerciali e passeggeri, realizzati prima dell'avvento di navi a maggior pescaggio e con sistemi propulsivi di generazione precedente all'attuale.

L'obiettivo è simulare la risposta di un caso rappresentativo di una possibile situazione reale.

2. MODELLAZIONE

2.1 Schema adottato

La tipologia strutturale riferimento scelta è una banchina a parete verticale a gravità, il cui schema è riportato nella Figura 1.

Lo schema strutturale adottato è stato elaborato tenendo conto dei parametri dimensionali tipici delle banchine a piloni di massi, che abbiano un'altezza di fondale di interesse tale da dover prevedere la necessità di effettuare degli scavi per approfondimento del fondale oppure poter essere sottoposta a fenomeni di erosione localizzata del fondo.

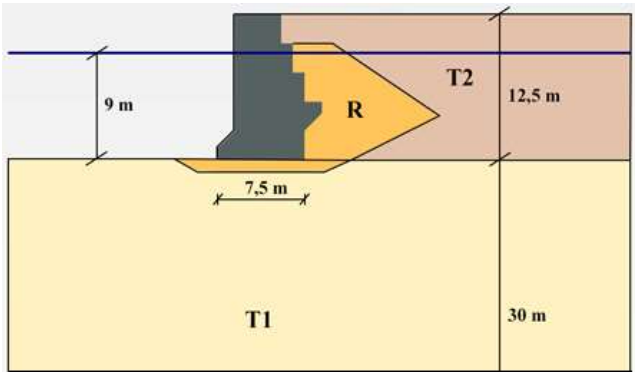


Figura 1 – Schema geometrico della banchina e della successione stratigrafica.

Essa presenta un'altezza complessiva H di 12,5 m considerando una profondità media del fondale di 9 m.

Le analisi numeriche sono state condotte con il software agli elementi finiti Plaxis 2D, con elementi triangolari a 15 nodi in ipotesi di stato piano di deformazione (Brinkgreve R. et al., 2019).

Sono state modellate, progressivamente, le fasi di realizzazione della banchina e del relativo rinfianco a tergo, inserendo interfacce al contatto banchina-terreno, così da ottenere uno stato tensionale e deformativo rappresentativo per le varie fasi di analisi, e le successive fasi scavo, inclinato e a parete verticale, ogni 0,5 m fino a raggiungere il collasso.

Sono stati inoltre definiti due diversi schemi principali di intervento, volti a migliorare la risposta meccanica del terreno di fondazione e dell'opera di sostegno nella sua interezza, un trattamento di tipo "orizzontale" (*improvement orizzontale*) e uno di tipo "colonnare" (*improvement colonnare*) come riportato in Figura 2.

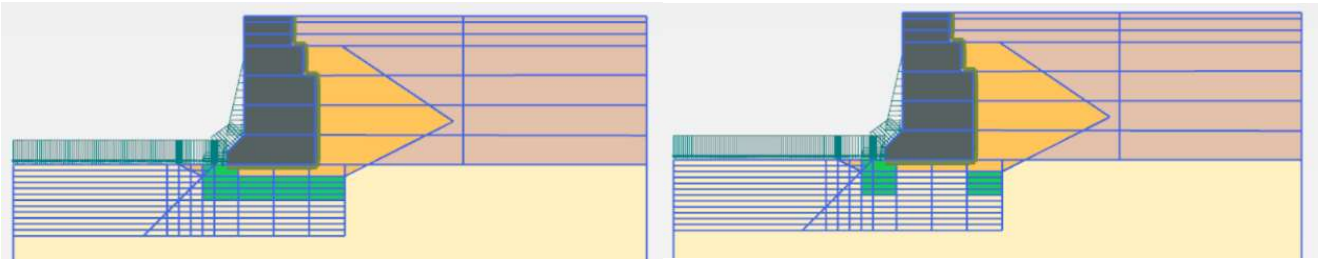


Figura 2 – Schema geometrico tipo di "improvement orizzontale" e "improvement colonnare".

La porzione di terreno interessata dal trattamento è stata estesa gradualmente con incrementi di 1 m fino ad una profondità di 6 m sotto il fondale, sia secondo lo schema di *improvement colonnare* sia di *improvement orizzontale*. Nel testo si definisce H_i lo spessore del terreno interessato dal trattamento (H_i= 1…6 m)

2.2 Parametri adottati

Per quanto riguarda la modellazione del comportamento del terreno, sono stati adottati per i terreni sabbiosi e per il terreno limo argilloso, rispettivamente i modelli Hardening Soil Small (HSSMALL), modello non lineare basato sul modello Hardening Soil Model (HSM) (Schanz et al., 1999), e il modello Soft Soil, più adatto a simulare il comportamento dei terreni compressibili tipici del fondale marino. I parametri utilizzati per la modellazione, calibrati partendo da risultati sperimentali (prove edometriche e triassiali) sono riassunti in Tab. 1 e 2.

Tabella 1. Parametri modello Hardening Soil Small.

	γ [kN/m^3]	E_{50}^{ref} [kN/m^2]	E_{ur}^{ref} [kN/m^2]	E_{oed}^{ref} [kN/m^2]	c' [kN/m^2]	φ' [°]	ψ [°]	ν [-]	G_0^{ref} [kN/m^2]	$\gamma_{0.7}$ [-]
Sabbia sciolta (T1)	17	20000	60000	16000	1	34	0	0.20	70000	0.0001
Sabbia densa (T2)	17.5	37000	90000	29600	1	41	14	0.20	112500	0.0002
Rinfianco (R)	18.5	37000	29600	29600	1	44	7	0.20	70000	0.0001

Tabella 2. Parametri modello Soft Soil.

	γ [kN/m³]	λ* [-]	κ* [-]	c'ref [kN/m²]	φ' [°]	ψ [°]
Limo con argilla (T1)	18	0.050	0.018	8	30	0

Le analisi sono state condotte in condizioni drenate nel caso di terreno sabbioso e simulando le fasi di consolidazione del terreno limo-argilloso, sia durante la fase di rinfianco, sia nelle successive fasi di scavo.

Per il materiale costituente la banchina (calcestruzzo) è stato considerato un materiale elastico caratterizzato da peso dell'unità di volume γ =24 kN/m^3 e modulo elastico E=31500 MN/m^2.

In considerazione del caso studio considerato della banchina a gravità, l'intervento di miglioramento del terreno di fondazione può essere effettuato mediante tecnica di jet-grouting, eseguito da pontone e da piano calata, con attraversamento della struttura della banchina.

Con tali premesse, la zona di intervento è stata modellata con clusters di terreno a comportamento elastico lineare, caratterizzati da peso dell'unità di volume pari a 18,7 kN/m^3 e modulo elastico E_{eq}=300 MN/m^2 nelle casistiche con terreno di fondazione in sabbia densa, e con peso dell'unità di volume pari a 19,5 kN/m^3 e modulo elastico E_{eq}=140 MN/m^2 in quelle con fondale limoso. Anche i parametri adottati per il terreno migliorato sono stati definiti partendo da risultati sperimentali reali (prove di compressione monoassiale).

3. ANALISI E RISULTATI

Si riportano sinteticamente alcuni risultati dello studio. In assenza di intervento di miglioramento del terreno con jet-grouting, le analisi numeriche indicano una profondità di scavo al piede non superiore al metro dovuta a plasticizzazioni locali associate a rotazioni rigide della banchina verso il fronte mare.

Adottando le diverse configurazioni di miglioramento del terreno di fondazione, le profondità di scavo raggiunte prima del collasso, come atteso, aumentano significativamente all'estendersi dell'area interessata dal trattamento e, a seconda dei casi, arrivano e superano i 6 m di profondità, con fattore di sicurezza FS (calcolato con metodo *c'-φ reduction*) associato alla fase precedente quella del collasso di valore uguale o superiore all'unità.

Si distinguono inoltre due principali meccanismi osservabili in corrispondenza della rottura, strettamente legati non tanto al tipo di terreno di fondazione, quanto alla configurazione di *improvement colonnare* piuttosto che *orizzontale*, come riportato in Figura 3.

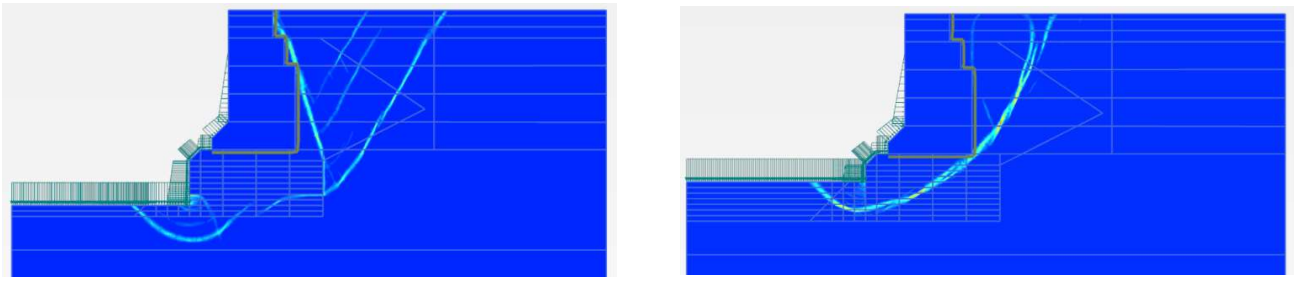


Figura 3 – Deformazione distorsionale incrementale per meccanismo di potenziale instabilità riferito al caso "improvement orizzontale"a sinistra, di "improvement colonnare" a destra.

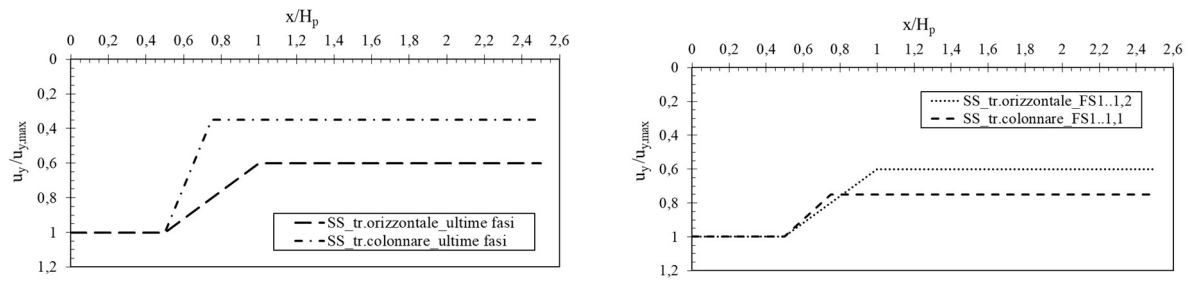


Figura 4 – Inviluppi di rottura del profilo del cedimento del piano campagna a tergo della banchina.

Dall'analisi degli spostamenti progressivi nelle varie fasi di scavo, è stato inoltre possibile ricavare alcuni inviluppi (riportati in Figura 4 a titolo d'esempio) del cedimento u_y del piano campagna alle spalle della banchina in funzione di H_p (H_p: altezza della banchina H+profondità corrente di scavo H_d).

Per valori del fattore di sicurezza vicini all'unità, ma in fasi di scavo ancora non prossime alla rottura, l'inviluppo risulta simile per *improvement orizzontale* e *improvement verticale*, mentre non appena si verifica una condizione prossima al collasso si distingue nettamente il profilo dell'inviluppo nei due casi. Inoltre si è evidenziato come nel caso di *improvement colonnare* la localizzazione degli spostamenti sia più evidente rispetto all'*improvement orizzontale*, in quanto il meccanismo deformativo presenta un cuneo di spinta che tende a scivolare lungo una superficie semi-circolare che passa attraverso le colonne di trattamento.

In ultimo, attraverso l'elaborazione dei risultati dei vari step di analisi, si riporta in Figura 5 l'andamento del fattore di sicurezza FS in funzione del rapporto tra la profondità corrente di scavo e lo spessore della porzione di terreno trattata. Come si evince dal grafico, FS decresce all'aumentare del rapporto H_d/H_i e risulta globalmente più alto nei casi di trattamento orizzontale, che consentono quindi di raggiungere profondità di scavo più elevate e con margini di sicurezza superiori.

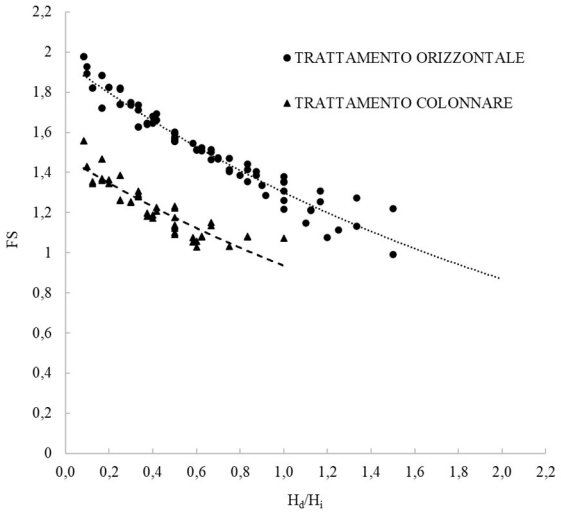


Figura 5 –Fattore di sicurezza in funzione di profondità di scavo e trattamento.

4. CONCLUSIONI

In ambito marittimo, si assiste sia alla necessità di operare estesi dragaggi nelle aree portuali, sia al verificarsi di fenomeni di erosione localizzata dovute all'azione propulsiva delle navi che può causare perdita di stabilità di parti di banchine esistenti. Si è quindi affrontata tale tematica, studiando la risposta di una banchina tipo soggetta a scavi al piede, con l'obiettivo di simulare tali fenomeni, potenzialmente pericolosi. Sono stati proposti alcuni risultati ottenuti da analisi numeriche agli elementi finiti, con l'obiettivo di studiare il comportamento dell'opera e i processi deformativi del terreno di fondazione e del piano campagna del rinfianco. Obiettivo ultimo al quale si vuole tendere con il progredire dello studio è giungere alla definizione di possibili interventi geotecnici di stabilizzazione ottimizzati in funzione dell'adeguamento necessario a questa tipologia di strutture.

5. BIBLIOGRAFIA

Brinkgreve, R.B.J. et al. 2019. *PLAXIS User's manual 2019*. Plaxis bv, Bentley Systems Inc.

Ruggeri, P., Fruzzetti, V.M.E., Vita, A., Segato, D., Scarpelli, G., 2014. Stiffness of wall-type grouting under transversal loading. *Proceedings of ICE- Ground Improvement, Vol. 167(4)*, 301-310.

Sauvageon D., Berardi R., 2020. Modellazione della risposta di infrastrutture portuali soggette a dragaggio ed erosione localizzata del terreno di fondazione. *XXVII Convegno Nazionale di Geotecnica (posticipato a febbraio 2022)*

Scarpelli, G., Fruzzetti, V.M.E., Ruggeri, P., 2017. Interventi di adeguamento delle banchine portuali alle crescenti esigenze dei traffici commerciali. *XXVI Convegno Nazionale di Geotecnica, (N. Moraci e C. Soccodato ed.)*, AGI, 335-357.

Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G., 1999. The hardening soil model: formulation and verification. *Proc. Beyond 2000 in Computational Geotechnics-10 Years of Plaxis*, Balkema, Rotterdam, 281-290.

X Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. Atti del Convegno – F. Ceccato, M. Rosone e S. Stacul
© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

STUDIO DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE SU PENDIO IN ROCCIA CON IL METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE

Davide Sergeant (davide.sergeant@gmail.com)
Studio di Ingegneria Civile dott. ing. Davide Sergeant – Cantù (CO)

Lorenzo Borselli (lborselli@gmail.com)
Instituto de Geologia / Facultad de Ingenieria, Universidad Autonoma de San Luis Potosì (UASLP), Av. Dr. Manuel Nava 5, 78290, San Luis Potosí, Mexico
Consiglio Nazionale delle Ricerche – Istituto di ricerca per la protezione Idrogeologica (CNR-IRPI), via Madonna Alta 126 ,06128 Perugia (ITALY)

ABSTRACT. Viene illustrato uno studio per il dimensionamento delle fondazioni di un parcheggio previste in testa ad un pendio roccioso pre-rinforzato mediante la realizzazione di micropali e la posa di pannelli in fune in aderanza ancorati con chiodature al fronte della scarpata. Come previsto dalla Normativa vigente NTC 2018, lo studio ha riguardato sia la verifica della stabilità del versante che la stima della capacità portante del sistema fondazionale. Date le peculiarità che contraddistinguono il problema in esame ovvero: la morfologia a scarpata, la presenza di discontinuità nell'ammasso roccioso, i carichi non omogenei, le condizioni sia statiche che sismiche e la presenza di rinforzi, per la valutazione della capacità portante si è adottato il metodo dell'equilibrio limite (LEM) sviluppato secondo la teoria di Spencer. Le valutazioni numeriche sono state condotte impiegando il programma di calcolo automatico freeware SSAP 2010.

1. INTRODUZIONE

Nel presente articolo vengono mostrati i risultati di uno studio volto alla realizzazione di una fondazione superficiale di un parcheggio previsto sulla cresta di un versante roccioso pre-rinforzato con micropali e stabilizzato con pannelli in fune ancorati con chiodature alla scarpata. Di seguito si riportano le immagini (Fig.1) del modello tridimensionale impiegato per la conduzione delle verifiche strutturali ed il fotoiserimento dell'opera.

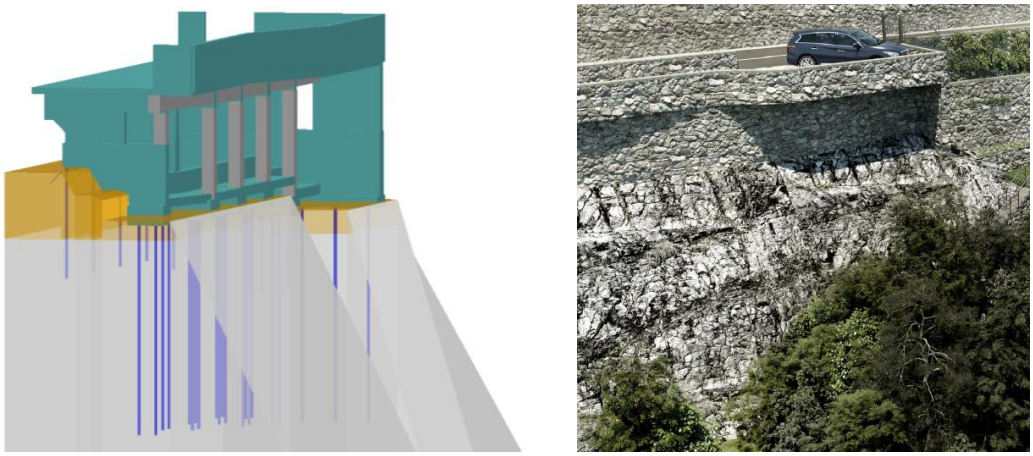


Figura 1. Modello tridimensionale strutturale (a sinistra) e fotoinserimento (a destra) con scarpata a valle

Lo studio è stato finalizzato sia alla stima della capacità portante della fondazione che alla verifica della stabilità del pendio valutate impiegando il programma di calcolo automatico SSAP 2010 (Borselli, 2020a), software freeware che implementa i principali metodi dell'equilibrio limite (LEM); in particolare, nel caso in esame, è stato impiegato il metodo di Spencer (1973).

L'impiego di tali metodi di calcolo ha consentito di considerare le resistenze dell'ammasso roccioso e delle famiglie di discontinuità presenti, caratterizzate da inviluppi di rottura curvilinei, la presenza di opere di consolidamento della scarpata, l'applicazione di carichi inclinati in testa alla scarpata e dell'azione sismica.

Nello studio viene presentata la integrazione di risultati della analisi di stabilità del pendio in roccia e della capacità portante in pendio.

2. METODI EQUILIBRIO LIMITE PER PENDII IN ROCCIA

Con i metodi all'equilibrio limite è possibile valutare la resistenza allo scivolamento di potenziali superfici di rottura che si potrebbero sviluppare all'interno di un pendio. A seconda dell'omogeneità, dell'estensione e delle caratteristiche delle famiglie di discontinuità presenti, è possibile impiegare due differenti metodologie per caratterizzare la resistenza al taglio dell'ammasso e delle discontinuità: il metodo di Hoek & Brown (Hoek et al., 2002) -criterio Gerenralized Hoek & Brown – GHB- ed il metodo di Barton & Bandis (1990) -criterio JRC-.

Nel caso in cui non siano presenti instabilità e discontinuità di natura strutturale ovvero nel caso in cui il pendio possa essere schematizzato come un ammasso omogeneo, si può impiegare il criterio di GHB. Con tale metodologia i parametri di resistenza al taglio non vengono definiti in maniera costante per tutto l'ammasso roccioso ma seguono un inviluppo di rottura curvilineo ovvero variano in funzione dello stato tensionale locale.

Nel caso in cui siano presenti singole discontinuità, o famiglie di discontinuità, che possano favorire lo scivolamento di singole porzioni di versante, è necessario procedere con una differente caratterizzazione litotecnica che consenta di stimare la resistenza al taglio della discontinuità. È stato quindi adottato il metodo di Barton & Bandis secondo la formulazione generalizzata non lineare di Prassetyo (2017) nella quale i valori dell'indice di rugosità dei giunti JRC e della loro resistenza a compressione JCS, misurati in sito con strumenti portatili di dimensioni ridotte, vengono corretti in funzione della scala delle discontinuità presenti nel versante, ottenendo anche in questo caso un inviluppo di rottura curvilineo analogo a quello del criterio GHB.

Per il caso in studio, impiegando il programma di calcolo automatico SSAP 2010, sono state implementate sia le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso secondo il criterio GHB, sia le principali famiglie di discontinuità, caratterizzate secondo il criterio JRC. Sfruttando il motore di ricerca delle superfici di scivolamento ***Sniff Random Search***, sviluppato in modo originale dall'autore del software (Borselli, 2020a), vengono generate delle superfici random di forma qualsiasi che si sviluppano negli strati con le caratteristiche meccaniche minori. Il motore di ricerca utilizzato permette sia il tracciamento dei principali sistemi di discontinuita' orientate e caratterizzate dal criterio di rottura/resistenza al taglio JRC, sia la resistenza di possibili ponti di roccia seguendo il criterio GBH.

La possibilità di estendere lo studio ad un numero elevato di superfici risulta essenziale per cercare di superare le incertezze sulla reale posizione delle fessurazioni all'interno del versante. Per stimare il livello di stabilità della scarpata ante-intervento e al fine di calibrare i modelli geomeccanici da impiegare nel calcolo dei rinforzi e della fondazione, sono state condotte delle verifiche di *Back Analysis*.

Si osserva inoltre che con i metodi dell'equilibrio limite è possibile valutare la resistenza delle superfici investigate sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche impiegando il metodo pseudostatico.

3. STIMA DELLA CAPACITA' PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI IN ROCCIA

La stima della capacità portante di una fondazione superficiale consiste nella valutazione della pressione massima che può essere trasmessa dalla fondazione al sedime di appoggio nella condizione di collasso incipiente.

Per quanto riguarda gli aspetti normativi, le vigenti Norme Tecniche NTC 2018 prescrivono l'uso del metodo di calcolo agli stati limite; per ogni stato limite deve quindi essere verificata la seguente disequazione:

$$Ed \leq Rd \tag{1}$$

nella quale Ed rappresenta il valore dell'azione di progetto mentre Rd rappresenta il valore della resistenza di progetto. Tale disequazione può essere riscritta in termini di coefficiente di sicurezza FS:

$$FS = \frac{Rd}{Ed} \geq 1 \tag{2}$$

Si evidenzia inoltre che per le verifiche di capacità portante, è prescritto l'impiego dell'Approccio 2 (A1+M1+R3) mentre per le verifiche di stabilità è prescritto l'uso dell'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) ovvero la Normativa impone di considerare, per le verifiche di capacità portanti, un livello di sicurezza superiore rispetto a quello previsto per le verifiche di stabilità (Pantelidis & Griffiths, 2015).

Nel caso delle fondazioni realizzate su roccia, i metodi comunemente impiegati nella pratica professionale consentono di poter stimare il carico limite di fondazioni realizzate in un piano infinito. Per adeguarsi alla posizione in cresta alla scarpata (near slope) ***in roccia*** si può procedere adattando i corrispondenti metodi impiegati per la

verifica di capacità portante ***dei terreni***, ma tali formulazioni impongono di semplificare la caratterizzazione geomeccanica assumendo valori costanti di angolo d'attrito φ e coesione c' e pertanto non consentono di considerare l'inviluppo di rottura curvilineo proprio degli ammassi lapidei e delle discontinuità.

Inoltre si osserva che per la stima della capacità portante delle fondazioni mediante l'impiego dei metodi all'equilibrio limite, fine di non sovrastimare la capacità portante del sistema fondazionale (Thorsen, 2016), risulta di primaria importanza considerare superfici di forma generica e non esclusivamente circolare. Nel caso in esame questo è stato possibile utilizzando il programma di calcolo automatico SSAP 2010 che consente di generare potenziali superfici di scivolamento di forma qualsiasi (Borselli, 2017; Borselli, 2020a).

Si è quindi proceduto con la stima della capacità portante impiegando il metodo dell'equilibrio limite proposto da Spencer. Nella definizione del modello di calcolo si sono quindi potute considerare l'effettiva morfologia del versante, le caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso e delle discontinuità con inviluppo curvilineo e la presenza dei rinforzi. Inoltre si precisa che data l'elevata rigidezza della roccia, l'effetto stabilizzante dei micropali è stato implementato considerandone la resistenza al taglio mentre per quanto riguarda il rinforzo del fronte della scarpata con pannelli in fune ancorati con chiodature si è adottato il metodo Th sviluppato da Borselli (Borselli, 2020b).

Pertanto la capacità portante del sistema di fondazione è stata ottenuta ricercando le potenziali superfici di scivolamento che coinvolgessero l'intero apparato di fondazione, variando l'intensità del sovraccarico fino a raggiungere un valore unitario del coefficiente di sicurezza FS. Si osserva infine che le azioni di taglio trasmesse dalla fondazione sulla testa del pendio, sia in condizioni statiche che sismiche, sono state applicate inclinando proporzionalmente il sovraccarico rispetto alla verticale.

4. APPLICAZIONE PRATICA AL CASO IN STUDIO

Di seguito si riportano le verifiche di stabilità e di capacità portante relative allo studio delle fondazioni poste sulla cresta di un pendio roccioso. Per la valutazione delle sollecitazioni sulla roccia si è tenuto conto sia dei carichi verticali che dei carichi orizzontali trasmessi dalla fondazione prevista in condizioni statiche e in condizioni sismiche, implementando nel programma di calcolo automatico SSAP 2010 le suddette sollecitazioni come pressioni con il relativo angolo d'inclinazione rispetto alla verticale.

Nello studio condotto, il pendio è stato pre-rinforzato mediante la realizzazione di micropali verticali, tiranti inclinati e pannelli in fune chiodati sul fronte del versante.

Di seguito si mostra il modello geomeccanico del pendio analizzato (Fig. 2) , con l'indicazione dei parametri dell'ammasso roccioso e delle discontinuità presenti valutati in base ai risultati del rilievo geomeccanico disponibile:

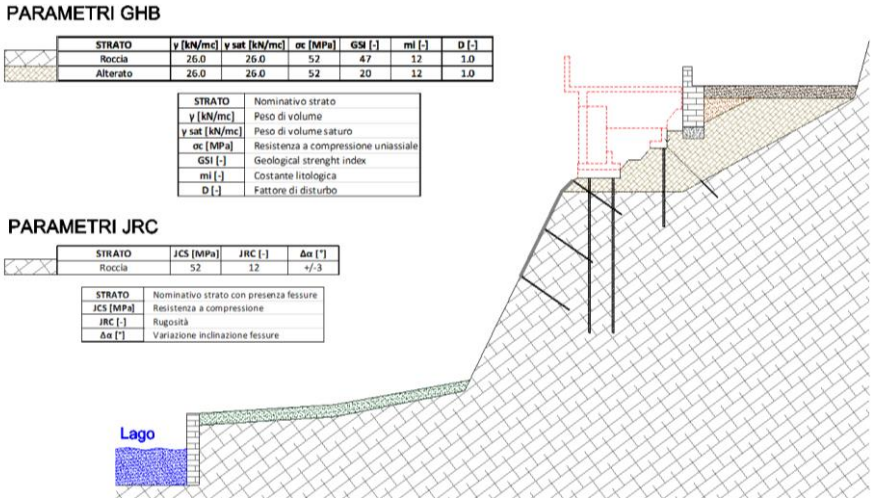


Figura 2. Modello di calcolo implementato con indicazione dei parametri geomeccanici

Le verifiche di stabilità, condotte secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 delle NTC 2018 hanno interessato l'intera scarpata rocciosa. Sono state ricercate le superfici di scivolamento sia lungo i tratti di versante caricati dall'opera fondazionale, sia lungo quelli a monte ed a valle dell'opera fondazionale stessa. Di seguito si riportano (Fig. 3) le superfici significative ottenute mediante ricerca automatica:

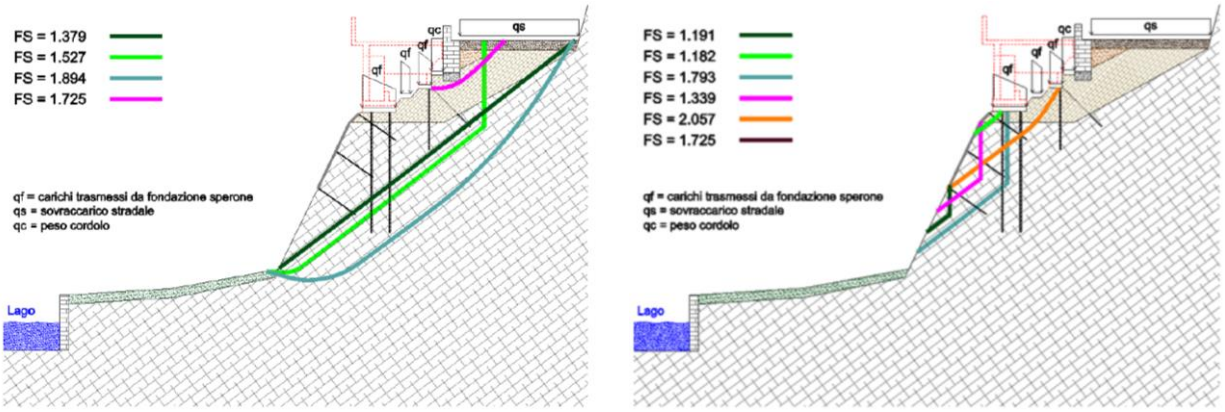


Figura 3. Verifiche di stabilità globali (a sinistra) e locali (a destra) in combinazioni statiche

Infine si mostra la superficie di scorrimento (Fig.4) che individua la capacità portante del sistema di fondazione, valutata secondo l'Approccio 2 delle NTC 2018; la ricerca delle superficie è stata calibrata considerando l'intero corpo di fondazione ed incrementando il valore del sovraccarico fino a raggiungere un fattore di sicurezza pressoché unitario (Fs=1.0).

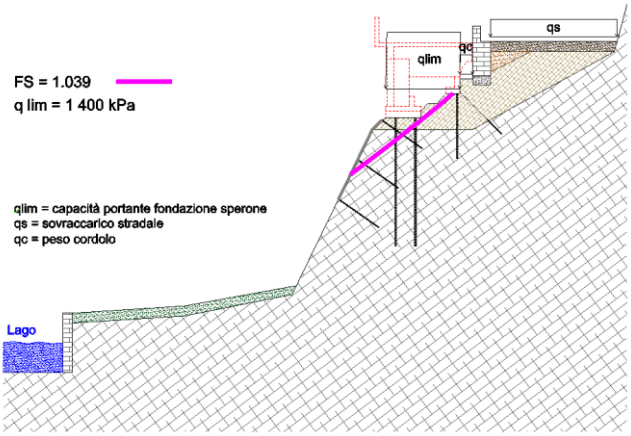


Figura 4. Stima resistenza per verifica di capacità portante in condizioni statiche

Il valore di sovraccarico così definito rappresenta quindi la stima della capacità portante del sistema fondazionale realizzato sul pendio in roccia pre-rinforzato.

5. RINGRAZIAMENTI

Il software SSAP è stato sviluppato con il contributo di fondi CONACYT (Mexico):Proyecto Ciencia Basica: CB-2016/286764

6. BIBLIOGRAFIA

Barton, N.R. and Bandis, S. (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In *Rock joints, proc. int. symp. on rock joints*, Loen, Norway, (eds N. Barton and O. Stephansson), 603-610. Rotterdam: Balkema.

Borselli L. (2017) Sono sempre le superfici circolari quelle con minor FS??, *ResearchGate*, Aprile 2017. https://doi.org/10.13140/RG.2.2.25141.22243

Borselli L. (2020a). SSAP 5.0 - Slope Stability Analysis Program. Manuale di riferimento del codice SSAP versione 5.0. *ResearchGate*, Agosto 2020. https://doi.org/10.13140/RG.2.2.12436.73604

Borselli L. (2020b) Reti in aderenza: progettazione alternativa in SSAP 5.0 per verifiche stabilità globali (LEM), *ResearchGate*, Febbraio 2020. https://doi.org/10.13140/RG.2.2.22444.82569

Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. *Proceedings of the NARMS-TAC Conference, Toronto, Canada:* 1, 267 - 273.

Pantelidis, L., & Griffiths, D. V. (2015). Footing on the crest of slope: slope stability or bearing capacity?. In Engineering Geology for Society and Territory-Volume 2 (pp. 1231-1234). Springer, Cham.

Prassetyo S.H., Barton N.R., Gutierrez M. (2017). Nonlinear shear behaviour of rock joint using a linearized implementation of the Barton-Bandis model. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, July 2017.

Spencer, E. (1973), Thrust Line Criterion in Embankment Stability Analysis. *Géotechnique*, 23 (1): 85-100.

Thorsen T. (2016). Load bearing capacity of railway embankments. *Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting, Reykjavik, Iceland:* 263 - 231.

X Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. Atti del Convegno – F. Ceccato, M. Rosone e S. Stacul
© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

MODELLAZIONE NUMERICA DELL'INNESCO DI DEBRIS FLOWS: UN CASO IN CAMPANIA

Marialaura Tartaglia (marialaura.tartaglia@unina.it)
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale Università degli Studi di Napoli Federico II

Marianna Pirone (marianna.pirone@unina.it)
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale Università degli Studi di Napoli Federico II

Gianfranco Urciuoli (gianfranco.urciuoli@unina.it)
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale Università degli Studi di Napoli Federico II

ABSTRACT. L'obiettivo del presente lavoro è lo studio del meccanismo d'innesco delle colate in terreni granulari non saturi; l'intento è definire l'influenza delle piogge sullo sviluppo del fenomeno di rottura. Lo studio è basato sull'analisi a ritroso della frana di Pozzano, frazione di Castellammare di Stabia (Na), che si verificò l'11/01/97. L'analisi è stata svolta con l'ausilio dei codici di calcolo SEEP/W e SLOPE/W, che consentono di investigare in modo disaccoppiato la risposta idraulica del pendio al variare delle condizioni idrauliche al contorno e la stabilità del pendio stesso. Nota la stratigrafia della sezione, le caratteristiche idrauliche e meccaniche dei terreni in esame (ottenute da una campagna di indagine condotta sul territorio dei Monti Lattari) e applicando al p.c. le piogge registrate dalla vicina stazione pluviometrica nel periodo dal 10/10/96 all'11/01/97, sono state riprodotte le condizioni idrauliche e meccaniche nel sottosuolo all'atto della frana, giustificando l'evento avvenuto. È stato altresì investigato l'effetto della variabilità delle caratteristiche idrauliche dei terreni e delle sequenze di pioggia.

1. INTRODUZIONE

Tra i fenomeni franosi più pericolosi per la vita umana ricadono le colate in terreni granulari (debris flows, debris avalanches, flowslides), caratterizzate da un'evoluzione repentina della fase pre-rottura e una propagazione del detrito di frana lungo il versante rapida e catastrofica. Con riferimento alla classificazione di Varnes, si tratta di frane complesse che si innescano come scivolamenti superficiali ed evolvono successivamente in colata per liquefazione e/o fluidificazione.

Le colate in terreni granulari sono molto diffuse in Campania ed interessano le coperture di piroclastiti parzialmente sature dei versanti calcarei e vulcanici di elevata acclività e, più di rado, dei versanti collinari in flysch. Tali depositi, che hanno uno spessore variabile da pochi cm ad alcuni metri, derivano dalle eruzioni del Somma-Vesuvio e dei Campi Flegrei ed interessano un'area di circa 3000 km^2 che comprende i Monti Lattari, i Monti di Avella e del Partenio e i Monti di Sarno-Pizzo D'Alvano.

Per i massicci carbonatici come i Monti Lattari, le colate rapide di fango o detrito avvengono generalmente su versanti con pendenze comprese tra 35°e 40°. Le superfici di scorrimento sono di neoformazione e si localizzano nelle coperture piroclastiche, ad una profondità tra 0.5 e 1.5 m dal piano campagna (nella gran parte dei casi). Si innescano piccole rotture per taglio in punti particolari, ove si realizzano condizioni idrologiche e/o geomorfologiche locali singolari, come scarpate, sorgenti, strade, spartiacque superficiali, e poi si accrescono in volume durante il percorso, erodendo e inglobando i materiali incontrati lungo il percorso. Raggiungono elevate velocità, fino a 40 km/h e, in caso di urto, trasmettono un'elevata forza d'impatto agli ostacoli con un notevole potenziale distruttivo, potendo provocare numerose vittime ed ingenti danni alle costruzioni.

Tra gli eventi franosi più importanti avvenuti in Campania negli ultimi 50 anni e caratterizzati dallo sviluppo di colate in terreni granulari, si ricordano quello di Cervinara del 15/12/99, quelli di Sarno, Siano e Bracigliano del 05/05/98 e di Casamicciola del 30/11/09, che hanno provocato numerose vittime ed ingenti danni alle zone colpite. La causa d'innesco delle colate rapide di fango o detriti è la riduzione della suzione dovuta all'infiltrazione di acqua piovana durante gli eventi meteorici. Queste frane sono dunque innescate dalle piogge e, ai fini della previsione del rischio, è estremamente importante stabilire quali sono le precipitazioni e/o la sequenza di piogge in grado di produrre l'innesco.

A tal proposito per l'evento franoso di Pozzano dell'11/01/97, note la geometria e la stratigrafia della sezione, le caratteristiche idrauliche e fisico-meccaniche dei terreni e le piogge registrate dalla vicina stazione pluviometrica di Castellammare di Stabia (Na) relative al periodo 10/10/96-11/01/97, sono stata riprodotte, tramite analisi

numeriche, le condizioni d'innesco giustificando l'evento avvenuto. È stato inoltre investigato l'effetto della variabilità dei parametri in gioco, in particolare delle caratteristiche idrauliche e delle sequenze di pioggia applicate.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Pozzano, luogo in cui si verificò l'evento franoso dell'11/01/97, è una frazione di Castellammare di Stabia (Na), situata nel complesso geologico dei Monti Lattari, che rappresentano il prolungamento occidentale dei monti picentini dell'Appennino campano e formano la Penisola Sorrentina, caratterizzata da un bedrock di calcari, formatesi dal Triassico fino al Cretaceo superiore e da rocce dolomitiche. I terreni sciolti di copertura sono costituiti da prodotti piroclastici (cenere e pomici), che in condizioni ordinarie si trovano in regime di parziale saturazione. Essi si sono formati durante l'eruzione Pliniana del 79 a.C. del Vesuvio.

La caratterizzazione geologica e geotecnica dell'area parte dall'osservazione in sito dei caratteri geologici e geomorfologici ed è basata su stratigrafie ottenute attraverso sondaggi e soprattutto pozzetti. Da una campagna d' indagine condotta nel 2016 a livello areale, nell'ambito della quale fu realizzato il campo sperimentale del Monte Faito (Castellammare di Stabia), è stata ricostruita la geometria della sezione nell'area d'innesco della frana di Pozzano dell'11/01/97 e la sequenza stratigrafica (Forte et al, 2019) come riportato in Figura 1.

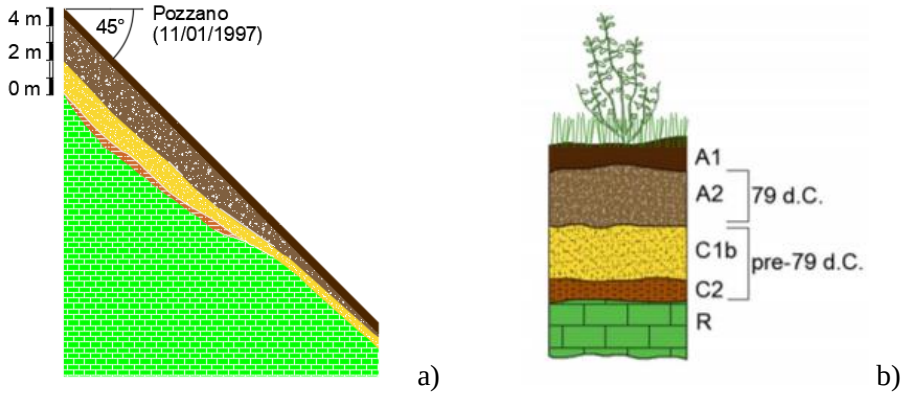


Figura 1. Osservazioni stratigrafiche: a) sezione dell'area d'innesco dell'evento franoso di Pozzano dell'11/01/97; b) sequenza stratigrafica.

La sequenza stratigrafica comprende: A1 suolo e terreno vegetale consistente in una cinerite bruno-marrone con abbondanti pomici rimaneggiate e presenza di apparati e frustoli vegetali; A2 depositi da caduta dell'eruzione del 79 d.C. consistenti in cineriti e pomici spigolose con dimensioni da pochi mm a pochi cm; C1b deposito da caduta di un'eruzione antica pre-79 d.C. consistente in cinerite sabbiosa limosa di colore giallo bruno con presenza di rare pomici giallastre di dimensioni dal mm al cm; C2 deposito da caduta di un'eruzione antica pre-79 d.C., consistente in una cinerite limoso-sabbioso-argillosa di colore giallo-bruno-rossastro con rare minute pomici alterate, con grado di argillificazione significativo; R calcari fratturati.

In Tabella 1 sono riportate le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali ricavate da analisi di laboratorio effettuate su campioni prelevati in sito (Forte et al., 2019).

Tabella 1. Paremetri fisico-meccanici

Terreno	γ (kN/m^3)	φ'_{cvc} (°)	c' (kPa)
A1	16.2	38.4	0.0
A2	14.8	38.4	0.0
C1	15.54	35.4	0.0
C2	18.81	35.0	5.0

Legenda: γ=peso dell'unità di volume; φ'_{cvc} = angolo di attrito di stato critico; c'= coesione drenata

Per la caratterizzazione idraulica dei terreni, si è fatto riferimento alle misure in sito eseguite nel campo sperimentale del Monte Faito, ove sono state installate alla stessa profondità coppie di strumenti per misurare contemporaneamente la suzione (tensiometri) e il contenuto d'acqua (sonde TDR). I punti ottenuti dall'accoppiamento di questi dati, confrontati con le curve di essiccamento ottenute in laboratorio su provini prelevati dal medesimo campo sperimentale, consentono di ricavare la curva di ritenzione acqua terreno. In Figura 2 si riportano le curve di ritenzione così ottenute utilizzate per modellare i terreni in esame.

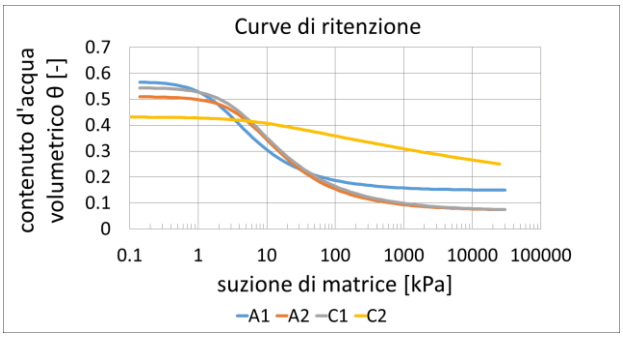


Figura 2. Curve di ritenzione dei terreni A1, A2, C1 e C2.

3. MODELLAZIONE NUMERICA E RISULTATI

La sezione stratigrafica, le caratteristiche meccaniche e idrauliche dei terreni relativi alla frana di Pozzano dell'11/01/97 sono state implementate nel software agli elementi finiti SEEP/W e nel software all'equilibrio limite SLOPE. Nel modello sviluppato sono state applicate a p.c. le piogge registrate alla vicina stazione pluviometrica di Castellammare di Stabia (Na) nei tre mesi antecedenti l'evento franoso (10/10/96-11/01/97), intervallo di tempo per cui la pioggia pregressa fa risentire i suoi effetti sulla situazione corrente (Santo et al., 2018; Pirone et al., 2015a). Sono state così riprodotte le condizioni d'innesco. Si riporta in Figura 3 la serie di pioggia applicata, caratterizzata da un valore di 150 mm nel giorno d'innesco della frana.

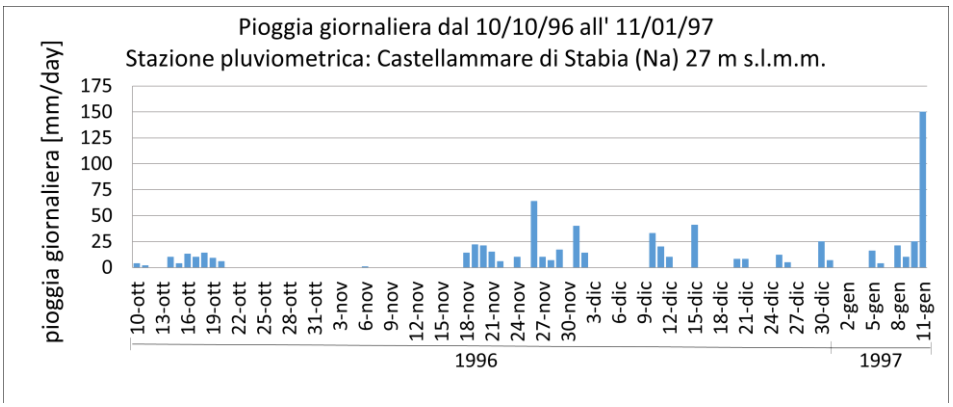


Figura 3. Pioggia giornaliera registrata dalla stazione pluviometrica di Castellammare di Stabia (Na) dal 10/10/96 all'11/01/97.

La risposta del pendio è stata analizzata in termini di pressione neutra lungo una sezione di controllo, presa sufficientemente lontana dai bordi laterali del dominio di analisi, e di coefficiente di sicurezza alla stabilità.

Per investigare l'influenza della caratterizzazione idraulica sono state fatte variare le curve di ritenzione per i materiali A1 e A2 (Figura 4).

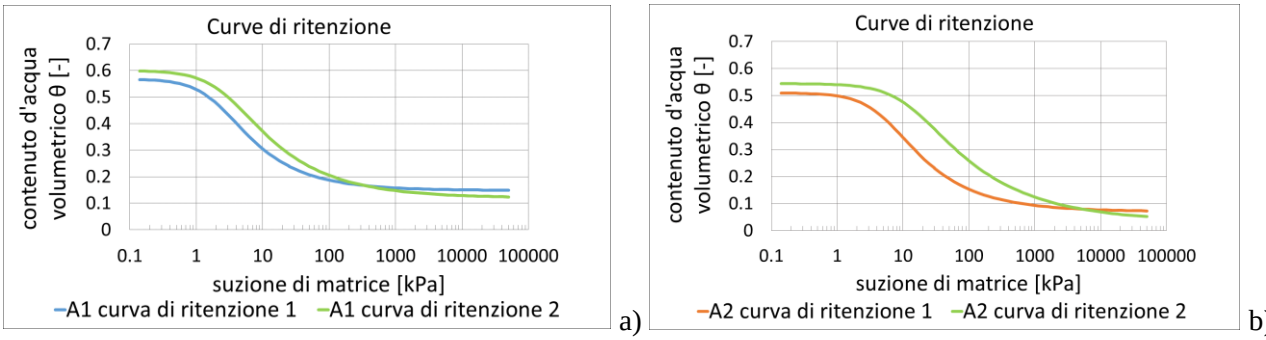


Figura 4. Curve di ritenzione (caratterizzazione idraulica 1 e 2): a) materiale A1; b) materiale A2.

Si riportano i risultati delle analisi effettuate con le caratterizzazioni idrauliche 1 e 2 (corrispondenti alle due differenti curve in Figura 4), in cui si notano le differenti condizioni che si instaurano nel pendio al variare della

caratterizzazione idraulica dei terreni; in particolare, per la caratterizzazione 2, la frana non viene riprodotta, come invece avviene usando la caratterizzazione 1.

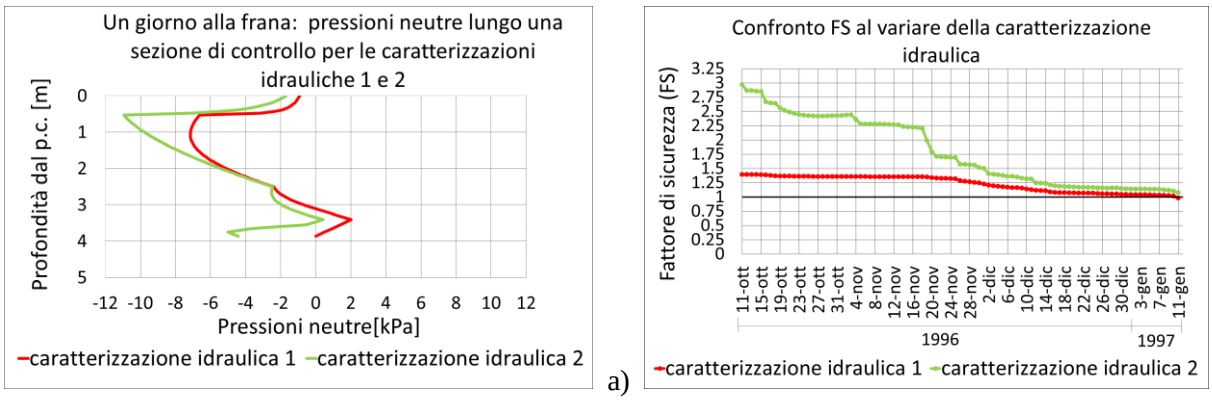


Figura 5. Confronto fra i risultati delle analisi ottenute con le caratterizzazioni 1 e 2: a) pressione neutra lungo una sezione di controllo; b) fattore di sicurezza nel tempo.

Per investigare l'influenza della sequenza di pioggia, utilizzando la caratterizzazione idraulica 1, si sono applicate al p.c. le piogge registrate dal 25/09/70 al 25/12/70, giorno in cui si è registrato un evento meteorico di 155 mm di pioggia. Al tempo, tale sequenza di pioggia non innescò fenomeni franosi. In Figura 6 si riportano i confronti delle analisi ottenute applicando le serie di pioggia del 1997 e del 1970:

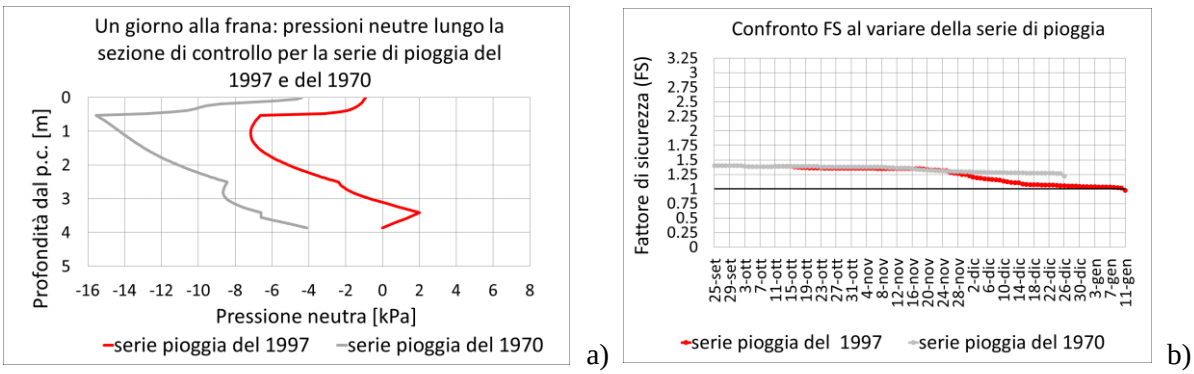


Figura 6. Confronto fra i risultati ottenuti dalle analisi con le serie di pioggia del 1997 e del 1970: a) pressione neutra lungo la sezione di controllo; b) fattore di sicurezza nel tempo

4. CONCLUSIONI

Le due serie di pioggia esaminate culminano entrambe con un evento meteorico di pari entità; ciò nonostante solo la serie del 1997 induce la frana. Da ciò si evince che la causa d'innesco delle colate rapide in terreni granulari è riconducibile ad un evento intenso di pioggia che segue una storia di piogge pregresse tali da indurre condizioni idrauliche critiche nel pendio, caratterizzate da riduzione della suzione a valori tali per cui, in prossimità dell'evento piovoso intenso, il coefficiente di sicurezza del pendio è di poco maggiore dell'unità.

5. BIBLIOGRAFIA

Budetta P., De Riso R., (2004). The mobiluty of some debris flow in pyrolclastic deposits of the northwestern Campanian region (southern Italy). *Bull. Eng. Geol. Environ.*, 63 (4): 299-302.

Pirone M., Papa R., Nicotera M.V., Urciuoli G., (2015a). In situ monitoringof the groundwater field in an unsatured pyroclastic slope for slope stability evaluation. *Landslides*, 12 (2): 259-276.

Santo A., Di Crescenzo G., Forte G., Papa R., Pirone M., Urciuoli G. (2018). Flow-typelandslides in pyroclastic soils on flysh bedrock in southern Italy: the Bosco de' Preti case study. *Landslides*, 15 (1): 63-82.

Forte G., Pirone M., Santo A., Nicotera M.V., Urciuoli G. (2019). Triggering and predisponding factors for flow-like landslides in pyroclastic soils: the case study of the Lattari Mts. (southern Italy). *Engineering Geology*, 257.

Sessione 4

GEOTECNICA SISMICA

X Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. Atti del Convegno – F. Ceccato, M. Rosone e S. Stacul
© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

CURVA DI FRAGILITÀ EMPIRICA PER CONDOTTE FOGNARIE RICAVATA ATTRAVERSO LA BACK-ANALYSIS DEL FENOMENO DI LIQUEFAZIONE A URAYASU (GIAPPONE)

Anna Baris (anna.baris@unicas.it)
Università degli studi di Cassino e del Lazio Meridionale

Rose Line Spacagna (rlspacagna@unicas.it)
Università degli studi di Cassino e del Lazio Meridionale

ABSTRACT. Dalla back-analysis del fenomeno di liquefazione nella città di Urayasu (Giappone), è stata ricavata una curva di fragilità empirica per sistemi di condotte fognarie, basata sull'indice di potenziale liquefazione (Iwasaki et al., 1978). La relazione tra danno alle condotte e indicatore è stata ottenuta indirettamente passando attraverso le misure di subsidenza disponibili per l'evento sismico dell'11 marzo 2011.

1. INTRODUZIONE

I recenti terremoti di Haiti (2010), Canterbury, Nuova Zelanda (2010-2011) e Tohoku-Oki, Giappone (2011), hanno fatto in modo che l'attenzione pubblica si concentrasse sulla liquefazione sismica, essendo un fenomeno fortemente impattante per lo sviluppo economico di una società, nonostante non costituisca una grande minaccia in termini di vittime.

Questo lavoro ha lo scopo di fornire delle curve di fragilità per sistemi di condotte fognarie in funzione dell'indice di potenziale liquefazione (Iwasaki et al., 1978), partendo dallo studio dei danni registrati nella città di Urayasu (Giappone) in seguito al terremoto di Sendai e Tohoku, avvenuto l'11 marzo 2011. Data la disuniformità della distribuzione dei dati sul territorio, tale obiettivo è stato raggiunto usando come chiave di lettura del problema i cedimenti avvenuti nella città durante il sisma, misurati con tecnica LiDAR. Ogni relazione ottenuta è stata validata attraverso un test di logica di binaria (Kongar et al, 2015), vòlto alla valutazione dell'attendibilità dei parametri scelti per la predizione; inoltre, è stato applicato un secondo test di efficienza, al fine di verificare la robustezza del legame tra indicatore di severità a liquefazione e cedimenti misurati al suolo. I risultati ottenuti forniscono uno strumento valido per effettuare delle analisi di rischio a liquefazione.

2. IL CASO DI STUDIO

Il terremoto di Sendai e Tohoku (Mw=9.0) è avvenuto l'11 marzo 2011 nella regione di Tohoku, nel nord del Giappone, a una profondità di 29 km ed è stato avvertito in tutto il paese, causando più di 15,000 vittime. Oltre alle forti scosse, un estensivo fenomeno di liquefazione si è verificato nelle aree suscettibili del paese, tra le quali si ha la Baia di Tokyo, realizzata per colmate di sabbia a partire dal 17° secolo. Una delle città più colpite dalla liquefazione è Urayasu, situata nella zona settentrionale della Baia di Tokyo, a circa 400 km di distanza dall'epicentro. La città è suddivisa in tre macroaree: Motomachi, formatasi naturalmente sulle sponde del fiume Edo; Nakamachi e Shinmachi, realizzate per colmate di sabbia proveniente dalla penisola di Boso, tra il 1948 e il 1980. Dal momento che le aree artificiali costituiscono circa il 75% della città, è possibile affermare che la stratigrafia si presenta molto regolare (Yasuda et al, 2012); sintetizzabile in un'alternanza di materiali alluvionali da profondità maggiori fino in superficie. Nella porzione sommitale si evidenzia la presenza di sabbia alluvionale e di strati sabbiosi dragati non compattati.

Per la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, sono stati georeferenziati e processati automaticamente, 222 sondaggi con profili Standard Penetration Test (SPT) (Figura 1.a), distribuiti su tutta l'area.

Nei giorni immediatamente successivi al terremoto, è stata portata avanti un'operazione di catalogazione e mappatura dei danni al suolo, coordinata dal Ministero del suolo, delle infrastrutture, dei trasporti e dalla Japanese Geotechnical Society (JGS) (2011). Il fenomeno della liquefazione si è verificato in maniera diffusa nella città (Figura 1.b), interessando solamente le zone realizzate per colmata; in particolare, i danni al suolo sono costituiti dai tipici vulcanelli di sabbia, fratture e fessure. Inoltre, la liquefazione ha determinato anche un estensivo fenomeno di subsidenza ricostruito da Konagai et al. (2013), confrontando le misure ottenute con tecniche LiDAR pre e post-sisma (Figura 1.c).

Nei report redatti dopo il sisma (After Shock Report of TCML, 2012), vengono riportati i danni alle condotte fognarie (Figura 1.d). Urayasu è servita da 212.2 km di condotte, delle quali il 39.7% si trova nella zona di Motomachi, il 44.5% in Nakamachi e il restante 15.8% in Shinmachi. Circa l'11% del totale è stato danneggiato, di cui il 9% si trova a Nakamachi e il 2% Shinmachi. In generale, i danni registrati sono costituiti prevalentemente da sconnessioni dei giunti a bicchiere delle tubazioni in PVC.

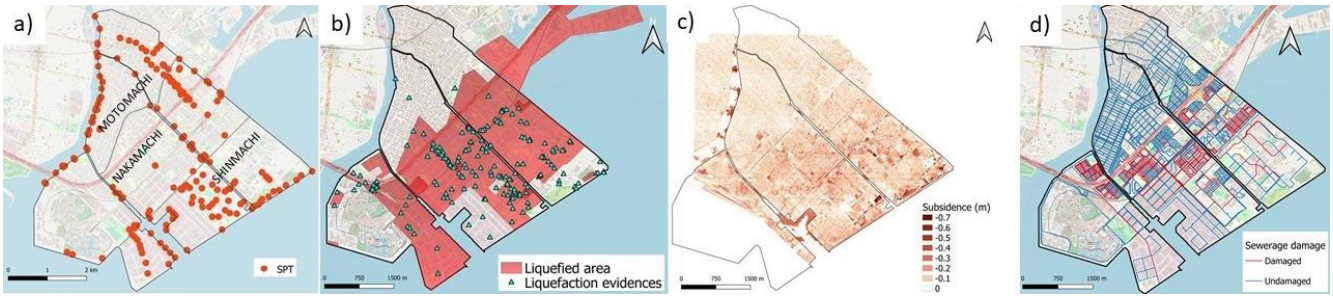


Figura 1. a) Distretti e posizione delle SPT, b) aree soggette a liquefazione e posizione dei danni al suolo, c) mappa dei cedimenti, d) posizione dei danni alle condotte fognarie

3. METODOLOGIA

La distribuzione irregolare sul territorio delle indagini in situ e delle evidenze di liquefazione (Figura 1), sia in termini di danni al suolo che di rotture delle condotte, non consente un confronto diretto tra previsione, eseguita sui risultati delle prove SPT, e osservazione. Tuttavia, considerando che sull'intero territorio sono disponibili le misure di subsidenza con tecnica LiDAR (Figura 1.c), è possibile considerare questa variabile per mettere in relazione le informazioni. La procedura comprende tre fasi successive riassunte nella Figura 2: inizialmente, vengono costruite due relazioni tra danni e cedimenti misurati, verificando che sia i sandboils sia le sconnessioni delle condotte siano correlati al fenomeno di subsidenza; nella seconda fase, si costruiscono relazioni quantitative tra l'indice di potenziale liquefazione e cedimenti; infine, le due relazioni precedenti sono fuse al fine di ottenere una curva di fragilità empirica che correla la probabilità di danno alle condotte fognarie con l'LPI (Iwasaki et al., 1978).

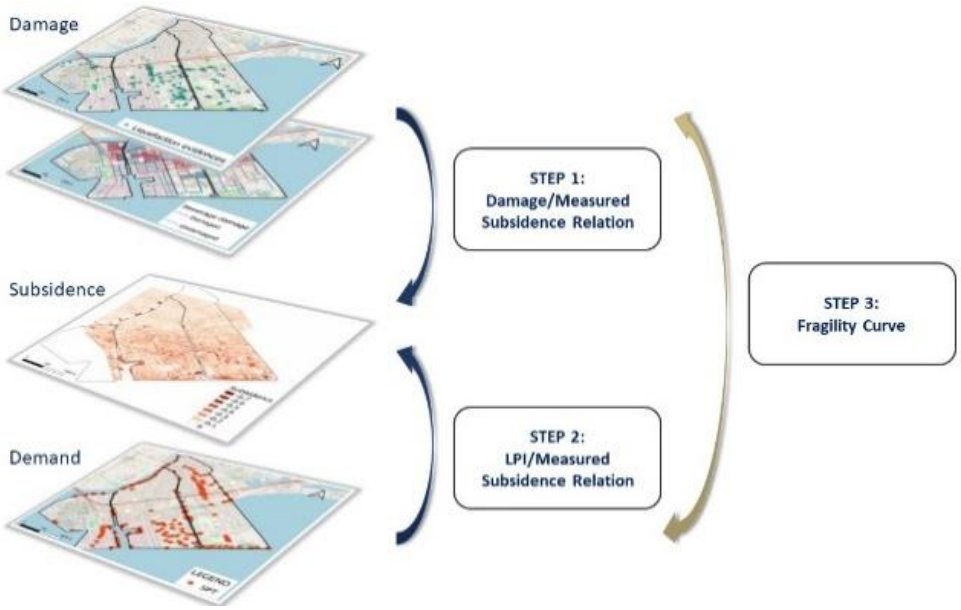


Figura 2. Metodologia

I risultati vengono validati adottando il metodo di logica binaria basato sulla Receiver Operating Curve (ROC) (Kongar et al., 2015). Dato un evento e la sua predizione, i dati possano essere riassunti in una matrice di contingenza 2x2 che identifica veri positivi (PP), veri negativi (NN), falsi positivi (FP) e falsi negativi (FN). Queste grandezze sono definite per diverse soglie della variabile predittiva. È possibile rappresentare graficamente il valore

del tasso dei veri positivi (TPR) e il tasso di falsi positivi (FPR), rispettivamente sull'asse y e x, ottenendo la (ROC). L'area sotto la curva (AUC) fornisce una misura della qualità del modello: il modello migliore ha un AUC = 1. Per definire la soglia a cui la performance della predizione è migliore, viene calcolato il coefficiente di correlazione di Matthews (Matthews, 1975), MCC (Eq. 1):

$$MCC = \frac{PP\ X\ NN - NP\ X\ PN}{\sqrt{(PP+NP)(PP+PN)(NN+NP)(NN+PN)}} \quad (1)$$

4. ANALISI

4.1 Danno al suolo vs subsidenza

Il primo passo consiste nel verificare la relazione tra danno al suolo (Figura 1.b) e subsidenza misurata con LIDAR (Figura 1.c). A questo scopo, una mesh con 27197 celle quadrate con lato di 25m è stata idealmente sovrapposta alla mappa e in ogni cella è stato estratto il cedimento massimo, Δ_{max}. La dimensione delle maglie quadre è stata scelta in seguito a un'analisi spaziale del fenomeno della subsidenza. Il variogramma ci ha permesso di individuare una distanza massima di correlazione spaziale (*range*) del cedimento pari a 50m. Pertanto, per garantire una buona dipendenza spaziale del fenomeno di subsidenza, metà valore del *range* è stato definito come lato della cella. La costruzione della ROC ha confermato l'esistenza di un legame tra le due grandezze, fornendo un AUC=0.76 e una soglia ottimale di circa 15cm, cui corrisponde un valore di MCC_{MAX}=0.6 (Figura 3).

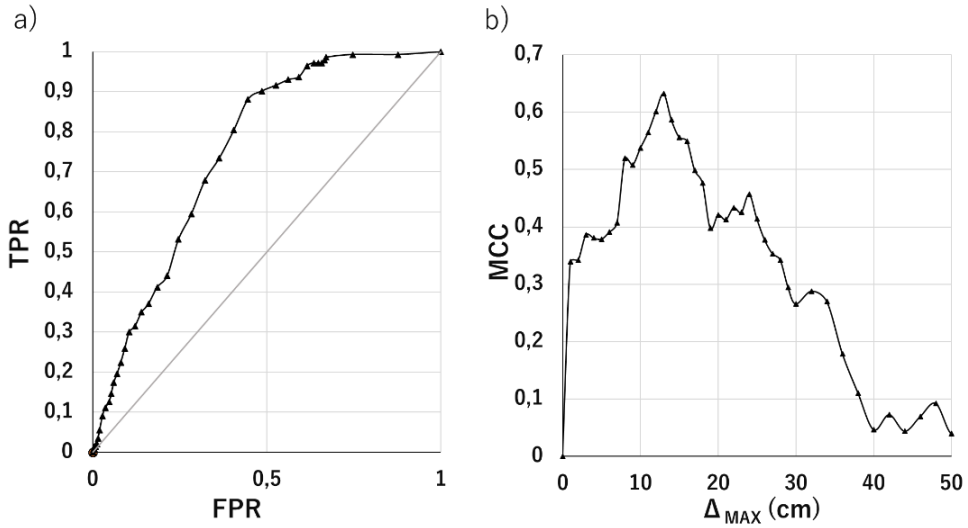


Figura 3. a) ROC tra cedimenti e danno al suolo b) e definizione della soglia ottimale (MCC).

4.2 Danno alle condotte vs subsidenza

La relazione precedentemente mostrata tra liquefazione e subsidenza viene quindi estesa per studiare il danno delle condotte. Per applicare il test, è stato estratto il cedimento massimo, Δ_{max}, verificatosi lungo ogni tratto di condotta, considerando una fascia di pertinenza di larghezza pari a 5m (2.5 m dall'asse, per lato). Questa analisi fornisce AUC = 0,86, MCC_{MAX} = 0,55 e una soglia oltre la quale si ha danno di 15cm (Figura 4.b).

Definita l'esistenza di un legame tra le due grandezze, è stata calcolata la probabilità di danno alle condotte per un assegnato valore di cedimento, Δ_{max}, assegnando una funzione di probabilità log-normale (Eq.2):

$$P(Di|\Delta\max) = \Phi\left(\frac{\ln(\Delta\max) - \mu}{\sigma}\right) \quad (2)$$

dove $P(Di|\Delta\max)$ è la probabilità di raggiungere o superare il danno Di;Φ è la funzione di distribuzione normale cumulata; μ e σ sono, rispettivamente, la media e la deviazione standard del logaritmo naturale di Δ max.

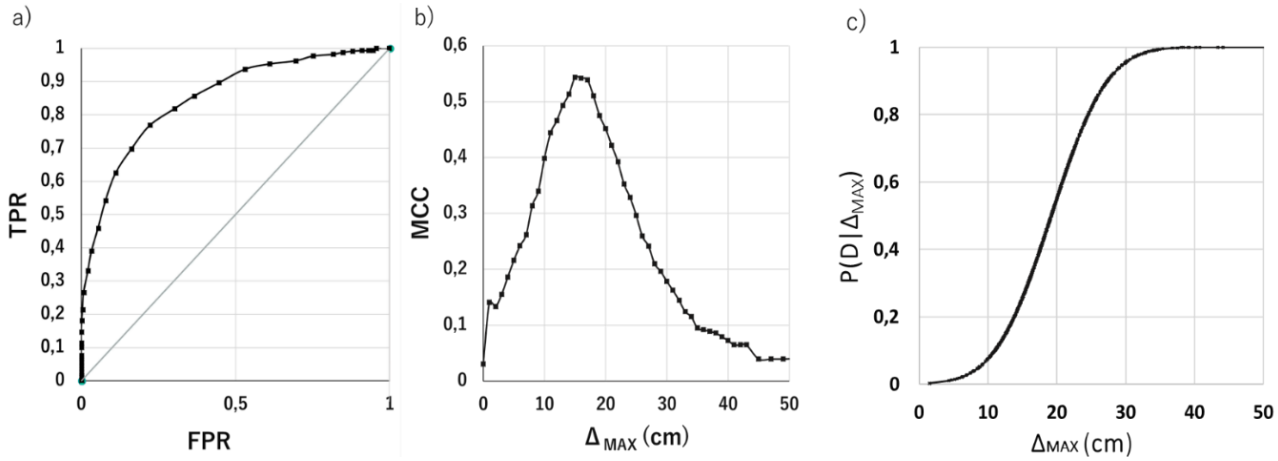


Figura 4. a) ROC tra cedimenti e danno alle condotte, b) definizione della soglia ottimale (MCC) c) e funzione di probabilità di danno.

4.3 LPI vs subsidenza e Curva di fragilità

Tale relazione è stata verificata applicando un test di efficienza (Luco & Cornell, 2003) che consiste nella stima dell'errore standard (β) della correlazione tra le due grandezze in un piano bi-logaritmico, ottenendo un valore di β=0.34, che rientra nel range di accettabilità (Mollaioli et al. 2013). Si è così proceduto a plottare le due grandezze sul piano Δ_{max}-LPI (Figura 5.a), raggruppando i valori di LPI nelle corrispondenti classi di gravità suggerite da Iwasaki et al. (1978) (0-5; 5-15; >15) e calcolando, per ogni classe, la media dei cedimenti misurati. Dalla relazione ottenuta, in unione con la curva di probabilità mostrata in Figura 4. c (eq. 2), è stato possibile ottenere una curva di fragilità empirica in funzione dell'indice di potenziale liquefazione (Figura 5.b), apposita per condotte a gravità in PVC. Giovinazzi et al. (2011) e Liu et al. (2015), analizzando il caso di Christchurch, dimostrano che le curve di fragilità per sistemi in pressione (O'Rourke et al., 2014; Toprak et al., 2015) sottostimano i danni sui sistemi fognari; inoltre, gli studi presenti in letteratura correlano la vulnerabilità di questi sistemi a PGV o PGD, con la curva proposta si ha, invece, la possibilità di valutare la probabilità di danno a liquefazione passando per i metodi semi-empirici e, quindi, tramite l'indicatore di potenziale liquefazione.

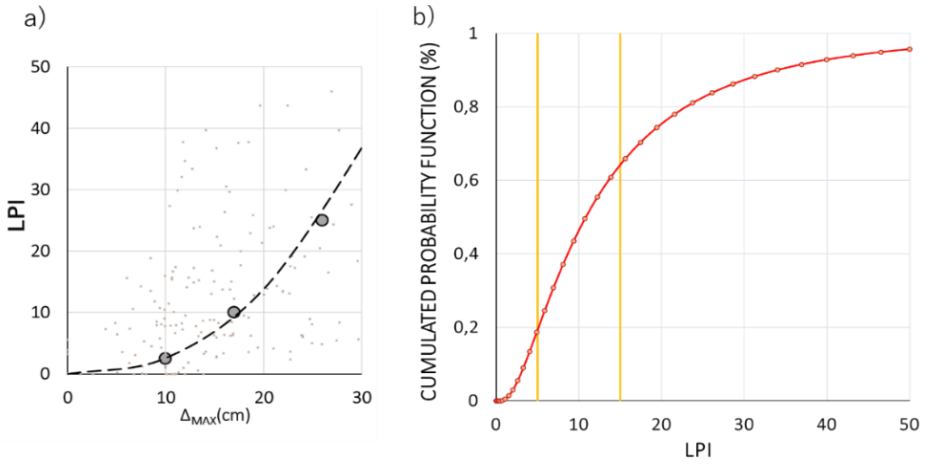


Figura 5. a) Relazione Δ_{max}-LPI; b) Curva di fragilità in funzione dell'LPI

5. BIBLIOGRAFIA

Giovinazzi S., Wilson T.M., ,. . . and Tang, A. (2011). Lifelines performance and management following the 22 February 2011 Christchurch earthquake, New Zealand: highlights of resilience. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 44(4): 402–417.

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. *2nd International conference on Microzonation*. 885-896.

Jalayer F., Cornell C.A. (2003). A Technical Framework for Probability-Based Demand and Capacity Factor Design (DCFD) Seismic Formats. *Pacific Earthquake Engineering Center (PEER).*

JGS (2013) JIS A 1219:2013, Method for Standard Penetration Test, Japanese Industrial Standard. Japanese Geotechnical Society.

Kanto Regional Development Bureau of the Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism. http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/content/000043569.pdf (in Japanese).

Konagai K., Kiyota T., Suyama S., Asakura T., Shibuya K., Eto C. (2013). Maps of soil subsidence for Tokyo bay shore areas liquefied in the March 11th, 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 53: 240-253.

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*.

Liu M., Giovinazzi S. and Lee P. (2015). Seismic fragility functions for sewerage pipelines. (ASCE), *Pipelines Conference 2015, 23-26 August, Baltimore (MD), USA.*

Mollaioli F., Lucchini A., Cheng Y., Monti G. (2013). Intensity measures for the seismic response prediction of base-isolated buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(5): 1841-1866.

Urayasu City (2012) After Shock Reports Compiled by the Technical Committee on Measures against Liquefaction http://www.city.urayasu.chiba.jp/menu11324.html (in Japanese).

Urayasu City Geographical Information System https://www.sonicweb-asp.jp/urayasu/map (in Japanese).

Yasuda S., Harada K., Ishikawa K., Kanemaru Y., (2012). Characteristics of Liquefaction in Tokyo Bay Area by the 2011 Great East Japan Earthquake. *Soils and Foundations*, 52: 793-810.

Yasuda S., Towhata I., Ishii I., Sato S., Uchimura T., (2013) Liquefaction Induced Damage to Structures During The 2011 Great East Japan Earthquake. Journal of JSCE, 1: 181-193.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

L'IMPORTANZA DELLA CARATTERIZZAZIONE CICLICA E DINAMICA DEI TERRENI LIQUEFACIBILI NELLA PREVISIONE DELLA RISPOSTA SISMICA DI SITO

Anna Chiaradonna (anna.chiaradonna1@univaq.it)
Università degli Studi dell'Aquila

ABSTRACT. La nota descrive la modellazione della risposta sismica del sito di Port Island in Giappone a seguito del terremoto di Kobe del 1995. La risposta di sito è stata caratterizzata da intense manifestazioni di liquefazione in superficie che è possibile riscontrare anche nelle tracce accelerometriche disponibili al sito a diverse profondità, grazie alla presenza di una verticale strumentata (*array accelerometrico*) posto in foro.
La simulazione della risposta sismica del sito è stata effettuata mediante l'utilizzo di un modello semplificato per la previsione dell'incremento di pressioni interstiziali sismo-indotte implementato all'interno di un codice di calcolo monodimensionale. La modellazione del comportamento del terreno liquefacibile è stata eseguita adottando parallelamente due diverse strategie: nel primo caso facendo riferimento esclusivamente ai risultati di prove in sito e riferimenti di letteratura; nel secondo caso facendo riferimento ai risultati di prove cicliche e dinamiche di laboratorio. I risultati della analisi mostrano come una migliore caratterizzazione geotecnica dei terreni consenta di migliorare la qualità della previsione.

1. INTRODUZIONE

Lo studio della liquefazione costituisce uno dei temi di ricerca di maggiore interesse per la comunità scientifica mondiale considerati gli ingenti danni osservati a strutture e infrastrutture a rete a seguito di recenti eventi sismici sia in Italia che nel mondo.

Negli ultimi anni, significativi sforzi sono stati compiuti per incentivare l'uso di modelli costitutivi avanzati in grado di simulare adeguatamente il complesso comportamento dei terreni liquefacibili anche nella prassi ingegneristica. Tale risultato è stato conseguito mediante la messa a punto di procedure di calibrazione semplificate che guidano in maniera speditiva nella scelta dei parametri fondamentali o primari del modello, ovvero quei parametri che influenzano maggiormente il risultato della simulazione, quali ad esempio, densità relativa e rigidezza a piccoli livelli di deformazione (Ziotopoulou & Boulanger, 2013; Ntritsos & Cubrinovski 2020). Tali procedure sono basate essenzialmente sui risultati di prove in sito, quali prove penetrometriche statiche o dinamiche, essendo queste comunemente disponibili e tradizionalmente adottate per le verifiche semplificate di liquefazione.

Con lo stesso scopo di mettere a punto uno strumento fruibile per la prassi ingegneristica, Chiaradonna et al. (2018) hanno sviluppato un modello semplificato per la previsione dell'incremento di pressioni interstiziali dei terreni soggetti ad azioni sismiche, che è stato implementato all'interno di un codice di calcolo monodimensionale al fine di eseguire analisi dinamiche in tensioni efficaci (Tropeano et al., 2019). Successivamente, Chiaradonna et al. (2020) hanno esteso l'applicabilità del modello, consentendo la calibrazione dei parametri necessari a partire dai risultati di prove in sito, CPT e SPT. Tale procedura di calibrazione è stata adottata nella simulazione della risposta sismica del sito di Port Island in Giappone a seguito del terremoto di Kobe del 1995, trascurando preliminarmente i dati di laboratorio disponibili per il terreno in esame. Successivamente, una seconda calibrazione dei parametri del modello è stata effettuata sulla base dei risultati delle prove cicliche e dinamiche di laboratorio e conseguentemente è stato possibile eseguire una seconda analisi dinamica in tensioni efficaci. I risultati di entrambe le simulazioni sono stati infine confrontati con la reale risposta del sito espressa in termini di storia temporale e spettro di risposta in accelerazione in superficie.

2. IL CASO DI STUDIO DI PORT ISLAND

Port Island è un'isola artificiale costruita a sud della città di Kobe, nella baia di Osaka, in Giappone (Figura 1). Quest'isola è stata costruita in due fasi: in una prima fase è stata recuperata dal mare un'area di 436 ettari, mentre in una seconda fase di ulteriore estensione verso sud sono stati aggiunti 319 ettari (Figura 1b). Nella prima fase di bonifica è stato impiegato un materiale costituito da granito decomposto noto come "Masado",

trasportato dalla vicina catena montuosa Rokko, mentre, nella seconda fase, sono stati utilizzati materiali quali arenaria, fango e tufo (Shibata et al., 1996).

Nell'ottobre 1991, nell'area settentrionale di Port Island è stata installata una verticale strumentata (*array*) costituita da una serie di accelerometri a tre componenti, con sensori posti a profondità di 0, 16, 32 e 83 m dal piano campagna, senza però l'installazione di alcun trasduttore di pressione.

Il 17 gennaio 1995, alle ore 05:46, il terremoto di Hyogoken-Nanbu, meglio noto come terremoto di Kobe, ha colpito la parte meridionale della Prefettura di Hyogo; l'epicentro del terremoto, con magnitudo locale stimata di 7.2, è stata localizzata a 15 km a nord dell'isola di Awaji (Figura 1a), con una profondità dell'ipocentro posta a 14.3 km al di sotto del livello del mare (Shibata et al., 1996).

A seguito del sisma, a Port Island sono state osservate evidenze di liquefazione, soprattutto nell'area dell'isola realizzata nel corso della prima fase di costruzione, accompagnate da cedimenti verticali medi dell'ordine dei 20 cm e valori di picco superiori ai 50 cm. I fenomeni di liquefazione sono stati tanto intensi che, per quasi un'ora dopo il terremoto, è stato possibile continuare a osservare l'espulsione di materiali liquefatti (Shibata et al., 1996). Grazie alla verticale accelerometrica posta in foro è stato possibile registrare la storia accelerometrica dell'evento principale alle diverse profondità dei sensori (0, 16, 32 e 83 m).

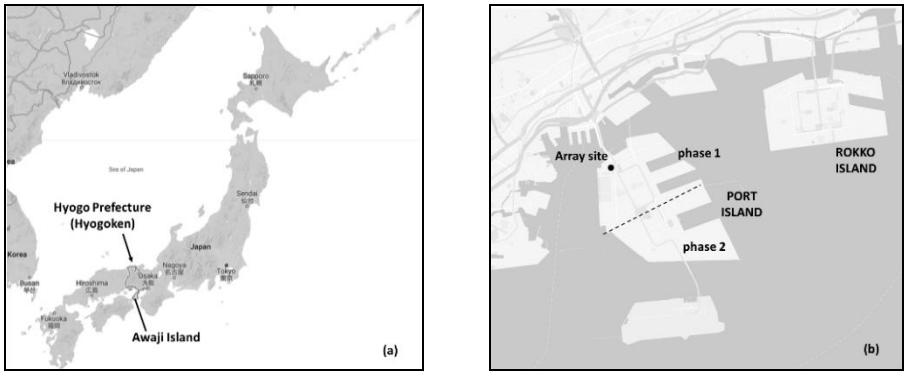


Figura 1. Prefettura di Hyogoken in Giappone (a) e isola di Port Island con ubicazione dell'array verticale (b); la linea tratteggiata separa le parti d'isola costruite le due differenti fasi.

3. ANALISI NUMERICHE

Le analisi numeriche hanno riguardato solo la parte più superficiale dell'array accelerometrico, compresa tra 0 e 16 m di profondità, in cui è presente il materiale di riporto "Masado", granulometricamente ben assortito e costituito da una frazione ghiaiosa del 55%, che ha liquefatto nel corso dell'evento sismico. La componente NS del terremoto registrato a 16 m di profondità è stata adottata come azione sismica di riferimento alla base della colonna di terreno esaminata (Figura 2c, d).

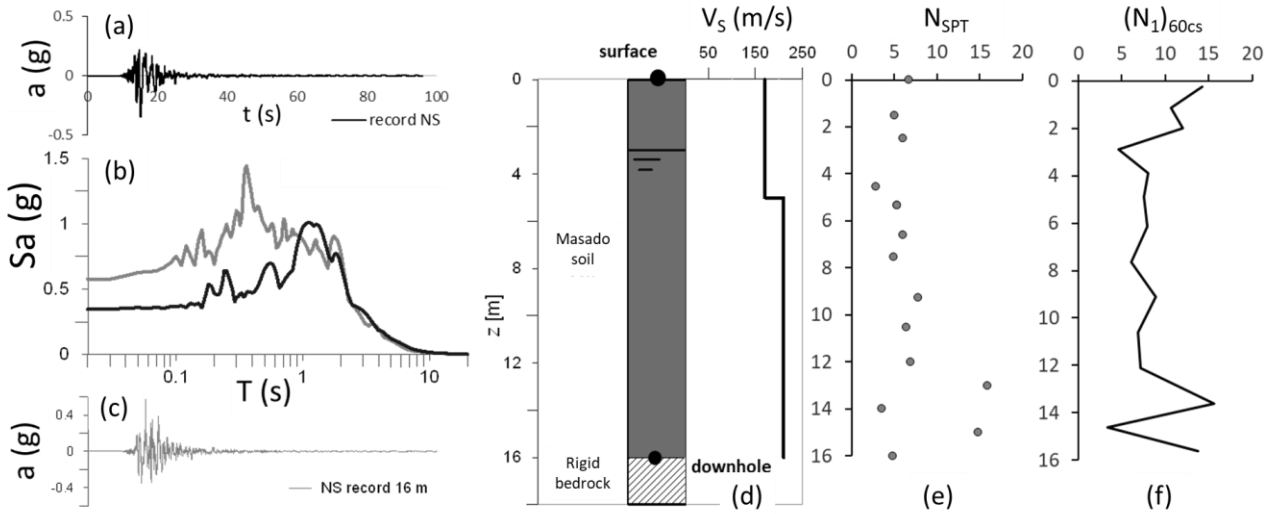


Figura 2. Registrazione accelerometrica (a) in superficie e a (c) 16 m di profondità e (b) spettri di risposta in accelerazione; (d) colonna di terreno e profili di velocità delle onde di taglio, V_S, (e) del numero di colpi SPT, N_{SPT} e $(N_1)_{60cs}$.

Ishihara et al. (1996) riportano i profili di velocità dell'onda di taglio, V_S e SPT (Figura 2d, e), che sono stati adottati nella definizione del modello geotecnico.

Le analisi numeriche sono state condotte mediante il codice di calcolo non lineare SCOSSA-PWP (Tropeano et al., 2019) in cui è implementato il modello semplificato di sovrappressione interstiziale sviluppato da Chiaradonna et al. (2018).

3.1 Calibrazione basata sui risultati di prove in sito

Il numero di colpi della prova SPT è stato opportunamente normalizzato e corretto (Figura 2f) per poter essere utilizzato per la calibrazione dei parametri del modello di sovrappressione. La procedura adottata per la calibrazione sulla base delle prove in sito è dettagliata in Chiaradonna et al. (2020) e richiede la definizione del numero di colpi normalizzato, del contenuto di fine e dello stato tensionale efficace agente alla profondità media dello strato considerato. La curva di resistenza ciclica, CRR-N_L, e la curva del rapporto di sovrappressione interstiziale, r_u-N/N_L ottenute dal processo di calibrazione sono riportate in Fig. 3a, b (in rosso).

Infine, il comportamento non lineare e dissipativo del terreno Masado è stato definito adottando il modulo di taglio normalizzato G/G_0 e il rapporto di smorzamento, D, in funzione delle deformazioni di taglio γ, proposto da Kokusho ed Esashi (1981) per terreni ghiaiosi (Figura 3c, in rosso).

3.2 Calibrazione basata sui risultati di prove di laboratorio

La calibrazione del modello di sovrappressione PWP è stata effettuata sulla base delle prove cicliche e dinamiche di laboratorio eseguite sul terreno Masado da diversi autori. La curva di resistenza ciclica modellata è basata sui risultati sperimentali presentati da Cubrinovski et al. (2000), come descritto in Chiaradonna (2016). In assenza di curve sperimentali specifiche per il terreno in esame (Chiaradonna, 2016), per la definizione della curva r_u-N/N_L sono stati adottati i risultati di prove triassiali cicliche condotte sulle ghiaie di Messina da Flora e Lirer (2013). Figura 3b riporta le curve adottate (in blu) e confrontate con le curve della precedente calibrazione.

Infine, il comportamento non lineare e dissipativo del terreno Masado è stato definito adottando le curve del modulo di taglio normalizzato G / G_0 e il rapporto di smorzamento, D, rispetto alle deformazioni di taglio γ, ottenute sperimentalmente sul terreno Masado mediante prove di taglio torsionale ciclico su provini ricostituiti e indisturbati (Suetomi e Yoshida, 1998).

Il confronto tra le curve adottate nelle due procedure di calibrazione consente di rilevare sostanziali differenze in particolare per la curva di resistenza ciclica, dove, a parità di numeri di cicli (N_L), i valori di resistenza ciclica CRR derivati da prove di laboratorio sono maggiori di quelli dedotti da prove in sito.

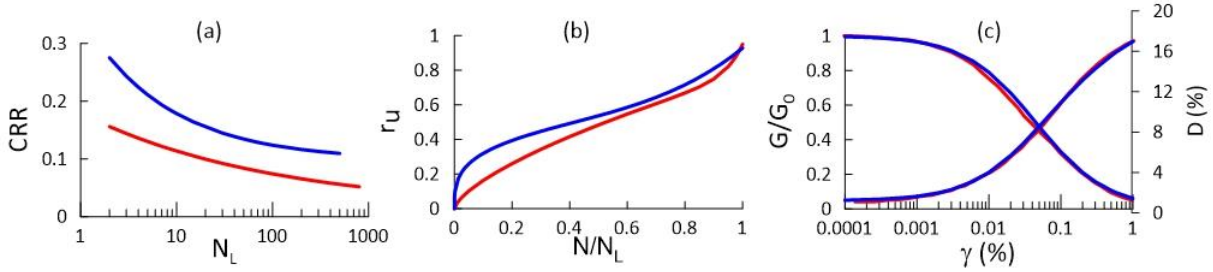


Figura 3. Terreno Masado:(a) curve di resistenza ciclica, (b) curve del rapporto di sovrappresione interstiziale, r_u-N/N_L e (c) curve del modulo di rigidezza a taglio normalizzato e rapporto di smorzamento ottenute dalla procedura di calibrazione basata su prove in sito (in rosso) e prove di laboratorio (in blu)

3.3 Risultati delle analisi e confronto

I risultati delle analisi numeriche sono riportati in Fig. 4 in termini di storie temporali di accelerazione e spettri elastici di risposta in superficie e sono confrontati con la registrazione in superficie disponibile al sito. Entrambe le simulazioni restituiscono una previsione soddisfacente se comparata con le previsioni fornite da altri autori (Chiaradonna, 2016). Fermo restante l'incertezza circa la variabilità di tutti gli altri parametri assunti nelle analisi (profondità del pelo libero della falda, condizione di propagazione monodimensionale, ecc.), l'adozione dei dati sperimentali di laboratorio consente una migliore previsione della risposta sismica in superficie per il sito in esame.

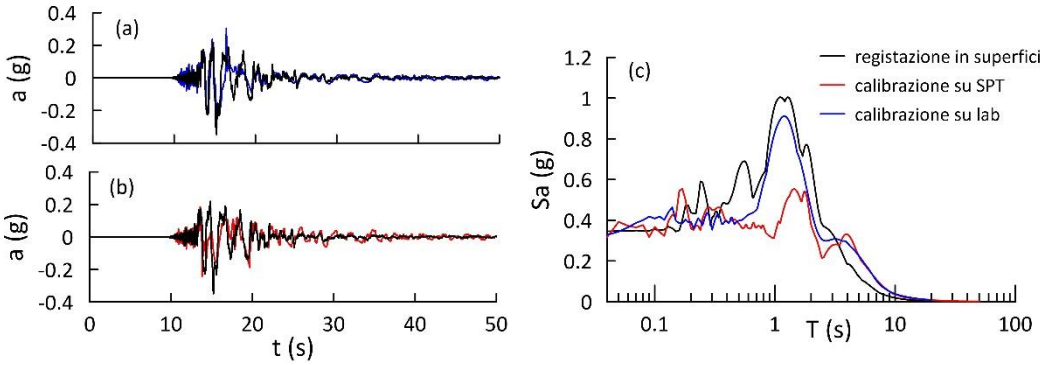


Figura 4. Confronto fra la storia temporale di accelerazione registrata in superficie (in nero) e simulata da (a) analisi con calibrazione da prove di laboratorio (in blu), e (b) da prove in sito (in rosso), e (c) in termini di spettri di risposta.

4. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La modellazione della risposta sismica di un sito liquefacibile, ampiamente studiato e ben caratterizzato dal punto di vista geotecnico, è stata assunta a pretesto per verificare l'attendibilità di procedure di calibrazione di un modello semplificato di sovrappressione interstiziale che consente l'esecuzione di analisi dinamiche in tensioni efficaci. La calibrazione dei parametri costitutivi del terreno è stata eseguita preliminarmente ipotizzando la disponibilità delle sole prove in sito e successivamente portando in conto anche i risultati delle prove di laboratorio disponibili. A parità di tutti gli altri fattori necessari all'esecuzione di un'analisi dinamica (sequenza stratigrafica, condizioni al contorno, azione sismica di riferimento), la modellazione del comportamento non lineare e dissipativo dei terreni resta un punto cruciale nella previsione della risposta sismica di sito; una accurata caratterizzazione geotecnica di laboratorio consente di migliorare la qualità della previsione.

4. RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro si colloca nell'ambito del progetto di ricerca PON-AIM: Programma Operativo Nazionale Ricerca e Innovazione 2014-2020 - Fondo Sociale Europeo, Attrazione e Mobilità Internazionale dei Ricercatori.

5. BIBLIOGRAFIA

Chiaradonna A. (2016). Development and assessment of a numerical model per non-linear coupled analysis on seismic response of liquefiable soils. *PhD Dissertation, University of Napoli 'Federico II*'.

Chiaradonna A., Flora A., d'Onofrio A., Bilotta E. (2020). A pore water pressure model calibration based on in-situ test results. *Soils and Foundations* https://doi.org/10.1016/j.sandf.2019.12.010

Chiaradonna A., Tropeano G., d'Onofrio A., Silvestri F., (2018). Development of a simplified model for pore water pressure build-up induced by cyclic loading. *Bull. Earthq. Eng.* https://doi.org/10.1007/s10518-018-0354-4.

Cubrinovski M., Ishihara K., Furukawazono K. (2000). Analysis of two case histories on liquefaction of reclaimed deposits. *The 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.

Flora A., Lirer S. (2013). Small strain shear modulus of undisturbed gravelly soils during undrained cyclic triaxial tests. *Geotechnical and Geological Engineering*, 31(4): 1107-1122.

Ishihara, K., Yasuda, S., and Nagase, H. (1996). Soil characteristics and ground damage. *Soils and Found*., 109-118.

Kokusho, T. and Esashi, Y., (1981). Cyclic triaxial test on sands and coarse materials. *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, 1: 673–679.

Ntritsos N. and Cubrinovski M. (2020). A CPT-based effective stress analysis procedure for liquefaction assessment. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 131 http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106063.

Shibata T., Oka F., Ozawa Y. (1996). Characteristics of ground deformation due to liquefaction. *Soil and Found*, 65-79.

Suetomi I., Yoshida N. (1998). Non linear behavior of surface deposit during the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake, *Soil and Foundations*, 11-22.

Tropeano G., Chiaradonna A., d'Onofrio A., Silvestri F. (2019). Numerical model for non-linear coupled analysis on seismic response of liquefiable soils. *Computers and Geotechnics* 105: 211.

Ziotopoulou K., Boulanger R.W. (2013). Calibration and implementation of a sand plasticity plane-strain model for earthquake engineering applications. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 53: 268-280

X Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. Atti del Convegno – F. Ceccato, M. Rosone e S. Stacul
© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

TERREMOTO DEL MUGELLO 2019: EFFETTI DI SITO E DISTRIBUZIONE DEL DANNO

Giovanni Ciardi (giovanni.ciardi@unifi.it)
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale – Università di Firenze

Johann Facciorusso (johann.facciorusso@unifi.it)
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale – Università di Firenze

Massimo Baglione (massimo.baglione@regione.toscana.it)
Regione Toscana – Settore Sismica

Vittorio D'Intinosante (vittorio.dintinosante@regione.toscana.it)
Regione Toscana - Settore Sismica

Claudia Madiai (claudia.madiai@unifi.it)
Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale – Università di Firenze

ABSTRACT. Nel dicembre 2019, l'area del Mugello, Provincia di Firenze, è stata interessata da una breve sequenza sismica la cui scossa principale (M_W=4.5), verificatasi nella notte tra l'8 e il 9 dicembre, ha causato danni significativi ad alcuni edifici del centro storico di Barberino del Mugello, ad una distanza epicentrale di circa 6 km. Non sono invece stati registrati danni rilevanti in altri centri abitati del Mugello, nonostante la loro maggiore vicinanza all'epicentro. Allo scopo di verificare se gli effetti locali possano aver giocato un ruolo fondamentale sulla distribuzione del danno, sono state eseguite analisi numeriche 2D della risposta sismica su due sezioni tra loro ortogonali in corrispondenza dell'abitato di Barberino. Le analisi sono state eseguite con un codice agli elementi finiti, assumendo come segnali di input le componenti orizzontali della registrazione dell'evento principale in una stazione RAN posta a circa 13 km dall'epicentro. Il modello geotecnico è stato ricostruito utilizzando i dati di studi di microzonazione sismica condotti nell'area. I risultati delle analisi sono stati poi confrontati con il danno osservato, anche per verificare la validità dei modelli adottati per la MS.

1. INTRODUZIONE

Com'è noto, lo scuotimento simico in superficie è legato alle caratteristiche litostratigrafiche, morfologiche e geotecniche del sottosuolo (effetti di sito). Lo studio degli effetti di sito è spesso affrontato con modelli numerici 2D/3D che consentono di valutare anche l'influenza della morfologia superficiale e profonda; tuttavia, la loro applicazione, in mancanza dei dati necessari alla ricostruzione di un affidabile modello geotecnico, può portare a risultati irrealistici e non cautelativi. Nel caso dell'area del Mugello, caratterizzata dalla presenza di bacini sedimentari riconducibili a schemi bidimensionali, la quantità e qualità delle informazioni geologiche e geotecniche è tale da giustificare l'impiego di modelli 2D della risposta sismica locale (RSL). L'area è stata oggetto di approfondite indagini e studi di microzonazione sismica (MS), promossi e coordinati dalla Regione Toscana (Facciorusso et al., 2012; Madiai et al., 2014, tra gli altri), che hanno compreso analisi numeriche 1D e 2D su sezioni ricostruite sulla base di numerosi dati sperimentali assumendo come input sismico un set di segnali reali estratti da banche dati, spettrocompatibili secondo le NTC18 (Ministero delle infrastrutture e dei Trasporti, 2018). Nel dicembre 2019, l'area è stata interessata da una breve sequenza sismica; a seguito della scossa principale il centro storico di Barberino ha subito danni decisamente più importanti di quelli su edifici coevi e con caratteristiche strutturali simili situati in aree più vicine all'epicentro. Per verificare se la presenza di effetti locali può essere stata la causa del maggiore danno osservato, sono state eseguite, utilizzando le registrazioni dell'evento principale della sequenza, analisi 2D della RSL su due sezioni che attraversano il centro abitato e che erano state ben caratterizzate nei precedenti studi di MS (Madiai et al., 2014, 2017).

2. INQUADRAMENTO DELL'AREA E SEQUENZA SISMICA DEL DICEMBRE 2019

Barberino di Mugello si trova nell'Appennino Tosco-Emiliano, a circa 25 km a nord di Firenze. Il centro storico è situato nella parte centrale di un bacino alluvionale, mentre le aree di espansione più recenti, destinate ad uso abitativo e produttivo, si estendono verso il bordo meridionale del bacino.

La geologia dell'area è caratterizzata da un substrato pre-quaternario (Unità Tettonica Acquerino - AQR) estremamente variabile dal punto vista litologico, formato da alternanze arenaceo-pelitiche e pelitico-arenacee al di sopra del quale si trovano, per spessori variabili da pochi metri fino ad oltre 100 m, depositi di copertura costituiti da: i) sedimenti fluvio-lacustri plio-pleistocenici (MGO1) prevalentemente argilloso-limosi (MGOa1), con livelli ghiaiosi (MGOa1_v); ii) depositi fluviali pleistocenici (SIV), molto eterogenei dal punto di vista litologico, prevalentemente sabbiosi, con ciottoli e argilla, organizzati in più ordini di terrazzi; iii) depositi attuali di pianura alluvionale (a, b), presenti lungo il corso dei principali fiumi, prevalentemente ciottolosi e ghiaiosi.

Il 9 dicembre alle 03:37:04 (UTC) si è verificato nell'area un terremoto di magnitudo M_w=4.5 (profondità ipocentrale circa 7 km), che ha rappresentato il maggiore evento del 2019 sul territorio italiano. La scossa è stata registrata in molte stazioni della rete accelerometrica nazionale (RAN), tra cui le stazioni denominate BRB e BSZ poste rispettivamente ad una distanza di 9.3 e 12.9 km dall'epicentro (Figura 1a). BRB è ubicata su una formazione argillitica che presenta una velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s, intorno a 600-700 m/sec, poi gradualmente crescente con la profondità (sottosuolo di classe B in base alle NTC18); BSZ è ubicata su una formazione Marnoso-Arenacea in affioramento (in particolare su banconi di arenaria affiorante) che presenta una V_s superiore ai 1000 m/sec (sottosuolo di classe A in base alle NTC18). I sopralluoghi e i rilievi effettuati nei principali centri abitati dell'area dopo l'evento hanno mostrato una distribuzione irregolare del danno, concentrato nel centro storico di Barberino, posto a circa 6 km di distanza dall'epicentro (Figura 1a). La tipologia edilizia prevalente, nella zona più danneggiata (area campita in Figura 1b), è rappresentata da edifici in muratura a uno-due piani, in aggregato, risalenti ad un periodo di costruzione antecedente il 1919 (anno in cui si è verificato uno dei più importanti eventi sismici della zona, di magnitudo momento stimata M_w=6.3 e intensità macrosismica $I_{MCS}\geq 7$) e che presentano spesso interventi di miglioramento sismico.

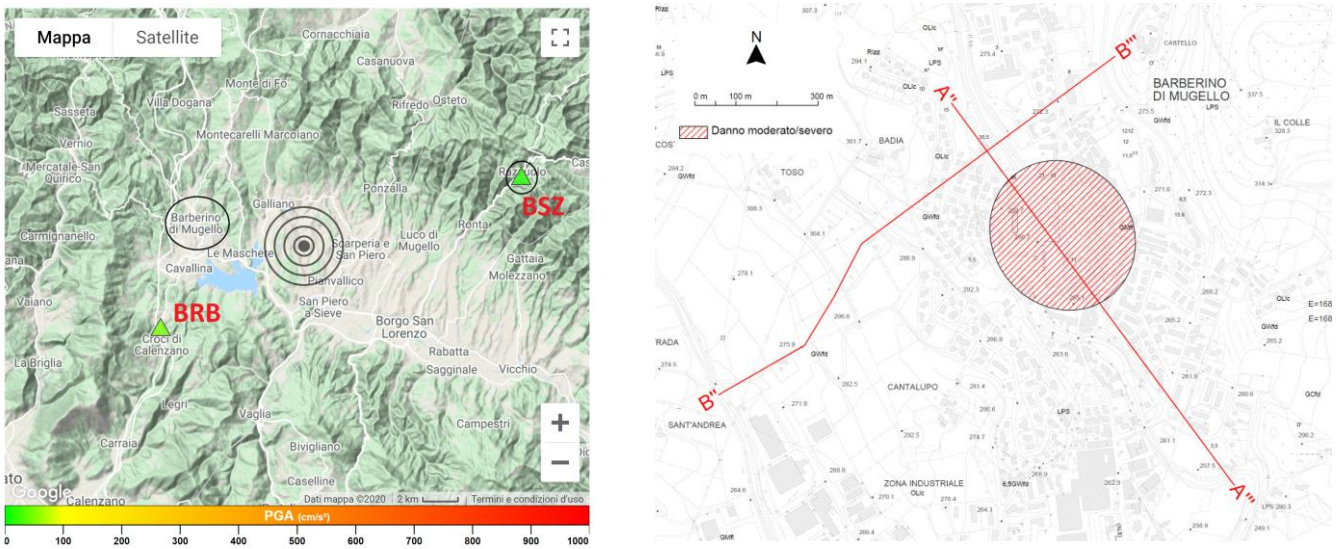


Figura 1. a) Epicentro della scossa principale, stazioni accelerometriche BRB e BSZ e principali centri abitati (da: sito RAN); b) Estratto da CTR di Barberino, sezioni analizzate e distribuzione areale del danno (area campita).

3. MODELLO GEOTECNICO E ANALISI NUMERICHE

L'area del Mugello, ed in particolare il territorio in prossimità dell'abitato di Barberino, è stata oggetto in passato di numerosi studi, nell'ambito dei quali sono state eseguite analisi 1D e 2D della RSL su 12 sezioni rappresentative (Madiai et al., 2014, 2017) tra cui le due selezionate ed analizzate nell'ambito del presente studio, situate in prossimità del centro storico di Barberino (Figura 1b). La sezione A (A''-A''') ha uno sviluppo di circa 1295 m e attraversa in parte il centro città, con orientamento NNW-SSE, mentre la sezione B (B''-B''') si

sviluppa per 1446 m in direzione ortogonale alla A''-A''', intersecando quest'ultima in prossimità dell'estremo A''. Le analisi numeriche 2D sulle due sezioni indicate (Figura 1b) sono state eseguite con il codice agli elementi finiti LSR2D (Stacec, 2017), basato su un approccio lineare-equivalente. Ogni sezione è stata modellata assegnando a ciascun litotipo le proprietà indicate in Tabella 1, con curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato (G/G_0) e di incremento del rapporto di smorzamento (D), in funzione della deformazione di taglio (γ), desunte da precedenti studi effettuati nell'area (Facciorusso et al., 2012) o da altri lavori di letteratura (Rollins et al., 1998). Per entrambe le sezioni sono state utilizzate separatamente le componenti NS e EW delle registrazioni accelerometriche della stazione BSZ (§2) (nel seguito BSZ_N e BSZ_E), opportunamente corrette e filtrate. I segnali utilizzati, gli spettri di Fourier e gli spettri di risposta in accelerazione (coefficiente di smorzamento ξ=5%) sono riportati in Figura 2. I valori di picco dell'accelerazione sono 9.06 cm/s^2 per la componente EW e 13.97cm/s^2 per la NS. Entrambi i segnali hanno una frequenza fondamentale intorno ai 10 Hz con ampiezze di Fourier della componente NS significativamente superiori a quelle della componente EW nel campo di frequenze 8-12 Hz (T=0.08-0.125s) e mediamente in tutto il campo di frequenze considerato ad eccezione di un limitato range intorno ai 7Hz (T=0.14s). Le accelerazioni spettrali della componente NS sono significativamente superiori a quelle della EW in un ampio range di periodi intorno a 0.1s. I risultati delle analisi in superficie sono stati ricavati in 287 punti di controllo per la sezione A (passo medio circa 4 m) e in 166 punti per la sezione B (passo medio circa 8 m).

Tabella 1. Proprietà dei materiali presenti nelle due sezioni analizzate.

Unità geologica	Peso di volume γ (kN/m^3)	Velocità delle onde S V_s (m/s)	Coefficiente di Poisson ν (-)	Rapporto di smorzamento iniziale D_0 (%)	Curve $G(\gamma)/G_0$ e $D(\gamma)$
a	15.52	290	0.35	3.1	Rollins et al. (1998)
SIV	20.51	329	0.42	0.9	Rollins et al. (1998)
MGO1a1	19.00	235-330	0.49	2.8	Madiai et al. (2014)
MGO1a1_v	20.00	581	0.45	2.1	Madiai et al. (2014)
AQR (AQR alterato)	23.00	1090 (800)	0.39 (0.47)	0.5 (1.0)	$G(\gamma)=G_0$ e $D(\gamma)=D_0$

5. RISULTATI E CONCLUSIONI

In Figura 3, per le due sezioni analizzate e per le componenti NS ed EW, sono riportati i valori delle ordinate dello spettro di risposta in pseudoaccelerazione (coefficiente di smorzamento ξ=5%), S_a, in funzione della posizione x lungo la sezione e del periodo T nell'intervallo 0.1-0.3s, ritenuto rappresentativo del periodo fondamentale degli edifici presenti nell'area. Nella stessa Figura sono riportate le due sezioni con indicazione di 3 zone: la zona 1 con sostanziale assenza di edifici; la zona 2, dove sono concentrati i maggiori danni, con prevalenza di edifici in muratura a 1-2 piani, prevalentemente in aggregato in corrispondenza della sezione A e isolati in corrispondenza della B; la zona 3 con prevalenza di edifici più recenti, in muratura o c.a. a 2-3 piani.

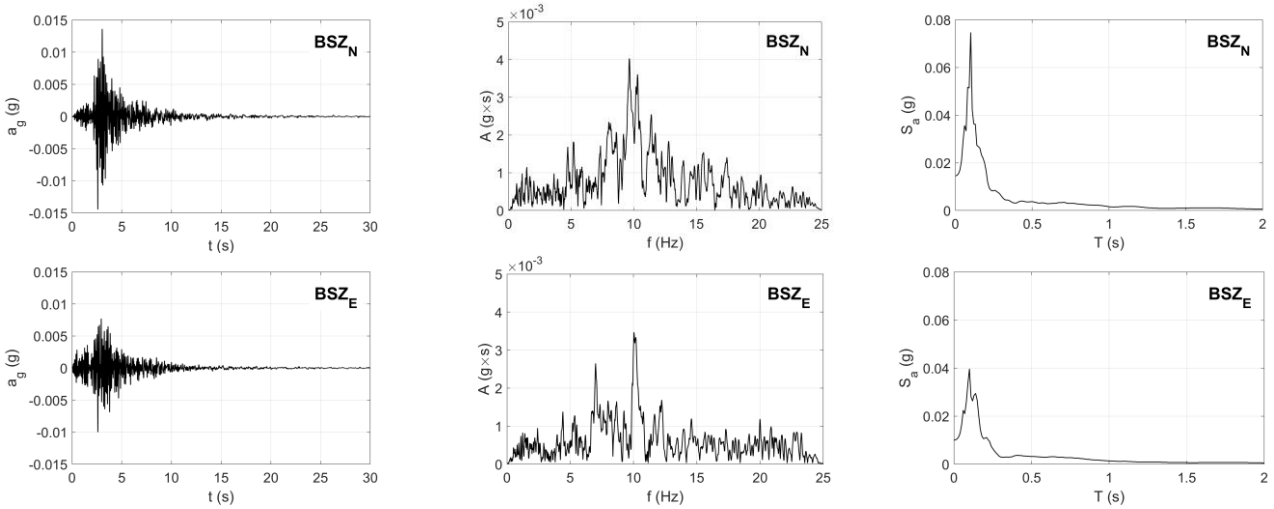


Figura 2. Accelerogrammi, spettri di Fourier e spettri di risposta in pseudo-accelerazione dei segnali di input.

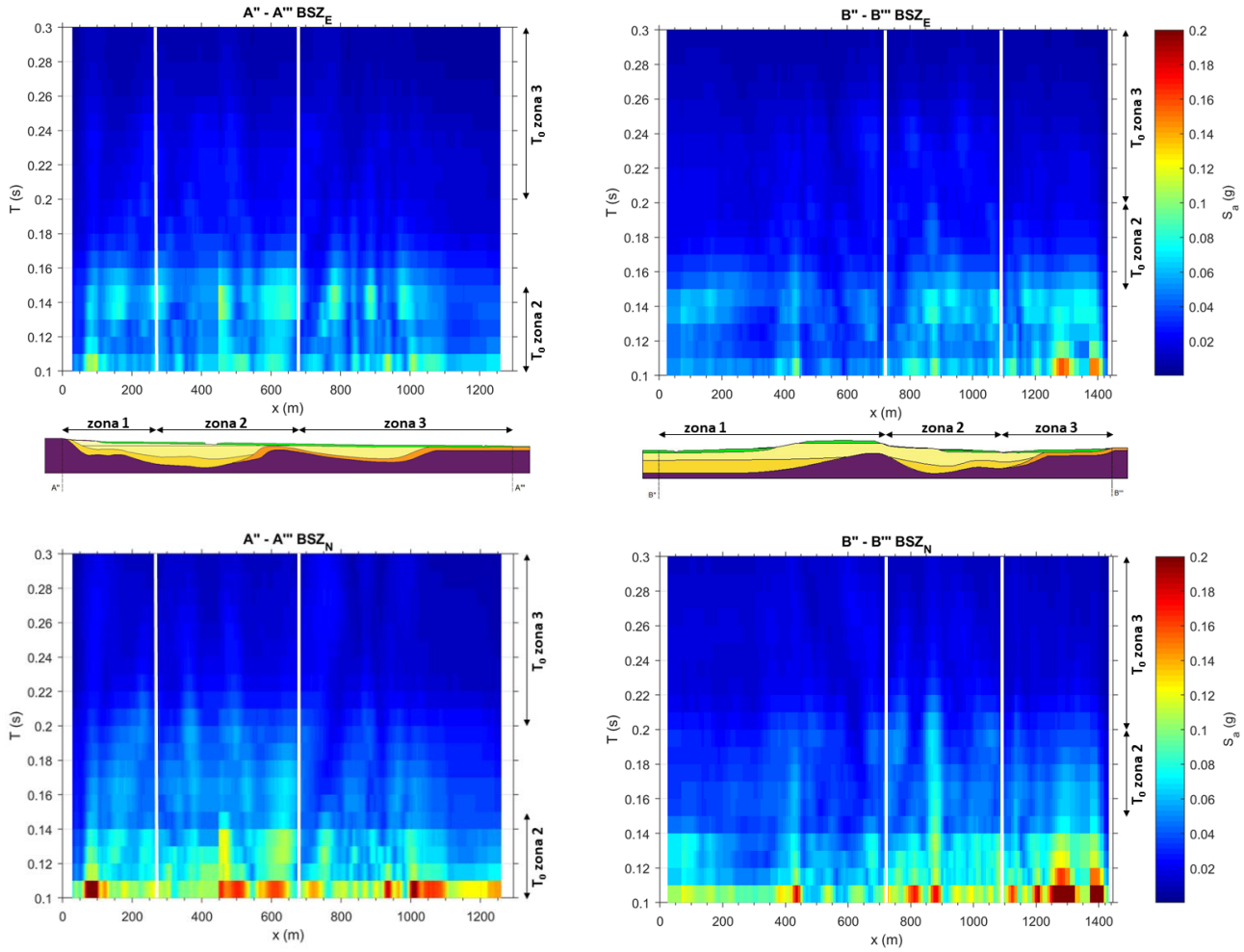


Figura 3. Accelerazioni spettrali lungo le sezioni A (a sinistra) e B (a destra) per i due input BSZ_E e BSZ_N.

È ragionevole, pertanto, ipotizzare per gli edifici presenti nell'area i seguenti range del periodo fondamentale T_0: 0.1-0.15s nella zona 2-Sez. A; 0.15-0.2s nella zona 2-Sez. B; 0.2-0.3s nella zona 3 di entrambe le sezioni. Sulla base dei risultati ottenuti si può concludere che: i) nel campo di periodi considerato e per entrambe le sezioni, i valori di S_a per la componente NS sono maggiori di quelli indotti dalla EW; ii) coerentemente con la distribuzione del danno, gli edifici più sollecitati in corrispondenza del periodo fondamentale sono quelli della zona 2-Sez. A, dove si osservano valori significativi di S_a, mentre nella zona 3, dove si registrano i massimi assoluti di S_a il periodo fondamentale degli edifici è più alto di quello relativo ai massimi (e il danno osservato è risultato trascurabile).

6. BIBLIOGRAFIA

Facciorusso J., Madiai C., Puliti A., Vannucchi G., Baglione M., Fabbroni P., D'Intinosante V. (2012). Seismic Microzonation of an urban settlement of Central Italy: geological features and selection of a suitable amplification factor. *2nd Int. Conf. on Performance-based design in Earth. Geotech. Eng.* Paper No. 01.21, Taormina (Italy), May 28-30.

Madiai C., Facciorusso J., Gargini E., Vannucchi G., Baglione M. (2014). A methodology for advanced seismic microzoning using 2D analyses: the case study of Barberino di Mugello, Florence, Italy. *Proc. IAEG XII Congress, Torino,* Vol. 5, pp. 1081-1084, Springer International Publishing Switzerland 2015.

Madiai C., Facciorusso J., Gargini E. (2017). Numerical Modeling of Seismic Site Effects in a Shallow Alluvial Basin of the Northern Apennines (Italy). *Bulletin of the Seismological Society of America,* 107 (5): 2094-2105.

Ministero delle infrastrutture e dei Trasporti (2018). *Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18).* Decreto Ministero Infrastrutture. GU Serie Generale n. 42 del 20-02-2018 – Suppl. Ordinario n. 8.

Rollins K.M., Evans M.D., Diehl N. (1998). Shear modulus and damping relationships for gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* 124(5): 396-405.

STACEC s.r.l. (2017). LSR2D - Risposta sismica locale. www.stacec.it.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

APPROCCIO PRESTAZIONALE PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DI GALLERIE SOTTERRANEE

Filomena de Silva (filomena.desilva@unina.it)
Università di Napoli Federico II

Stefania Fabozzi (stefania.fabozzi@igag.cnr.it)
Istituto di Geologia Ambientale e Geoingegneria – Consiglio Nazionale delle Ricerche

ABSTRACT. La vulnerabilità sismica delle gallerie sotterranee è funzione di vari fattori tra cui in particolare: tecnologia del rivestimento, meccanismi di interazione dinamica terreno-struttura, intensità e contenuto in frequenza dell'evento. Ciascun fattore gioca un ruolo importante in termini di probabilità di danno e perdita di funzionalità causati degli incrementi di deformazioni indotte nei rivestimenti delle gallerie durante il terremoto. Le curve di fragilità sono tra i metodi più diffusi per la valutazione delle prestazioni dell'opera, prevedendo la probabilità di raggiungere un determinato livello di danno definito rispetto ad un dato livello di intensità dell'azione sismica. Nel presente lavoro, curve di fragilità esistenti in letteratura sono state utilizzate per prevedere la performance sismica di gallerie circolari in sabbia al fine di esprimere il tasso medio annuo del rapporto tra domanda e capacità attraverso la convoluzione della fragilità del sistema terreno-galleria e la pericolosità di sito. In questo modo viene stabilita una relazione diretta tra le prestazioni della struttura e il suo parametro di misura. La procedura è stata applicata ad alcune sezioni della metropolitana di Napoli.

1. METODOLOGIA

Uno degli sviluppi più recenti del *performance-based desig*n applicato all'ingegneria strutturale-geotecnica è l'espressione del tasso medio annuo della perdita ottenuto dalla convoluzione della fragilità del sistema in esame e della pericolosità sismica del sito (Kramer, 2008; Jalayer & Cornell, 2009; Kramer, 2014; Iervolino et al., 2017). Questo approccio viene applicato nel presente lavoro per stimare la *performance* sismica di alcune sezioni di gallerie circolari in sabbia della metropolitana di Napoli combinando la curva di hazard del sito con alcune curve di fragilità di letteratura (de Silva et al., 2019; de Silva et al., 2020) ricavate da analisi dinamiche non lineari del sistema terreno-galleria.

La prestazione sismica del sistema viene convenzionalmente quantificata attraverso il rapporto domanda/capacità, DCR. Per una data misura di intensità, IM, dell'input sismico, il DCR è espresso attraverso una distribuzione log-normale; pertanto la probabilità che il DCR superi un valore specifico y associato ad un fissato stato limite, viene calcolata come in Equazione 1:

$$\mathrm{P}(\mathrm{DCR} > y|IM) = 1 - \Phi\left(\frac{\log(\mathrm{y}) - \log\eta_{\mathrm{DCR|IM}}}{\sigma}\right) \quad (1)$$

In cui il $\log\eta_{\mathrm{DCR|IM}}$ e σ sono la media e la deviazione standard della distribuzione lognormale. La pericolosità di sito viene invece tenuta in conto attraverso la convoluzione della curva di pericolosità del sito, λ_{IM}, con la relativa curva di fragilità del sistema esprimendo il tasso annuale di superamento λ_{DCR} attraverso l'Equazione 2:

$$\lambda_{\mathrm{DCR}} = \int_0^{+\infty} \mathrm{P}(\mathrm{DCR} > y|IM) \cdot |\mathrm{d}\lambda_{\mathrm{IM}}(\mathrm{x})| \quad (2)$$

Nell' Equazione2, il valore assoluto della derivata della curva di pericolosità $|\mathrm{d}\lambda_{\mathrm{IM}}(\mathrm{x})|$ per ciascun livello dell'intensità IM=x può essere calcolato più facilmente adattando la curva con una legge potenza come in Equazione 3.

$$\lambda_{IM} = K_0 IM^{-k} \quad (3)$$

Nella maggior parte delle applicazioni (Jalayer & Cornell, 2009; Iervolino et al., 2017; Miano et al., 2018), l'Equazione 1 viene applicata per y=1 che corrisponde al raggiungimento dello stato limite ipotizzato. In questo

studio, è stato calcolato il tasso annuale associato alla mobilizzazione parziale della capacità variando y nell'intervallo [0, 1], per ottenere la curva mostrata in Figura 1.

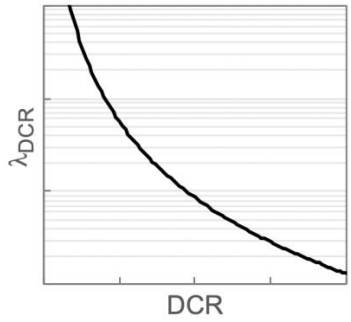


Figura 1. Curva di pericolosità in termini del rapporto tra domanda e capacità (DCR).

2. CURVE DI FRAGILITA' DI GALLERIE CIRCOLARI IN SABBIA

Il calcolo delle curve di fragilità è stato eseguito sulla base dei risultati delle analisi dinamiche non lineari 2D eseguite sui seguenti quattro schemi di una galleria circolare in sabbia asciutta:

- galleria superficiale (*i.e.* C/D =1) in sabbia sciolta (*i.e.* Dr = 40%);
- galleria superficiale (*i.e.* C/D = 1) in sabbia densa (*i.e.* Dr = 75%);
- galleria profonda (*i.e.* C/D = 2,5) in sabbia sciolta (*i.e.* Dr = 40%);
- galleria profonda (*i.e.* C/D = 2,5) in sabbia densa (*i.e.* Dr = 75%).

in cui *C* rappresenta la profondità dell'asse della galleria considerata pari a 15m e 30m, *D* il suo diametro e *Dr* la densità relativa. Le analisi numeriche sui quattro diversi schemi di gallerie proposte sono state eseguite con il codice di calcolo numerico alle differenze finite FLAC 2D (Itasca, 2011) per cui si rimanda ai lavori di de Silva et al. (2019) e de Silva et al. (2020) per ulteriori approfondimenti. La prestazione sismica del rivestimento è stata valutata in riferimento all'intera storia temporale dello sforzo assiale N(t) e del momento flettente, $M_{load}(t)$ agente nelle sezioni di controllo del rivestimento identificate in Figura 2a.

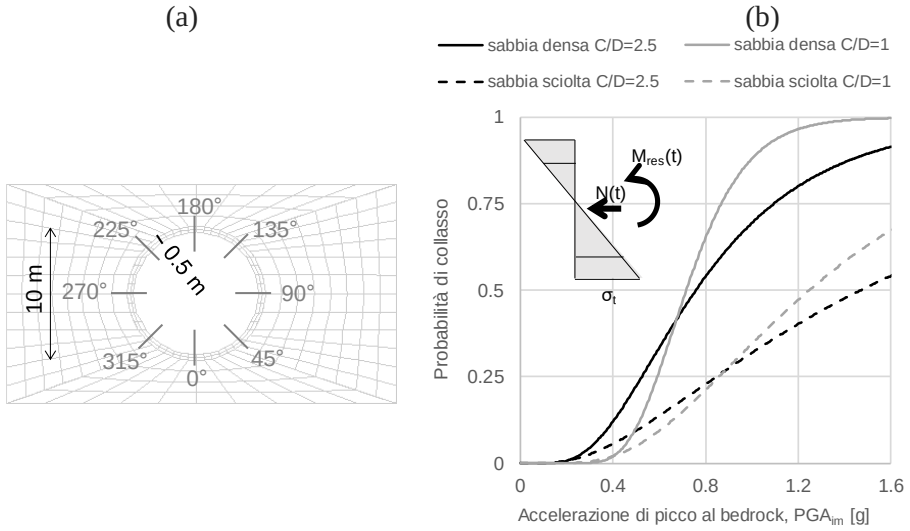


Figura 2. Sezioni di controllo del rivestimento (a)e curve di frafilità dei diversi schemi di gallerie considerati (b)(modificata da de Silva et al., 2019).

La verifica è stata effettuata confrontando $M_{load}(t)$ con l'evoluzione temporale del momento resistente $M_{res}(t)$ associato al raggiungimento della resistenza a trazione σ_t nel rivestimento. Quest'ultimo è stato calcolato dall'equilibrio di una sezione resistente sottoposta ad N(t) e di spessore pari ad 1m e armata con 20 barre d'acciaio Φ10 posizionate simmetricamente a una distanza di 0,15 m dal centro della sezione. L'equilibrio è stato calcolato, per ciascuno step temporale, usando una routine implementata in Matlab, per tenere conto della dipendenza di

$M_{res}(t)$ dallo sforzo normale agente e quindi dal tempo. Il DCR è stato assunto pari al rapporto massimo tra il momento agente e il momento resistente nella storia temporale di ciascun terremoto, i.e. al massimo fattore di mobilitazione della resistenza. La Figura 2b mostra le curve di fragilità calcolate attraverso l'Equazione 1 per y=1, al variare dell'accelerazione di picco al *bedrock*, PGA_{IM}.

3. PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO DI NAPOLI

Alcune sezioni di galleria della linea Metropolitana di Napoli realizzate con metodi convenzionali di scavo sono state scelte per l'applicazione della metodologia adottata, compatibilmente con le condizioni di sottosuolo e la tecnologia del rivestimento cui si riferiscono le curve di fragilità utilizzate in §2.

Lo scenario sismico atteso per il caso di studio selezionato è stato valutato mediante analisi probabilistica della pericolosità di base al sito (PSHA), in particolare i valori di accelerazione di picco (PGA_{IM}) previsti su un affioramento roccioso sono stati estratti dal database italiano reso disponibile dall'INGV (http://zonesismiche.mi.ingv.it).

La Figura 3a mostra le curve di pericolosità sismica in corrispondenza del 16°, 50° e 84° percentile calcolate per il sito considerato e le funzioni esponenziali interpolanti.

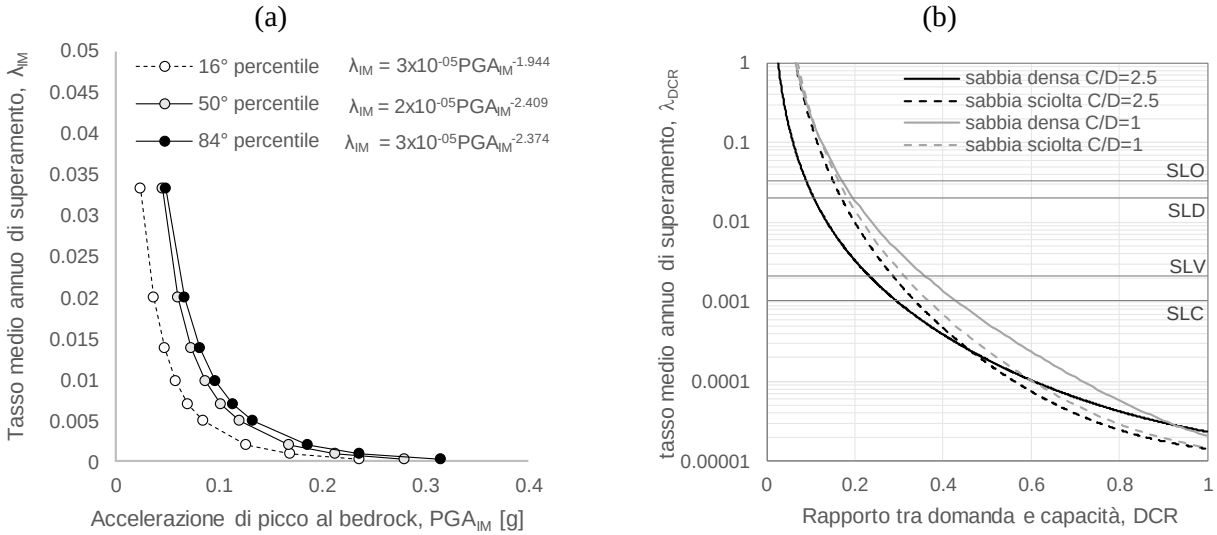


Figura 3. Tasso medio annuo di superamento della PGA nella città di Napoli (a) e del rapporto tra domanda e capacità dei diversi schemi di gallerie considerati (b) (modificata da de Silva et al., 2019).

4. LIVELLI PRESTAZIONALI ATTESI PER IL CASO STUDIO

La Figura 3b mostra i risultati dell'applicazione per i quattro schemi di galleria considerati in termini di tasso medio annuo di superamento, λ_{DCR}, di diversi valori del fattore di mobilitazione, DCR, ottenuti combinandola curva di pericolosità di Napoli corrispondente al 50° percentile con le curve di fragilità dei quattro schemi di riferimento calcolati per i diversi livelli di prestazione.

L'appiattimento della differenza ottenuta in termini di fragilità nelle curve in Figura 2b per i diversi casi analizzati è dovuto alla convoluzione con la pericolosità del sito: i valori più alti di λ_{IM} infatti sono associati all'incirca a valori di PGA_{IM} <0,2 g (cfr. Figura3a), dove le curve di fragilità dei quattro modelli sono molto vicine tra loro (cfr. Figura 2b).

Le curve ottenute possono essere utilizzate per valutare le prestazioni attese in corrispondenza degli stati limite secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC, 2018). Per un periodo di riferimento V_R=50anni e un coefficiente d'uso cu=1, sono stati calcolati i periodi di ritorno T_R associati alla probabilità di superamento, p_{VR}, corrispondente ai diversi stati limite. Essendo $\lambda_{DCR} = 1/T_R$, è stato calcolato il tasso annuale di superamento degli stati limite di esercizio SLO (p_{VR}=81%) e SLD (p_{VR}=63%) e stati limite ultimi SLV (p_{VR}=10%) e SLC (p_{VR}=5%). I risultati sono sovrapposti attraverso linee orizzontali alla Figura 3b, evidenziando che la capacità mobilitata attesa in un anno varia da 0,1 a 0,2 per SLO e SLD, mentre 0,25 <DCR <0,45 per SLV e SLC.

5. CONCLUSIONI

Obiettivo della progettazione sismica prestazionale è la stima delle perdite causate dai terremoti. Le perdite possono essere valutate attraverso la convoluzione di pericolosità del sito e fragilità sismica dell'opera. Il risultato è una curva che esprime direttamente il tasso medio annuo di superamento di diversi livelli di mobilitazione della resistenza, DCR. Rispetto all'approccio tradizionale, le curve di DCR collegano direttamente la prestazione sismica richiesta del sistema con il suo parametro di misura DCR; tale approccio è coerente con la definizione degli stati limite e in generale con la logica della progettazione prestazionale.

Tali previsioni inoltre, possono essere applicate per valutare in via preliminare il rischio sismico del patrimonio costruito, considerando il fattore di mobilizzazione a cui è stata progettata l'opera (struttura/infrastruttura) esistente. Ad esempio, la Figura 3b evidenzia che solo le gallerie profonde in sabbia densa esibiscono per entrambi gli stati limite ultimi DCR<0.33, i.e. il tipico fattore di mobilitazione adottato prima dell'approccio semiprobabilistico agli stati limite.

6. RINGRAZIAMENTI

La procedura presentata è stata in parte sviluppata nell'ambito del progetto *Shaking tunnel vision* ed *Extended tunnel vision* finanziati dall' Engineering and Physical Sciences Research Council (UK) e svolto in collaborazione con i Prof. Nikolaos Nikitas e Prof. Raul Fuentes dell'università di Leeds (UK).

7. BIBLIOGRAFIA

de Silva F., Fabozzi S., Nikitas N., Bilotta E., Fuentes R. (2019). Site Specific Seismic Performance of Circular Tunnels in Dry Sand. VII Italian Conference of Researchers in Geotechnical Engineering (CNRIG). Geotechnical Research for Land Protection and Development. Politecnico di Milano Polo territoriale di Lecco, Italy, 3-5 Luglio 2019. In book: Geotechnical Research for Land Protection and Development DOI: 10.1007/978-3-030-21359-6_57.

de Silva F., Fabozzi S., Nikitas N., Bilotta E., Fuentes R. (2020). Soil-tunnel interaction under earthquake. Geotechnique, Symposium in print – Linear Infrastructures. https://doi.org/10.1680/jgeot.19.SiP.024

Jalayer F., Cornell C.A. (2009). Alternative Nonlinear Demand Estimation Methods for Probability-Based Seismic Assessments. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 38(8):951 – 972.

Kramer S.L. (2008). Performance-Based Earthquake Engineering: Opportunities and Implications for Geotechnical Engineering Practice. 4th Congress on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. May 18-22, Sacramento, California, United States.

Kramer SL (2014) Performance-based design methodologies for geotechnical earthquake engineering. Bulletin of Earthquake Engineering 12(3):1049-1070.

Iervolino I, Spillatura A, Buzzurro P (2017) RINTC PROJECT: assessing the (implicit) seismic risk of code-conforming structures in Italy. COMPDYN 2017 6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 15–17 June, Rhodes Island, Greece.

Itasca, 2011. FLAC 7.0 – Fast Lagrangian Analysis of Continua – User's Guide, Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA.

Miano A, Jalayer F, Ebrahimian H, Prota A. (2018) Cloud to IDA: Efficient fragility assessment with limited scaling. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 27(4):1124–1147.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

LIQUEFAZIONE IN GHIAIE: CASI DI STUDIO IN ITALIA

Emanuel D'Eramo (emanuel.deramo@studenti.unich.it)
Università degli Studi "G. d'Annunzio" Chieti-Pescara, Italia

Diana Faieta (diana.faieta@studenti.unich.it)
Università degli Studi "G. d'Annunzio" Chieti-Pescara, Italia

Sara Amorso (sara.amoroso@unich.it)
Università degli Studi "G. d'Annunzio" Chieti-Pescara, Italia
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, L'Aquila, Italia

Kyle M. Rollins (rollinsk@byu.edu)
Brigham Young University, Provo, Utah

ABSTRACT. Lo studio del fenomeno di liquefazione nei terreni è trattato nelle recenti Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC, 2018) anche facendo riferimento a fusi granulometrici con possibile liquefazione. In questo articolo si vanno ad analizzare e confrontare i risultati ottenuti in diversi siti che sono stati (Friuli, sequenza sismica 1976-1977) o non sono stati (L'Aquila, terremoto 2009) affetti dal fenomeno della liquefazione in ghiaia in seguito a forti terremoti. A tale scopo sono state effettuate prove geotecniche di laboratorio ed indagini in sito, per evidenziare sia le criticità sia le potenzialità delle analisi effettuate e della normativa in vigore. Dalle elaborazioni preliminari effettuate si osserva che il solo uso dei fusi granulometrici secondo NTC (2018) porterebbe ad escludere il fenomeno della liquefazione in ghiaia anche dove è avvenuto. Pertanto risulta fondamentale accoppiare tali risultati quantomeno con le analisi semplificate mediante indagini geotecniche in sito.

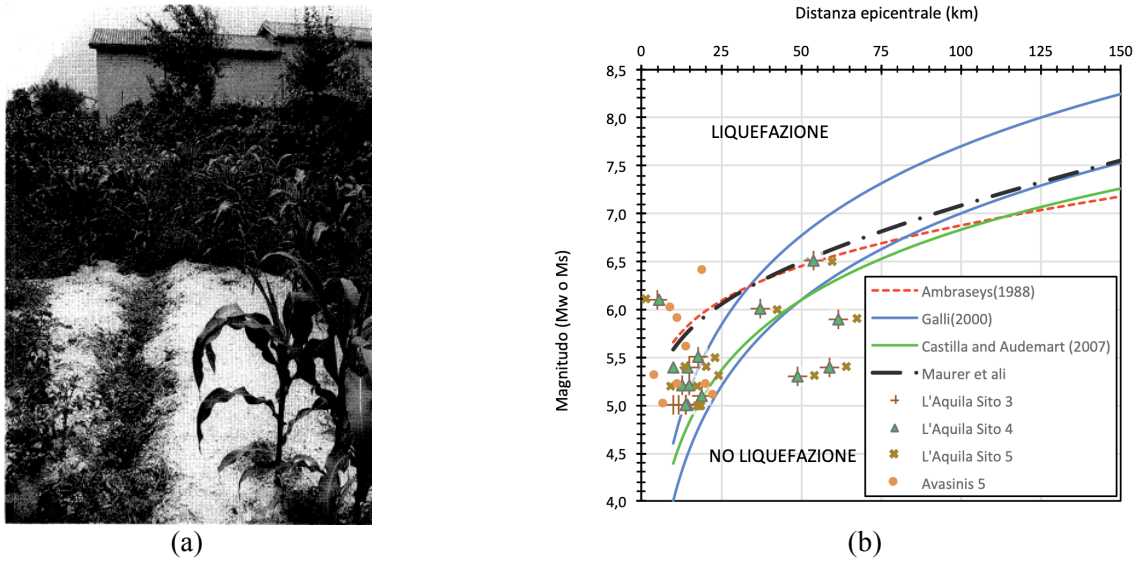
1. INTRODUZIONE

Il lavoro presentato è focalizzato sul fenomeno di liquefazione in ghiaie. Simili fenomeni si sono verificati e sono stati studiati in diverse aree del mondo in concomitanza con eventi sismici, quali quelli di: Mino-Owari, Giappone (1891, Mw = 7,9), Fukui, Giappone (1948, Mw = 7,3), Alaska (1964, Mw = 9,2), Haicheng, Cina (1975, Mw = 7,3), Tangshan, Cina (1976, Mw = 7,8), Friuli, Italia (1976-1977, Mw=6,4), Kobe, Giappone (1995, Mw = 7,2) e Wenchuan, Cina (2008, Mw = 7,9) (Rollins et al., 2020). Considerate le limitate informazioni presenti in letteratura, sono state condotte prove penetrometriche dinamiche con maglio cinese pesante (DPT) (Cao et al., 2013) e analisi geotecniche di laboratorio sulla base di case histories di liquefazione in ghiaie sature selezionati ad Avasinis, Friuli (sequenza sismica del 1976-1977, Figura 1a) e di case histories di non liquefazione in ghiaie sature selezionati a L'Aquila, Abruzzo (sequenze sismiche del 2009 e del 2016-2017). Le aree di studio sono state scelte in base alle loro caratteristiche geotecniche, preventivamente analizzate grazie ai dati disponibili in letteratura (e.g. Sirovich, 1996; MS-AQ, 2010). Le analisi granulometriche eseguite sui campioni seguono le raccomandazioni AGI (Linee Guida AGI, 1994) e sono state analizzate considerando i fusi di possibile liquefazione previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 (NTC, 2018). Le NTC (2018) specificano che la verifica a liquefazione può essere omessa quando si verifica almeno una delle seguenti circostanze:

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, in caso di piano di campagna sub-orizzontale e della presenza di strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$, dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna ai fusi granulometrici, definiti in funzione del coefficiente di uniformità Uc.

2. CASI DI STUDIO ANALIZZATI

In questa sezione vengono mostrate le stratigrafie semplificate dei quattro siti presi in esame: L'Aquila-Sito 3, L'Aquila-Sito 4, L'Aquila Sito-5 e Avasinis Sito-5. I siti presi in esame sono stati scelti in funzione della loro stratigrafia e della distanza epicentrale rispetto alle sequenze sismiche del 2009 per L'Aquila, del 2016-2017 per il centro Italia e del 1976-1977 per il Friuli. In Figura 1b è rappresentato un grafico che mette in relazione la distanza epicentrale e la magnitudo momento, con la possibilità di avere/non avere liquefazione (Maurer et al., 2015, Galli 2000, Ambraseys, 1988, Castilla and Audemart, 2007). Dal grafico si evidenzia che il fenomeno della liquefazione può essere associato al terremoto Mw 6.1 dell'Aquila e ai terremoti Mw 6,4, Mw 6 e Mw 5,9 del Friuli, mentre non può essere associato ai terremoti Mw 5,3, Mw 5,4 e Mw 5,9 del centro Italia data l'elevata distanza epicentrale. I restanti terremoti (Mw 5, Mw 5,4 e Mw 5,2 dell'Aquila, Mw 5, e Mw 5,2 del Friuli, Mw 6,5, Mw 6, Mw 5,5 Mw 5,4, Mw 5,2, Mw 5 e Mw 4,9 del centro Italia) invece sono associati ad una fascia di transizione.



(a) (b)

Figura 1. Avasinis, maggio 1976. Fessura in ghiaia (Sirovich, 1996) (a); grafico magnitudo – distanza epicentrale associato al fenomeno della liquefazione (b).

In Figura 2 sono mostrati i profili stratigrafici semplificati dei quattro siti: all'interno di ognuno, in via preliminare, è stato identificato lo strato potenzialmente liquefacibile sulla base delle stratigrafie di sondaggio, della profondità della falda e dei profili delle prove penetrometriche DPT. Si può osservare che lo strato così identificato sotto falda è composto da ghiaie ad una profondità variabile tra 3,5 e 10 m.

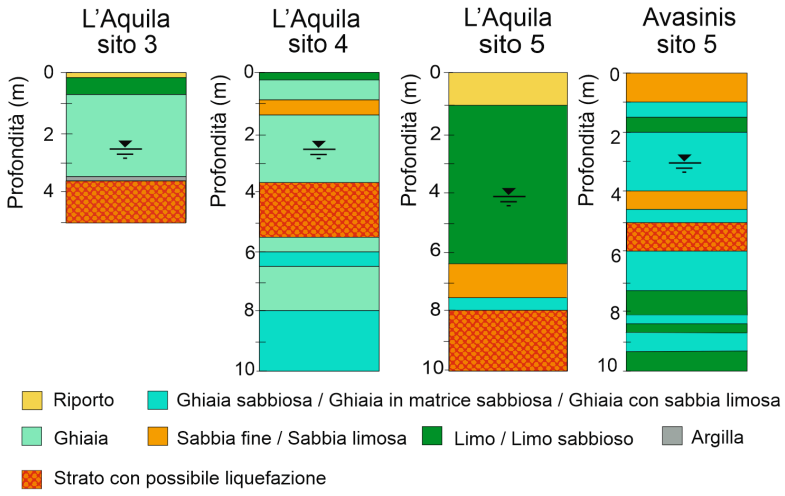


Figura 2. Profili stratigrafici semplificati dei quattro siti.

3. RISULTATI DELLE ANALISI LABORATORIO

In Figura 3 vengono mostrate le curve granulometriche dei campioni prelevati dagli strati indicati come potenzialmente liquefacibili. Come visibile in Figura 2, le loro profondità sono: 3,5-5 m per L'Aquila-Sito 3; 3,9-5,4 m per L'Aquila Sito-4; 8,0-10,0 m per L'Aquila-Sito 5 e 5,0-6,0 m per Avasinis-Sito 5.

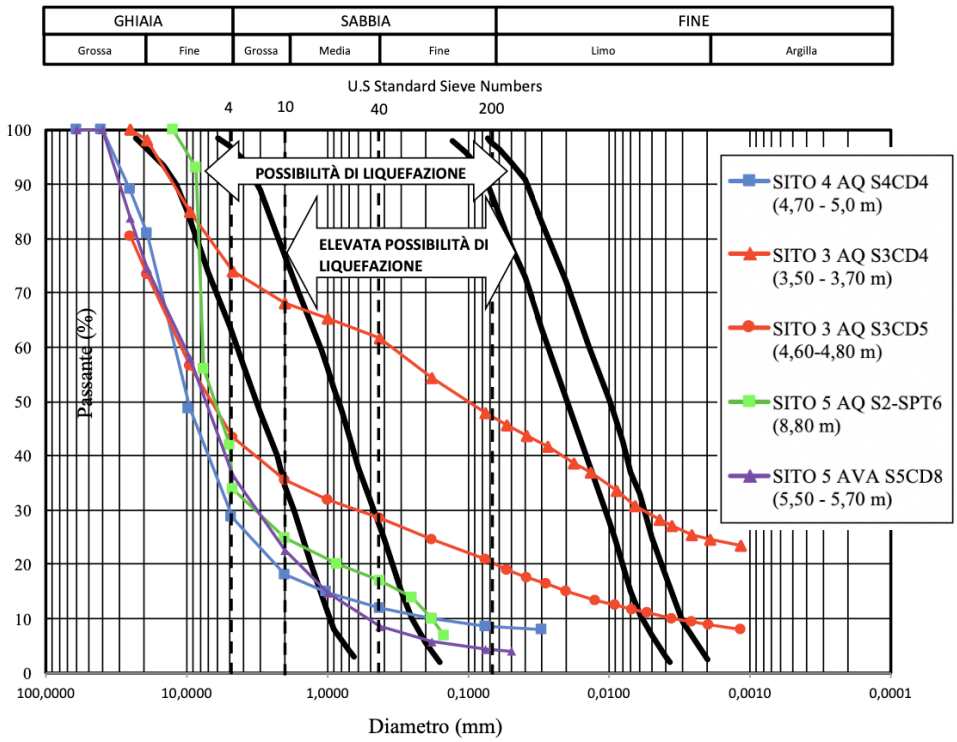


Figura 3. Curve granulometriche dei quattro siti: L'Aquila-Sito 3 (in rosso), L'Aquila-Sito 4 (in verde), L'Aquila-Sito 5(in azzurro), Avasinis-Sito 5 (in viola).

In Tabella 1 sono elencati i parametri ricavati dalle analisi granulometriche (coefficiente di curvatura Cc, coefficiente di uniformità Uc, contenuto di fine FC, indice di plasticità PI) utilizzati per la classificazione USCS (Unified Soil Classification System, ASTM D2487-11, 2011). È inoltre riportata la classificazione AGI (Associazione Geotecnica Italiana, AGI 1994).

Tabella 1. Parametri ricavati dalle analisi granulometriche.

SITO	CAMPIONE	PROFONDITÀ (m)	Cc	Uc	FC (%)	PI	CLASSIFICAZIONE USCS	CLASSIFICAZIONE AGI
L'Aquila Sito 3	S3CD4	3,50-3,70	-	-	47,98	20	Clayey gravel with sand (GC)	Ghiaia argillosa sabbiosa limosa
	S3CD5	4,60-4,80	12,33	71,7	20,94	17	Clayey gravel with sand (GC)	Ghiaia sabbiosa limosa debolmente argillosa
L'Aquila Sito 4	S4CD4	4,70-5,00	1,88	108,6	6,64	NP	Well graded gravel with silt with sand (GW-GM)	Ghiaia con sabbia debolmente limosa
L'Aquila Sito 5	S2-SPT6	8,80	7,64	43,23	-	NP	Poorly graded gravel with sand (GP)	Ghiaia con sabbia
Avasinis Sito 5	S5CD8	5,50-5,70	1,86	19,8	4,35	NP	Well graded gravel with sand (GW)	Ghiaia sabbiosa

Dalla Figura 2 si evince che nessuna delle curve granulometriche ottenute rientra nei fusi granulometrici indicati dalle NTC (2018), eccetto quella del campione S3CD4, prelevato dal sito L'Aquila-Sito 3 ad una profondità di 3,50-3,70 m. Questi risultati porterebbero ad escludere la maggior parte dei siti dalla verifica di liquefazione secondo le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC, 2018), nonostante ci siano state evidenze di questi stessi fenomeni nel sito di Avasinis (Figura 1b), come diffusamente riportato da Sirovich (1996).

4. CONCLUSIONI

Tutte le granulometrie prese in analisi (eccetto quella del campione S3CD4) ricadono al di fuori dei fusi di liquefazione previsti dalle NTC del 2018, suggerendo che la sola analisi granulometrica non è sufficiente per determinare l'esclusione di un sito dalla verifica di liquefazione. Per esempio, nonostante la granulometria di Avasinis-Sito 5 ricada al di fuori dei fusi, in questo sito è stato osservato il fenomeno di liquefazione. In siti simili è quindi opportuno condurre attente analisi, che includano campagne di indagini geotecniche in sito e prove di laboratorio al fine di ricostruire un adeguato modello geotecnico di sottosuolo e al fine di effettuare analisi di liquefazione quantomeno con "metodi semplificati". A parità di curva granulometrica, le analisi di liquefazione mediante prove penetrometriche dinamiche con maglio cinese pesante (DPT) offrono la possibilità di discriminare i siti potenzialmente liquefacibili (e.g. Cao et al., 2013; Rollins et al., 2020).

5. RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia il Direttore del Laboratorio di Geologia Applicata dell'Università degli Studi "G. D'Annunzio" Chieti-Pescara, Prof. Nicola Sciarra, e il tecnico del laboratorio Sandro Toro per il supporto alle analisi geotecniche di laboratorio durante l'attività di tesi.

6. BIBLIOGRAFIA

AGI (1994). *Linee Guida "Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio"*.

Abraseys N., Engineering Seismology. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics.* 17: 1-105.

ASTM D2487-11 (2011). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017, www.astm.org

Cao Z., Leslie Youd T., Yuan X. (2013). Chinese Dynamic Penetration Test for Liqefaction Evaluation in Gravelly Soils. *American Society of Civil Engineers.* 139 (8): 1320-1333.

Castilla R., Audemart A. (2007) Sands blows as a potential tool for magnitude estimation of pre-instrumental earthquakes. *J. Seismol.*

Galli P. (2000), New Empirical Relationships between magnitude and distance for liquefaction. *Tectonophysics.* 324 169-187.

Maurer B., Green R., Quigley M. Bastin S. (2015). Development of magnitude-bound relations for paleoliquefaction analyses: New Zealand case study. *Engineering Geology,* 197: 253-266.

NTC (2018). Norme tecniche per le costruzioni. *Gazzetta ufficiale della repubblica Italiana,* 20 febbraio.

Rollins K., Amoroso S., Milana G., Minarelli L., Vassallo M. Di Giulio G. (2020). Gravel Liquefation Assessment Using the Dynamic Cone Penetration Test Based on Field Performance from the 1976 Friuli Earthquake. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,*146: 04020038.

Sirovich L. (1996). Repetitive liquefaction at a gravelly site and liquefaction in overconsolidated sands. *Soils and Foundation,* 36: 23 - 34.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

BANCA DATI DI PROVE CPTM PER LA VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE NELL'AREA COSTIERA DELLA REGIONE TOSCANA

Aurora Magalotti (aurora.magalotti@gmail.com)
Dipartimento di Ingegneria Civile ed Industriale, Università di Pisa

Stefano Stacul (stefano.stacul@ing.unipi.it)
Dipartimento di Ingegneria Civile ed Industriale, Università di Pisa

Massimo Baglione (massimo.baglione@regione.toscana.it)
Ufficio Prevenzione Sismica Regione Toscana.

Claudia Meisina (claudia.meisina@unipv.it)
Dipartimento di Scienze dell'Ambiente e della Terra, Università di Pavia

Diego Lo Presti (d.lopresti@ing.unipi.it)
Dipartimento di Ingegneria Civile ed Industriale, Università di Pisa

ABSTRACT. Questo lavoro presenta l'implementazione e l'uso di una banca dati di prove penetrometriche statiche meccaniche (CPTm), al fine di valutare il potenziale di liquefazione nell'area costiera della Regione Toscana. Le procedure semplificate di valutazione del potenziale di liquefazione, presenti nella letteratura tecnica, si basano sui risultati di prove CPT con piezocono (CPTu) e non di prove CPTm. Tuttavia, in Italia, le prove CPTm sono ancora molto popolari ed è pressoché impossibile realizzare banche dati popolate da un elevato numero di prove CPTu. L'impiego delle procedure semplificate, con i risultati di prove CPTm, può portare ad una sottostima del potenziale di liquefazione. Pertanto, questo lavoro illustra una procedura di correzione dei risultati di prove CPTm al fine di renderle utilizzabili nelle procedure semplificate disponibili, rendendo così possibile l'utilizzo della banca dati regionale per eseguire uno screening preliminare dell'area di studio.

1. INTRODUZIONE

La liquefazione è un fenomeno che si verifica principalmente in depositi sabbiosi sciolti e saturi e provoca la perdita parziale o totale di resistenza del terreno come conseguenza di carichi ciclici o dinamici, come quelli indotti da un sisma. Effetti tipici della liquefazione, in contesto urbano, sono: a) cedimenti differenziali, rotazioni, ribaltamento di strutture che poggiano su un terreno liquefatto; b) sifonamento, in caso di strutture interrate; c) l'incremento della pressione dell'acqua nei pori e la fuoriuscita di acqua e sabbia che può danneggiare diverse infrastrutture come strade e sottoservizi urbani; d) innesco di fenomeni di instabilità di pendii naturali e/o artificiali. Pertanto, risulta chiara l'importanza dell'individuazione, da parte delle autorità nazionali/regionali, di aree potenzialmente liquefacibili, al fine di definire specifiche raccomandazioni per un miglior uso del suolo e per pianificare interventi di mitigazione. La letteratura tecnica presenta numerose procedure semplificate per la valutazione del potenziale di liquefazione (LEP: Liquefaction Evaluation Procedure). Tali procedure permettono di determinare il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione (FS_L), definito dal rapporto tra resistenza ciclica (CRR) e sollecitazione ciclica indotta dal sisma (CSR). Il CSR viene stimato tipicamente con la relazione proposta da Seed & Idriss (1971) e riportata in Equazione (1), nella quale a_{max} è l'accelerazione di picco al suolo indotta dal sisma, σ_v e σ'_v sono rispettivamente le tensioni geostatiche totali ed efficaci e r_d è un coefficiente di riduzione delle tensioni.

$$CSR(z) = 0.65 \frac{\sigma_v(z)}{\sigma'_v(z)} \frac{a_{max}}{g} r_d(z) \quad (1)$$

Il CRR si ricava mediante formule semplificate definite all'interno di ogni LEP, le quali fanno uso dei risultati di prove SPT, CPT, SCPT, SBPT, DMT e SDMT. Una volta determinato il profilo di FS_L, vengono poi impiegati degli specifici indicatori degli effetti (danni) al suolo indotti dal sisma. Tra i più utilizzati possiamo menzionare l'indice del potenziale di liquefazione (LPI) introdotto da Iwasaki et al. (1978) ed il Liquefaction Severity Number (LSN) (Tonkin & Taylor, 2013).

In questo documento presentiamo l'implementazione di una banca dati regionale costituita, nella sua quasi totalità, da prove CPT meccaniche (CPTm) (4500 prove CPTm, e 16 CPTu). Come noto, le LEP che impiegano i risultati di prove CPT per la valutazione di FS_L sono state sviluppate facendo riferimento ai dati di prove CPT con piezocono (CPTu). Le CPTu, del resto, sono prove che misurano, oltre alla resistenza alla punta q_c e l'attrito laterale f_s, anche la pressione dei pori u_2 ogni 1-2 cm, mentre le CPTm misurano solamente la q_c e l'f_s ogni 20 cm. Purtroppo, in Toscana, ma anche nel resto del paese, le CPTm sono molto popolari e la creazione di banche dati popolate da un elevato numero di prove CPTu è pressoché impossibile. L'uso di CPTm, con le LEP disponibili, può portare ad una sottostima del potenziale di liquefazione (Facciorusso et al., 2017; Meisina et al., 2017, 2018; Stacul et al., 2020). Pertanto, l'applicabilità delle LEP, con i risultati di prove CPTm, richiede lo sviluppo di specifiche correzioni.

2. LA BANCA DATI REGIONALE

Per la realizzazione della Banca Dati Regionale di prove CPT sono stati utilizzati i seguenti archivi: a) Banca Dati di prove CPT della Regione Toscana (gestita dal consorzio LaMMA, ovvero il Laboratorio di Monitoraggio e Modellistica Ambientale); b) Banca Dati di prove CPT disponibile dagli studi di Microzonazione Sismica Comunali; c) Banca Dati di prove CPT ex Provinciale. Inoltre, la Regione Toscana e il Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale dell'Università di Pisa hanno recuperato, da singoli professionisti che operano nel territorio, ulteriori prove CPT. Tutte le prove sono georeferenziate e saranno rese disponibili sul sito della Regione Toscana. I tecnici della Regione Toscana hanno inoltre eseguito uno studio *ad hoc* per ricavare la quota di falda direttamente dalla superficie piezometrica (Stacul et al., 2020), disponibile quasi per l'intera area di studio, e desunta dagli studi freatimetrici effettuati dall'Autorità di Bacino dell'Arno e del Serchio.

3. PROCEDURE IMPIEGATE PER LA VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Il CSR è stato valutato mediante l'Equazione (1). Per tutti i comuni facenti parte dell'area di studio, l'a_{max} nell'Equazione (1) è quella corrispondente ad un T_R di 475 anni, considerando unitario il fattore di amplificazione topografica (S_T), mentre il coefficiente di amplificazione stratigrafica (S_S) è stato posto, per semplicità, pari a quello corrispondente ad una categoria di sottosuolo di tipo C per tutte le prove CPT nell'area di studio. La magnitudo (M_w), necessaria per determinare il Magnitude Scaling Factor (MSF), è stata determinata dalla disaggregazione del rischio sismico per un T_R di 475 anni. Per tutti i comuni presi in esame, il valore modale di M_w ricade nell'intervallo tra 4.5 e 5; mentre il valore medio di M_w per alcuni comuni ricade nell'intervallo compreso tra 4.5 e 5, per altri tra 5.0 e 5.5. Per semplicità, in questo screening preliminare dell'area di studio, si è scelto di utilizzare un valore unico di M_w pari a 5.5. L'FS_L è stato valutato mediante le LEP proposte da Boulanger & Idriss (2016) e Juang et al. (2006) nella loro formulazione originale. L'indicatore degli effetti al suolo indotti dal sisma, impiegato in questo studio, è l'LPI proposto da Iwasaki et al. (1978) nella sua formulazione originale.

$$LPI = \int_0^{20m} F_1 \cdot W(z)dz \qquad (2)$$

Dove: F_1=1-FS_L per $FS_L \leq 1$ e F_1=0 per FS_L>1; $W(z)$ = 10-0.5z. Le classi di pericolosità di liquefazione utilizzate in questo lavoro sono quelle individuate da Iwasaki et al. (1978) che prevede le seguenti quattro classi di rischio: LPI=0, sito con pericolosità di liquefazione nulla; 0<LPI≤5, sito con pericolosità bassa; 5<LPI≤15, sito con pericolosità alta; LPI>15, sito con pericolosità molto alta.

3.1 Correzione dei risultati delle prove CPTm

Le LEP, disponibili attualmente in letteratura, si basano sui risultati di prove CPTu. L'utilizzo di banche dati CPTm richiede quindi una correzione dei risultati di quest'ultime. Dalle attività di studio condotte si è verificato quanto segue: a) l'f_s della prova CPTm è sistematicamente superiore a quello della prova CPTu; b) la classificazione dei terreni dovrebbe essere fatta con la carta di Schmertmann (1978) in caso di CPTm; c) le LEP disponibili utilizzano la carta di Robertson (1990) ed in particolare l'indice di classificazione I_c; d) l'uso della carta di Robertson con prove CPTm porta spesso a classificare erroneamente sabbie e sabbie limose come argille o limi argillosi sabbiosi. Gli aspetti appena menzionati sottostimano il potenziale di liquefazione nel caso di utilizzo di prove CPTm con le LEP disponibili. Pertanto, è stata sviluppata una procedura empirica per la correzione sia dell'f_s

da CPTm che dell'I_c. Lo sviluppo di questa procedura è descritto in Meisina et al. (2017, 2018) ed in Stacul et al. (2020). Entrambe le correlazioni derivano dal confronto di coppie CPTm-CPTu sia nell'area di studio sia in alcuni comuni colpiti dalla sequenza sismica dell'Emilia-Romagna del 2012. La correzione dell'f_s consiste nell'applicare le Equazioni (3) e (4).

$$f_s(corretto) = [0.0797 \cdot f_s(CPTm)]^{2.504} \quad \text{se } f_s(CPTm) < 65 \text{ kPa} \quad (3)$$

$$f_s(corretto) = f_s(CPTm) \quad \text{se } f_s(CPTm) > 65 \text{ kPa} \quad (4)$$

La correzione dell'indice di classificazione I_c prevede l'applicazione delle Equazioni (5) e (6). Dall'Equazione (5) viene calcolato il fattore ΔI_c in funzione della q_c da CPTm, mentre l'Equazione (6) corregge il valore di I_c calcolato secondo Robertson (1990). Tale correzione si applica solamente quando la classificazione di Robertson (1990) sottostima quella di Schmertmann (1978). Il valore corretto di I_c viene utilizzato solo per migliorare l'identificazione di strati potenzialmente liquefacibili e non all'interno delle formule delle LEP. In Figura 1 si confronta l'LPI ottenuto da CPTu e CPTm (con e senza correzioni) con le LEP proposte da Boulanger & Idriss (2016) e Juang et al. (2006).

$$\Delta I_c = -0.296 \cdot ln(q_c) + 0.8568 \quad (5)$$

$$I_c(corretto) = I_c(Robertson, 1990) - \Delta I_c \quad (6)$$

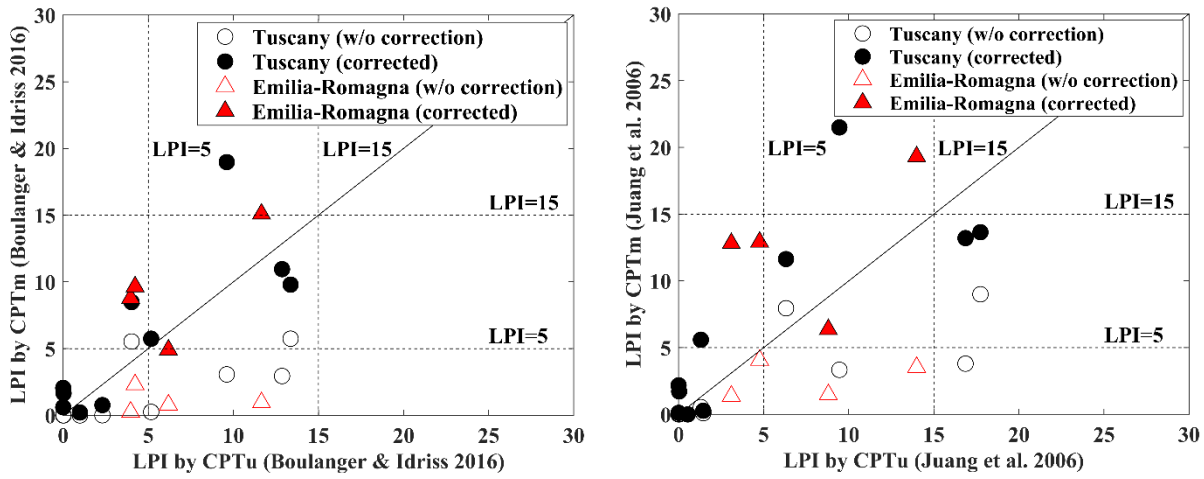


Figura 1. Confronto tra i valori dell'indice LPI ottenuti con CPTu e CPTm (con e senza correzioni)

4. VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE NELL'AREA DI STUDIO

La procedura di correzione dei risultati delle prove CPTm è stata applicata con il programma CPT-PaGE (Stacul et al., 2017) a tutta la banca dati, ai fini della valutazione dell'LPI. Per motivi di spazio si riporta in Figura 2 quanto è stato ottenuto per la sola macroarea della piana di Pisa, nella quale il 49% delle prove CPTm raggiunge gli 8-10 m e solo un 6% supera i 20 m. Le due LEP, senza l'uso delle correzioni di f_s e I_c, concordano nel classificare la maggior parte dei siti nelle classi di pericolosità di liquefazione nulla e bassa. A seguito dell'applicazione delle correzioni di f_s e I_c si rileva un aumento del valore dell'LPI, per cui circa il 40% delle CPTm ricade in classe di pericolosità alta ed il 28% in classe di pericolosità molto alta. Risultati analoghi sono stati ottenuti anche nelle altre macroaree. Nonostante il numero cospicuo di prove, non è stato possibile individuare dei cluster caratterizzati da una stessa classe di pericolosità di liquefazione.

5. CONCLUSIONI

In questo documento abbiamo presentato l'implementazione di una banca dati georeferenziata di prove CPTm realizzate all'interno dell'area costiera della Regione Toscana. La prevalenza di prove CPTm, all'interno della

banca dati, ha richiesto la definizione di una procedura empirica per correggere i risultati di prove CPTm, al fine di renderle utilizzabili con le LEP attualmente disponibili.

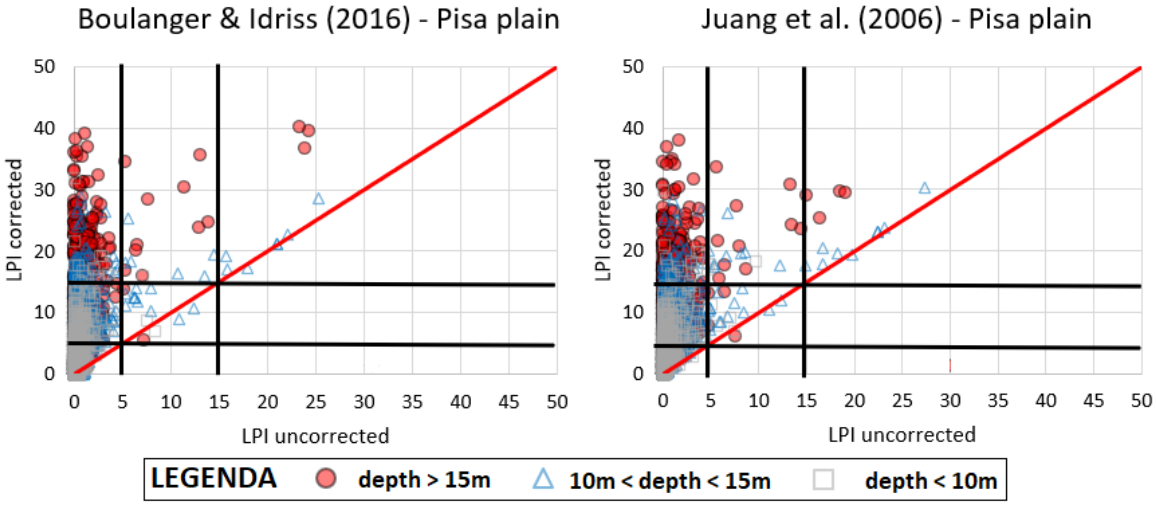


Figura 2. LPI (corretto) vs. LPI (senza correzioni) per la macroarea della piana di Pisa

Sebbene l'uso di prove CPTu spinte sino alla profondità di almeno 20 m sia raccomandabile, la metodologia qui riportata offre un'utile alternativa per l'utilizzo di banche dati di prove CPTm esistenti. Dal confronto tra i valori dell'LPI, ottenuto da CPTu e da CPTm, si riscontra che il valore dell'LPI dopo la correzione delle CPTm è prossimo a quello ottenuto dalle CPTu (almeno per le coppie CPTm-CPTu disponibili). L'applicazione della procedura di correzione, porta a valori di LPI piuttosto alti per l'intera area di studio. Tuttavia ciò appare in contrasto con le evidenze storiche che non hanno segnalato fenomeni particolarmente gravosi di liquefazione in Toscana. I prossimi sviluppi di questo lavoro prevedono l'esecuzione di nuove coppie CPTu-CPTm al fine di migliorare la procedura di correzione qui descritta.

6. BIBLIOGRAFIA

Boulanger R.W., Idriss I.M. (2016). CPT-based liquefaction triggering procedure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(2), 04015065.

Facciorusso J., Madiai C., Vannucchi G. (2017). Corrections to mechanical CPT results for use in liquefaction evaluation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(9), 3505-3528.

Iwasaki T., Tokida K., Tatsuko F., Yasud, S. (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. In *Proceeding of the 2nd International Conference on Microzonation for Safer Construction-Research and Application*, San Francisco, California, Vol. 2, 885–896.

Juang C.H., Fang S.Y., Khor E.H. (2006). First-order reliability method for probabilistic liquefaction triggering analysis using CPT. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(3), 337-350.

Meisina C., Persichillo M.G., Francesconi M., Creatini M., Lo Presti D.C. (2017). Differences between mechanical and electrical cone penetration test in the liquefaction hazard assessment and soil profile reconstruction. *In ICCE International Conference of Civil Engineering*, 12–14 October 2017, Tirana, Albania, 95–105.

Meisina C., Stacul S., Lo Presti D. (2018). Empirical correlations to improve the use of mechanical CPT in the liquefaction potential evaluation and soil profile reconstruction. *In 4th International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'18*. CRC Press, 435-440.

Robertson P.K. (1990). Soil Classification Using the Cone Penetration Test. *Can. Geotech. J.*, 27, 151–158.

Schmertmann J.H. (1978). *Guidelines for Cone Penetration Test. Performance and Design*. U.S. Department of Transportation, Washington.

Seed H.B., Idriss I.M. (1971). Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. J. Soil Mech. Found. Div. ASCE, 97, 1249–1273.

Stacul S., Giusti I., Lo Presti D. (2017). CPT PaGE: User Manual - Interpretation and Use. Available on: http://www2.ing.unipi.it/geotecnica/08%20software.htm

Stacul S., Magalotti A., Baglione M., Meisina C., Lo Presti, D. (2020). Implementation and Use of a Mechanical Cone Penetration Test Database for Liquefaction Hazard Assessment of the Coastal Area of the Tuscany Region. *Geosciences*, 10.

Tonkin and Taylor. (2013). *Liquefaction Vulnerability Study*. Tonkin e Taylor Ltd.: Auckland, New Zealand, 2013.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

ANALISI DEI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE PRODOTTI IN EMILIA DALLA SEQUENZA SISMICA DEL 2012 CON METODI BASATI SU SDMT/DMT

Francesco E. M. Montemitro (francescomontemitro@gmail.com)
Università degli Studi "G. d'Annunzio" Chieti-Pescara

Sara Amoroso (sara.amoroso@unich.it)
Università degli Studi "G. d'Annunzio" Chieti-Pescara, Istituto Nazionale Geofisica e Vulcanologia, L'Aquila

Paola Monaco (paola.monaco@univaq.it)
Università degli Studi dell'Aquila

Luca Minarelli (luca.minarelli@ingv.it)
Istituto Nazionale Geofisica e Vulcanologia, L'Aquila

ABSTRACT. Partendo dai dati raccolti con prove geotecniche (CPT, SCPT, DMT e SDMT), mediante le analisi di liquefazione, si è andati a riprodurre gli eventi sismici che hanno colpito l'Emilia-Romagna nel 2012 per verificare se ci fosse corrispondenza tra i risultati delle analisi previsionali e le osservazioni fatte direttamente sul campo. In questo articolo sono mostrati solo i risultati ottenuti da metodi basati su DMT/SDMT in due siti rappresentativi. Analizzando i risultati dei siti di Scortichino (SDMTA) e Mirandola (via Posta Vecchia, 81) si riscontrano delle anomalie comuni anche ad altri siti. Dai risultati delle analisi si evince che i metodi basati sulle prove DMT, in generale, riescono a interpretare adeguatamente il fenomeno della liquefazione.

1. INTRODUZIONE

Nel 2012 una sequenza sismica ha interessato l'area della Pianura Padana Emiliana causando ingenti danni al patrimonio architettonico ed infrastrutturale. Le due scosse più forti sono state quella del 20 Maggio (Mw= 5.9 e epicentro nel comune di Finale Emilia) e quella del 29 Maggio (Mw= 5.8 e epicentro a cavallo dei comuni di Mirandola, Medolla e San Felice sul Panaro). A seguito di queste scosse sono stati frequenti i casi di liquefazione delle sabbie. Per verificare se ci fosse corrispondenza tra i risultati delle analisi previsionali e le osservazioni fatte direttamente sul campo, si sono eseguite le analisi di liquefazione su 83 siti utilizzando più metodi di analisi basati su prove CPT (Idriss & Boulanger, 2008) e DMT (Monaco et al., 2005; Tsai et al., 2009; Robertson, 2012; Marchetti, 2016). In questo articolo si farà riferimento ai risultati ottenuti dalle prove DMT.

2. AREE DI STUDIO

Di seguito sono riportati due degli 83 siti analizzati. I siti in questione sono quelli di Scortichino (Bondeno, FE), Figura 1a, e di via Posta Vecchia 81 a Mirandola (MO), Figura 1b. Il primo sito ha manifestato problemi di liquefazione associati a fratture e deformazioni del terreno, mentre il secondo sito non ha manifestato problemi legati alla liquefazione.



(a)



(b)

Figura 1. a. Scortichino SDMTA; b. Mirandola, Via Posta Vecchia 81.

Data la particolare composizione geomorfologica della zona, con paleo alvei e rilevati arginali, si è deciso di assegnare ai siti che presentavano una condizione di piana alluvionale un livello di falda di 1m e ai siti che presentavano una condizione di dosso un livello di falda di 3m. Sulla base di due shake map redatte dall'INGV (una per ogni evento sismico), sono stati assegnati i valori della PGA e confrontando tutte le coppie di valori Mw-PGA, per ogni sito è stato scelto l'evento sismico più severo per eseguire le analisi (Tabella 1).

Tabella 1. Dati relativi ai siti analizzati.

SITO	EVENTO	Mw	PGA	GWT	EQ. GWT
Scortichino SDMTA	20/05/2012	5.9	0.30 g	7.00 m	3.00 m
Mirandola, via Posta Vecchia 81	20/05/2012	5.9	0.26 g	6.80 m	1.00 m
	29/05/2012	5.8	0.31 g	6.80 m	1.00 m

3. ANALISI DI LIQUEFAZIONE

Nella frazione di Scortichino 3 siti su 4 hanno avuto problemi di liquefazione. Plottando i vari profili (Figura 2) è possibile vedere come in corrispondenza degli strati sabbiosi il profilo del CRR sia ben al di sotto della curva del CSR e il fattore di sicurezza sia di molto inferiore all'unità evidenziando, quindi, lo strato di terreno soggetto a liquefazione. Leggendo i profili CSR/CRR, è stato, quindi, possibile determinare lo spessore della crosta superficiale non liquefacibile H1 (0-5.0 m) e lo spessore dello strato potenzialmente liquefacibile H2 (5.0-10.2 m) immediatamente sottostante.

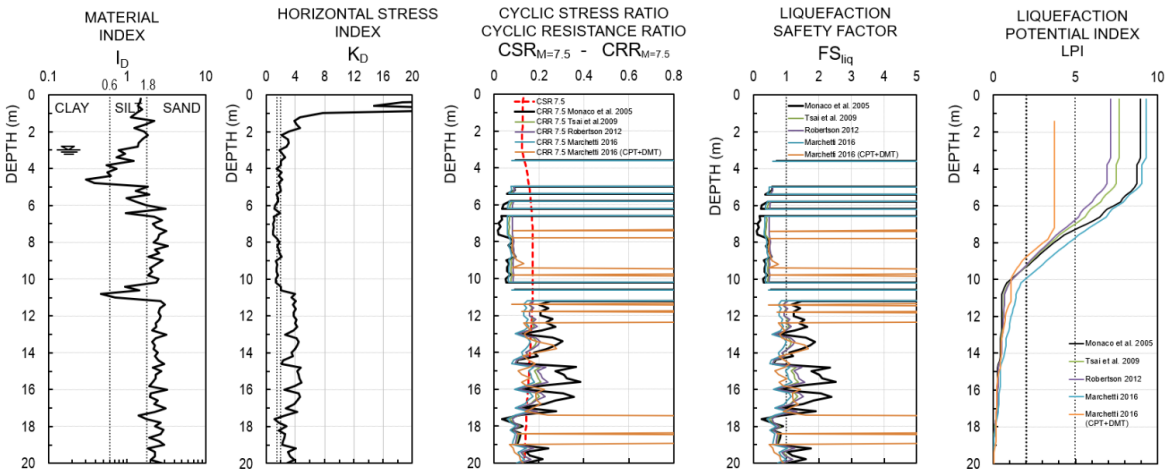


Figura 2. Risultati analisi di liquefazione per il sito Scortichino SDMTA.

Gli indici di potenziale liquefazione LPI derivati dalle analisi, uno per ogni metodo di analisi considerato, permettono di determinare per il sito un rischio di liquefazione molto elevato, confermando le osservazioni fatte sul campo.

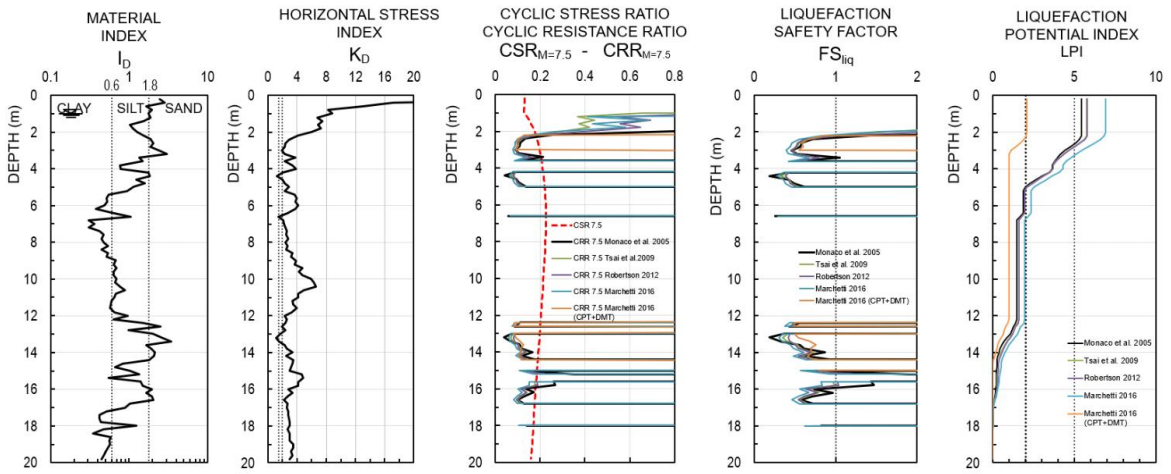


Figura 3. Risultati analisi di liquefazione sito di via Posta Vecchia 81, Mirandola, evento del 20/05/2012.

Il sito di via Posta vecchia a Mirandola non ha manifestato problemi di liquefazione, ma le analisi (Figure 3 e 4) hanno fornito un quadro complessivo abbastanza diverso da quanto osservato sul campo. Questo sito è stato analizzato in relazione ad entrambi gli eventi sismici, ma va detto che entrambi hanno avuto effetti simili, in termini di Mw e PGA. In relazione ad entrambi gli eventi sismici, leggendo i profili CSR e CRR, sono stati determinati gli spessori della crosta superficiale non liquefacibile H1 (0-2.20 m) e dello strato potenzialmente liquefacibile H2 (2.20-5.00 m).

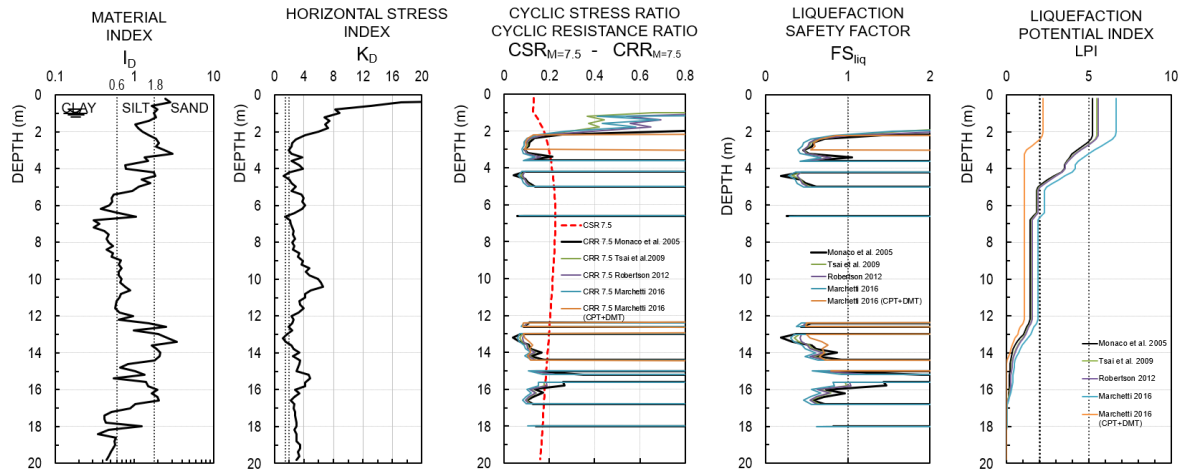
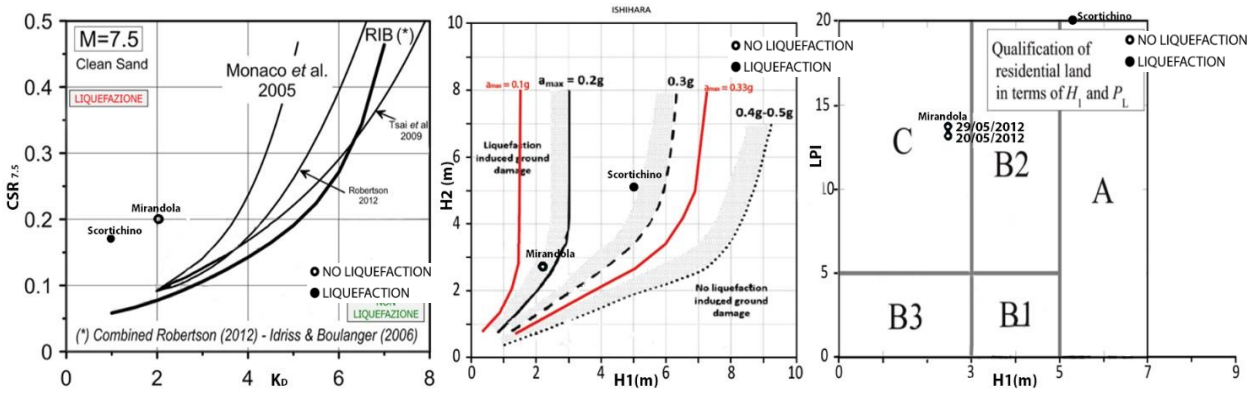


Figura 4. Risultati analisi di liquefazione sito di via Posta Vecchia 81, Mirandola, evento del 29/05/2012.

Per entrambi gli eventi sismici, gli indici LPI derivati dalle analisi di liquefazione (leggermente più elevati nel secondo caso), classificano il sito come ad alto rischio di liquefazione. I risultati delle analisi di liquefazione risultano, quindi, in contraddizione con le osservazioni fatte sul campo.

4. DISCUSSIONE

Riportando sull'abaco CRR-K_D i punti identificativi di tutti i siti analizzati si può notare come, tra i siti di non liquefazione, siano frequenti delle anomalie. Nel caso, invece, degli abachi di Ishihara (1985) e di Towhata, et al. (2016) basati sullo spessore della crosta non liquefacibile, le anomalie interessano anche i siti di liquefazione



(a) (b) (c)

Figura 5. a. Abaco CRR-K_D; b. Abaco di Ishihara (1985); c. Abaco di Towhata et al. (2016).

Alla luce di quanto riportato nell'articolo di Bonzi et al. (2017), considerate le incongruenze riscontrate, è stata presa in considerazione l'ipotesi che i siti "*problematici*" fossero collegati alla presenza di gas nel terreno. Infatti, il gas potrebbe aver parzialmente saturato i vuoti tra le particelle solide, andando così ad incrementare la resistenza ciclica alla liquefazione di quel terreno. Per ogni sito è stata, quindi, controllata la distanza dalla più vicina fonte di emissione di gas e poi si è andati a scartare quelli distanti più di 3 km, perché è difficile risentire

degli effetti del gas oltre tale distanza. Nel caso del sito di Mirandola tale distanza è di appena 270 m. Questa ipotesi, quindi, ci porta a pensare che quella del gas possa essere una delle concause che hanno determinato tali anomalie.

5. CONCLUSIONE

Dai risultati delle analisi si evince che i metodi basati sulle prove DMT riescono a interpretare adeguatamente il fenomeno della liquefazione, dato che lavorano in un range di deformazione medio alto (lo stesso associato ai fenomeni di liquefazione). Il sito di Scortichino (con problemi di liquefazione) è stato intercettato correttamente sia dall'abaco del CRR che dall'abaco di Ishihara (1985), mentre ha mostrato dei problemi con l'abaco di Towhata et al. (2016). Per il sito di Mirandola (che non ha mostrato problemi di liquefazione in nessuno dei due eventi sismici), invece, sono state riscontrate delle anomalie sia nell'abaco del CRR sia negli abachi relativi alle croste non liquefacibili. Le anomalie riscontrate potrebbero essere in parte spiegate con la presenza di gas nel terreno, in parte con il ridotto spessore dello strato liquefacibile e, nel caso del sito di Mirandola, in parte con l'ipotesi di una liquefazione avvenuta in profondità e che non si è manifestata in superficie.

6. RINGRAZIAMENTI

È doveroso ringraziare tutti i professionisti (Geol. Leonardo Calzolari, Geol. Rocco Carbonella, Studio Prof. Marchetti srl e Geotema srl), la Regione Emilia Romagna e l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia che hanno messo a disposizione le loro banche dati.

7. BIBLIOGRAFIA

Bonzi L., Ferrari V., Martinelli G., Norelli E. and Severi P., (2017). *Unusual geological phenomena in the Emilia-Romagna plain (Italy): gas emissions from wells and the ground, hot water wells, geomorphological variations. A review and an update of documented reports, 87-102, Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata;*

Idriss I.M., Boulanger R.W., (2008). *Soil liquefaction during earthquakes, 28-97, EERI;*

Ishihara K. (1985). *Stability of natural deposits during earthquakes. Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, 1:321-76.*

Marchetti, (2016). *"Incorporating the Stress History Parameter KD of DMT into the Liquefaction Correlations in Clean Uncemented Sands", 1-4, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering;*

Monaco P., Marchetti S., Totani G., Calabrese M., (2005). *Sand liquefiability assessment by Flat Dilatometer Test (DMT), Faculty of Engineering, University of L'Aquila, Italy, 1-4;*

Robertson P.K., (2012). *Interpretation of in-situ tests–some insights, Gregg Drilling & Testing Inc., Signal Hill, CA, USA, 6-10;*

Tonni L., Gottardi G., Amoroso S., Bardotti R., Bonzi L., Chiaradonna A., d'Onofrio A., Fioravante V., Ghinelli A., Giretti D., Lanzo G., Madiai C., Marchi M., Martelli L., Monaco P., Porcino D., Razzano R., Rosselli S., Severi P., Silvestri F., Simeoni L., Vannucchi G., Aversa S. (2015). *"Interpreting the deformation phenomena triggered by the 2012 Emilia seismic sequence on the Canale Diversivo di Burana banks", Rivista Italiana di Geotecnica, Anno 49(2), 28-38, Pàtron Editore, Bologna;*

Towhata I., Yasuda S., Yoshida K., Motoshashi A., Sato S., Arai M., (2016). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering 91, Qualification of residential land from viewpoint of liquefaction vulnerability", 260-269, Elsevier;*

Tsai P.H., Lee D.H., Kung G. T.C., Juang C.H., (2009). *Simplified DMT-based methods for evaluating liquefaction resistance of soils, Engineering Geology , 13-22, Elsevier;*

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

INTERAZIONE CINEMATICA PALO-TERRENO IN PRESENZA DI STRATI LIQUEFACIBILI: ANALISI FEM VS. METODI SEMPLIFICATI

Federico Pagnini (federicopagnini.effeffe@gmail.com)
Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale (DICI), Università di Pisa

Stefano Stacul (stefano.stacul@ing.unipi.it)
Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale (DICI), Università di Pisa

Nunziante Squeglia (squeglia@ing.unipi.it)
Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale (DICI), Università di Pisa

ABSTRACT. Lo scopo di questo contributo è quello di mostrare l'influenza di alcuni parametri caratteristici del moto sismico sulle sollecitazioni indotte in un palo lungo, impedito di ruotare in testa ed immerso in un deposito caratterizzato dalla presenza di uno strato di terreno liquefacibile. A tal fine è stato impiegato il codice di calcolo agli elementi finiti Plaxis2D, in cui lo strato liquefacibile è stato modellato mediante il modello costitutivo PM4Sand. Di questo, non è ancora disponibile una formulazione 3D. Nello studio sono stati considerati cinque accelerogrammi naturali scalati a 0.1g e 0.25g e due valori per lo spessore dello strato liquefacibile (6 m, 10 m). I risultati delle analisi dinamiche non lineari con Plaxis2D sono stati confrontati con quelli di un codice basato sul metodo delle curve *p-y* (RSPile) e con quelli ottenuti impiegando delle formule semplificate esistenti.

1. INTRODUZIONE

L'interazione cinematica palo-terreno è stata oggetto di molte ricerche che hanno portato ad esempio alla formulazione di metodi semplificati utili a stimare i momenti flettenti cinematici alla testa del palo sia in depositi non omogenei (Di Laora & Rovithis, 2015) sia in depositi bi-strato con interfaccia superficiale (Stacul & Squeglia, 2020). Queste ultime sono state definite nell'ipotesi di comportamento viscoelastico lineare dei materiali, pertanto, nuovi studi dovranno valutarne il campo di validità od estenderne l'applicabilità in caso di forti non-linearità dei materiali. Lo studio dell'interazione cinematica si complica in caso di presenza di strati liquefacibili. In tali condizioni è possibile studiare il problema con codici agli elementi finiti (FEM) o alle differenze finite (FDM), in grado di eseguire analisi dinamiche non lineari con modelli costituivi avanzati, oppure mediante il metodo delle curve *p-y*. Alcune curve *p-y* sono state definite sulla base di prove di carico in depositi sabbiosi liquefacibili (Rollins et al., 2005). I principali scopi di questo contributo sono: a) studiare l'interazione cinematica palo-terreno in presenza di strati liquefacibili mediante analisi FEM con modellazione costitutiva avanzata, b) valutare l'influenza dei parametri caratteristici degli eventi sismici sui momenti flettenti cinematici indotti e c) confrontare i risultati ottenuti dalle analisi FEM con quelli da metodi e formule semplificate.

2. MODELLO FEM E INPUT SISMICI CONSIDERATI

In questo lavoro, l'interazione cinematica in presenza di strati liquefacibili è stata studiata mediante il codice FEM Plaxis2D (Brinkgreve et al., 2020). La geometria del modello è riportata in Figura 1(a). La mesh generata è composta da 1529 elementi con dimensione minima e media degli elementi pari a 0.92 e 2.5 m. Il deposito ha uno spessore di 30 m e sono stati considerati due valori per lo spessore dello strato liquefacibile (6 e 10 m), la falda è a p.c. Lo strato di sabbia liquefacibile è stato modellato con il modello costitutivo PM4Sand (Boulanger & Ziotopoulou, 2017). Si è assunta una densità relativa D_R = 30% ed i parametri del PM4Sand sono stati definiti utilizzando la procedura di calibrazione proposta da Anthi & Gerolymos (2019). Per la curva di decadimento del modulo di taglio (G/G_0-γ) e per la curva D-γ si faccia riferimento ad Anthi & Gerolymos (2019). In Figura 1(b) si riporta l'andamento della resistenza ciclica (CRR) in funzione del numero di cicli che causano l'innesco della liquefazione. Lo strato non liquefacibile è stato modellato con l'HSSmall (Brinkgreve et al., 2020). Si riportano i parametri impiegati per quest'ultimo strato: φ=33°; $\gamma_{0,7}$=0.01%, m=0.5 [-], R_f=0.9 [-], G_0^{ref}=124.7 MPa, G_{ur}^{ref}=41,56 MPa, E_{ur}^{ref}=99,75 MPa, E_{50}^{ref}=33.25 MPa. Per la definizione dei precedenti parametri si faccia riferimento a Brinkgreve et al. (2020). Con questi parametri è possibile riprodurre la curva G/G_0-γ di Vucetic & Dobry (1991) con indice di plasticità nullo. Alla base del modello è presente uno strato di spessore pari a 1 m

rappresentate il Bedrock (V_s=800 m/s). Le condizioni al contorno applicate lungo le frontiere laterali del modello sono delle *free-field boundaries* mentre alla base è applicata una *compliant base*. In Plaxis2D, sia le *free-field boundaries* sia la *compliant base* sono definite assumendo un comportamento drenato del terreno, pertanto in corrispondenza dei contorni del modello sono stati introdotti tre piccoli strati di materiale con *Drained Behaviour*. Il palo (impedito di ruotare in testa) è modellato con una *Embedded Beam Row* (Brinkgreve et al., 2020) ed ha un modulo elastico E_p=25 GPa, una lunghezza L=20 m ed un diametro d=1.0 m. L'input sismico è stato applicato alla base del modello con una *Line Displacement*. Si riportano in Tabella 1 gli input sismici considerati ed i loro parametri caratteristici. In Tabella 1, i valori del periodo predominante (T_p) e del periodo medio (T_m) sono stati calcolati come suggerito da Rathje et al. (1998). Gli accelerogrammi sono stati scalati a 0.10g e 0.25g.

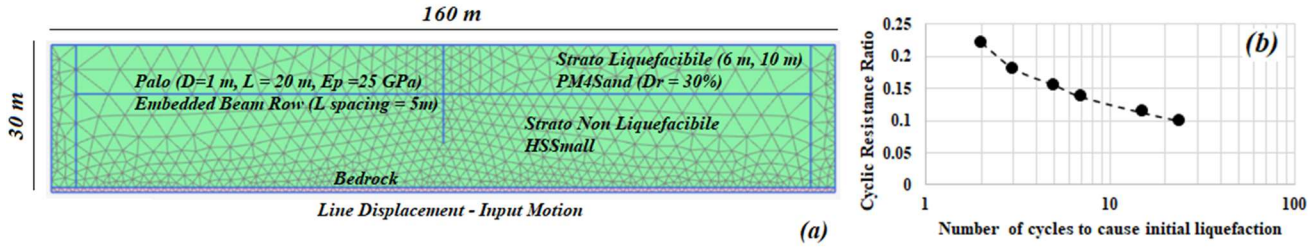


Figura 1. (a) Modello con spessore liquefacibile di 10m. (b) Curva CRR-N per il materiale liquefacibile considerato.

Tabella 1. Parametri caratteristici degli input sismici considerati. M, PGA, T_m, T_p, I.A. (Intensità di Arias)

	M	***PGA* [g]**	***T_m* [s]**	***T_p*[s]**	***I.A.* [m/s]**	***I.A.* (0.1g)**	***I.A.* (0.25g)**
Coyote	5.7	0.124	0.454	0.443	0.121	0.079	0.493
Kocaeli	7.4	0.218	0.300	0.164	0.289	0.060	0.377
Loma Gilroy	6.9	0.170	0.463	0.238	0.442	0.152	0.954
Northridge2	6.7	0.098	0.560	0.443	0.104	0.107	0.670
Whittier Narrows	6.0	0.186	0.149	0.164	0.261	0.075	0.471

3. RISULTATI

In Figura 2 sono riportati i momenti cinematici massimi alla testa del palo (M_h) in funzione di alcuni parametri caratteristici degli input sismici e dello spessore dello strato liquefacibile. Risulta chiaro un forte legame tra i valori delle sollecitazioni di natura cinematica ed il periodo medio T_m e l'intensità di Arias dell'input sismico.

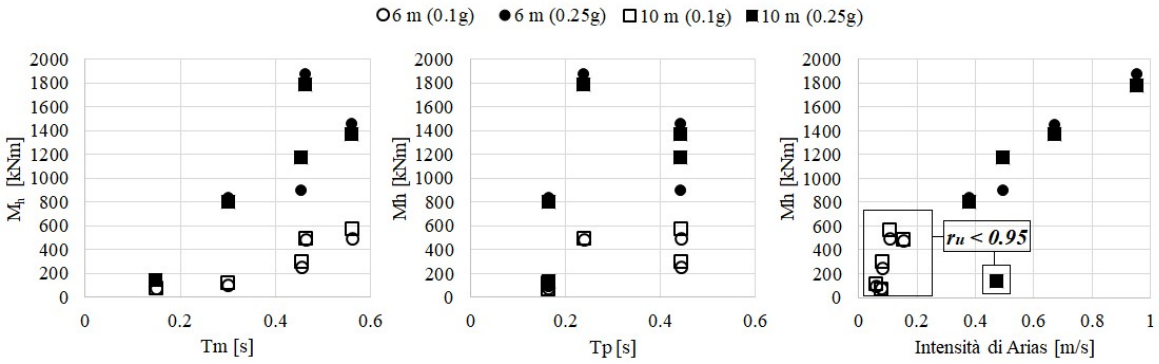


Figura 2. Influenza dei parametri caratteristici degli input sismici sui momenti cinematici indotti.

In Figura 3 si riporta un confronto tra i risultati ottenuti con Plaxis2D e quelli ricavati con il codice RSPile (Rocscience). I risultati con RSPile, che è un codice basato sul metodo delle curve *p-y*, sono stati ottenuti applicando al palo il profilo degli spostamenti del terreno nell'istante in cui è stato registrato il valore di picco di

M_h. In tutte le analisi tale istante corrisponde all'istante in cui il grafico del rapporto di sovrappressione interstiziale (r_u) raggiunge il tratto asintotico. Nelle analisi con gli input scalati a 0.10g i valori massimi di r_u sono risultati anche molto inferiori a 0.95, mentre in quelle con gli input scalati a 0.25g sono risultati compresi tra 0.95 e 0.99. Il profilo degli spostamenti è stato estratto dai risultati di Plaxis2D ad una distanza di 40 m rispetto all'asse del palo (corrispondente a condizioni di *free-field*). I risultati di RSPile sono in ottimo accordo col risultato di Plaxis2D solo impiegando le curve *p-y* proposte da Reese et al. (1974), mentre le curve *p-y* per sabbie liquefacibili proposte da Rollins et al. (2005) conducono sistematicamente ad una sottostima del momento flettente massimo alla testa del palo. Tali differenze meritano sicuramente ulteriori studi, tuttavia si ricorda che le *p-y* descritte in Rollins et al. (2005) derivano da prove di carico cicliche su pali condotte in un deposito sabbioso in cui la liquefazione è stata indotta mediante la tecnica del blast test.

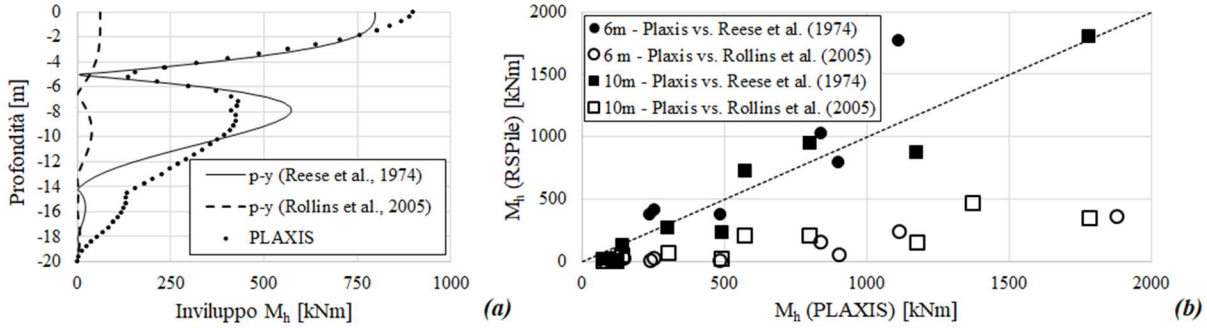


Figura 3. Confronto dell'inviluppo di M_h ottentuo con Plaxis2D e RSPile (input: Coyote scalato a 0.25g, spessore liquefacibile = 6m). (b) Confronto tra gli M_h ottenuti con Plaxis2D ed RSPile.

Infine, è stato eseguito un confronto tra i risultati delle analisi FEM e quelli ottenuti impiegando le formule semplificate di Di Laora & Rovithis (2015) e di Stacul & Squeglia (2020), utili a valutare i momenti flettenti cinematici alla testa del palo. Il metodo di Di Laora & Rovithis (2015) permette il calcolo del momento alla testa del palo con le Equazioni (1) e (2). In queste equazioni z_{eff} è una profondità efficace, pari alla metà della lunghezza attiva definita in Karatzia & Mylonakis (2016). Il calcolo di tale lunghezza prevede la determinazione di tre parametri (a, n, G_{sD}) al fine di ottenere un buon fitting con la distribuzione del modulo mobilitato G_{mob}. Si rimanda a Di Laora & Rovithis (2015) e Karatzia & Mylonakis (2016) per ulteriori dettagli. La distribuzione di G_{mob} può essere determinata dai risultati di analisi di risposta sismica a partire dal profilo delle deformazioni a taglio massime (γ_{max}) e dalle curve di decadimento del modulo di taglio (G/G_0-γ) dei materiali.

$$M_h = E_p I_p \frac{\gamma_s(z_{eff})}{z_{eff}} \tag{1}$$

$$M_h = E_p I_p \frac{a_s \rho}{G_{mob}(z_{eff})} \tag{2}$$

Tali formule sono applicabili in assenza di significativi contrasti di rigidezza all'interno della lunghezza attiva, pertanto saranno impiegate per i casi in cui lo spessore dello strato liquefacibile è pari a 10 m. Nel caso di presenza di un forte contrasto di rigidezza all'interno della lunghezza attiva è possibile applicare la procedura descritta in Stacul & Squeglia (2020), dove il momento alla testa del palo si ottiene con l'Equazione (3).

$$M_h = E_p I_p \frac{a_s \rho}{RF G_{mob,1}} \tag{3}$$

Nell'Equazione (3) *RF* può essere cautelativamente posto pari a $(1.25d(E_p/E_{mob,1})^{0.25})/h_1$ (Stacul & Squeglia, 2020), dove $G_{mob,1}$ e $E_{mob,1}$ sono i moduli di taglio e di Young mobilitati dello strato più superficiale ed h_1 è la profondità dell'interfaccia tra i due strati con elevato contrasto di rigidezza. Questa soluzione è stata impiegata nel caso di spessore liquefacibile pari a 6 m. Si riporta in Figura 4(a) il confronto tra i risultati di Plaxis2D (spessore liquefacibile 10 m) e quelli ottenuti con le Equazioni semplificate (1) e (2) proposte da Di Laora & Rovithis (2015) (spessore 10 m) ed in Figura 4(b) il confronto tra i risultati di Plaxis2D e quelli ottenuti con l'Equazione (3) proposta da Stacul & Squeglia (2020) (spessore 6 m).

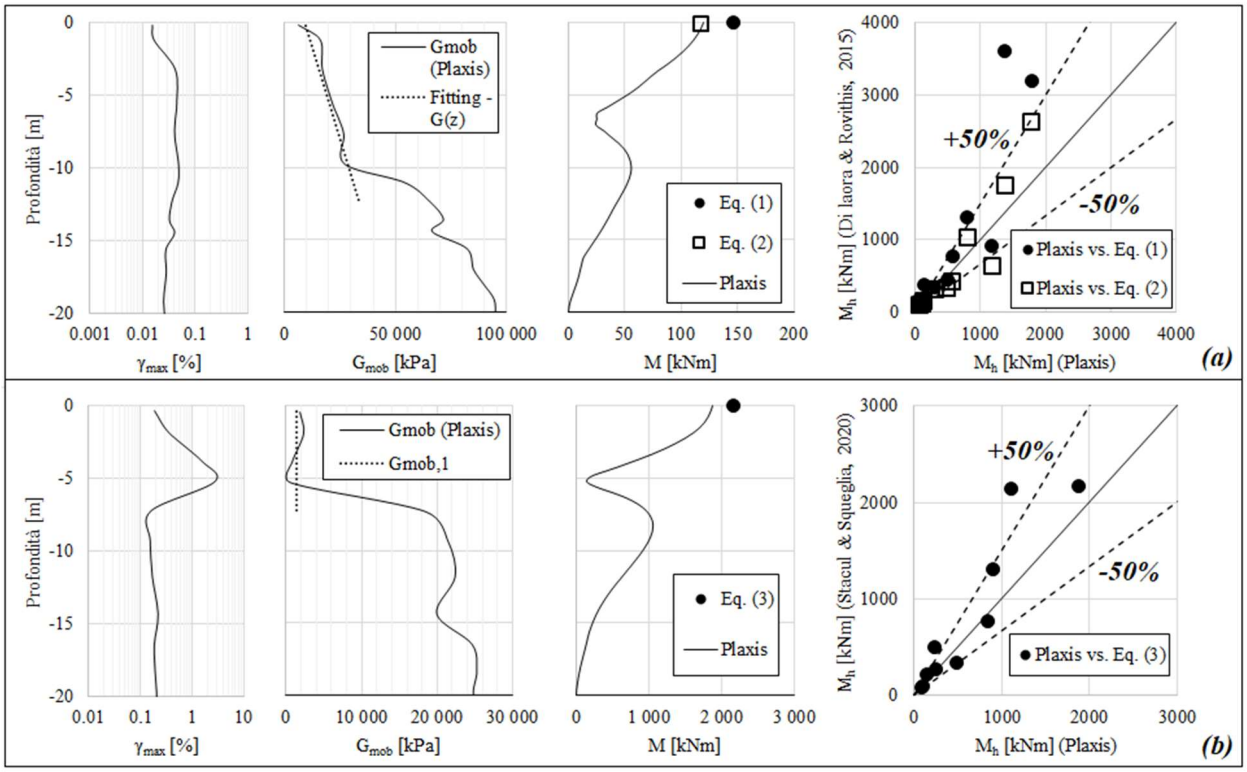


Figura 4. .(a) Confronto Plaxis2D vs. Di Laora & Rovithis (2015) (in dettaglio l'analsi con Kocaeli (0.10g), a_s=0.087g) (b) Confronto Plaxis2D vs. Stacul & Squeglia (2020) (in dettaglio l'analisi con Loma Gilroy (0.25g), a_s=0.27g).

4. CONCLUSIONI

Dai risultati delle analisi numeriche svolte risulta chiaro un forte legame tra alcuni parametri caratteristici degli input sismici (periodo medio T_m ed intensità di Arias) ed i momenti cinematici indotti in presenza di strati liquefacibili. Il confronto tra i risultati delle analisi FEM (con modellazione costitutiva avanzata) e quelli sia da curve *p-y* sia da formule semplificate sembrano incoraggianti. Sono tuttavia necessari nuovi studi per verificare che la stima dei momenti cinematici in presenza di strati liquefacibili possa essere eseguita con l'uso di formule semplificate ed analisi di risposta sismica che tengono conto della generazione delle sovrappressioni interstiziali.

5. BIBLIOGRAFIA

Anthi M., Gerolymos N. (2019). A calibration procedure for sand plasticity modeling in earthquake engineering: application to TA-GER, UBCSAND and PM4SAND. In *Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering* (ICEGE 2019), 1138-1145, Rome, Italy, 17-20 June 2019.

Boulanger R.W., Ziotopoulou K. (2017). PM4Sand (version 3.1): A sand plasticity model for earthquake engineering applications. Report No. UCD/CGM-17/01, March, pp. 112.

Brinkgreve R.B.J., Zampich L.M., Ragi M.N. (2020). PLAXIS CONNECT Edition V20. *Plaxis bv, The Netherlands.*

Di Laora R., Rovithis E. (2015). Kinematic bending of fixed-head piles in nonhomogeneous soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(4), 04014126.

Karatzia X., Mylonakis G. (2016). Discussion of "kinematic bending of fixed-head piles in nonhomogeneous soil" by Raffaele Di Laora and Emmanouil Rovithis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(2).

Rathje E.M., Abrahamson N.A., Bray J.D. (1998). Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(2), 150-159.

Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1974). Field testing and analysis of laterally loaded piles in sand. In *Proceedings of the VI Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, 2(OTC 2080): 473-485.

Rollins K.M., Gerber T.M., Lane J.D., Ashford S.A. (2005). Lateral resistance of a full-scale pile group in liquefied sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(1), 115-125.

Stacul S., Squeglia N. (2020). Simplified assessment of pile-head kinematic demand in layered soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 130, 105975.

Vucetic M., Dobry R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(1).

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

ANALISI DI RISCHIO DA LIQUEFAZIONE SU EDIFICI RESIDENZIALI

Luca Paolella (luca.paolella@unicas.it)
Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale

ABSTRACT. Nel presente articolo si applicano i principi del *Performance Based Earthquake Engineering* (PBEE) per valutare il rischio da liquefazione sull'aggregato urbano di Terre del Reno (Emilia-Romagna). La procedura è prima validata come *back analysis* del terremoto (M5.9) del 20 maggio 2012, che ha causato ingenti danni da liquefazione, quindi applicata agli scenari rappresentativi della pericolosità sismica di base dell'area. L'analisi dei risultati ed i test di validazione denotano una buona efficacia nel prevedere il danno da liquefazione sugli edifici.

1. INTRODUZIONE

Sebbene solo in rarissimi casi la liquefazione determini la perdita di vite umane, il suo impatto economico su edifici ed infrastrutture (strade, acquedotti, linee elettriche) risulta spesso devastante per le comunità. 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, la demolizione del 70% degli edifici nel *Central Business District*, la necessità di rimuovere 900.000 tonnellate di materiale sabbioso liquefatto (Tonkin & Taylor, 2016) e l'innesco di un lento processo di ricostruzione. Data la sequenza dei fenomeni a cascata che sovrintendono la liquefazione, un'analisi di rischio olistica implica lo studio combinato di fattori quali: pericolosità sismica dell'area corredata da studi di risposta simica locale; caratteristiche del sottosuolo influenti ai fini dell'attingimento della liquefazione; risposta dei manufatti presenti al piano campagna (ed eventuale danno fisico che ne deriva); perdita di funzionalità delle opere con conseguenti ricadute economiche e sociali per la comunità. Ciò è riassunto analiticamente dall'integrale convolutivo proposto dalla metodologia del *Performance Based Earthquake Engineering* (PBEE) (Cornell & Krawinkler, 2000), definita dall'eq.1:

$$P(L) = \int_{IM} \int_{EDP} \int_{DM} P(VD|DM) * p(DM|EDP) * p(EDP|IM) * p(IM)\, dIM \tag{1}$$

In cui: 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; P(VD|DM) è la probabilità cumulata condizionata a DM che si verifichi una perdita.

2. DESCRIZIONE DELLA PROCEDURA

La letteratura disponibile (Bird et al., 2005) e le osservazioni post-sisma (van Ballegooy et al., 2014) evidenziano il cedimento differenziale come variabile di danno da liquefazione (*EDP*) più rappresentativa sugli edifici. Tuttavia, la complessità di calcolo dovuta all'assenza di prove in-situ in prossimità di ogni edificio, all'eterogeneità dei terreni, e le analisi numeriche eseguite nell'ambito del Progetto "Liquefact.eu" (Liquefact D.7.3) hanno suggerito di esprimere il cedimento differenziale come aliquota di quello assoluto. Dato il generico scenario sismico, descritto attraverso opportune *Intensity Measures* "*IMs*" (accelerazione spettrale Sa e velocità assoluta cumulata CAV), la metodologia per l'analisi del danno sugli edifici si basa sui passi di seguito descritti:

1. Messa a punto di un database delle caratteristiche geometriche e strutturali degli edifici (dimensioni planimetriche, numero di piani, tipologia edilizia ricavata in base al periodo di costruzione);
2. Sintesi del modello geotecnico di sottosuolo in corrispondenza del centroide di ogni fabbricato: il modello a tre strati è schematizzato applicando il metodo del Profilo Equivalente (Millen et al., 2019) alle circa 800 CPT disponibili per l'area di Terre del Reno; gli indicatori del potenziale di liquefazione LSN (van Ballegooy et al., 2014) ed il cedimento di consolidazione Dv (Zhang et al., 2002) si ottengono dall'interpolazione geostatistica delle mappe realizzate per l'evento del 20 maggio 2012;
3. Calcolo del cedimento assoluto "Dt", come somma di 3 aliquote (Eq. 2). L'integrale della deformazione volumetrica "Dv" è valutato mediante la relazione di Zhang et al. (2002); l'aliquota dovuta all'espulsione di materiale liquefatto "De", empiricamente correlata da Bray e Macedo (2017)

agli indicatori tradizionali e stimata pari al 10% circa del cedimento totale, è trascurata per semplicità. Il contributo dato dalla presenza dell'edificio "Ds" è quantificabile con la relazione proposta da Bray e Macedo, (2017) e riportata nell' Eq. 3:

$$Dt = De + Dv + Ds \quad (2)$$

$$ln(Ds) = c1 + 4.59 \cdot ln(Q) - 0.42 \cdot ln(Q)^2 + c2 \cdot LBS + 0.58 \cdot ln(tanh(H_{L/6})) - 0.02 \cdot B + 0.84 \cdot ln(CAVdp) + 0.41 \cdot ln(S_{a1}) \quad (3)$$

in cui Ds è espresso in mm, $LBS = \int W * \frac{\varepsilon_{shear}}{z} dz$ indica la deformazione di taglio da liquefazione al di sotto della struttura, Q è la pressione di contatto unitaria in fondazione (kPa), H_L lo spessore liquefacibile e B la dimensione planimetrica minore (m). CAV_{dp} (g-s) è la velocità assoluta cumulata e S_{a1} l'accelerazione spettrale a T=1.0 s(g); c_1 = -8.35 e c_2 = 0.072 per LBS ≤ 16 e c_1 = -7.48 e c_2 = 0.014 per LBS > 16.

Calcolo del cedimento differenziale con la relazione:

$$\delta = \alpha \cdot Dt \quad (4)$$

in cui, in seguito all'analisi numerica, si assume α uguale a 0.7.

4. Stima delle probabilità corrispondenti ad ogni livello di danno con il modello di fragilità di Fotopoulou et al. (2018). Poiché tali curve di fragilità sono state ricavate per edifici di cemento armato, si tiene conto della presenza di edifici in muratura scalando, per queste ultime, i valori delle mediane di un fattore pari a 3, ovvero al rapporto tra le distorsioni angolari ammissibili fornite dagli Eurocodici per gli edifici in cemento armato e muratura.

5. Computo delle perdite economiche associate al danno fisico ed al mancato utilizzo seguendo la procedura Hazus (FEMA, 2003). Per edifici residenziali, il costo di riparazione totale tot_{rci} si ottiene sommando i costi connessi al danno delle componenti strutturali e non strutturali (rc_i), posti: RC_i il costo di demolizione totale e ricostruzione del generico edificio e P_{ids} la probabilità di attingimento dello stato limite di danno i-esimo (Eq. 5). I costi dovuti alla perdita di funzionalità dell'edificio residenziale ul_i si valutano (Eq. 6) moltiplicando il costo di un affitto medio INC_i per il tempo necessario a ripristinare le condizioni originali FLT_i (Eq. 7).

$$tot_{rc_i} = rc_i + INV_{DAM\,i} = RC_i \left(\sum_{ds} P_{i_{ds}} \cdot \left[\left(\frac{rc_i}{RC_i} \right)_{ds_i} \right] \right) \quad (5)$$

$$ul_i = \sum_{ds} (INC_i \cdot FLT_i) \cdot P_{i\_ds} \quad (6)$$

In cui:

$$FLT_i = BRT_i \cdot SIM_i \quad (7)$$

Tabella 1. Fattori di perdita utilizzati nell'analisi di rischio, ricavati dal codice Hazus (FEMA, 2003).

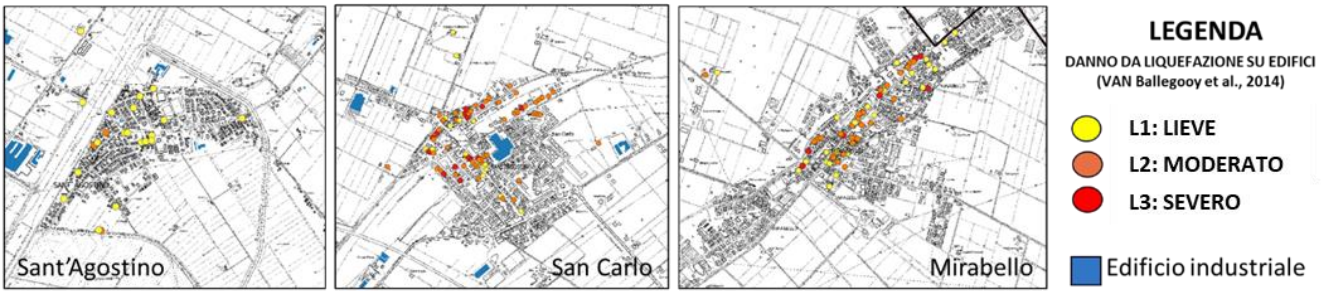
	Lieve	Moderato	Esteso	Completo
rc/RC	0.02	0.10	0.45	1.00
BRT (giorni)	5	120	360	720
SIM	0	0.5	1.0	1.0

3. ESEMPIO DI ANALISI

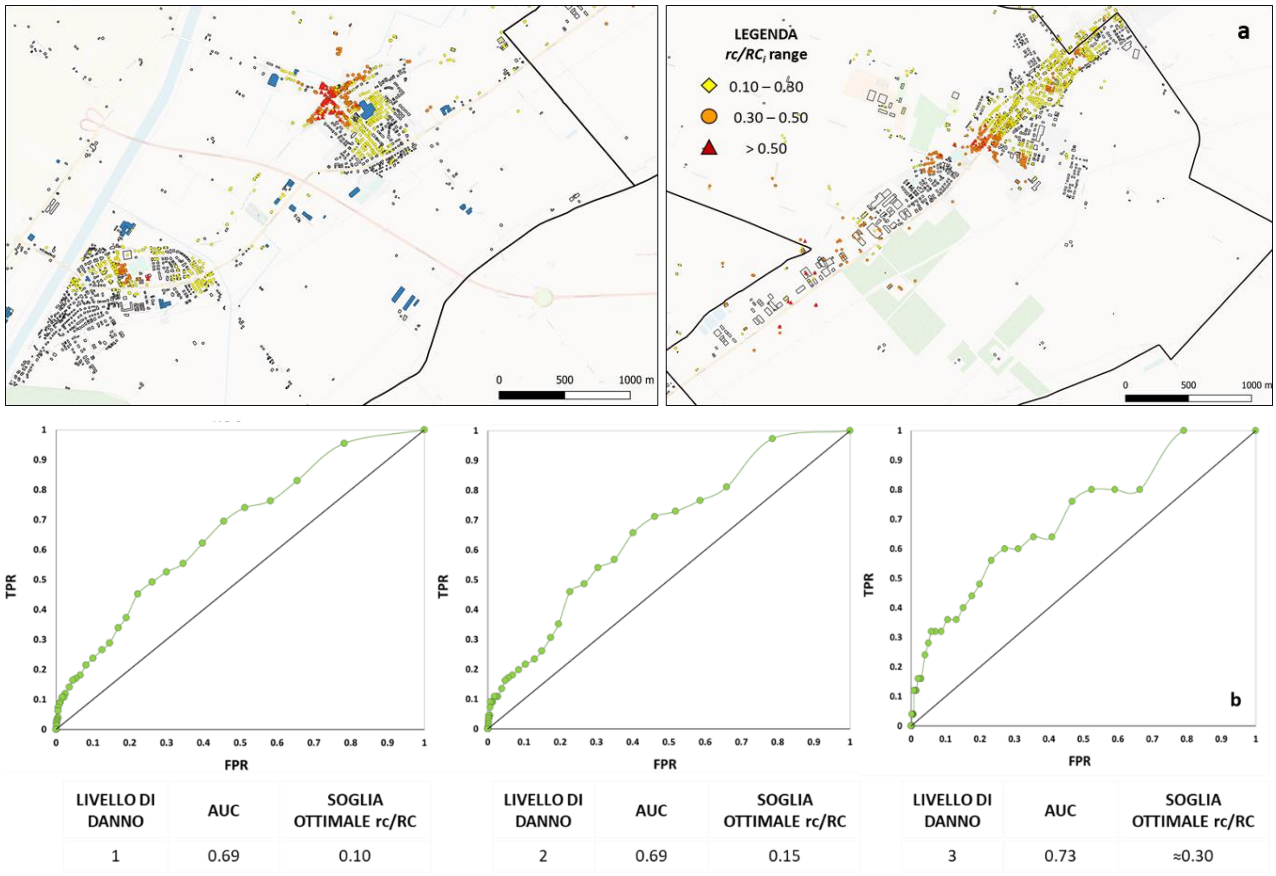
Durante la sequenza sismica emiliana del 2012, la municipalità di Terre del Reno (FE) è stata interessata da un'estesa liquefazione (Fioravante, 2013), soprattutto in seguito all'evento (M5.9) del 20 maggio che ha causato il danneggiamento di oltre 400 edifici oltre a diffusi fenomeni di vulcanelli, fratture con espulsione di sabbie e *lateral spreading*. Per le tre frazioni di S. Agostino, S. Carlo e Mirabello si è valutata la severità del danno da liquefazione consultando i rilievi post-sismici (schede AEDES – Dipartimento Protezione Civile) e la documentazione tecnica e fotografica presente nella banca dati MUDE della Regione Emilia-Romagna (http://www.regione.emilia-

romagna.it/terremoto). In Figura 1 è evidenziato il quadro generale di danno riferito alla classificazione proposta da van Ballegooy et al. (2014).

Figura 1 - Classificazione del danno da liquefazione su edifici residenziali.



Per lo scenario del 20 maggio, la procedura illustrata è stata applicata agli edifici residenziali. Per valutare l'integrale della velocità assoluta (CAV_{dp}) utilizzato nell'Eq. 3, si è calcolato l'accelerogramma sul sito di riferimento a partire da quello misurato nella stazione di Mirandola, attraverso il processo di deconvoluzione-attenuazione-convoluzione proposto da Sinatra e Foti (2015). In Figura 2 si mostrano le stime del rapporto di perdita, definito come tot_rc_i/RC_i (Eq. 5) e la sua corrispondente *performance* quantificata mediante il parametro *Area Under the Curve* "AUC" (Kongar et al., 2015).



LIVELLO DI DANNO	AUC	SOGLIA OTTIMALE rc/RC
1	0.69	0.10
2	0.69	0.15
3	0.73	≈0.30

Figura 2. Mappa della variabile di danno da liquefazione (rci/RCi) per lo scenario sismico del 20 maggio 2012 a Terre del Reno (a); stima della previsione del danno con il metodo delle ROC curves (b) i cui assi riportano le percentuali dei veri e falsi positivi (rispettivamente TPR ed FPR).

Verificata l'affidabilità previsionale della metodologia, l'analisi è stata eseguita considerando quattro scenari sismici aventi Tr compreso tra 30 e 975 anni come stabilito dalle NTC, 2018. Per ciascuno si sono calcolati gli integrali CAV_{dp} 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, attribuendo la categoria di sottosuolo del sito in esame in base ai risultati delle prove in situ. Per 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 1. In particolare, per edifici residenziali si è assunto come costo di demolizione e ricostruzione (RC)un valore pari ad € 2.500,00/m^2, che corrisponde al contributo medio stanziato, ricavato dall'esame delle pratiche

MUDE, per la riparazione degli edifici danneggiati 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 €/m^2. 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/Tr*). A titolo di esempio, in Figura 3 sono evidenziati gli edifici residenziali per cui risulta conveniente un intervento di mitigazione qualora il costo unitario di trattamento fosse di €50,00/m^3.

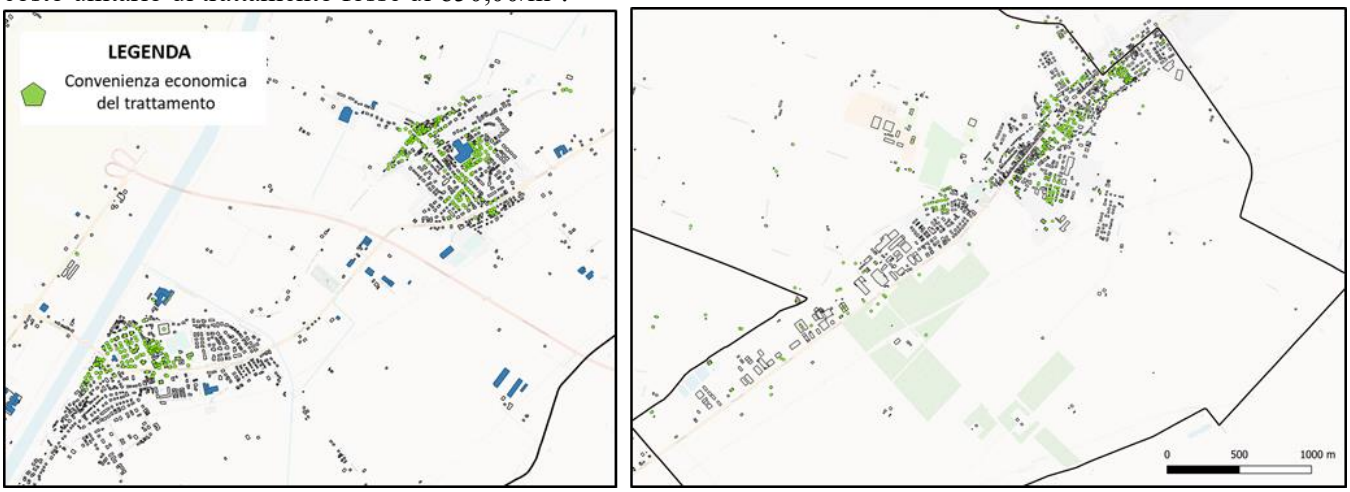


Figura 3. Convenienza economica del trattamento di mitigazione in seguito all'analisi benefici/costi.

4. CONCLUSIONI

Data la natura del fenomeno e le perdite economiche causate, le analisi di rischio da liquefazione rappresentano un valido approccio ingegneristico per mitigare l'impatto sulle comunità. Tuttavia, un approccio olistico richiede che si quantifichino esplicitamente i fattori di incertezza per ogni *step* del processo a cascata.

5. BIBLIOGRAFIA

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.

Bray, J. D.; Macedo, J. (2017). Simplified procedure for estimating liquefaction-induced building settlement. Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul 2017.

CornellC.A.; Krawinkler H.:2000, Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment. PEER Center News.

FEMA/NIBS (2003). HAZUS-Earthquake – Technical Manual. Federal Emergency.

Fioravante, V. et al. (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).

Kongar I., Rossetto T., Giovinazzi S., 2015, Evaluating Simplified 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.

Liquefact, D7.3, 2020, Deliverable 7.3, Assessment and mitigation of Liquefaction potential across Europe: a holistic approach to protect structures/infrastructure for improved resilience to earthquake-induced Liquefaction disasters, www.liquefact.eu.

Millen, M., Ferreira, C., Quintero, J., Gerace, A. and Viana da Fonseca, A. (2019). Simplified equivalent soil profiles based on liquefaction performance. 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. Rome, Italy.

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.

Giunta Regionale dell´Emilia-Romagna, http://www.regione.emilia-romagna.it/terremoto.

Tonkin & Taylor, 2016: https://www.youtube.com/watch?v=rH-UUx5W1rw.

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, Volume 30, No. 1, pages 31–55, February 2014.

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.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

VALUTAZIONI PRELIMINARI DEL PERIODO FONDAMENTALE DEL SISTEMA TERRENO-STRUTTURA IN CONDIZIONI COMPLESSE DI SOTTOSUOLO E FONDAZIONI

Annachiara Piro (annachiara.piro@unina.it)
Filomena de Silva (filomena.desilva@unina.it)
Università degli studi di Napoli Federico II

Andrea Brunelli (andrea.brunelli@edu.unige.it)
Serena Cattari(serena.cattari@unige.it)
Università di Genova

ABSTRACT. La risposta dinamica di una struttura può essere influenzata dall'interazione cinematica e/o inerziale con il sottosuolo. L'interazione inerziale, in particolare, comporta una modifica della frequenza fondamentale e del fattore di smorzamento, con effetti postivi o negativi rispetto alla condizione a base fissa, in funzione sia della tipologia di struttura e terreno sia delle caratteristiche dell'input sismico. Nella nota è descritta una procedura semplificata per la valutazione della variazione del periodo indotta dalla deformabilità del sottosuolo nei casi di geometria complessa della fondazione e sottosuolo stratificato. È inoltre descritta la sua applicazione a un edificio scolastico in muratura che era oggetto di monitoraggio permanente dall'Osservatorio Sismico delle Strutture, poi severamente danneggiato dal terremoto del Centro Italia nel 2016 e infine oggi demolito. I risultati ottenuti sono incoraggianti sull'affidabilità della procedura proposta ottenendo frequenza prossime a quelle sperimentali e ai valori dinamici stimati su un modello 3D a telaio equivalente a base deformabile della scuola.

1. INTRODUZIONE

Usualmente nella valutazione della risposta sismica di un edificio sono utilizzati modelli a base fissa, sebbene sia noto come la risposta non lineare della struttura possa essere influenzata dall'interazione dinamica con il sottosuolo (Kausel, 2010). Rispetto alla struttura a base fissa, il periodo fondamentale del sistema Sottosuolo-Fondazione-Struttura (SFS) aumenta e l'energia sismica è dissipata dalla radiazione delle onde e dall'isteresi del terreno. Entrambi gli effetti sono associati alla cosiddetta interazione inerziale. Per riprodurre tali effetti, sono disponibili in letteratura modelli SFS a complessità crescente. Il modello più semplice è quello dell'oscillatore equivalente (RO), in cui la struttura è ridotta a un sistema ad un solo grado di libertà, dotata alla base di molle e smorzatori, associati ai cinematismi traslazionali e rotazionali, che riproducono l'impedenza di una fondazione rigida su semispazio elastico (Veletsos & Meek, 1974). Nel caso di edifici in muratura esistenti, è necessario introdurre proprietà equivalenti per tenere conto della flessibilità (Pitilakis e Karatzetzou, 2015) e della complessa geometria del sistema di fondazione, nonché della presenza di un terreno stratificato. In un precedente studio (Piro et al., 2018; Piro et al., 2020), richiamato sinteticamente al §2, è stata sviluppata una procedura semplificata per il calcolo di tali parametri equivalenti per valutare in modo speditivo la variazione della frequenza fondamentale a causa dell'Interazione Terreno-Struttura(SSI).Al §3 questa procedura è applicata ad un caso studio reale di cui sono disponibili informazioni molto accurate (Cattari et al., 2019a) per una prima validazione della sua affidabilità.

2. PARAMETRI EQUIVALENTI

Piro et al.(2020) ha eseguito uno studio parametrico per valutare la frequenza del sistema SFS sulla base dei risultati di analisi dinamiche lineari su modelli accoppiati terreno-fondazione-struttura, con il codice di calcolo alle differenze finite FLAC 2D. È stata modellata una sezione trasversale di un edificio in muratura variando il sistema di fondazione (fondazioni superficiali e piano interrato), il numero di piani (2, 3, 4), la categoria di sottosuolo (A, B, C, D) secondo l'Eurocodice 8 (EC8) e considerando sia sottosuolo omogeneo che stratificato.

Tali modelli sono stati sollecitati da un segnale di rumore ambientale della durata di dieci secondi. Frequenze fondamentali e fattori di smorzamento radiativo sono stati rispettivamente calcolati dalle trasformate

di Fourier e dalle storie temporali degli spostamenti in oscillazione libera registrati ai diversi impalcati della struttura. Gli stessi schemi di terreno e struttura sono stati modellati come oscillatori equivalenti (RO). La rigidezza da assegnare all'oscillatore semplice è stata calcolata sulla base della frequenza fondamentale e della massa partecipante al primo modo di vibrare del modello integrato terreno-struttura in cui il terreno è sufficientemente rigido da simulare le condizioni di base fissa. La rigidezza delle molle è stata calcolata attraverso le funzioni di impedenza di Gazetas (1991) per fondazione rigida e interrata in un semispazio elastico. Le frequenze dominanti e i fattori di smorzamento sono stati ottenuti dalle formule analitiche di Veletsos & Meek (1974).

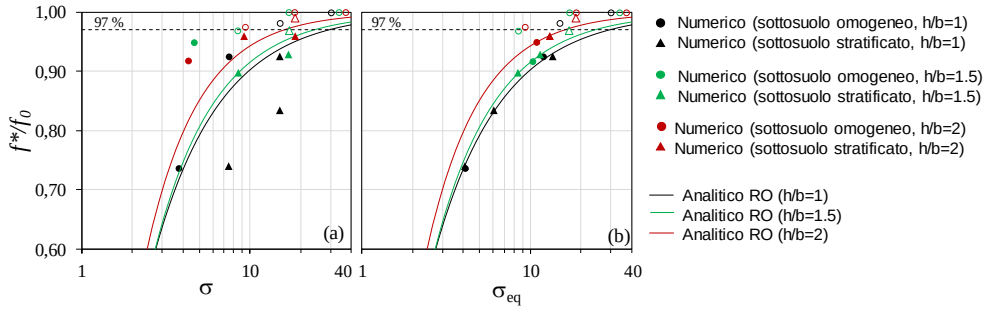


Figura 1. Confronto tra curve analitiche e dati numerici nel caso di fondazioni superficiali, al variare di σ (a) e σ_{eq} (b)

I risultati delle analisi dinamiche lineari e l'applicazione delle formule analitiche sono stati espressi al variare del tradizionale parametro di rigidezza relativa terreno-struttura, σ, espresso come:

$$\sigma = \frac{V_S}{h^* f_0} \tag{1}$$

Dove V_S è la velocità delle onde di taglio del sottosuolo su cui si trovano le fondazioni, h è l'altezza del RO e f_0 è la frequenza a base fissa. Il confronto (Figura 1a) ha evidenziato che le previsioni del RO possono essere significativamente diverse quando la geometria della fondazione è complessa e la rigidezza del terreno variabile. Poiché le formule analitiche sono il metodo più diffuso per le previsioni speditive degli effetti dell'interazione, sono stati introdotti dei parametri equivalenti che tengono conto sia della geometria della fondazione sia della variazione di rigidezza nel volume significativo di terreno coinvolto dai cinematismi orizzontali. Allo scopo, la rigidezza relativa terreno-struttura, σ_{eq}, è stata espressa in funzione di una V_{Seq}, risultante dalla media di rigidezza, G_0, e densità, ρ, pesata sull'area delle strutture di fondazione e degli strati di terreno coinvolti nei cinematismi della fondazione. Tutti i termini della media pesata sono stati moltiplicati per opportuni coefficienti, calibrati in modo da minimizzare la differenza tra i risultati numerici e analitici, come si osserva dalla Figura 1b in cui i risultati numerici sono espressi in funzione della rigidezza equivalente. Si rimanda a Piro et al. (2020) per i valori di tali coefficienti di peso al variare di tutte le tipologie di terreno e fondazione analizzati.

3. APPLICAZIONE AD UN CASO STUDIO

La procedura brevemente descritta nel paragrafo 2 è stata applicata ad un caso reale: la scuola Capuzi a Visso (ReLUIS – Task 4.1 Workgroup 2018), edificio strategico monitorato dall'Osservatorio Sismico Italiano delle Strutture (OSS) (Cattari et al., 2019b). La scuola è un edificio in muratura costruito nel 1930, con una pianta a T (Figura 2a), dotato di due piani fuori terra e uno parzialmente interrato. La muratura portante è di pietrame con solai in latero cemento, ad eccezione della copertura fatta con putrelle in acciaio e tavelloni. Le fondazioni sono un prolungamento delle pareti portanti con sezione di spessore maggiore (B=0.90 m) con un interramento, D, di 0.60 m per l'Area I e 2.95m per l'Area II, in cui è presente il piano interrato. Il sottosuolo, invece, è stato oggetto di varie indagini durante gli studi di microzonazione del comune di Visso, con prove Dowh-Hole e diverse HVSR. Le principali formazioni a partire dal piano campagna sono: limo argilloso (CS), argilla limosa (SC) e ghiaia limosa argillosa (SG) nella quale si alternano lenti di CS e SC. I valori di rigidezza della muratura e del terreno sono stati rispettivamente ottenuti da analisi di sensitività usando valori coerenti con quelli proposti dalle NTC 2018 e dalla prova Down-Hole eseguita nel lotto della scuola (Cattari et al. 2019a; de Silva et al., 2019).

Il monitoraggio della risposta dinamica dell'edificio attraverso l'installazione di accelerometri ha consentito di identificare frequenze e forme modali, mostrando come la frequenza fondamentale fosse differente rispetto a quella a base fissa ed evidenziando l'interazione terreno-struttura(Lorenzoni et al., 2019).Tale indagine ha mostrato tre modi principali di vibrazione, il primo lungo y dato dalla combinazione di un modo torsionale e flessionale, il secondo puramente torsionale ed il terzo, lungo x, puramente flessionale. I risultati sperimentali sono stati confrontati con le stime dei parametri dinamici offerte da modelli di complessità diversa:
- un modello 3D realizzato con il programma Tremuri basato sulla modellazione a telaio equivalente sia nella condizione di base fissa che deformabile. Quest'ultima è stata simulata attraverso l'inserimento di molle traslazionali e rotazionali calibrate attraverso le formule di Gazetas (1991) proposte per fondazioni rigide e interrate e utilizzando la rigidezza dello strato di terreno più superficiale;
- oscillatore equivalente secondo la formulazione proposta da Maravas et al. (2014) e utilizzando le funzioni di impedenza di Gazetas (1991). La struttura è approssimata ad uno SDOF, caratterizzato da uno smorzamento del 3%, le cui proprietà dinamiche (massa, *m*, rigidezza laterale *k*, e periodo T_0) sono associate al primo modo di vibrare della struttura a base fissa. La fondazione del SDOF è caratterizzata dalla somma delle impedenze delle pareti di fondazione lungo y per valutare gli effetti d'interazione relativi al primo modo e delle pareti lungo x per quelle associate al terzo modo. La rigidezza del sottosuolo invece è stata considerata pari alla rigidezza a basse deformazioni, G_0, dello strato più superficiale;
- approccio analitico di Piro et al. (2020) descritto al §2.

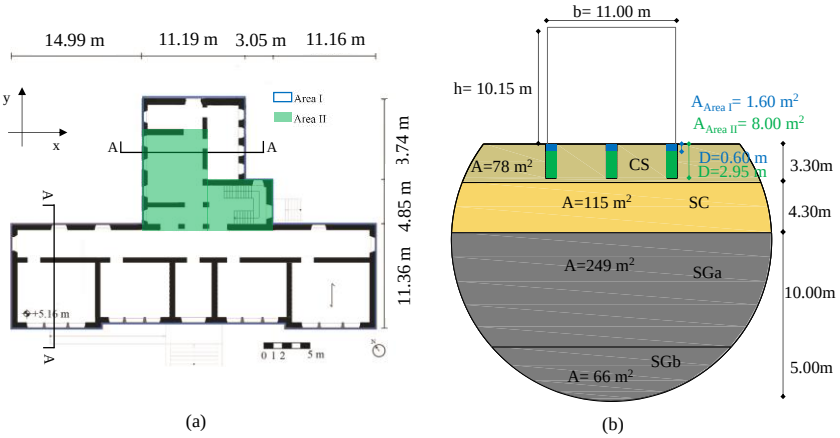


Figura 2. (a) Pianta piano terra della scuola (b) volume significativo coinvolto nel cinematismo (sezione A-A)

Nell'ultimo caso, occorre calcolare la velocità delle onde di taglio equivalente per definire σ_{eq}. Sono state considerate due sezioni A-A (Figura 2a) dell'edificio, avente stessa larghezza, *b=11m*ealtezza *h=10.15m*, ma profondità del piano di fondazione differente, rispettivamente *D=0.60m*, per l'Area I e *D=2.95m* per l'Area II. Le frequenze a base fissa f_0 associate al primo ed al terzo modo di vibrare sono quelle stimate mediante il modello 3D, e sono pari rispettivamente a 5.75-6.76 Hz. Il volume significativo considerato è quello mostrato in Figura 2b, avente una profondità di 22m (*2b*) dal piano campagna. Per ciascun materiale presente nel volume si hanno i seguenti valori di V_S, G_0e ρ: CS [136m/s, 38MPa, 2000 kg/m^3], SC [226m/s, 104MPa, 2000 kg/m^3], SGa [383m/s, 314MPa, 2100 kg/m^3], SGb [683m/s, 999MPa, 2100 kg/m^3], muratura [/, 858MPa, 2000 kg/m^3].I coefficienti di peso da utilizzare per la media pesata della rigidezza e densità equivalenti (G_{eq}e ρ_{eq}) sono rispettivamente α_1=1.00, α_2=0.00eα_3=0.17 corrispondenti al caso di sottosuolo D-C (Piro et al.,2020) scelti in base ai valori di V_S. Utilizzando le seguenti equazioni sono stati calcolati i valori di G_{eq}e ρ_{eq}(caso D=0.60m):

$$G_{eq} = \frac{(38MPa*78m^2*1.00)+(104MPa*115m^2*1.00)+(314MPa*249m^2*0.00)+(999MPa*66m^2*0.00)+(858MPa*1.6m^2*0.17)}{(78+115+249+66+1.6)m^2} \quad (2)$$

$$\rho_{eq} = \frac{(2000kg/m^3*78m^2*1)+(2000kg/m^3*115m^2*1)+(2100kg/m^3*249m^2*0)+(2100kg/m^3*66m^2*0)+(2000kg/m^3*1.6m^2*0.17)}{(78+115+249+66+1.6)m^2} \quad (3)$$

Successivamente sono stati ottenuti per ciascuna profondità del piano di fondazione i valori di $V_{S,eq}$, pari rispettivamente a 203 m/s e 205 m/s e di conseguenza σ_{eq}. Dalla curva relativa al caso h/b=1 (linea nera in Figura 1b) sono stati ottenuti i valori di f^*/f_0e quindi di f^*. In Tabella 1 sono riportati i valori di f^*misurati (EXP),

calcolati con analisi numerica su modello 3D con base deformabile (NUM) e utilizzando il RO di Maravas et al. (2014) nelle due direzioni x e y. Ciascun valore di *f** è poi alternativamente confrontato con i valori ottenuti dall'approccio analitico tradizionale con V_S pari a quella dello strato CS (Veletsos&Meek, 1974) e con l'approccio a parametri equivalenti proposto. Si osserva come l'approccio analitico applicato sulla base dei parametri equivalenti restituisce valori di frequenza differenti rispetto alla formulazione tradizionale e in buon accordo (bassi valori dell'errore percentuale ε) sia con i risultati del modello di dettaglio dell'intero edificio su molle sia con dati sperimentali derivanti dall'identificazione dinamica in sito. Il confronto soddisfacente dimostra che è possibile eseguire una valutazione speditiva affidabile degli effetti dell'interazione anche con metodi semplificati calibrati su informazioni geometriche e proprietà meccaniche misurabili attraverso prove comunemente eseguite nella pratica professionale.

Tabella1. Confronto tra f misurata e calcolata con differenti analisi vs. predizioni analitiche*

		Metodi semplificati									
		Approccio tradizionale ($V_{S\,CS}$)				**Approccio proposto**					
Direzione						**D=0.60 m**			**D=2.95 m**		
		f*	**σ**	**f***	**ε**	**σ_{eq}**	**f***	**ε**	**σ_{eq}**	**f***	**ε**
x	**EXP**	4.93			41%			15%			13%
	NUM	4.59	1.98	2.91	37%	2.89	4.21	8%	3.00	4.30	6%
	RO	5.00			42%			16%			14%
y	**EXP**	3.40			12%			-16%			-18%
	NUM	3.88	2.33	3.01	22%	3.40	3.93	-1%	3.52	4.00	-3%
	RO	4.35			31%			10%			8%

4. RINGRAZIAMENTI

Lo studio è parte della ricerca del Task 16.3 e Task 4.1, del progetto ReLUIS finanziato dal DPC Italiano.

5. BIBLIOGRAFIA

Cattari S, Sivori D, Brunelli A, Sica S, Piro A, de Silva F, Parisi F, Silvestri F (2019a). Soil-structure interaction effects on the dynamic behavior of a masonry school damaged by the 2016-2017 Central Italy earthquake sequence. *Proc 7th Int Geotech EarthqEng, Rome, 17–20 June 2019*

Cattari S, Degli Abbati S, Ottonelli D, Marano C, Camata G, Spacone E, da Porto F, Modena C, Lorenzoni F, Magenes G, Penna A, Graziotti F, Ceravolo R, Miraglia G, Lenticchia E, Fiorini N, Spina D (2019b). Discussion on data recorded by the Italian structural seismic monitoring network on three masonry structures hit by the 2016-2017 Central Italy earthquake. *Proc. of COMPDYN 2019, Crete 24-26 June 2019.*

de Silva F., Piro A., Brunelli A., Cattari S., Parisi F., Sica S., Silvestri F. (2019). On the soil-structure interaction in the seismic response of a monitored masonry school building struck by the 2016-2017 Central Italy earthquake. *Proc. of COMPDYN 2019, Crete 24-26 June 2019.*

Gazetas G (1991). Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *J Geotech Eng* 117:1363-1381.

Kausel E (2010) Early history of soil-structure interaction. *Soil Dyn Earthq Eng* 30:822-832

Lorenzoni F, Calabria A, De Conto N, da Porto F (2019). Assessment of the dynamic response of monitored masonry buildings after the Central Italy earthquake swarm in 2016. *Proc. of COMPDYN 2019, Crete 24-26 June 2019.*

Maravas A, Mylonakis G, Karabalis LD (2014). Simplified discrete systems for dynamic analysis of structures on footings and piles. *Soil Dyn Earthq Eng* 61-62:29-39

Piro A., de Silva F., Parisi F., Scotto di Santolo A., Silvestri F. (2020). Effects of soil-foundation-structure interaction on fundamental frequency and radiation damping ratio of historical masonry building sub-structures. *Bull Earthq Eng.*, https://doi.org/10.1007/s10518-019-00748-4

Piro A., de Silva F., Parisi F., Silvestri F., Scotto di Santolo A. (2018). Sensitivity analysis of seismic soil-cavity-structure interaction in historic urban centers. *Proc 16th Eur Conf EarthqEng 2018*

Pitilakis D, Karatzetzou A (2015). Dynamic stiffness of monumental flexible masonry foundations. *Bull Earthq Eng* 13:67-82

ReLUIS – Task 4.1 Workgroup, edited by Cattari S, Degli Abbati S, Ottonelli D, Sivori D, et al. (2018). *Report di sintesi sulle attività svolte sugli edifici in muratura monitorati dall'Osservatorio Sismico delle Strutture, Linea Strutture in Muratura, ReLUIS report, Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica*.

Veletsos A, Meek JW (1974). Dynamic behavior of building-foundation systems. *Earthq Eng Struct Dyn* 3:121-138

X Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici. Atti del Convegno – F. Ceccato, M. Rosone e S. Stacul
© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

MODELLAZIONE IN CENTRIFUGA DELLA TECNICA DI DISCONNESIONE LATERALE DELLE FONDAZIONI DAL TERRENO ADIACENTE

Fausto Somma (fausto.somma@unina.it)
Università Federico II di Napoli

Alessandro Flora (flora@unina.it)
Università Federico II di Napoli

Emilio Bilotta (bilotta@unina.it)
Università Federico II di Napoli

Giulia Viggiani (gv278@cam.ac.uk)
University of Cambridge

ABSTRACT. La memoria mostra sperimentalmente gli effetti di una tecnica innovativa di miglioramento sismico consistente nel disconnettere lateralmente le fondazioni superficiali dal terreno adiacente. Due identici modelli strutturali, di cui uno con le fondazioni completamente affondate nel terreno e l'altro con fondazioni disconnesse lateralmente, sono stati sottoposti agli stessi input sismici durante un test in centrifuga condotto presso lo Scofield Centre (UK). A causa del degrado del vincolo di incastro alla base, generato dall'intervento di disconnessione laterale, il periodo proprio della struttura disconnessa aumenta drasticamente. La tecnica di disconnessione laterale è, quindi, in grado di mitigare le accelerazioni di piano e di ridurre la domanda strutturale in termini di spostamento anche per terremoti reali.

1. INTRODUZIONE

Il concetto di "Isolamento Sismico Geotecnico" è nato in contrapposizione a quello di "Isolamento Sismico Strutturale" (Tsang, 2009). Esso consiste nel trasporre nel terreno gli effetti dell'isolamento tradizionale ottenuti tramite i canonici isolatori in gomma e/o isolatori a scorrimento. Diverse strategie di isolamento sismico geotecnico sono state delineate nel tempo. È stato dimostrato sperimentalmente e numericamente che la creazione di una superfice dotata di basso angolo di attrito, immediatamente al di sotto delle fondazioni, è in grado di dissipare l'energia dei terremoti (Yegian and Catan, 2004). Analogamente, la creazione di un volume isolato di terreno, attraverso l'uso barriere soffici verticali e orizzontali, è in grado di ridurre sensibilmente le accelerazioni nel volume stesso (Flora et al., 2018). Infine, l'efficacia delle miscele sabbia-gomma, nel mitigare le accelerazioni sismiche, è stata dimostrata tramite modelli numerici e campi prova (Pitilakis et al., 2015). Tutte le procedure delineate hanno come strategia comune quella di incrementare il periodo naturale di vibrazione del sistema terreno-struttura. Un modo economico ed intuitivo per ottenere ciò consiste nel disconnettere lateralmente le fondazioni superficiali dal terreno laterale adiacente. Mangraviti et al. (2019) hanno dimostrato analiticamente che l'efficacia di tale tecnica dipende dal periodo iniziale del sistema struttura, dalla pericolosità locale, dalle proprietà geometriche delle fondazioni, nonché da quelle del terreno. La memoria si concentra sui risultati di un test in centrifuga dove la suddetta tecnica è stata implementata.

2. MODELLO IN CENTRIFUGA

Due modelli strutturali identici, differenti per le sole condizioni di affondamento delle fondazioni, sono stati creati in scala 1:60 e poi testati a 60 volte l'accelerazione di gravità terrestre (g) usando la centrifuga situata nello Scofield Centre (Cambridge, UK). I due modelli strutturali sono stati realizzati assumendo come prototipo gli edifici esistenti in muratura. Al fine di creare un'equivalenza tra il modello ed il prototipo di tali strutture, diverse proprietà sono state replicate nei modelli, quali: periodo proprio (0.35s), carico imposto sul terreno (135 kPa), rapporto di forma (H/B=0.85), massa sovrastruttura (325 tonnellate), massa fondazione (221 tonnellate), affondamento delle fondazioni (2.4 metri). Si sottolinea che le strutture rappresentano un sistema ad un grado di libertà e che il periodo a base fissa è circa 0.35sec in scala prototipo (a 60g). Il modello è stato preparato pluviando sabbia "Hostun Sand" ad una densità relativa di circa 55%. Le proprietà della sabbia, in termini di rigidezza a taglio, sono state stimate, durante la prova in centrifuga, attraverso uno

strumento denominato “air Hammer” capace di generare onde sismiche di bassa intensità nel modello. La velocità media delle onde di taglio nel banco è di circa 225m/s. Un set di 16 trasduttori di accelerazione e 4 L.V.D.T. è stato utilizzato per le strutture, mentre 20 trasduttori di accelerazioni sono stati usati per monitorare il terreno. Le strutture sono state disposte ad una distanza di circa 175mm l’una dall’altra al fine di ridurre l’interazione tra esse. La figura 1 rappresenta il modello contenente le strutture ed i vari trasduttori. Al fine di disconnettere lateralmente le fondazioni dal terreno adiacente sono state utilizzate delle paratie molto corte in grado di sostenere la spinta del terreno. La struttura con intervento di disconnessione laterale verrà denominata “Struttura GSI”; di contro la struttura per la quale non è stato adottato nessun intervento di miglioramento sismico verrà denominata “Struttura NO GSI”.

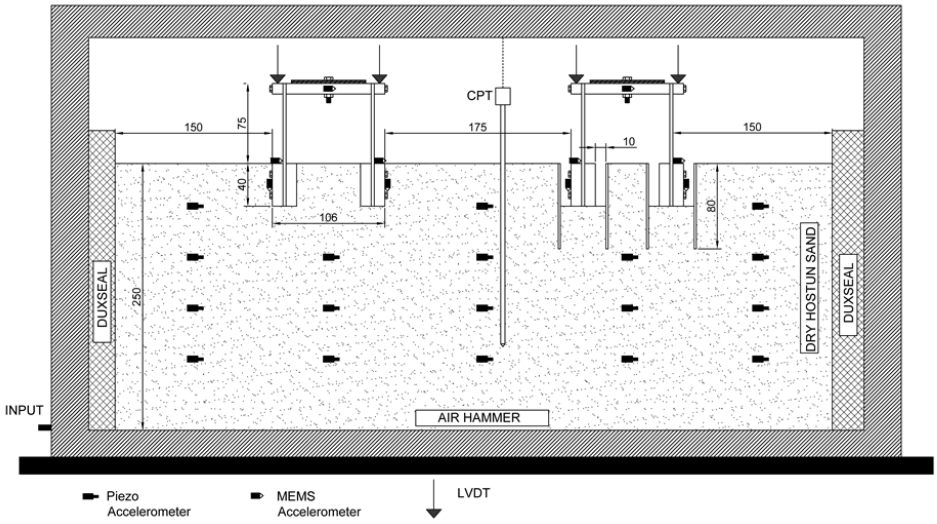


Figura 1. Modello in centrifuga utilizzato con indicazione dei vari trasduttori utilizzati.

3. VALUTAZIONE DELL’ INCREMENTO DI PERIODO

La determinazione del periodo proprio di vibrare di una struttura richiede considerazioni sia sulla struttura stessa che sul terreno che la circonda. Infatti, a causa dell’interazione terreno-struttura, la stessa struttura che a base fissa possedeva un solo un grado di libertà potrà ruotare, slittare orizzontalmente, oppure deformarsi nei soli setti verticali (taglio interno). L’affondamento delle fondazioni ha un ruolo cruciale nel ridurre la rigidezza rotazionale e traslazionale del sistema. Intuitivamente, infatti, man mano che l’affondamento di una fondazione aumenta, la condizione di vincolo alla base tende asintoticamente all’incastro perfetto. Utilizzando un segnale sinusoidale a frequenza decrescente (linearmente nel tempo da 2.5Hz a 0Hz) è stato possibile individuare la frequenza di risonanza delle strutture.

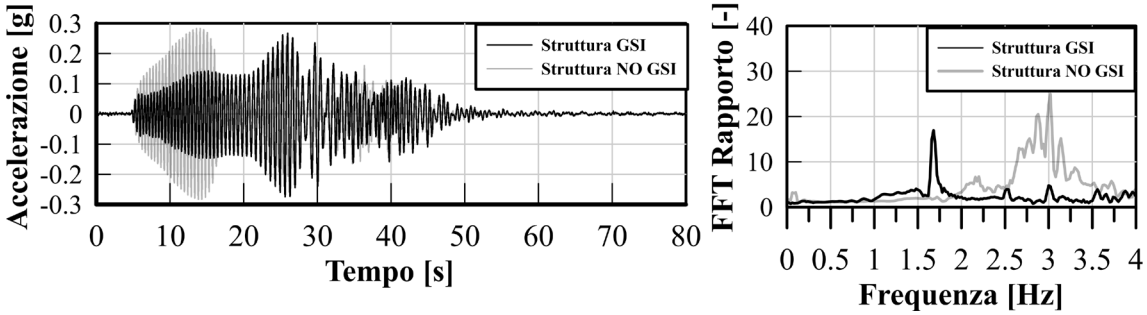


Figura 2. (sx) Accelerazioni tetto struttura con diversi istanti temporali in cui è raggiunta la risonanza; (dx) Rapporto tra trasformate di Fourier base-tetto struttura per individuare la frequenza di risonanza.

Per entrambe le strutture la frequenza naturale di vibrazione è cambiata. Per la struttura NO G.S.I essa è diminuita del solo 6%; nel caso della struttura con intervento di disconnessione laterale la frequenza è diminuita del 40% rispetto al caso a base fissa. Successivamente i modelli sono stati sottoposti a segnali sinusoidali di frequenza pari a 2.2Hz-2Hz ed intensità variabile da 0.26g a 0.07g (Figura 3).

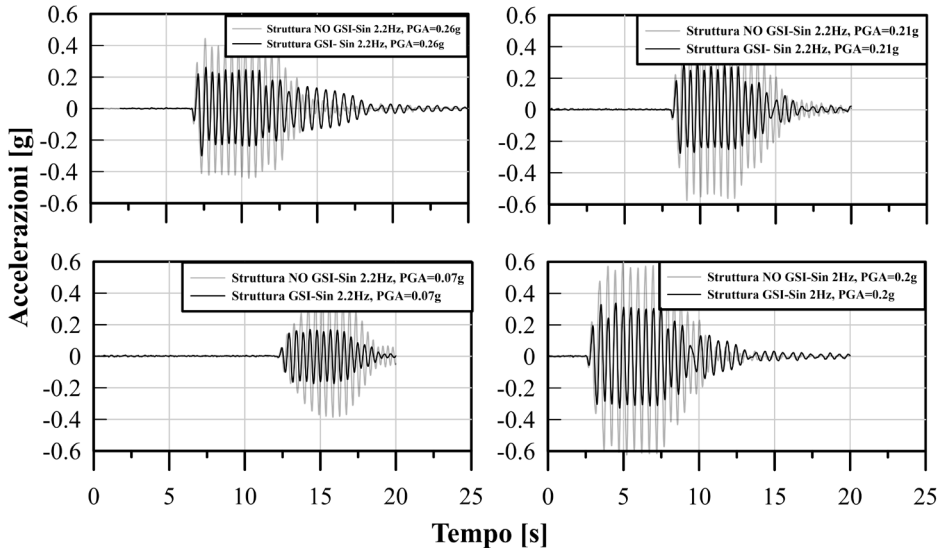


Figura 3. Accelerazioni tetto strutture sottoposte a segnali sismici sinusoidali di diversa frequenza e diversa intensità.

A causa della variazione di periodo, risulta evidente che le accelerazioni che arrivano sulle due strutture sono sensibilmente ridotte. In media queste si riducono del 50%. Successivamente, al fine di dimostrare l'efficacia dell'intervento per segnali multifrequenza quali i terremoti naturali, il modello è stato sottoposto a 4 segnali sismici reali scalati.

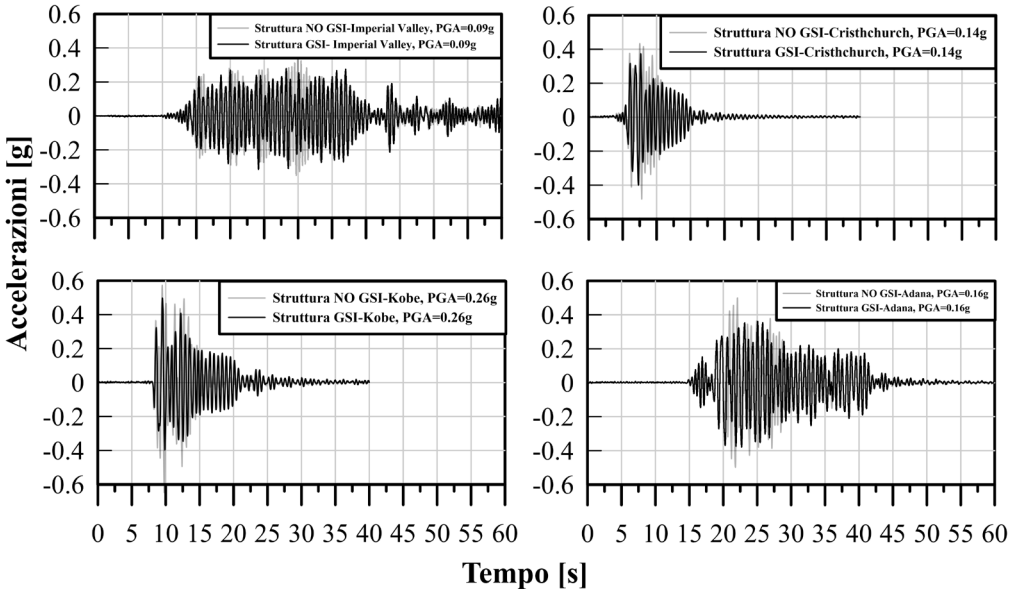


Figura 4. Accelerazioni tetto strutture sottoposte a segnali sismici reali di diversa intensità.

Si evince come, nel campo delle multifrequenze, le accelerazioni che arrivano sulla struttura sono molto simili tra di loro. Tuttavia, risulta opportuno ragionare in merito agli effetti che tali accelerazioni producono nei telai. Infatti, nell'ottica della computazione del danno strutturale, andranno considerati i soli spostamenti netti strutturali, ottenuti sottraendo agli spostamenti totali quelli generati dal rocking. A tal fine sono stati calcolati gli spostamenti strutturali netti decurtando l'aliquota che compete alla rotazione rigida. Si nota come gli spostamenti strutturali netti nel telaio della struttura disconnessa sono ridotti rispetto a quelli della struttura di riferimento (Figura 4). Facendo il rapporto tra i picchi massimi di spostamento delle strutture si nota una riduzione media dello stesso dell'ordine del 40%. Questo è principalmente dovuto alla riduzione della rigidezza rotazionale e traslazionale della struttura GSI che induce rocking aggiuntivo rispetto alla struttura NO GSI.

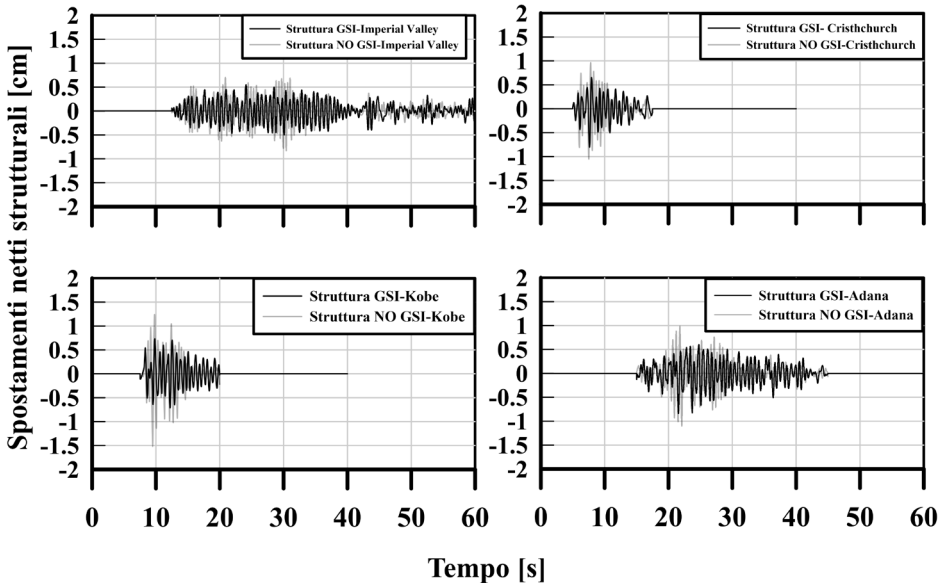


Figura 5. Spostamenti netti strutturali (drift di piano) per i vari terremoti naturali.

4. CONCLUSIONI

La memoria ha mostrato sinteticamente i risultati preliminari del test in centrifuga descritto. Questo ha avuto come oggetto la validazione sperimentale dell'efficacia dell'intervento di disconnessione laterale delle fondazioni. Due identici modelli strutturali, differenti per le sole condizioni di affondamento delle fondazioni, sono stati utilizzati per tale scopo. Attraverso diversi segnali sismici si è potuto constatare il sensibile incremento di periodo della struttura disconnessa (da 0.35s a 0.6s). I diversi periodi di risonanza delle due strutture sono stati confermati dalla diversa risposta strutturale ottenuta sollecitando il modello con segnali sismici sinusoidali a frequenza e intensità variabile. Successivamente, utilizzando segnali reali si è potuto constatare che non ci sono significative differenze in termini di riduzioni di accelerazione. Tuttavia, riducendosi sensibilmente la rigidezza rotazionale e traslazionale della struttura GSI, tali accelerazioni generano principalmente rotazioni rigide e non distorsioni nel telaio della struttura GSI. Specie per edifici esistenti in muratura, per cui le tradizionali tecniche di costruzione delle fondazioni prevedevano di inspessire le murature portanti e di affondarle per alcuni metri nel terreno, tale intervento può rappresentare una economica ed alternativa tecnica di miglioramento sismico. Inoltre l'intervento, non modificando in nessun modo la struttura, non altera l'integrità e la rilevanza storica degli edifici in muratura.

RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano tutti gli studenti, i tecnici, ed il Prof. Gopal Madabushi dello Scofield Centre per aver reso possibile l'esecuzione della prova in centrifuga.

5. BIBLIOGRAFIA

Flora A, Lombardi D, Nappa V, Bilotta E. (2018). Numerical analyses of the effectiveness of soft barriers into the soil for the mitigation of seismic risk. *J Earthq Eng*., 22(1):63–93.

Mangraviti, V., & Prisco, C. (2019). Effects of lateral disconnections on the seismic response of shallow foundations, *ICEGE 7 (1968)*, 3756–3763.

Pitilakis K, Karapetrou S, Tsagdi K. (2015). Numerical investigation of the seismic response of RC buildings on soil replaced with rubber–sand mixtures. *Soil Dynam Earthq Eng*., 79:237–52.

Tsang HH. (2009). Geotechnical seismic isolation. Earthquake engineering: new research. *Nova Science Publishers*, Inc., New York, pp 55–87

Yegian MK, Catan M. (2004). Soil isolation for seismic protection using a smooth synthetic liner. *J Geotech Geoenviron Eng*, 130:1131–1139.

© 2021 Associazione Geotecnica Italiana, Roma, Italia, ISBN 978-88-97517-16-0

UNA PROCEDURA PER LA MODELLAZIONE DI ELEMENTI GEOTECNICI IN AMBIENTE BIM (BUILDING INFORMATION MODELING)

Sara Bascì (sara.basci@mail.polimi.it)
Facoltà di Ingegneria Edile/Architettura, Politecnico di Milano

Andrea Gariboldi (andrea3.gariboldi@mail.polimi.it)
Facoltà di Ingegneria Edile/Architettura, Politecnico di Milano

Matteo Sturiale (matteo.sturiale@mail.polimi.it)
Facoltà di Ingegneria Edile/Architettura, Politecnico di Milano

Ing. Carlo Pucci (carlo.pucci@gmail.com)
BIM Manager libero professionista

ABSTRACT. Nell'articolo viene spiegata passo-passo una procedura generale per creare i "componenti geotecnici" (tiranti, chiodi, etc., tutti tratti da cataloghi commerciali reali) con due software BIM molto diffusi tra i professionisti (Tekla Structures e Revit), in conformità alle recenti normative BIM, come l'italiana UNI 11337:2017. Vengono poi tratte le conclusioni, mostrando come la procedura esposta sia replicabile facilmente da ogni professionista per modellare qualunque tipo di elemento geotecnico, indipendentemente dal software scelto. Vengono inoltre esposti i pro e i contro di ciascun software utilizzato nello specifico, mostrando come le piattaforme BIM strutturali si rivelino le più idonee per la gestione del problema. Soprattutto, viene confermato ancora una volta che il BIM può essere applicato con successo al mondo della Geotecnica.

1. INTRODUZIONE

Sempre più spesso nel campo della progettazione si parla di BIM; la disciplina è ormai diffusa tra i professionisti, venendo richiesta persino come requisito di gara in numerosi bandi.

Già in diversi lavori presentati allo IAGIG (Casavecchia & Pucci, 2017; Ventini et al., 2018) si è mostrato come il BIM possa essere applicata alla Geotecnica; questo nuovo articolo ha un taglio molto pratico, proponendosi di studiare un metodo per modellare in ambiente BIM i componenti costruttivi con i quali hanno abitualmente a che fare gli ingegneri geotecnici: tiranti, palancole, chiodi, etc.

Si vuole mostrare quali sono i passi da seguire e quale piattaforma può essere la più adatta allo scopo, in maniera tale che la procedura sia riproducibile facilmente da qualunque professionista, rispecchi correttamente il BIM inteso come approccio, si possa applicare a qualunque oggetto geotecnico, senza limitazioni di sorta.

Lo studio è svolto nelle condizioni reali in cui operano i professionisti: gli elementi modellati provengono da cataloghi commerciali e si fa riferimento alle normative italiane, come la UNI 11337 (2017).

2. APPROCCIO AL PROBLEMA

2.1 Posizione del problema

Oggetto del problema è la modellazione di componenti geotecnici in ambiente BIM. Come base per la modellazione è stato fatto riferimento alle schede tecniche di componenti commerciali realmente disponibili sul mercato, cercando di spaziare il più possibile per coprire casi diversi: un tirante a barre con filettatura continua, un micropalo, un chiodo e un tirante di banchina tratti dal catalogo Dywidag (2020); una palancola della Larssen (2020); una rete paramassi della Maccaferri (2020).

2.2 Scelta dei software

Tutte le modellazioni sono effettuate utilizzando i software Tekla Structures (ver.2019i) ed Autodesk Revit (ver.2020), piattaforme BIM rispettivamente strutturale ed architettonica molto diffuse negli studi di progettazione

(quindi "realistiche", dal punto di vista dell'indagine), normalmente *non* impiegate per la modellazione degli oggetti geotecnici.

2.3 Normative di riferimento

La normativa di riferimento è la UNI 11337 (2017), ovvero la normativa italiana riguardante il BIM, in particolare la Parte 1 circa il concetto di Ambito Funzionale Omogeneo (AFO) e la parte 4 circa il concetto di Level Of Detail (LOD).

2.4. Procedura di modellazione: il caso studio del tirante

È stato scelto di indagare la procedura modellando nel dettaglio il tirante: elemento molto diffuso, non troppo complicato da gestire, ma allo stesso tempo non troppo semplicistico. Nello specifico, si fa riferimento all'articolo Y1050H del catalogo Dywidag (2020). Una volta individuata, la procedura verrà poi replicata per tutti gli altri oggetti.

In un'ottica BIM, l'approccio corretto è, prima di modellare materialmente l'oggetto, condurre un'analisi preliminare del suo contenuto informativo. Come vedremo, questo passaggio sarà la chiave per rendere funzionale l'oggetto, al di là del suo aspetto grafico.

Il punto di partenza di questa analisi è *chiarire l'obiettivo della modellazione*. Esistono infiniti modi per creare uno stesso oggetto, ma alcuni sono più efficaci di altri, dal punto di vista di chi utilizzerà il modello. In altre parole, bisogna chiedersi: a chi e per che cosa servirà l'oggetto modellato? Ci mettiamo quindi nelle vesti del progettista: ci interessano l'ingombro fisico del tirante (per prevedere le interferenze con i sottoservizi, ad esempio) e le quantità da indicare in un computo. Per contro, non è necessario che l'oggetto sia modellato nel minimo dettaglio, rappresentando fori, scanalature, etc.: non siamo i produttori del tirante ma utilizzatori di un articolo commerciale univocamente determinato da un codice.

Il passo successivo è suddividere il tirante nei suoi componenti. Come sopra, non esiste una scomposizione più corretta di un'altra, ma più funzionale rispetto allo scopo fissato nel punto precedente. Con lo stesso punto di vista del progettista già adottato sopra, si divide il tirante in Barra, Piatto, Dado, Camicia, Bulbo, Guaine, Distanziatori.

Il secondo passo è chiedersi, componente per componente, che cosa è veramente necessario modellare in funzione dell'obiettivo finale, e con quale dettaglio farlo (il cosiddetto "Level of detail" o LOD, descritto nelle UNI 11337 (2017) come "livello di approfondimento e stabilità dei dati e delle informazioni degli oggetti digitali che compongono i modelli").

Nel nostro caso scegliamo un LOD D; si decide quindi di non modellare le guaine, in quanto sono ininfluenti sulle dimensioni del componente, e il distanziatore, perché annegato nel bulbo che circonda il tirante.

Proseguendo, lo step successivo è raggruppare gli elementi secondo una gerarchia precisa, stabilita sulla base del loro contenuto informativo. Questa operazione permetterà di maneggiarli agevolmente quando saranno posizionati nel modello, dal momento che è proprio dal contenuto informativo (e non, come erroneamente si crede, dalla forma geometrica) che dipende il comportamento di un oggetto in una piattaforma BIM, impattando praticamente su tutto il resto: dall'attivazione dei filtri di visualizzazione alla reportistica, agli automatismi dei disegni, all'esportazione del modello in Industry Foundation Classes (IFC), che è un formato di file aperto utilizzato per lo scambio di dati tra modelli. È proprio questa la differenza con il mondo del CAD, basato essenzialmente su geometrie. Si decide di eseguire un raggruppamento degli oggetti in funzione del ruolo che svolgono all'interno del sistema rappresentato dal tirante, così da rispecchiare "in piccolo" il concetto di "Ambito Funzionale Omogeneo" che la UNI 11337 (2017) prescrive "in grande" per il sistema rappresentato da un'opera civile. I componenti del tirante sono quindi raggruppati in: Testata (Dado + Camicia), Piatto, Barra e Bulbo.

A questo punto si può passare alla modellazione del tirante.

Per prima cosa bisogna individuare, tra quelli proposti dal software, il tipo di oggetto idoneo alla creazione del tirante. In Tekla Structures è stato scelto un "componente personalizzato" di tipo "parte", perché consente di creare un oggetto non presente come primitiva nel software cliccando semplicemente due punti nel modello (il primo per indicare il punto di inserimento, il secondo per l'orientamento). In Revit, invece, il tirante è stato creato come "famiglia". In assenza di una famiglia dedicata all'ambito geotecnico, la nuova è stata definita come "Modello generico metrico", cioè il modello più generale che permette di avere uno spazio di lavoro non specializzato in un ambito preciso.

Una volta completata la modellazione geometrica del componente, bisogna decidere se rendere l'oggetto parametrico oppure no. Dal momento che entrambi i software lo permettono, si opta per il sì: in questo modo è

possibile coprire con un solo oggetto le numerose varianti presenti nel catalogo commerciale, permettendo inoltre all'utente maggiore libertà, consentendogli di modellare anche elementi fuori standard.
Successivamente si passa allo studio della parametrizzazione dei componenti, che significa scegliere quali grandezze regolano il comportamento dell'oggetto e come sono organizzate tra loro come struttura di dati. Nello specifico, vengono individuate queste variabili: Nome, Classe, Materiale, Lunghezza, Larghezza, Spessore, Diametro, Serie di marcatura parte, Serie di marcatura assemblaggio. È consigliabile scegliere il nome delle variabili seguendo un criterio preciso: si tratta del cosiddetto "naming", suggerito anche dalla UNI. Nel nostro caso, assegniamo alle variabili un nome "parlante", così che possano essere facilmente gestibili da qualunque utente e non solo da chi ha materialmente sviluppato il componente, secondo lo schema "Nome dell'elemento _ variabile". Le variabili sono riassunte in Tabella 1.

Tabella 1. Variabili e loro nome

	BARRA		**TESTATA**		**PIATTO**	**BULBO**
	TESTA	**CENTRO**	**DADO**	**CAMICIA**		
Nome	Rebar_head_name	Rebar_name	Nut_name	Jacket_name	Plate_name	Foundation_name
Classe	Rebar_head_class	Rebar_class	Nut_class	Jacket_class	Plate_class	Foundation_class
Materiale	Rebar_head_material	Rebar_material	Nut_material	Jacket_material	Plate_material	Foundation_ material
Lunghezza	Rebar_head_l	Rebar_l	Nut_l	Jacket_l	Plate_l	Foundation_l
Larghezza	-	-	-	-	Plate_h	-
Spessore	-	-	-	-	Plate_th	-
Diametro	Rebar_head_d	Rebar_d	Nut_d	Jacket_d	-	Foundation_d
Marc. parte	Rebar_head_part_pref	Rebar_part_pref	Nud_part_pref	Jacket_part_pref	Plate_part_pref	Foundation_part_ pref
Marc. ass.	Rebar_head_ass_pref	Rebar_ass_pref	Nud_ass_pref	Jacket_ass_pref	Plate_ass_pref	Foundation_ass_ pref
Num. parte	Rebar_head_part_ startnumber	Rebar_part_ startnumber	Nud_part_ startnumber	Jacket_part_ startnumber	Plate_part_start number	Foundation_part_ startnumber
Num. ass.	Rebar_head_ass_ startnumber	Rebar_ass_ startnumber	Nud_ass_ startnumber	Jacket_ass_ startnumber	Plate_ass_start number	Foundation_ass_ startnumber

Nel caso specifico di Tekla Structures, la scelta delle variabili segue una "best practice" suggerita dalla casa madre, che prevede per un componente personalizzato di rendere modificabili almeno gli attributi Nome, Classe, Materiale, Serie di marcatura. Anche in Revit è possibile, mediante il comando "Tipi di famiglia", assegnare agli elementi degli attributi che, poi, compariranno nella tabella delle proprietà.
L'ultimo passaggio consiste nel testare l'oggetto ed "inizializzare" le variabili, ovvero assegnar loro dei valori di default, più per una questione di "eleganza" informatica e buona modellazione che per altro. Se poi il software (come nel caso di Tekla Structures) lo permette, è possibile personalizzare la dialog del componente, in maniera tale che sia facilmente comprensibile ed utilizzabile.
I risultati sono illustrati in Figura 1.

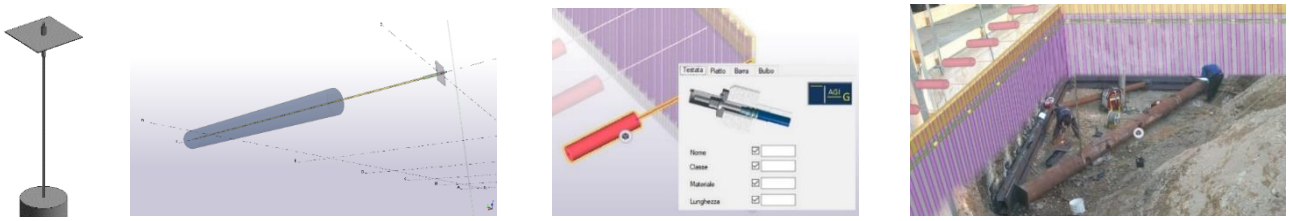


Figura 1. Da sinistra: il tirante ottenuto da Revit, da Tekla Structures, un esempio di dialog personalizzata dall'utente, realtà fisica e sua rappresentazione virtuale

2.5 Altri oggetti sviluppati

Seguendo lo stesso schema proposto sopra, è stato possibile creare gli altri oggetti, riportati in Figura 2.

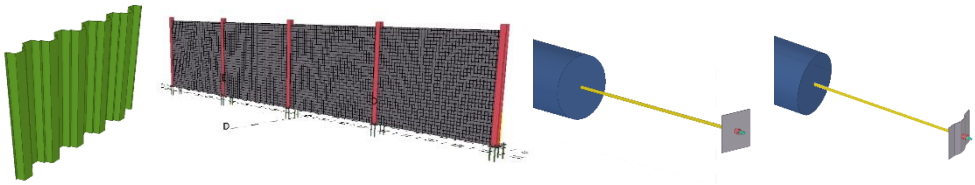


Figura 2. Gli altri oggetti sviluppati. Da sinistra: palancola, rete paramassi, chiodo, micropalo.

3. CONCLUSIONI

Essere riusciti a modellare componenti geotecnici con le sole funzionalità presenti in due software commerciali, senza dover programmare o aggiungere plug-in, dimostra che con l'attuale tecnologia è possibile gestire problemi geotecnici in ambito BIM.

La procedura proposta si è dimostrata quindi funzionale, indipendente dal software utilizzato ed applicabile per modellare qualunque oggetto geotecnico. Assume dunque le caratteristiche di un vero e proprio *protocollo*, che gli utenti possono seguire e che i BIM managers possono inserire nel Piano di Gestione Informativa previsto dalla UNI 11337 (2017) (l'equivalente italiano del BEP, "BIM Execution Plan).

Inoltre, confrontare la realizzazione dello stesso oggetto con due piattaforme di natura diversa ha permesso di individuarne i rispettivi punti di forza e di debolezza in ambito geotecnico. La modellazione in Tekla si può definire quasi immediata e l'inserimento del componente nel modello è molto pratico. Un punto a favore di Revit è la restituzione grafica, più realistica e dettagliata di quella proposta da Tekla. A suo sfavore si è, però, riscontrata una minor immediatezza sia nella modellazione che nella parametrizzazione. Nel dettaglio, il diametro del dado esagonale ha richiesto molteplici operazioni: parametrizzazione dell'apotema e del raggio, valorizzazione degli angoli interni ed enunciazione di formule di dipendenza delle variabili, che comparate all'unica operazione di quotare il diametro della circonferenza inscritta, condotta in Tekla, risultano parti di un processo più macchinoso.

Un altro svantaggio di Revit è la modalità di inserimento del componente nel progetto, che risulta più laboriosa. Infatti, il posizionamento avviene mediante un unico punto e l'orientamento del componente è quello scelto in fase di creazione della famiglia. Quindi, per inclinarlo e orientarlo, sono richieste ulteriori operazioni.

Sembrerebbe quindi dimostrato sul campo che il problema geotecnico, essendo più attinente all'ingegneria che all'architettura, possa essere gestito meglio da una piattaforma BIM strutturale, anziché architettonica.

Per concludere, si sottolinea nuovamente l'importanza che assume una corretta gestione delle informazioni, ribadendo che la chiave di tutto è stata l'analisi preliminare del contenuto informativo del "sistema tirante" eseguita *prima* della sua modellazione.

4. BIBLIOGRAFIA

Casavecchia C., Pucci C. (2017). Proposte di applicazione del BIM alla Geotecnica. *7th Incontro Annuale Giovani Ingegneri Geotecnici. (IAGIG VII), Catania, IT:* 110-113.

Dywidag (2020). Catalogo commerciale, https://www.dywit.it/fileadmin/downloads/dywit.it/dywit-systema-per-la-geotecnicait.pdf. (ultima consultazione febbraio 2020).

Larssen (2020). Catalogo commerciale, https://www.geofondazioni.it/wp-content/uploads/2018/11/Palancole-in-acciaio.pdf. (ultima consultazione febbraio 2020).

Maccaferri (2020). Catalogo commerciale, https://docplayer.it/52483117-Barriere-paramassi-e-reti-in-aderenza-normative-di-riferimento-approcci-progettuali-esperienze.html. (ultima consultazione febbraio 2020).

Ventini R., De Silva F., Fabozzi S. Nappa V. (2018). Potenzialità del processo BIM applicato a problemi geotecnici. *8th Incontro Annuale Giovani Ingegneri Geotecnici. (IAGIG VIII), Udine, IT:* 54-57.

UNI 11337 (2017). Edilizia e opere di ingegneria civile – Gestione digitale dei processi informative delle costruzioni.


9 788897 517160