

URETEK

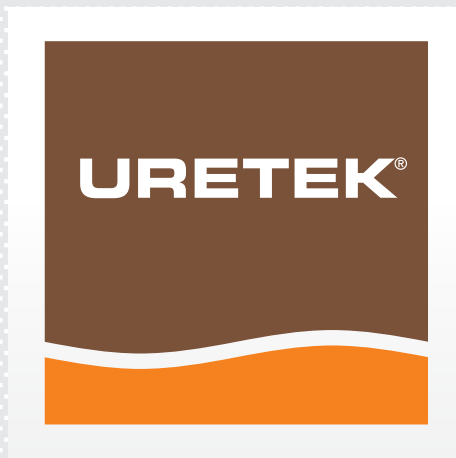
SCIENTIFIC BOOK

RACCOLTA DI MEMORIE SCIENTIFICHE PUBBLICATE IN CONVEGNI NAZIONALI
E INTERNAZIONALI INERENTI LA TECNOLOGIA URETEK DEEP INJECTIONS®

URETEK

SCIENTIFIC BOOK

RACCOLTA DI MEMORIE SCIENTIFICHE PUBBLICATE IN CONVEGNI NAZIONALI
E INTERNAZIONALI INERENTI LA TECNOLOGIA URETEK DEEP INJECTIONS®



*Questo libro,
rappresenta la prima
raccolta di contributi
scientifici sul tema
del consolidamento
dei terreni con iniezioni
di resine espandenti.*

Carlo Canteri, fondatore di Uretek S.r.l. ed inventore del metodo Uretek Deep Injections®, è stato un autentico pioniere per il settore ed è proprio grazie alle sue intuizioni che questa tecnologia è diventata un formidabile strumento nelle mani di tecnici e progettisti che intendano migliorare i parametri del terreno con un metodo poco invasivo.

L'intensa attività di ricerca, promossa e sostenuta da Uretek in tutto il mondo, ha stimolato professionisti ed accademici ad interessarsi di questo microsettore della geotecnica e così, nel corso degli anni, sono state presentate interessanti memorie in convegni internazionali in Italia (Palermo, Abano Terme e Torino) e all'estero (Coimbra, Singapore, Parigi, Graz e Trondheim).

I contributi raccolti in questo volume, spaziano dalla descrizione di case history particolari, ai metodi di progettazione e modellazione fino all'applicazione della tecnologia Uretek Deep Injections® per l'attenuazione degli effetti indesiderati indotti da vibrazioni, ritiro e rigonfiamento dei terreni.

Il consolidamento del terreno con iniezioni di resina espandente è oggi una tecnologia che poggia su solide basi scientifiche e fa parte dei programmi di corsi universitari sul consolidamento dei terreni. Questa raccolta vuole essere uno strumento che consente a chiunque lo desideri, di approfondire le proprie conoscenze sul tema e capire quali sono le caratteristiche fondamentali per la buona riuscita di un intervento.

I vari autori delle memorie, concordano di fatto su alcuni punti essenziali che devono caratterizzare un giusto approccio al problema, ovvero la necessità di: un'adeguata campagna geognostica, una progettazione specifica, un monitoraggio in tempo reale ed una miscela d'iniezione con tempi rapidi d'indurimento che eviti la dispersione del materiale lontano dal punto d'iniezione.

Si ringraziano tutti coloro che nel corso degli anni hanno contribuito allo sviluppo della tecnologia Uretek Deep Injections® e i lettori di questa raccolta.

*Uretek Italia S.P.A.
Ufficio sviluppo e ricerca*

1

pag. 2

INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEI TERRENI DI FONDAZIONE DI UNA TORRE CAMPANARIA CON INIEZIONI DI RESINA AD ALTA PRESSIONE D'ESPANSIONE

.....

Memoria presentata al

XXII Convegno Nazionale di Geotecnica

Italia: Palermo, 22 - 24 settembre 2004

2

pag. 10

MODELLAZIONE ANALITICA DEL MIGLIORAMENTO DEL TERRENO ATTRAVERSO INIEZIONI DI RESINA AD ALTA PRESSIONE D'ESPANSIONE

.....

Memoria presentata alla 6th International

Conference on Ground Improvement Techniques

Portogallo: Coimbra, 18 - 19 luglio 2005

3

pag. 16

MODELLAZIONE NUMERICA DI UN INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO DEL TERRENO DI FONDAZIONE DI UN PALAZZO STORICO REALIZZATO CON INIEZIONI DI RESINA POLIURETANICA AD ALTA PRESSIONE D'ESPANSIONE

.....

Memoria presentata al

XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica

Italia: Abano Terme (PD), 16 - 18 maggio 2007

4

pag. 24

UTILIZZO DI INIEZIONI DI RESINE POLIMERICHE ALTAMENTE ESPANDENTI PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO DI COLLASSO DELLE FONDAZIONI DI STRUTTURE ESISTENTI DOVUTO A FENOMENI SISMICI

.....

Memoria presentata alla

8th Pacific Conference on Earthquake Engineering

Singapore: 5 - 7 dicembre 2007

5

pag. 29

CONCEPTUAL MODEL FOR THE REMEDIATION OF EXPANSIVE CLAY FOUNDATIONS USING EXPANDING POLYURETHANE RESIN

.....

Memoria presentata al SEC 2008 - Symposium

International Sécheresse et Constructions

Francia: Parigi, 1 -7 settembre 2008

6

pag. 34

CONSOLIDAMENTO DEL TERRENO MEDIANTE L'INIEZIONE DI RESINE POLIURETANICHE PER L'ATTENUAZIONE DEL RIGONFIAMENTO E DEL RITIRO DI TERRENI ARGILLOSI

.....

Memoria presentata al SEC 2008 - Symposium

International Sécheresse et Constructions

Francia: Parigi, 1 -7 settembre 2008

7

pag. 38

RIDUZIONE DELLE VIBRAZIONI ATTRAVERSO L'INSERIMENTO NEL TERRENO DI UN CORPO ISOLANTE FACILE DA POSARE IN OPERA, EFFICIENTE ED ECONOMICO

.....

Memoria presentata al

Christian Veder Kolloquium

Austria: Graz, 27 - 28 marzo 2008

8

pag. 46

RINFORZO E ADEGUAMENTO DELLE FONDAZIONI PER SOLLECITAZIONI STATICHE E DINAMICHE

.....

Estratto dall' memoria presentata al

XXII ciclo delle Conferenze di Geotecnica

Italia: Torino, 18 - 19 novembre 2009

9

pag. 52

3D FEM ANALYSIS OF SOIL IMPROVING RESIN INJECTIONS UNDERNEATH A MEDIAEVAL TOWER IN ITALY

.....

Memoria presentata al

7th European Conference on NUMGE

Norvegia: Trondheim, 2 - 6 giugno 2010



URETEK

INDICE

Scientific Book

1

INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEI TERRENI DI FONDAZIONE DI UNA TORRE CAMPANARIA CON INIEZIONI DI RESINA AD ALTA PRESSIONE D'ESPANSIONE.

.....

Memoria presentata al
XXII CONVEGNO NAZIONALE DI GEOTECNICA
Italia: Palermo, 22 - 24 settembre 2004

Favaretti M.
Università degli Studi di Padova

Germanino G.
Libero professionista

Paschetto A.
Uretex Italia S.P.A.

Vinco G.
Uretex Italia S.P.A.

PAROLE CHIAVE: fondazioni, consolidamento, fessurazioni, iniezioni, resina.

SOMMARIO

La memoria mira ad illustrare le modalità d'esecuzione di iniezioni di resina espandente ad alta pressione d'espansione ed i suoi effetti nel sottosuolo trattato.

Dopo un inquadramento geotecnico preliminare sull'evoluzione del processo generato da una serie ordinata di iniezioni, vengono successivamente riportati alcuni significativi risultati registrati nel corso del monitoraggio dell'intervento di consolidazione del terreno d'impasto della fondazione della torre campanaria della chiesa parrocchiale di Borgolavezzaro (NO). Di questo intervento vengono in particolare sottolineate le modalità operative, la modesta invasività ed, infine, le caratteristiche fisico-meccaniche del materiale iniettato che si mantengono pressoché inalterate nel tempo. L'aumentata conoscenza sul comportamento a breve e lungo termine della resina utilizzata e sui fenomeni d'interazione che si sviluppano tra la stessa resina espandente ed il terreno trattato consentono d'intervenire in assoluta sicurezza nel risanamento di edifici di elevato pregio.

1. PREMESSE

Sono sempre più numerosi e diffusi su tutto il territorio nazionale i casi in cui viene richiesto agli ingegneri di cimentarsi nel consolidamento delle strutture di edifici che nel corso degli anni hanno manifestato rilevanti e, spesso preoccupanti, evoluzioni del proprio stato fessurativo.

Le cause di questi fenomeni fessurativi sono da imputarsi, nella maggior parte dei casi, allo sviluppo di cedimenti differenziali, generati da ampliamenti o modifiche apportate al corpo di fabbrica e dalle variazioni nella distribuzione dei carichi permanenti applicati; in altre circostanze la causa dei cedimenti va ricercata nella variazione delle proprietà geotecniche

dei terreni di fondazione, dovute, ad esempio, ad un abbassamento o innalzamento della falda freatica, alla degradazione chimica di alcuni litotipi, alla rottura di impianti idraulico-sanitari, ecc..

Qualunque sia la causa del cedimento differenziale si rendono necessari degli interventi migliorativi che consentano al sistema struttura-terreno di adeguarsi al nuovo quadro statico. Ciò può essere perseguito principalmente in due modi: (1) il consolidamento strutturale delle fondazioni; (2) il consolidamento del terreno ed il conseguente miglioramento delle sue caratteristiche fisico-meccaniche.

Un rilevante aumento delle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione può spesso essere prodotto utilizzando una tecnologia di consolidamento che ricorre all'iniezione nel terreno di resina espandente ad alta pressione d'espansione. Le modalità d'intervento sono relativamente semplici e non necessitano di scavi invasivi o di problematici sistemi di collegamento per solidarizzare le preesistenti e le nuove opere di fondazione.

Per effetto della rilevante espansione della resina, all'interno del volume di terreno trattato, è possibile inoltre ripristinare il contatto all'interfaccia terreno-fondazione anche laddove i valori della sollecitazione risultino più modesti. In questo modo si ottiene una migliore distribuzione dei carichi ed una conseguente limitazione dei picchi di tensione.

2. CHIESA DEI S.S. BARTOLOMEO E GAUDENZIO IN BORGOLAVEZZARO (NO)

2.1 Inquadramento storico

Alessandro Antonelli, nato a Ghemme nel 1798 e morto a Torino nel 1888, è architetto di spicco del gothic revival. Professore all'Accademia Albertina di Torino dal 1836 al 1857 è autore di importantissimi



progetti, tra i quali, oltre alla Mole Antonelliana a Torino (1863) e alla Cupola di S. Gaudenzio a Novara (1841) figura anche quello della Chiesa Parrocchiale dei S.S. Bartolomeo e Gaudenzio a Borgolavezzaro (NO) realizzato nel 1852 (Fig.1).

Nata sulle spoglie della vecchia chiesa di S. Gaudenzio, l'attuale chiesa Parrocchiale di Borgolavezzaro, dedicata ai S.S. Bartolomeo e Gaudenzio, costituisce uno dei primi progetti con volta a botte molto larga insistente su un solo ordine di colonne. Quanto si vede oggi, e già suscita qualche nota di stupore, è il risultato non del progetto originario, bensì delle modifiche imposte prima della costruzione, avvenuta tra il 1858 ed 1862, dal Congresso Permanente di Acque e Strade nonché dal Genio Civile a causa dei dubbi suscitati sulla sua stabilità. Quel che rimane dell'originaria chiesa di S. Gaudenzio è solo il massiccio campanile, che secondo l'idea originale dell'Antonelli doveva venir demolito.



FIGURA 1. CHIESA PARROCCHIALE DEI S.S. BARTOLOMEO E GAUDENZIO BORGOLAVEZZARO (NO)

2.2 Analisi del quadro fessurativo e delle cause del dissesto

L'esame del quadro fessurativo rappresenta una fonte importante di informazioni sul tipo di cedimento che è avvenuto. L'entità, la forma, l'inclinazione e l'evoluzione nel tempo delle lesioni che si sono manifestate sui muri portanti, sui muri divisorii e sui pavimenti, forniscono un insieme di dati preziosi che contribuiscono ad un'accurata interpretazione della dinamica del cedimento.

L'edificio oggetto dell'intervento è oggi interessato da svariate fessure concentrate in diversi punti soprattutto nella zona di congiunzione tra l'antica torre campanaria e la chiesa vera e propria di più recente costruzione.

Le fessure che si rilevano sulla facciata sud danno senza dubbio un quadro molto preciso della situazione. Esse hanno tutte un andamento subverticale rivolte verso il campanile e diminuiscono man mano d'importanza allontanandosi da esso.

Aspetto molto importante e significativo, oltre l'andamento e la direzione, è l'interruzione della linearità dei piani. Tra le due facce della lesione si verifica infatti un abbassamento considerevole

sempre dalla parte del campanile. Dai verbali della giunta comunale emerge un'interessante nota riguardante la storia del quadro fessurativo. Si legge infatti in uno scritto risalente al 5 febbraio 1909 che *"...nella chiesa Parrocchiale s'è aperto un crepaccio che partendo dalla sommità dell'uscio d'entrata sottostante al campanile, si estende fino alla volta superiore della chiesa stessa."*

Già in precedenza, nella relazione del perito G. Rosina redatta in data 5 febbraio 1904, si erano fatte delle ipotesi sulle possibili cause dei dissesti, evidenziando che: *"...dopo una minuta ispezione fatta alla massa voluminosa del campanile e prese in considerazione le screpolature che si manifestarono sull'architrave della portina laterale d'ingresso alla Chiesa, come al muro della chiesa stessa, che corre lungo la contrada ed il modo con cui le stesse screpolature si presentano, (...) deve formarsi una certa convinzione che la massa del campanile non si è ancora messa in equilibrio colla resistenza del sottostante terreno per cui segue un procedimento, lento finché si voglia ma pure costante, di approfondimento. Questo sprofondamento lento non si può dire per ora che sia conforme sui quattro lati della base perché avvi ritenersi che i quattro muri della fondazione abbiano da posare direttamente sul terreno e non già, come dovrebbe essere, sopra una platea omogenea a larga base."*

Essendosi oggi riaperta tale lesione, possiamo dedurre che il fenomeno allora descritto era ancora in atto. In una relazione firmata dall'ing. Giuseppe de Ferrari risalente al 1925, si trova un successivo chiaro riferimento al fenomeno di sprofondamento del campanile: *"Nel mio sopralluogo ho avuto l'occasione di osservare parecchie fessure prodottesi nei muri della chiesa che fanno capo al vecchio campanile, screpolature la cui direzione fa supporre che siano dovute ad un cedimento generale della fondazione del campanile stesso. Se tali lesioni possono ancora essere soggette ad allargarsi per via di ulteriori cedimenti, non è possibile dire; certo è che le screpolature come si riscontrano a semplice esame sono di data vecchia e non accennano per ora ad aumentare."*

In un recente rilevamento (Fig.2) molte fessure individuate sono presenti sia sul lato interno che esterno dell'edificio. Ciò evidentemente significa che le lesioni sono passanti e soprattutto di notevole rilevanza. Si tratta per lo più di fessure ricucite addirittura in tempi diversi (le malte di risarcitura sono differenti: una a base cementizia e l'altra no) e successivamente riapertesì. Si ritiene che il fenomeno in esame sia principalmente dipeso dal cedimento del campanile verso il basso, maggiore di quello che ha caratterizzato la porzione più recente dell'edificio sacro.

La natura dei terreni di fondazione, essenzialmente granulari e quindi caratterizzati da tempi di consolidazione rapidi, e i differenti tempi di costruzione (prima il campanile e successivamente la nuova



chiesa), fanno ritenere probabile che la condizione di stabilità geotecnica del sistema fondazione-struttura del campanile fosse precaria, ancor prima della costruzione della chiesa, e prossima ad una condizione critica.

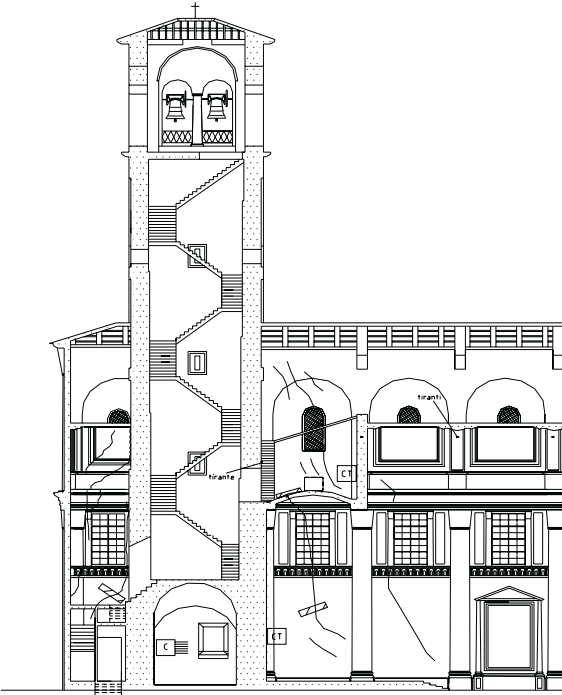


FIGURA 2. SEZIONE LONGITUDINALE DELLA TORRE CAMPANARIA

Ciò potrebbe essere imputabile ad un dimensionamento delle opere di fondazione non adeguato all'entità dei carichi applicati ed alla natura del sottosuolo. A conforto di questa tesi esiste una documentazione che attesta che anni fa, durante alcuni lavori edili compiuti internamente all'edificio, vennero messe a nudo le fondazioni della parte absidale e del tiburio, e si osservò che le fondazioni della chiesa erano decisamente più larghe e massicce di quelle del campanile.

Sembra quindi che i costruttori della nuova chiesa abbiano inteso cautelarsi maggiormente rispetto a coloro che avevano diretto i lavori di progettazione e costruzione del campanile.

L'edificazione della chiesa, con il conseguente incremento non uniforme delle tensioni anche nel sottosuolo del campanile, potrebbe aver causato lo sviluppo di ulteriori cedimenti, particolarmente rilevanti nella zona di collegamento tra campanile e chiesa. Il maggior cedimento verticale del campanile, verificatosi presumibilmente per la già citata pre-esistente condizione di precarietà del sistema terreno-fondazione, ha in qualche modo trascinato con sé le parti della struttura ad esso più vicine, seguendo la linea di minore resistenza: si sono così fessurate le parti d'incastro campanile-muratura perimetrale e i voltini delle finestre. Le fessure corrono diagonalmente sulla muratura di tamponamento, ed infine lesionano gli orizzontamenti, in questo caso, le volte e le modanature delle trabeazioni. Le volte sono lesionate e le

fessure non sono rivolte verso il campanile, ma sono passanti come se una parte della volta avesse seguito il campanile nel suo movimento, mentre l'altra sia rimasta ferma: quello che ne deriva è proprio una "spaccatura" degli orizzontamenti.

2.3 I terreni di fondazione

L'indagine geotecnica è stata svolta nell'autunno 2001 ed è consistita nell'esecuzione di sondaggi a rotazione, spinti fino alla profondità di -20.00 m dal piano campagna (Tab.1), prove SPT, eseguite ogni 2.50 m di profondità, analisi granulometriche sui campioni rimaneggiati prelevati nel corso dei sondaggi.

I terreni risultano per lo più composti da sabbie e ghiaie con frazione limosa non superiore al 6% (Figura 3). Alla profondità di -14.20 m÷-14.80 m dal p.c. è stato rilevato un livello di materiale torboso, provvisto di fibre legnose scure.

L'interpretazione dei risultati delle prove SPT consente di affermare che i terreni granulari superficiali presentano una densità medio-bassa.

Nel corso dell'indagine in situ la quota della falda freatica risultava a -2.00 m dal p.c. con un livello che può subire, nel corso dell'anno, oscillazioni significative, in particolare nel periodo estivo, a seguito dell'allagamento delle colture risicole.

TABELLA 1. PROFILO STRATIGRAFICO MEDIO DEI TERRENI DI FONDAZIONE

PROF. (m)	DESCRIZIONE	N _{SPT}
0.0-1.8	Riporto di sabbia e mattoni	-
1.8-3.0	Sabbia fine-media debolmente limosa	8
3.0-6.0	Sabbia medio-grossa con livelli ghiaiosi	11
6.0-7.5	Sabbia grossa con ghiaia	14
7.5-12.0	Sabbia fine e media	10
12.0-14.2	Sabbia grossa con ghiaia	-
14.2-14.8	Torba fibrosa	-
14.8-16.5	Sabbia fine	10
16.5-20.0	Sabbia grossa con ghiaia	-

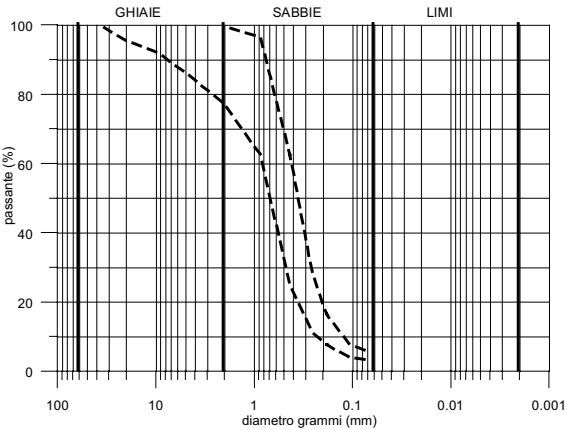


FIGURA 3. FUSO GRANULOMETRICO DEI TERRENI DI FONDAZIONE

3. INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO

Dopo aver valutato le più probabili cause del dissesto strutturale, si è scelto di intervenire nel volume immediatamente sottostante le fondazioni del campanile, unicamente attraverso la procedura Uretex Deep Injections®.

Tale tecnologia di consolidamento impiega una particolare resina capace, immediatamente dopo la sua iniezione, di rigonfiare, esercitando su tutto il terreno trattato una pressione di espansione di elevatissima entità.

3.1 Proprietà meccaniche della resina

La resina utilizzata è stata preliminarmente sottoposta ad una serie di prove di laboratorio, al fine di valutarne le principali proprietà meccaniche.

Vengono in questa sede riportati i risultati delle prove di compressione verticale con espansione laterale libera e di espansione verticale in condizioni edometriche.

Le prime sono state condotte su provini cubici di lato pari a 50 mm, in accordo con quanto prescritto dalla Norma UNI 6350-68 "Materie plastiche cellulari rigide - Determinazione delle caratteristiche a compressione".

I risultati ottenuti, facendo variare opportunamente il peso di volume γ della resina, evidenziano come la resistenza a compressione σ aumenti velocemente con γ (Fig.4). Si osservi inoltre come a valori estremamente contenuti del peso di volume ($0.50 \div 3.50 \text{ kN/m}^3$) corrispondano resistenze alla compressione piuttosto elevate ($0.25 \div 6.50 \text{ MPa}$) e comunque ampiamente sufficienti per opporsi alle tensioni presenti nel terreno.

Per quel che concerne il modulo di elasticità iniziale E , le prove hanno consentito di individuare valori compresi tra $15 \div 80 \text{ MPa}$, confrontabili con i moduli E caratteristici dei terreni sciolti.

Ciò significa che in un terreno sottoposto a trattamento con la resina la rigidità media dello ammasso non subisce variazioni significative, si mantiene omogenea su tutto il volume trattato, senza che si assista a ridistribuzioni anomale delle tensioni applicate.

Le prove per la determinazione dell'espansione in condizioni edometriche sono state condotte utilizzando un'apposita apparecchiatura che consente l'iniezione della resina all'interno di un cilindro metallico rigido, provvisto di pistone. Dopo l'iniezione all'interno del cilindro, la resina inizia la propria espansione che, a causa dell'elevata rigidità del contenitore, è consentita solamente verso l'alto in direzione verticale. La pressione d'espansione è stata assunta pari alla pressione necessaria ad impedire al pistone di muoversi verso l'alto. Si è osservata, come in precedenza, la dipendenza della pressione di rigonfiamento dalla densità della resina (Fig.5). Sono stati misurati valori di pressione

d'espansione compresi tra 0.20 MPa a 10.0 MPa , nel campo indagato di pesi di volume ($\gamma = 0.5 \text{ kN/m}^3 \div 10.0 \text{ kN/m}^3$).

Tali valori sono indicativi della pressione che la resina può generare qualora essa venga iniettata nel terreno. Lo stato di tensione del terreno da trattare, determina la pressione d'espansione alla quale la resina completa la reazione di polimerizzazione. Il peso di volume solido della resina, nonché il suo grado d'espansione volumetrica misurati al termine del processo, sono entrambi funzione di tale valore di pressione. Qualora la reazione di polimerizzazione avvenga in ambiente privo di confinamento (aria libera), la resina ad alta pressione d'espansione solidifica ad un peso di volume pari a 0.4 kN/m^3 con un grado d'espansione volumetrica pari a 30.

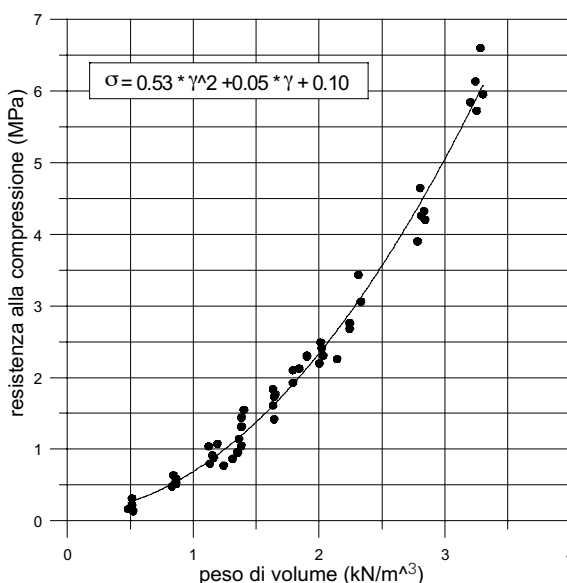


FIGURA 4. PROVA DI COMPRESSIONE VERTICALE CON ESPANSIONE LATERALE LIBERA: ANDAMENTO DELLA TENSIONE VERTICALE IN FUNZIONE σ DEL PESO DI VOLUME γ DEL PROVINO

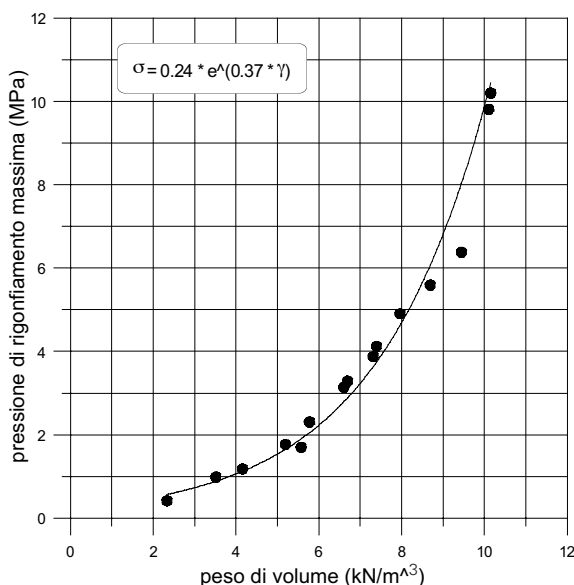


FIGURA 5. PROVA DI RIGONFIAMENTO IN CONDIZIONI EDOMETRICHE: ANDAMENTO DELLA PRESSIONE MASSIMA DI RIGONFIAMENTO IN FUNZIONE DEL PESO DI VOLUME DEL PROVINO



3.2 Inquadramento teorico del processo di consolidamento

La procedura di consolidamento Uretek sviluppa la sua azione in direzione verticale (o sub-verticale) attraverso una successione di iniezioni a bassa pressione, eseguite sotto il piano della fondazione, di una resina provvista di una rilevante e rapida capacità d'espansione.

L'espansione si sviluppa, come già descritto nel paragrafo precedente, mettendo in gioco una pressione di rigonfiamento assai elevata, che aumenta con il grado di confinamento a cui è soggetta la resina stessa durante l'intervento: quanto più la resina è confinata nel corso del trattamento, tanto maggiore risulterà la sua azione consolidante. L'inquadramento teorico del processo di consolidamento, operato dalla resina, può essere portato avanti mediante la teoria della espansione di una cavità sferica/cilindrica proposta da Yu e Houlsby (1991).

Il modello si basa sulle seguenti ipotesi:

- si considera un mezzo tridimensionale illimitato costituito da terreno omogeneo, isotropo, dilatante, elastico-perfettamente plastico;
- il terreno contiene una singola cavità cilindrica o sferica;
- il raggio iniziale della cavità è a_0 e la cavità è soggetta ad una pressione idrostatica iniziale p_0 ;
- la pressione p all'interno della cavità viene incrementata gradualmente, in modo da assumere trascurabili gli eventuali effetti dinamici;
- l'espansione della cavità viene seguita sommando i contributi derivanti da un'analisi a grandi deformazioni nella regione plasticizzata e da una soluzione a piccole deformazioni nella regione elastica.

Il procedimento proposto dagli autori è il seguente (per il significato di alcuni simboli si rimanda il lettore alla memoria originale citata in bibliografia):

1. Scelta dei parametri di input: E , ν , c , ϕ , ψ , p_0 , m ;
2. Calcolo dei parametri derivati: G , M , α , β , γ , δ , η , ξ ;
3. Per pressioni $p < p_1$ (pressione necessaria a innescare la plasticizzazione del mezzo) si calcola il raggio della cavità nell'ipotesi di deformazione elastica di piccola entità;
4. Per qualunque valore della pressione p della cavità (compreso fra p_1 , pressione di plasticizzazione, e p_∞ , pressione limite) si calcola il rapporto della pressione di cavità R ;
5. Si determina il valore del parametro Λ_1 ;
6. Si valutano il rapporto a/a_0 (a : raggio della cavità durante il carico; a_0 : raggio iniziale della cavità), lo spostamento radiale dalla configurazione iniziale, u , e la deformazione della superficie perimetrale della cavità, ϵ .

I passaggi dalla (4) alla (6) possono essere ripetuti al fine di definire completamente la relazione tensioni della cavità-deformazioni.

La bontà delle previsioni fornite dal modello è stata

finora verificata su un numero limitato di casi e necessita di ulteriori conferme.

E' evidente come l'attendibilità delle previsioni teoriche cresca con la qualità dell'indagine geotecnica a disposizione del progettista dell'intervento di consolidamento.

3.3 Descrizione dell'intervento

Anche a causa degli evidenti problemi di invasività che avrebbe comportato un intervento di sottofondazione tradizionale (micropali, jet grouting, ecc..) si è deciso di procedere con l'iniezione di resine ad alta pressione d'espansione. Le attuali preesistenze all'interno dell'edificio, e quindi altari, pavimentazione, coro e macchinari rendono impossibili interventi che attraverserebbero la struttura muraria ed il terreno a notevole profondità danneggiando porzioni della chiesa di alto valore storico.

Per la collocazione del campanile, interamente inglobato tra le mura della chiesa, sarebbe infatti necessario intervenire portando i macchinari all'interno dell'edificio con ovvie conseguenze. Un intervento con resine stabili ad alta pressione d'espansione, grazie alla puntualità dell'applicazione, permette un consolidamento omogeneo del terreno sottostante alle strutture portanti cedute. Le ridottissime aree necessarie all'attività di cantiere ed il tipo di materiale iniettato consentono inoltre di operare senza interrompere le attività di culto e limitando al massimo i lavori di scavo.

L'operazione comporta l'iniezione nel terreno a basse pressioni di resine ad alta pressione d'espansione ottenute dalla miscelazione di componenti che, per reazione chimica, provocano un effetto di consolidamento esercitando nel terreno ospitante una pressione fino a 10 MPa in un tempo massimo di 6"-10" dalla loro miscelazione.

I fori d'iniezione hanno un diametro di 20.0 mm ed un interasse di progetto compreso tra i 0.8 m ed 1.0 m e sono stati eseguiti, utilizzando trapani a rotopercolazione, nel substrato lungo tutto il perimetro del campanile costituito da asfalto, cls armato, terreno, pavimenti, ecc...

Trovandoci in assenza di un vero e proprio sistema fondale i fori sono stati realizzati nelle immediate vicinanze della muratura portante, in quanto ciò rappresentava l'unico modo di raggiungere con precisione il terreno sottostante (Fig.6). La resina liquida iniettata a media e bassa pressione, viste le sue caratteristiche, espande dove trova la minor resistenza offerta dal terreno e grazie al suo forte aumento volumetrico compatta e consolida il terreno di fondazione amalgamandosi con esso fino a costituire un agglomerato con caratteristiche di alta resistenza agli sforzi di compressione e taglio. L'iniezione è stata eseguita con apposito ugello eiettore collegato a bocca foro con un condotto tubolare in rame.



Tale condotto ha l'unico scopo di trasferire la miscela al fondo foro posto alla profondità di progetto. Nel caso in esame si sono eseguite iniezioni di tipo colonnare con velocità di risalita controllata da un apposito estrattore a partire da una profondità di -7.50 m dal p.c. fino al piano d'imposta delle fondazioni o fino al primo segnale di sollevamento (≈ 1 mm). La quantità totale di resina iniettata è stata pari a ≈ 1750 kg equivalenti a ≈ 14 kg per metro di trattamento colonnare. Considerando il volume totale di substrato interessato dall'intervento, pari a ≈ 150 m³, si può determinare il cosiddetto indice di riempimento η pari a:

$$\eta = \frac{1750.0}{150.0} \approx 11.7 \text{ kg / m}^3 \quad (1)$$

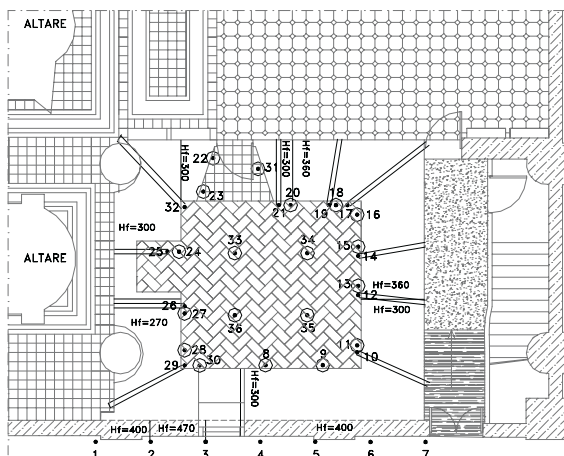


FIGURA 6. PIANTA FORI D'INIEZIONE

Durante l'iniezione, che ha interessato lo strato di terreno maggiormente gravato dalle tensioni indotte dal carico soprastante, l'intera struttura e le zone limitrofe sono state monitorate a mezzo di livelli laser con precisione di 1 mm.

Altri controlli sulla portata e la pressione d'iniezione sono stati eseguiti utilizzando appositi misuratori e manometri.

In fase operativa si è provveduto inizialmente all'esecuzione delle perforazioni esterne lungo il lato sud del campanile; quindi si è operato all'interno della cella campanaria intervenendo con le iniezioni lungo tutto il perimetro e con quattro fori al centro del pavimento.

Per non invadere l'interno della chiesa, forando la pavimentazione esistente e disturbando le attività quotidiane di culto, si è provveduto a eseguire perforazioni oblique, che dalla sala interna al campanile raggiungessero in profondità lo strato di terreno da consolidare.

All'interno della cella campanaria ad ogni foro verticale è stato associato un foro obliquo con inclinazione tale da attraversare il muro di fondazione e coprire in profondità tutta l'area prevista da progetto (Fig.7). Durante le fasi di perforazione è stato anche possibile verificare puntualmente la profondità delle fondazioni del campanile, compresa tra 2.7 m e 3.5 m.

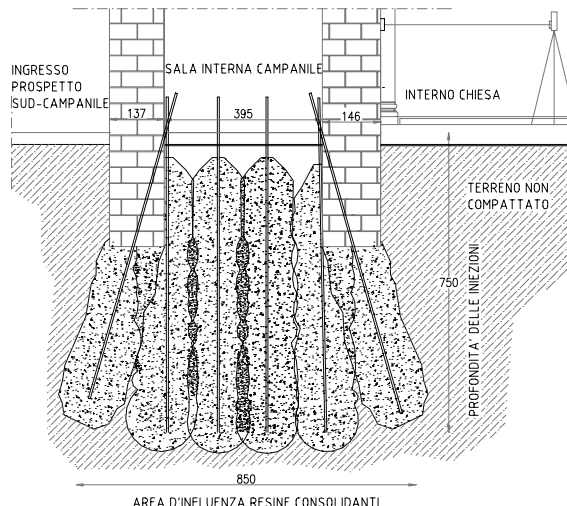


FIGURA 7. SEZIONI FORI D'INIEZIONE

Il terreno perforato è costituito da ghiaia con sabbia con le fondazioni in mattoni pieni e pietrame alla base.

I lavori si sono svolti nei giorni compresi tra l'8 settembre ed il 18 settembre 2003, per un totale di 7 giorni lavorativi.

Ogni fase delle lavorazioni ed ogni perforazione o iniezione di resina sono state registrate in un giornale di cantiere.

Questo ha permesso di avere un'indicazione dei movimenti della struttura, rilevati dal sistema di monitoraggio strumentale attivo nella chiesa dal giugno 2003, durante l'alternarsi delle differenti fasi delle lavorazioni.

3.4 Monitoraggio strumentale delle fessure esistenti

Il 23 giugno 2003 è iniziato il monitoraggio strumentale di 4 delle maggiori lesioni causate dal cedimento differenziale della struttura. I fessurimetri sono di tipo elettrico con sensore potenziometrico centesimale con campo di misura ± 25 mm per misurare con precisione le variazioni di posizione tra due punti a parete.

I fessurimetri sono stati posizionati in associazione a due celle termometriche con sensore NTC, con campo di misura $-30^{\circ}/+70^{\circ}\text{C}$ e sensibilità 0.5° e sono:

- F01, fissato a parete perpendicolarmente alla fessura sul muro interno della chiesa sulla destra dell'altare ed associato alla termoresistenza T05.
- F02, fissato sulla stessa parete del fessurimetro F01 nel sottotetto della chiesa perpendicolarmente alla fessura al di sotto della finestra.
- F03, fissato a cavallo e perpendicolarmente alla fessura all'estradosso della volta della navata laterale a destra dell'altare ed associato alla termoresistenza T06.
- F04, fissato perpendicolarmente alla fessura sul muro in corrispondenza della scala d'accesso al campanile.



La centralina di registrazione dati, alimentata a batteria al litio, è stata posizionata nel locale alla base del campanile, da dove si sono effettuate le iniezioni. I dati contenibili nella centralina di registrazione sono in numero di 2000 per canale, per questo motivo si è scelto di fissare come intervallo di rilevazione 30 minuti, mentre lo scaricamento dei dati mediante PC portatile collegato alla centralina avviene mensilmente ed avrà una durata di tre anni. Durante le fasi di perforazione e iniezione delle resine l'intervallo di tempo intercorrente tra ogni rilevamento era stato abbassato a 10 minuti in modo da poter rilevare con maggiore precisione l'evoluzione dei movimenti durante i lavori.

3.5 Risultati del monitoraggio

È attualmente molto diffusa tra i conservatori dei monumenti la volontà di tenere sotto controllo le lesioni e le deformazioni che appaiono negli edifici storici di particolare importanza. E' evidente che conoscere gli andamenti fessurativi e deformativi è un aiuto notevolissimo per testare in continuazione la salute di un edificio di rilevamento architettonico e storico. Le fessure sono sì dipendenti dalle variazioni termiche, ma sono spesso indotte dal carico del peso proprio dell'edificio e dalle sollecitazioni dinamiche provenienti dal traffico pesante che interessano il terreno su cui poggia la costruzione. In questo caso il monitoraggio ha sia lo scopo di registrare nel tempo eventuali tendenze o processi di cedimento in corso, sia, nel breve periodo delle lavorazioni, effettivi movimenti o assestamenti della struttura.

Le lesioni, come è noto, risentono in modo notevole delle variazioni stagionali e giornaliere di temperatura ma per verificare se esistono deformazioni residue permanenti occorre rilevarle con controlli prolungati. Per questo motivo sono state posizionate due termoresistenze in associazione ai fessurimetri, che con gli stessi intervalli rilevino le variazioni di temperatura. In questo modo è possibile depurare le variazioni di lettura dei fessurimetri dovute agli sbalzi termici.

Infatti, come si è notato fin dalle prime fasi del monitoraggio, tutti i fessurimetri sono molto sensibili agli sbalzi termici giornalieri, subendo nell'arco della giornata variazioni di distanza anche di 3 decimi di millimetro per variazioni di temperatura di circa 6 °C tra giorno e notte.

È molto interessante verificare i movimenti avvenuti durante le fasi operative; analizzando i dati strumentali in nostro possesso è possibile infatti fare alcune considerazioni.

Osservando tutti i grafici dei fessurimetri si è notato che durante le prime fasi lavorative, e cioè durante le perforazioni avvenute tra il giorno 8 ed il giorno 16 settembre 2003, il movimento della fessura ha sostanzialmente seguito l'andamento della

temperatura, non subendo particolari picchi o sbalzi improvvisi. Ciò significa, che le perforazioni a rotopercolazione, pur attraversando in obliquo le fondazioni del campanile non hanno generato movimenti seppur temporanei nella struttura.

Durante le iniezioni, analizzando invece i grafici dei fessurimetri F03 e F04, posizionati sulla volta e sul muro della scala verso il campanile è invece possibile rilevare un'evidente variazione dell'andamento giornaliero delle fessure con la tendenza delle stesse a chiudersi indipendentemente dalle variazioni di temperatura.

Questi salti, di circa un decimo di millimetro, avvengono in effetti in corrispondenza della fase d'iniezione delle resine in profondità. Il primo si ha nella giornata del 17 settembre 2003 ed il secondo in quella del 18 settembre 2003 dopo di che l'andamento torna a stabilizzarsi ed a seguire le variazioni di temperatura.

In effetti le iniezioni sono iniziate il 16 settembre 2003 alle ore 15.45 con l'effettuazione di 6 iniezioni, mentre il maggior numero di iniezioni sono avvenute in data 17 settembre 2003, giorno nel quale si rileva il maggiore restringimento delle fessure; il 18 settembre 2003 si sono poi effettuate le iniezioni lungo la muratura esterna lato strada ed è proprio in questa data che è stato rilevato il secondo salto a livello grafico nei dati di monitoraggio.

Nella Figura 8 viene rappresentato il grafico relativo ai movimenti del fessurimetro F04 nel periodo relativo ai lavori di consolidamento e precisamente tra l'8 settembre 2003 ore 8.30 ed il 22 settembre 2003 ore 8.30.

Si ribadisce che in questo periodo è stato diminuito l'intervallo di tempo intercorso tra un rilevamento e l'altro da 30 minuti a 10 minuti per avere un riscontro numerico più preciso in relazione con l'ora delle perforazioni e delle iniezioni di ogni foro. Viene inoltre riportato anche il grafico relativo ai movimenti registrati dal 17 settembre 2003 al 13 marzo 2004 (Figura 9).

La prima cosa che si può osservare sono naturalmente gli sbalzi relativi alla temperatura sia giornaliera che stagionale e quindi la normale tendenza delle fessure a seguire gli sbalzi termici.

Si osservano inoltre i salti relativi al periodo di lavorazione che avvengono indipendentemente dalla temperatura ma sono funzione dell'effetto del consolidamento del terreno fondale e quindi lo stabilizzarsi successivo del grafico che continua a registrare movimenti in dipendenza della sola variazione termica.

E' ancora prematuro individuare una tendenza delle fessure sia in positivo che in negativo anche se i risultati fino ad ora registrati sono più che confortanti; è invece interessante osservare il fenomeno del restringimento delle fessure in corrispondenza del periodo dei lavori ed inserirlo nella naturale evoluzione del fenomeno fessurativo.



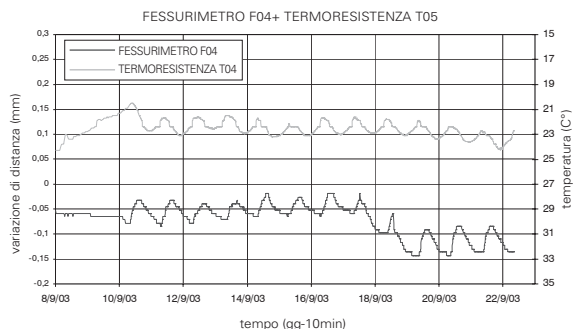


FIGURA 8. GRAFICO CRONOLOGICO LETTURE FESSURIMETRO F04 E TERMORESISTENZA T04 - RILIEVI DURANTE LE LAVORAZIONI

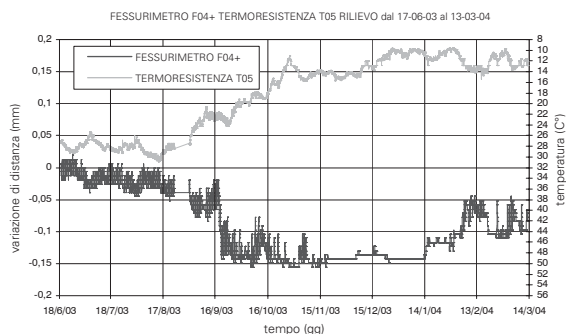


FIGURA 9. GRAFICO CRONOLOGICO LETTURE FESSURIMETRO F04 E TERMORESISTENZA T04 - RILIEVI POST INTERVENTO

4 Conclusioni

Attraverso lo studio di un intervento riguardante il consolidamento di un edificio di altissimo valore storico si sono voluti evidenziare gli aspetti tecnico-operativi dei trattamenti del terreno a mezzo d'iniezione con resine ad alta pressione d'espansione. L'utilizzo di questa tecnologia per il consolidamento dei terreni di fondazione ha permesso un omogeneo miglioramento delle caratteristiche geotecniche del terreno sottostante la struttura. Il mantenimento di una rigidità media dell'ammasso, confrontabile con i moduli elastici caratteristici dei terreni sciolti, consente di evitare una rilevante ridistribuzione di tensioni a strati di terreno più profondi.

Le attrezzature necessarie per le lavorazioni, estremamente ridotte, hanno permesso di operare senza la necessità di interrompere le quotidiane attività di culto.

L'intervento, completato in sette giorni lavorativi, ha previsto la realizzazione di perforazioni effettuate mediante attrezzatura manuale a rotopercolazione che non hanno in nessun modo determinato un aggravarsi delle lesioni preesistenti.

Attraverso un sofisticato sistema di monitoraggio delle fessure si è rilevato che le operazioni d'iniezione hanno prodotto un miglioramento della situazione del quadro fessurativo.

I rilevamenti, iniziati prima dell'intervento e tuttora in corso, hanno evidenziato una chiusura delle fessure durante le fasi di iniezione ed una situazione di stabilità delle stesse a partire dalla data di fine lavori. Caratteristiche del materiale iniettato sono la

resistenza alla compressione ampiamente superiore al carico indotto dalla struttura al terreno di fondazione e l'alta pressione d'espansione che ha permesso di migliorare lo stato di addensamento generale del terreno di fondazione.

La resina iniettata è un materiale ecocompatibile e rispetta tutte le rigide normative esistenti in materia.

4.1 Bibliografia

Yu H.S., Houlsby G.T., 1991. Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis. *Geotechnique*, 41 (2), 173-183

ABSTRACT

SOIL CONSOLIDATION UNDERNEATH THE FOUNDATION OF A BELL TOWER THROUGH THE INJECTION OF HIGH EXPANSION PRESSURE RESIN

Keywords: foundation, consolidation, cracks, injection, resin.

It is very common in the today's practice to have to deal with cracks problems regarding historical buildings.

The causes of these kind of problems could be several, for example the weight increase following a building redevelopment or the settlements following the drawdown of the ground water table. The injection of high expansion pressure resin deep in the ground underneath the foundation of a building can reduce or stop the evolution of the cracks. In the case history reported in this paper and regarding the bell tower of the Sts. Bartolomeo and Gaudenzio's church in Borgolavezzaro (NO), the bearing capacity of the soil-foundation system was increased, maintaining a homogeneous stiffness in all treated ground.

A geological investigation and an historical study of the sinking process during the centuries were carried out before designing the intervention.

The investigation of the interaction soil-resin has been made through a back analysis based on the cavity expansion in dilatant soil theory (Yu H.S. e Houlsby G.T., 1991). The high expansion pressure characteristic of the resin used in this consolidation procedure allows to the soil to be compressed. Laboratory tests and a continuous monitoring of the stabilized building proved that the mechanical properties of the material are stable and that the compressive strength doesn't decrease during the years.

The utilized high expansion pressure resin is not pollutant and satisfies all law requirements.



2

MODELLAZIONE ANALITICA DEL MIGLIORAMENTO DEL TERRENO ATTRAVERSO INIEZIONI DI RESINA AD ALTA PRESSIONE D'ESPANSIONE

.....

Memoria presentata alla 6th International Conference on Ground Improvement Techniques
Portogallo: Coimbra, 18 - 19 luglio 2005

Dei Svaldi A.
Università IUAV Venezia, Italia

Favaretti M.
Università di Padova, Italia

Paschetto A.
Uretek Italia S.P.A., Italia

Vinco G.
Uretek Italia S.P.A., Italia

PAROLE CHIAVE: iniezioni, miglioramento del terreno, resine espandenti, fondazioni superficiali.

SOMMARIO

Le resine poliuretaniche, ad alta pressione d'espansione, sono oggi utilizzate sempre più frequentemente nel consolidamento dei terreni tramite iniezioni. In questa memoria viene presentato un metodo teorico, basato sulla teoria dell'espansione della cavità, volto a quantificare il grado di miglioramento del terreno prodotto dalle iniezioni di resina. Viene inoltre riportato un confronto tra i dati teorici attesi ed i risultati di prove effettuate in situ. Basandosi sui risultati ottenuti con prove specifiche di laboratorio, condotte su provini di resina, i precedenti studi concernenti l'espansione della cavità sono stati modificati introducendo una relazione sperimentale tra la pressione d'espansione della resina e la pressione di confinamento offerta dal terreno trattato. La differenza di comportamento mostrata dai terreni coesivi rispetto a quelli granulari dipende dalla loro permeabilità alla resina. La stessa, nella sua fase liquida, si espande nei terreni coesivi in un corpo monolitico e permea assai poco il terreno, rompendolo lungo micro fessure. Al contrario, dopo l'iniezione in terreni granulari, la resina liquida riempie i vuoti del terreno dando origine ad un materiale composito solido rigido con resistenza a compressione paragonabile a quella del calcestruzzo.

1. PREMESSA

La necessità di realizzare cantieri geotecnici in condizioni difficili, luoghi chiusi e spazi operativi ridotti, ha portato allo sviluppo di particolari tecniche di miglioramento del terreno quali quella Uretek presentata in questa memoria.

Nel corso degli anni si è riscontrato un aumento considerevole della richiesta di consolidamenti di edifici interessati da dissesti e stati fessurativi rilevanti ed agli ingegneri è stato richiesto sempre più

frequentemente di cimentarsi con questi problemi, spesso assai complessi. Le cause di questi fenomeni fessurativi sono da imputarsi, nella maggior parte dei casi, al manifestarsi di cedimenti differenziali, generati da ampliamenti o modifiche apportate al corpo di fabbrica e dalle variazioni nella distribuzione dei carichi permanenti applicati; in altre circostanze la causa dei cedimenti va ricercata nella variazione delle proprietà geotecniche dei terreni di fondazione, dovute, ad esempio, ad un abbassamento od innalzamento della falda freatica, alla degradazione chimica di alcuni litotipi od alla rottura d'impianti idraulico-sanitari.

Il miglioramento delle proprietà meccaniche di un terreno di fondazione può divenire a volte necessario quando devono essere realizzate delle modifiche in strutture esistenti, quali sopra-elevazioni o variazioni della struttura portante.

2. MIGLIORAMENTO DELLE CARATTERISTICHE DEL TERRENO UTILIZZANDO LA TECNOLOGIA URETEK

Il metodo Uretek Deep Injections® è una tecnologia di intervento che mediante l'esecuzione di iniezioni localizzate di una particolare resina ad alta pressione d'espansione, determina un notevole miglioramento delle proprietà geotecniche del terreno di fondazione. La fase operativa, per il consolidamento di fondazioni di strutture nuove o già esistenti, è relativamente semplice e non necessita di scavi invasivi o di complicate opere di solidarizzazione.

Subito dopo aver eseguito le iniezioni nel terreno, la resina si espande. La pressione, sviluppata dalla resina nella sua fase d'espansione, dapprima consolida il terreno circostante dopodiché solleva la struttura sovrastante; il sollevamento è costantemente monitorato con apparecchiatura laser costituita da un



emettitore e da ricevitori, fissati alle strutture sotto le quali sono eseguite le iniezioni.

E' stata realizzata recentemente una vasta gamma di test di laboratorio sulla resina Uretek per misurarne le principali proprietà meccaniche [1]. Sono state realizzate prove di compressione verticale con espansione laterale libera e d'espansione verticale in condizioni edometriche presso il laboratorio geotecnico dell'Università di Padova.

Le prime sono state condotte su provini cubici di lato pari a 50 mm, in accordo con quanto prescritto dalla Normativa UNI 6350-68 "Materie plastiche cellulari rigide – Determinazione delle caratteristiche a compressione". I risultati ottenuti, facendo variare opportunamente il peso di volume γ della resina, evidenziano come la resistenza a compressione σ aumenti velocemente con γ (Fig.1). Si osserva inoltre come a valori molto contenuti del peso di volume ($0.50 \div 3.50 \text{ kN/m}^3$) corrispondano resistenze alla compressione piuttosto elevate ($0.25 \div 6.50 \text{ MPa}$) ed in ogni modo ampiamente sufficienti per opporsi alle tensioni presenti nel terreno. Per quel che concerne il modulo d'elasticità iniziale E , le prove hanno consentito di individuare valori compresi tra $15 \div 80 \text{ MPa}$, confrontabili con i moduli E caratteristici dei terreni alluvionali. Ciò significa che in un terreno sottoposto a trattamento con resina la rigidità media dell'ammasso non subisce variazioni significative e quindi non si dovranno attendere ridistribuzioni anomale delle tensioni applicate. Le prove per la determinazione dell'espansione in condizioni edometriche sono state condotte utilizzando un'apposita apparecchiatura che consente l'iniezione della resina all'interno di un cilindro metallico rigido, provvisto di pistone. Immediatamente dopo l'iniezione, la resina inizia l'espansione che, a causa dell'elevata rigidità del contenitore, è consentita solamente in direzione verticale. La pressione d'espansione è stata assunta pari alla pressione necessaria ad impedire al pistone di muoversi verso l'alto. Si è osservata, come in precedenza, la dipendenza della pressione di rigonfiamento dalla densità della resina (Fig.2). Sono stati misurati valori di pressione d'espansione compresi tra $0.20 \div 10.00 \text{ MPa}$, nel campo indagato di pesi di volume ($\gamma = 0.50 \text{ kN/m}^3 \div 10.00 \text{ kN/m}^3$). Tali valori sono indicativi della pressione che la resina può generare qualora essa venga iniettata nel terreno. Lo stato di tensione del terreno da trattare, determina la pressione d'espansione alla quale la resina completa la reazione di polimerizzazione. Il peso di volume solido della resina ed il suo grado d'espansione volumetrica misurati al termine del processo, sono entrambi funzione di tale valore di pressione. Qualora la reazione di polimerizzazione avvenga in ambiente privo di confinamento (aria libera), la resina solidifica con un peso di volume pari a 0.4 kN/m^3 con un grado d'espansione volumetrica pari a 30.

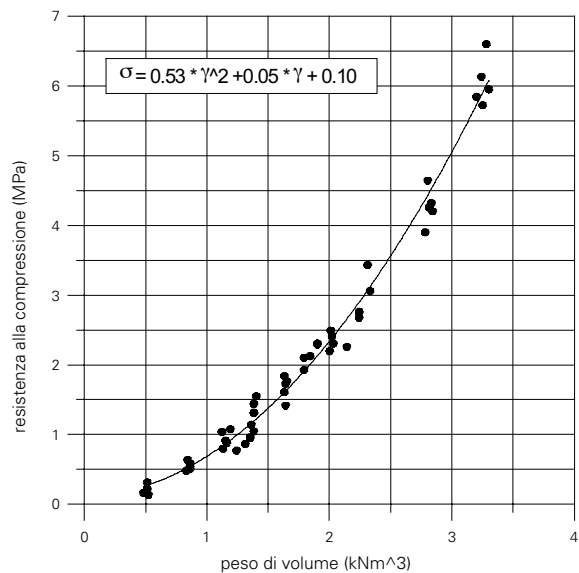


FIGURA 1. PROVA DI COMPRESSIONE VERTICALE CON ESPANSIONE LATERALE LIBERA: ANDAMENTO DELLA TENSIONE VERTICALE σ IN FUNZIONE DEL PESO DI VOLUME γ DEL PROVINO

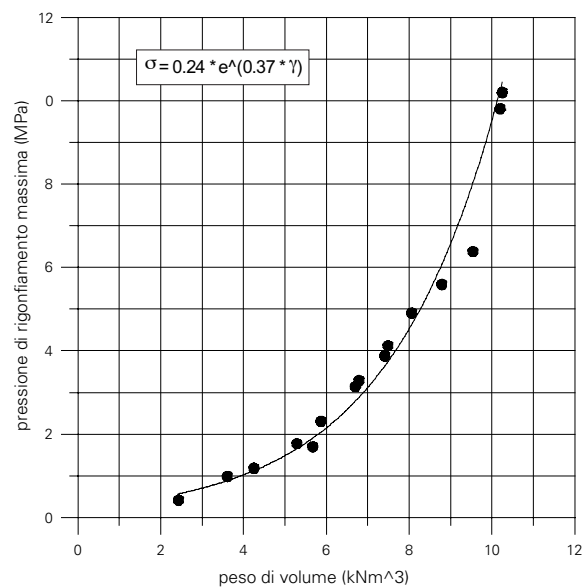


FIGURA 2. PROVA DI RIGONFIAMENTO IN CONDIZIONI EDOMETRICHE: ANDAMENTO DELLA PRESSIONE MASSIMA DI RIGONFIAMENTO IN FUNZIONE DEL PESO DI VOLUME DEL PROVINO

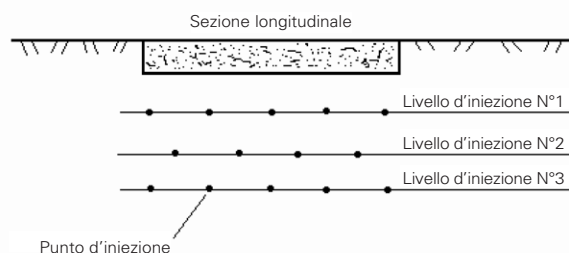


FIGURA 3. RAPPRESENTAZIONE SCHEMATICA DEL METODO D'INIEZIONE URETEK



3. INQUADRAMENTO TEORICO E SIMULAZIONE DEL PROCESSO D'ESPANSIONE

Il processo di espansione della resina, iniettata puntualmente all'interno del terreno (Fig.3), si presta ad essere inquadrato teoricamente secondo la teoria di espansione di una cavità di forma sferica (o cilindrica, se si tratta di più iniezioni ravvicinate disposte lungo un asse verticale) in condizioni quasi-statiche.

Il terreno viene caratterizzato come un mezzo elasto-perfettamente plastico con criterio di rottura non associato alla Mohr-Coulomb ed è inizialmente considerato soggetto ad uno stato di tensione isotropo, con pressione p_0 uguale a:

$$p_0 = \frac{1+2 \cdot K_0}{3} \cdot \sigma_{v0} + dp$$

dove K_0 è il coefficiente di spinta laterale a riposo e $dp = q_0 \cdot I_c \cdot [(B/L), z]$ indica l'incremento di pressione dovuto alla fondazione (dimensioni $B \times L$; fattore d'influenza I_c), calcolato alla profondità d'iniezione z secondo la teoria di Boussinesq.

La pressione verticale iniziale (σ_{v0}), calcolata alla profondità d'iniezione z , è uguale alla pressione totale in presenza di materiali coesivi ($c_u \neq 0$; $\varphi = 0$) ed alla pressione efficace in presenza di materiali granulari ($\varphi \neq 0$, $c_u = 0$).

I parametri del terreno considerati nel modello sono:

- il modulo di Young (E) ed il coefficiente di Poisson (ν) per la caratterizzazione del comportamento elastico del terreno;
- la coesione (c) o la resistenza al taglio non drenata (c_u);
- l'angolo di resistenza al taglio (φ);
- l'angolo di dilatanza (ψ) è posto uguale a zero, poiché generalmente i problemi di cedimento sono associabili alla presenza di formazioni granulari di densità da sciolta a molto sciolta;

Le proprietà geometriche della cavità e le regioni elastica e plastica sono, con riferimento alla (Fig.4):

- r_a raggio della cavità, si assume un valore iniziale $r_{a0} = 0.006$ m;
- r_b raggio della zona plastica, rappresenta il confine tra la zona plastica e la zona elastica;
- r_c raggio della zona elastica, distanza oltre la quale lo stato tensionale agente (σ_c) è tale per cui $(\sigma_c - \pi_0) \leq 0.01 p_0$ (volume d'influenza dell'iniezione).

Durante la prima parte del processo d'espansione, all'aumentare della pressione all'interno della cavità, il terreno rimane inizialmente in campo elastico. Al raggiungimento di un determinato valore della pressione interna, iniziano le deformazioni plastiche. Al progredire del processo la zona plastica si espande e così quella elastica, fino al raggiungimento della pressione limite (σ_{lim}).

Il processo d'espansione è trattato teoricamente secondo la teoria proposta da Yu e Housby [2] adottando un'analisi alle grandi deformazioni nella zona plastica ed alle piccole deformazioni nella zona elastica.

In tale ambito il rapporto (r_a / r_{a0}) tra il raggio della cavità sotto l'azione della generica pressione p ed il raggio iniziale della cavità è esprimibile attraverso la seguente espressione:

$$\frac{r_a}{r_{a0}} = \left\{ \frac{R^{-\gamma}}{(1-\delta)^{(\beta+m)/\beta} - (\gamma/\eta) \cdot \Lambda_1(R, \xi)} \right\}^{\beta/(\beta+m)} \quad (1)$$

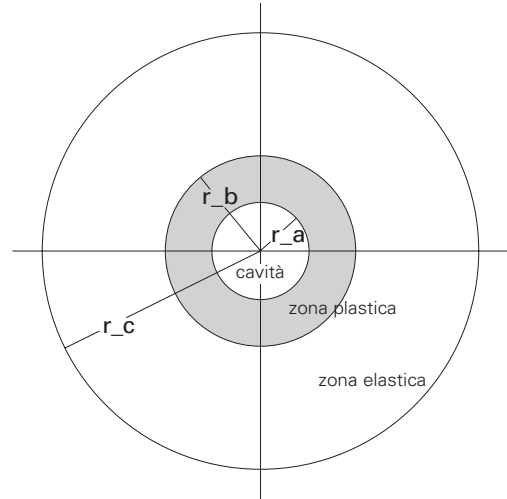


FIGURA 4. RAPPRESENTAZIONE SCHEMATICA DELLE ZONE PLASTICA ED ELASTICA CHE CIRCONDANO LA CAVITÀ

Dove con R s'indica il rapporto di pressione della cavità pari a:

$$R = \frac{(m + \alpha) \cdot [Y + (\alpha - 1) \cdot p]}{\alpha \cdot (1 + m) \cdot [Y + (\alpha - 1) \cdot p_0]} \quad (2)$$

Il coefficiente m è pari ad 1 nel caso di cavità espandente di forma cilindrica ed a 2 nel caso di forma sferica. Le definizioni analitiche $G, Y, \alpha, \beta, \gamma, \delta, \eta, \xi, \Lambda$ sono le stesse proposte da Yu ed Housby (1991):

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad Y = \frac{2 \cdot c \cdot \cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)}; \quad \alpha = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)};$$

$$\beta = \frac{1 + \sin(\psi)}{1 - \sin(\psi)}; \quad \gamma = \frac{\alpha \cdot (\beta + m)}{m \cdot (\alpha - 1) \cdot \beta}; \quad \delta = \frac{Y + (\alpha - 1) \cdot p_0}{2 \cdot (m + \alpha) \cdot G}$$

$$\eta = \exp \left(\frac{(\beta + m) \cdot (1 - 2 \cdot \nu) \cdot [Y + (\alpha - 1) \cdot p_0] \cdot [1 + (2 - m) \cdot \nu]}{E \cdot (\alpha - 1) \cdot \beta} \right)$$

$$\xi = \frac{1 - [\nu^2 \cdot (2 - m)] \cdot (1 + m) \cdot \delta}{(1 + \nu) \cdot (\alpha - 1) \cdot \beta} \left[\alpha \cdot \beta + m \cdot (1 - 2 \cdot \nu) + 2 \cdot \nu - \frac{m \cdot \nu \cdot (\alpha + \beta)}{1 - \nu \cdot (2 - m)} \right]$$

$$\Lambda_1(x, y) = \sum_{n=0}^{\infty} A_n^1 \quad A_n^1 = \begin{cases} \frac{y^n}{n!} \ln(x) & \text{if } n = \gamma \\ \frac{y^n}{n! (n - \gamma)} [x^{n-\gamma} - 1] & \text{if } n \neq \gamma \end{cases}$$

Mentre il rapporto r_b / r_a tra il raggio della zona plastica e il raggio della cavità è esprimibile come:

$$\frac{r_b}{r_a} = R^{\alpha/[m \cdot (\alpha-1)]} \quad (3)$$

Il valore della pressione limite (σ_{lim}) si ottiene ponendo $(r_a/r_{a0}) \rightarrow \infty$ e quindi eguagliando a zero il termine al denominatore della (1).

Nell'analisi s'ipotizza che l'espansione della resina provochi in ogni caso il raggiungimento della pressione limite, quindi si procede alla determinazione del volume di resina da iniettare, in relazione al raggio d'influenza (r_c) dell'iniezione che si desidera ottenere. Conseguentemente, imponendo un determinato valore di r_c è possibile determinare il raggio della cavità (r_a), il raggio della zona plastica (r_b) e la tensione radiale all'interfaccia plastica-elastica (σ_b). L'approccio teorico di Yu e Houlsby (1991) può essere integrato con valutazioni empiriche tratte da back-analysis di numerosi casi pratici.

Nel calcolo del volume da iniettare (V_{ri}), si considera che parte del volume della resina post-espansione o finale (V_{rf}) occupi la cavità, mentre la restante penetri nella zona plastica, secondo una percentuale volumetrica dipendente dalla tipologia del terreno. Calcolato quindi il volume della resina post-espansione, il volume iniettato può essere determinato sperimentalmente come una funzione di V_{rf} e σ_{lim} .

Si possono valutare le modifiche indotte dall'espansione, sui parametri di resistenza del terreno, alla profondità d'iniezione. Tali parametri si riferiscono alla resistenza penetrometrica statica (q_c) ed alla resistenza al taglio non drenata (c_u) ottenute da una prova CPT. Nel caso di materiale granulare si considera solamente il valore q_c , in quanto si assume che la sola espansione non sia in grado di modificare sostanzialmente l'angolo di resistenza al taglio del materiale.

Le modifiche di resistenza sono valutate con riferimento alla variazione di pressione indotta dall'iniezione, secondo le espressioni sotto riportate: terreni coesivi:

$$\frac{c_u}{\sigma'_v} = 0.22 \cdot OCR^{0.8} ; \quad q_c = 20 \cdot c_u + \sigma'_v$$

terreni granulari:

$$q_c = \sigma'_v \cdot e^{5.241 \cdot \tan(\varphi)}$$

Il valore σ'_v è calcolato ad una distanza dal centro della cavità pari alla distanza tra l'asse della fondazione e la verticale di prova, ed alla profondità dell'iniezione. La qualità delle previsioni fornite dal modello è stata finora verificata su un buon numero di casi reali.

È evidente come l'attendibilità delle previsioni teoriche cresca con la qualità dell'indagine geotecnica a disposizione del progettista dell'intervento di consolidamento.

4. DESCRIZIONE DI UN CASO REALE

L'efficacia del modello analitico è stata verificata, per mezzo di test ed analisi successive all'intervento, in più di venti cantieri eseguiti da Uretex negli ultimi diciotto mesi.

L'obiettivo principale della campagna sperimentale è stato quello di valutare lo scostamento della resistenza penetrometrica alla punta misurata in sito da quella calcolata con il modello teorico. L'utilizzo a posteriori del modello, basato su quantità di resina iniettata reali, ha permesso di calcolare un valore atteso della resistenza penetrometrica alla punta relativa ad una prova CPT (q_{c-new}); tale valore è stato poi confrontato con un valore $q_{c-field}$ ottenuto attraverso correlazioni note in letteratura dal valore della resistenza alla punta di una prova penetrometrica media realizzata in situ.

Per facilitare la comprensione del metodo sopra esposto, s'illustra un interessante caso, riferito al miglioramento del terreno di fondazione di un fabbricato ex-rurale ubicato nel comune di San Giovanni d'Asso in provincia di Siena, interessato da un diffuso quadro fessurativo nella sua struttura in elevazione. L'edificio, ubicato in zona collinare caratterizzata da forme di rilievo rotondeggianti ed incisioni vallive accentuate, è situato su un versante con pendenza media di circa il 20%. Lo stesso è costituito da un nucleo principale probabilmente risalente al secolo scorso e da un corpo di fabbrica secondario, più recente, realizzato in adiacenza al corpo di fabbrica principale. La struttura disposta su un piano fuori terra ed un seminterrato, è dotata di forma rettangolare in pianta, delle dimensioni di 7,40 m x 11,50 m.

I dissesti erano concentrati in particolare nella zona di monte nella porzione di fabbricato di recente costruzione con tendenza a diminuire progressivamente verso valle.

Nell'area interessata dallo studio, caratterizzata dalla presenza di terreni argillosi poco permeabili e non interessata da flussi d'acqua sotterranei, sono state eseguite tre prove penetrometriche statiche (CPT1, CPT2 e CPT3) ed un sondaggio (BH1) (Fig.5). In base ai risultati dell'indagine geognostica effettuata, il terreno di fondazione può essere distinto in due unità litotecniche principali (Fig. 6):

Unità Aa - Argille limose alterate: rappresenta il terreno d'imposta delle fondazioni del fabbricato. Dotata di uno spessore variabile da 2,00 m a 4,00 m nel lato di monte e di circa 3,00 m in quello di valle ha valori di resistenza molto variabili in funzione dei gradi d'alterazione e d'umidità.



Considerato il minimo di resistenza penetrometrica alla punta pari a $q_{cmin} = 2$ MPa, per l'unità Aa è ipotizzabile una resistenza al taglio non drenata pari a $c_u = 85$ kPa ed un modulo di compressibilità edometrico $E_{ed} = 5$ MPa.

Unità Ac – Argille limose compatte: rappresenta il substrato dell'area di studio, presente sotto le argille alterate da una profondità variabile da 2,00 m a 4,00 m. È costituita da argille limose sovraconsolidate, il cui grado di consistenza tende ad aumentare progressivamente con la profondità. Considerata la sua resistenza penetrometrica alla punta minima, pari a $q_{cmin} = 5$ MPa, per l'unità Ac è ipotizzabile una resistenza al taglio non drenata pari a $c_u = 220$ kPa ed un modulo di compressibilità edometrico $E_{ed} = 15$ MPa.

Prima dell'inizio dei lavori d'iniezione si sono realizzate tre prove penetrometriche dinamiche (DPM1, DPM2 e DPM3) realizzate con un penetrometro avente massa battente pari a 300 N ed altezza di caduta di 0.2 m (DPM 30) con l'intento di calibrare lo strumento rispetto alle prove statiche; si è determinata la seguente correlazione tra la resistenza penetrometrica statica q_c e dinamica R_{pd} .

$$R_{pd} = \alpha \cdot q_c \quad \text{con} \quad \alpha = 4.1$$

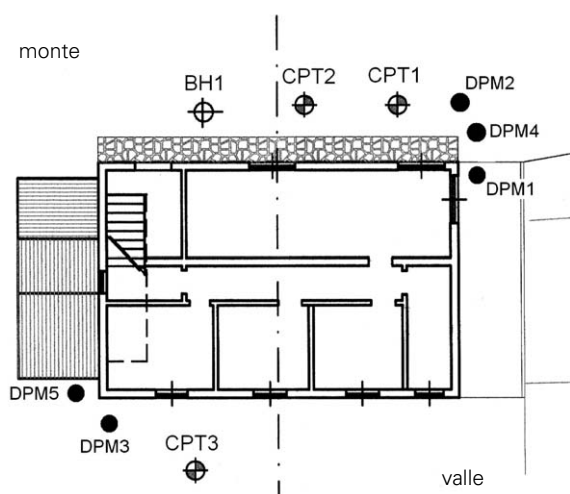


FIGURA 5. PLANIMETRIA DELL'EDIFICIO ED UBICAZIONE PROVE IN SITU

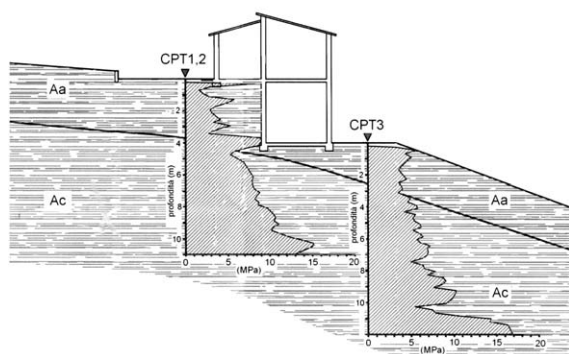


FIGURA 6. PROFILO DEL TERRENO E RISULTATI PROVE CPT INIZIALI

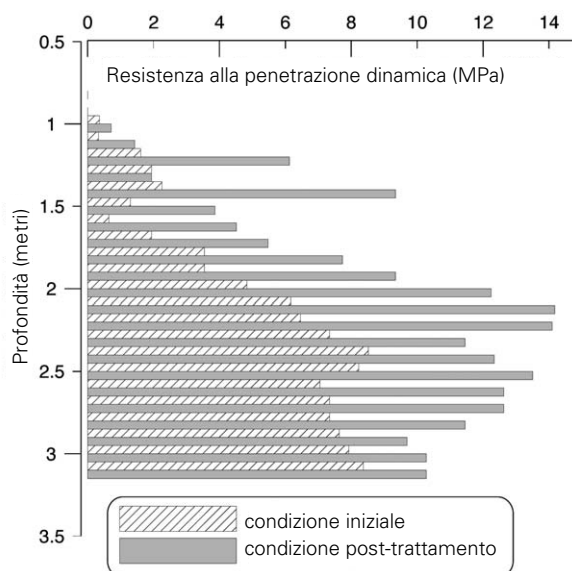


FIGURA 7. GRAFICO COMPARATIVO PROVE DPM1 E DPM4 REALIZZATE PRIMA E DOPO IL TRATTAMENTO

Il consolidamento di complessivi 24 m lineari di fondazione nastriforme continua, è durato complessivamente tre giorni lavorativi durante i quali si sono iniettati mediamente 20 dm^3 di resina inespansa per punto iniettato.

Il passaggio finale della sperimentazione è consistito nel controllo dei risultati ottenuti, attraverso l'esecuzione d'ulteriori due prove penetrometriche dinamiche (DPM4 e DPM5, vedi Fig. 5).

In Figura 7 sono rappresentate le resistenze penetrometriche dinamiche, R_{pd} , registrate prima e dopo il trattamento, derivate dai risultati delle prove DPM1 e DPM4. In seguito al miglioramento del terreno, gli incrementi di R_{pd} sono anche superiori al 100%, particolarmente fino alla profondità di 2 m, dove le prove CPT hanno fatto registrare i valori più bassi di q_c . A questo punto è stato possibile confrontare i valori teorici di resistenza alla punta del penetrometro statico, (q_{c-new}), ottenuti dalla modellazione, con i valori registrati in situ prima del trattamento (q_{c-old}), e dopo il trattamento ($q_{c-field}$). In questo caso specifico si sono registrati i seguenti valori:

$$q_{c-old} = 2498 \text{ kPa}$$

$$q_{c-field} = 4820 \text{ kPa}$$

$$q_{c-new} = 4355 \text{ kPa}$$

I risultati evidenziano come gli incrementi del valore di q_c , dovuti al miglioramento delle caratteristiche del terreno ($q_{c-field} - q_{c-old}$), siano maggiori del 90%, mentre il valore calcolato analiticamente q_{c-new} è inferiore del 10% alla q_c reale misurata dopo il trattamento $q_{c-field}$.

Questo procedimento comparativo, è stato portato a termine in numerosi cantieri realizzati da Uretek (Fig.8).

L'accuratezza dei risultati calcolati è assai soddisfacente per un campo di valori della resistenza penetrometrica statica iniziale q_{c-old} compreso tra 2 MPa e 4 MPa. In queste condizioni iniziali, comprendenti la maggior parte dei terreni trattati con la tecnica di miglioramento dei terreni Uretex, il valore calcolato q_{c-new} sembra corrispondere in larga misura al valore sperimentale post trattamento $q_{c-field}$.

Al di fuori di questi limiti ($q_{c-old} = 2 \text{ MPa}-4 \text{ MPa}$) il modello analitico necessita ancora d'affinamenti. Gli sviluppi futuri del software comprenderanno la possibilità di gestire, ad esempio, l'effetto del riempimento dei vuoti nei terreni granulari e l'effetto d'iniezioni multiple sovrapposte, al fine di coprire un campo, il più vasto possibile, d'applicazioni per le quali la tecnologia si presta.

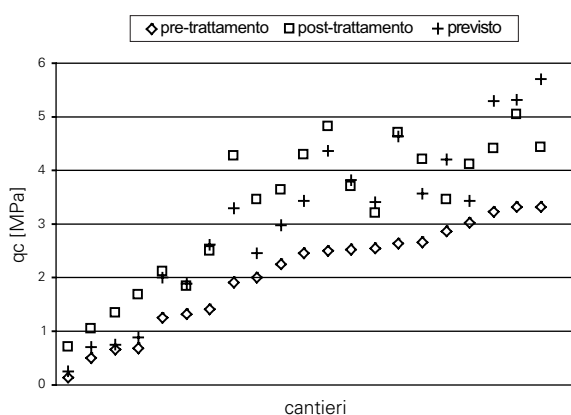


FIGURA 8. COMPARAZIONE TRA VALORI DI q_c REGISTRATI PRIMA E DOPO IL MIGLIORAMENTO DEL TERRENO E CALCOLATI CON IL MODELLO ANALITICO.

5. CONCLUSIONI

I punti principali ai quali dare maggior rilievo sono i seguenti:

- Il metodo Uretex Deep Injections® utilizza una particolare resina, capace d'espandersi immediatamente dopo essere stata iniettata, la quale sviluppa un'elevata pressione d'espansione sul terreno circostante; il suo modulo di Young, E , spazia tra 15 ed 80 MPa, ed è quindi paragonabile con i moduli relativi a terreni alluvionali; la pressione d'espansione varia tra 0.2 e 10.0 MPa nell'intervallo di peso di volume investigato (compreso fra $\gamma = 0.5 \text{ kN/m}^3$ e 10.0 kN/m^3);
- Il processo d'espansione della resina è stato modellato con la teoria dell'espansione della cavità sferica (o cilindrica) in condizioni quasi-statiche. Il terreno è stato considerato come un materiale elastico lineare perfettamente plastico, con un criterio di rottura non associato alla Mohr-Coulomb ed inizialmente soggetto ad uno stato di tensione isotropo. Dopo un'espansione iniziale di tipo elastico della cavità, hanno inizio le deformazioni plastiche fino al raggiungimento della pressione limite;

- L'approccio teorico (Yu & Houlsby) è stato integrato con valutazioni sperimentali derivanti da prove di laboratorio su campioni di resina e back-analysis di numerosi casi reali; sono state valutate le variazioni nei parametri del terreno mediante la comparazione dei valori teorici della resistenza penetrometrica statica, (q_{c-new}), con i valori delle prove in situ corrispondenti alla resistenza pre-trattamento (q_{c-old}) e post-trattamento ($q_{c-field}$);
- Questa procedura comparativa, è stata portata a termine in più di venti cantieri. I risultati calcolati sembrano corrispondere in larga misura a quelli misurati dopo il trattamento, in particolare qualora la resistenza penetrometrica statica pre-trattamento q_{c-old} sia compresa tra 2 MPa e 4 MPa.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] Favaretti M., Germanino G., Pasquetto A., Vinco G., 2004. Interventi di consolidamento dei terreni di fondazione di una torre campanaria con iniezioni di resina ad alta pressione d'espansione, XXII Convegno Nazionale di Geotecnica, Palermo, Italia.
- [2] Yu H.S., Houlsby G.T., 1991. Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis. *Geotechnique*, 41 (2), 173-183.



MODELLAZIONE
NUMERICA DI UN
INTERVENTO DI
CONSOLIDAMENTO
DEL TERRENO DI
FONDAZIONE DI
UN PALAZZO
STORICO SITO IN
RUE JOSEPH DE MAISTRE SULLA COLLINA
DI MONTMARTRE IN PARIGI REALIZZATO
CON INIEZIONI DI RESINA POLIURETANICA
AD ALTA PRESSIONE D'ESPANSIONE

3

Memoria presentata al
XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica
Italia: Abano Terme (PD), 16 - 18 maggio 2007

Mansueto F.
Studio Montaldo & Associati, Genova

Gabassi M.
Uretex Italia S.P.A.

Pasquetto A.
Uretex Italia S.P.A.

Vinco G.
Uretex Italia S.P.A..

PAROLE CHIAVE: resine, modellazione, cedimenti,
software di calcolo, elementi finiti.

SOMMARIO

Sito nello storico 18esimo arrondissement nei pressi della basilica del Sacro Cuore sulla collina di Montmartre, l'edificio oggetto di questo studio è stato interessato da importanti cedimenti delle fondazioni in corrispondenza di un muro di spina longitudinale. Visto il contesto storico e l'alto pregio dell'immobile lo stesso è stato oggetto di approfonditi studi supportati da indagini geotecniche in situ comprendenti prove penetrometriche e pressiometriche. Dopo aver vagliato le possibili tecnologie, idonee a stabilizzare il fabbricato, si è optato per le iniezioni di resina espandente. L'intervento ha permesso il ripristino della staticità e della funzionalità dell'edificio, nonché l'arresto dell'evoluzione dei cedimenti. Sulla base dei dati a disposizione, utilizzando un software dedicato realizzato implementando la teoria dell'espansione della cavità sferica ed un codice di calcolo agli elementi finiti, si è condotta una modellazione numerica "a posteriori" dell'intervento, che ha messo in evidenza aspetti interessanti inerenti alla simulazione del comportamento di un terreno trattato con resine ad alta pressione d'espansione.

1. PREMESSA

La presente memoria è volta ad illustrare lo stato dell'arte in materia di previsione del miglioramento delle caratteristiche geotecniche e di modellazione del comportamento del terreno trattato con iniezioni di resina poliuretanica ad alta pressione di rigonfiamento. Attraverso l'analisi "a posteriori" di un cantiere realizzato in Francia, si vogliono mettere in luce le corrispondenze tra l'effetto delle iniezioni misurato in situ e la sua stima ottenuta da una modellazione realizzata combinando un software di calcolo dedicato alle formule implicite ed uno agli elementi finiti. I controlli empirici realizzati in corso d'opera monitorando

il sollevamento dell'edificio e le prove geotecniche comparative realizzate prima e dopo l'intervento, a diverse distanze dall'asse d'iniezione, sono servite oltre che a verificare il risultato ottenuto, anche a tarare il modello da utilizzarsi nell'analisi.

2. INQUADRAMENTO STORICO

Con i suoi 130 metri, la collina di Montmartre è il punto più alto di Parigi, nella zona Nord della città. Di origini rurali, la zona fu inglobata nella città a metà dell'Ottocento; l'epoca d'oro di Montmartre si colloca tra la fine del XIX secolo e la prima guerra mondiale, quando gli affitti bassi attirarono gli artisti che crearono il mito bohémien di Montmartre.

All'interno di questo contesto, e precisamente sul versante Sud Ovest della collina, è ubicato l'edificio storico risalente al XIX secolo oggetto di questa memoria.

3. ORIGINE DEI DISSESTI

Durante la campagna d'indagini geognostiche, è stata individuata la causa dei dissesti. Il cedimento del terreno, con conseguente decompressione dell'interfaccia terreno-fondazione, si è verificato in conseguenza ad un fenomeno di dilavamento provocato da una perdita nella rete fognaria proseguita per un lungo periodo di tempo.

3.1 Descrizione del quadro fessurativo

Sono state rilevate delle fessurazioni strutturali passanti sul muro di spina longitudinale dell'edificio ed esclusivamente al piano cantina; in particolare, sulla parte superiore della muratura, si evidenziava una lesione sub-orizzontale che percorreva tutta la sua estensione abbassandosi a 45° in corrispondenza di un'apertura ad arco da un lato e verso il pavimento,



con andamento scalinato tipico delle murature in laterizio, dall'altro.

Il quadro descritto è caratteristico di una fessura ad arco, indice di un abbassamento del terreno di fondazione, con la porzione compressa superiore del muro in equilibrio e la porzione inferiore che tende a muoversi verso il basso per effetto del peso proprio.

4. CONDIZIONI GEOTECNICHE

La collina di Montmartre è caratterizzata da strati di riporto sovrapposti a livelli marnosi e gessosi ed è caratterizzata dalla presenza di cavità.

Durante la campagna d'indagini geognostiche in situ è stato possibile definire la successione degli strati dal piano di calpestio del livello cantina in giù. È stata individuata la presenza di uno strato superiore degradato, con spessore variabile da 2,00 a 5,00 m, sovrapposto ad uno con caratteristiche migliori.

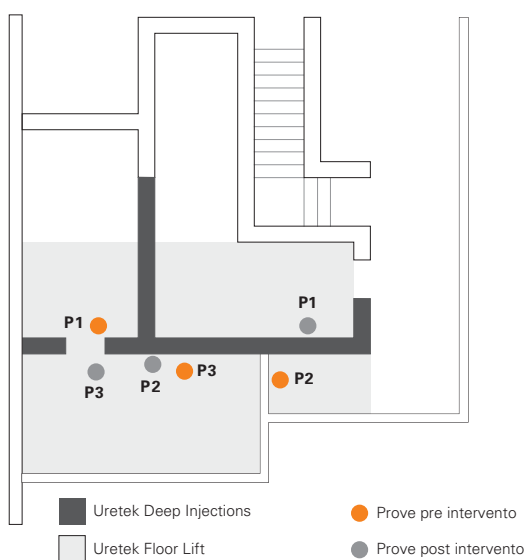


FIGURA 1. UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE E PRESSIOMETRICHE

L'eterogeneità dei risultati ottenuti, conferma comunque la presenza di riporti, come indicato sulla carta geologica di Parigi 1/25.000 sulla quale è segnalata la presenza di riempimenti di cave a cielo aperto. Essendo il piano d'imposta della fondazione alla profondità di 0,70 m dal piano di calpestio del livello interrato, dal quale sono state realizzate le indagini, è possibile affermare che il terreno di fondazione è costituito da riporto decompresso per una profondità variabile da 1,30 a 4,30 m. Lo stato di degrado, limitato allo strato superficiale, evidenzia come la causa dei dissesti sia localizzata e non coinvolga i livelli di terreno oltre il limite inferiore del riporto. L'origine dei dissesti, in conseguenza al lento degradarsi della parte superiore dello strato decompresso che fa d'appoggio alla base della fondazione, è in diretta correlazione con le perdite d'acqua che sono state rilevate all'interno della cantina e che interessano un volume piuttosto esteso di terreno anche

lateralmente alla stessa ed in profondità. È probabile che le suddette perdite siano durate per un lungo periodo di tempo aumentando progressivamente in seguito alla deformazione della fognatura causata dai cedimenti.

Le caratteristiche meccaniche dei terreni costituenti il VS dell'intervento sono state individuate grazie all'esecuzione di una campagna d'indagine così organizzata: sono state realizzate 5 prove penetrometriche dinamiche di tipo DPM ISSMFE e 5 prove pressiometriche Ménard spinte a varie profondità, durante le quali non è stata rilevata la presenza della falda. La figura 1 mostra l'ubicazione delle verticali di prova con riferimento alla zona sinistrata coincidente con quella oggetto di trattamento. Le prove eseguite hanno dato i seguenti risultati:

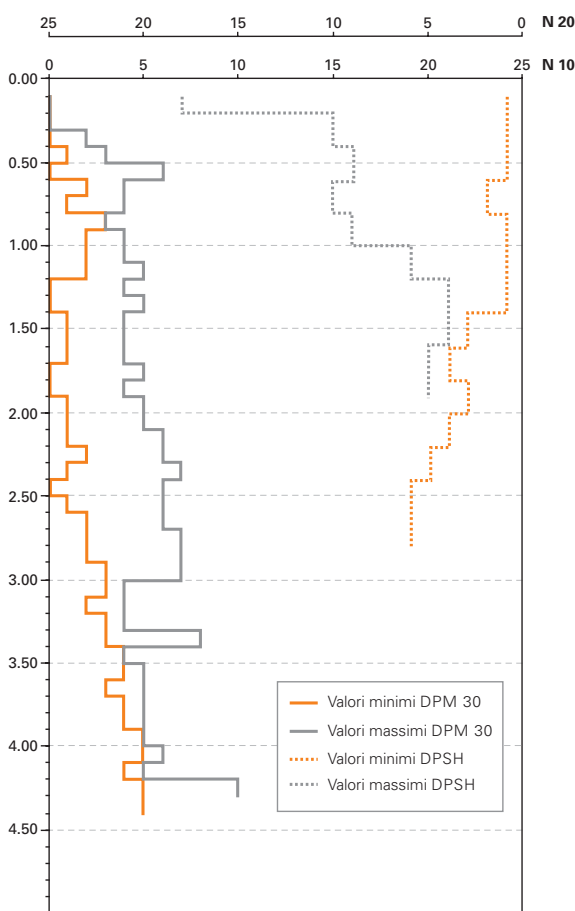


FIGURA 2. GRAFICI PROVE PENETROMETRICHE

La tipologia di prove eseguite non permette la determinazione precisa delle caratteristiche meccaniche dei terreni che individuano il VS dell'intervento, dovendo necessariamente ricavare i relativi parametri mediante l'impiego di correlazioni empiriche, si è quindi scelto di caratterizzarli mediante un approccio statistico.

La procedura impiegata è stata la seguente:

- Scelta della correlazione:



TABELLA 1. CORRELAZIONI IMPIEGATE.

	Prove Penetrometriche	Prove Pressiometriche
E (kPa)	D'Appolonia et. Al (1970)	Amar et. Al (1991)
c' (kPa)		Amar et. Al (1991)
φ' (°)	De Mello (1971)	
Dr (%)	Terzaghi e Peck (1984)	

- Determinazione dei valori massimo e minimo attesi; Determinazione dei parametri di stato, di resistenza e di deformabilità per ogni set (max,min);

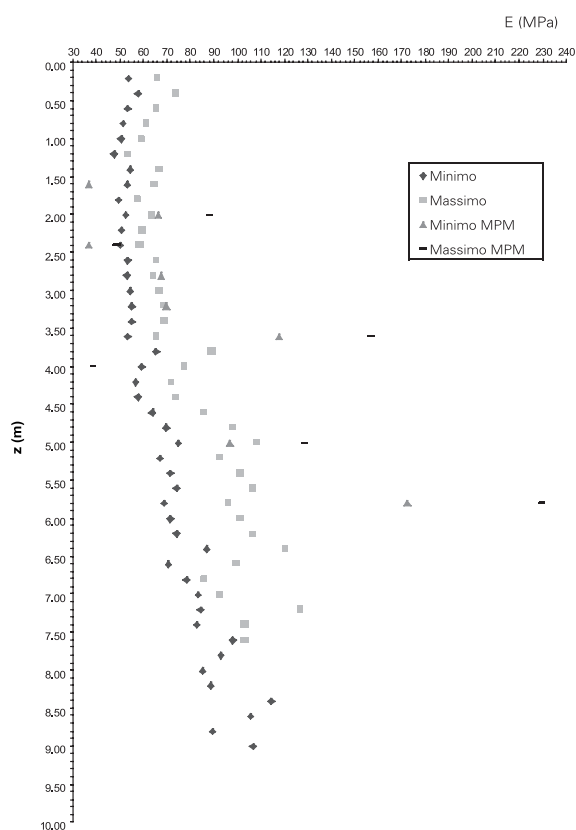


FIGURA 3. MODULO DI DEFORMABILITÀ, VALORI MASSIMI E MINIMI

- Costruzione delle curve di probabilità e determinazione dei valori medio e caratteristico e della deviazione standard;
- Determinazione del valore operativo mediante l'applicazione di un fattore di "incertezza" al valore caratteristico.

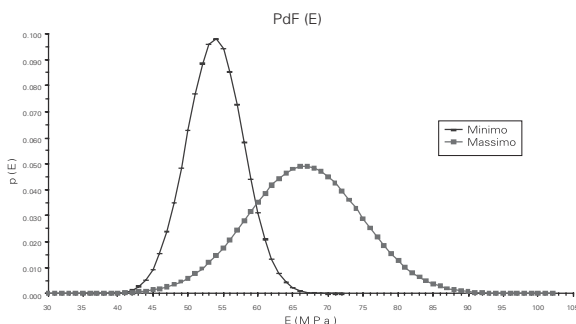


FIGURA 4. CURVA DI PROBABILITÀ DEL MODULO DI DEFORMABILITÀ.

In figura 4 sono rappresentate le curve di probabilità statistica relative ai valori massimo e minimo del

modulo di deformabilità, uno studio analogo è stato fatto anche per la determinazione dell'angolo di taglio e del grado d'addensamento.

L'impiego della metodologia descritta ha permesso di definire due strati di terreno, differenti per caratteristiche, poggianti sopra il substrato di base. I valori operativi ricavati sono riportati nelle tabelle 2 e 3.

TABELLA 2. CARATTERIZZAZIONE TERRENO 1

Parametro		Valor medio	Dev. Standard	Valore Caratt.	Valore op.
φ' (°)	Min	34,9	0,8582	33,5	28
	Max	37,8	1,2137	35,8	30
Dr (%)	Min	49,3	6,1299	39,3	
	Max	69,7	8,6690	55,5	
E (MPa)	Min	53,0	2,1033	49,6	41,3
	Max	64,9	5,0813	56,6	47,2

TABELLA 3. CARATTERIZZAZIONE TERRENO 2

Parametro		Valor medio	Dev. Standard	Valore Caratt.	Valore op.
φ' (°)	Min	34,0	0,7053	32,8	27
	Max	36,5	0,9974	34,8	29
Dr (%)	Min	42,8	5,0357	34,5	
	Max	60,5	7,1242	48,8	
E (MPa)	Min	53,8	4,0675	47,2	39,3
	Max	66,6	8,1349	53,3	44,4

Il primo strato di terreno, denominato terreno 1, è quello d'appoggio della fondazione ed ha potenza pari a ca. 1,0 m, mentre il secondo, denominato terreno 2, è sottostante con potenza pari a ca. 3,0 – 3,5 m e continua fino al tetto del substrato di base. Si osserva che per profondità superiori il modulo di deformazione cresce quasi linearmente con la profondità come indicato nella figura 3.

5. INTERVENTI DI RIMEDIO

Gli interventi attuati, miravano ad annullare le conseguenze non ancora stabilizzate del dissesto e, nella misura possibile, a recuperare parzialmente i cedimenti differenziali; si è ritenuto requisito importante degli interventi di rimedio la non interferenza diretta con le strutture murarie esistenti.

I danni sugli edifici sono direttamente imputabili alla variazione dello stato tensionale nel terreno, sul quale si è intervenuto, in un intorno limitato sotto alle fondazioni cedute.

Preventivamente al trattamento con iniezioni di resina è stato realizzato un allargamento della fondazione portandola ad una larghezza totale di 1,20 m, attraverso la costruzione di un cordolo in calcestruzzo armato.

L'intervento ha interessato il volume di terreno compreso tra il piano d'imposta della fondazione e la profondità di 4,50 – 5,00 m rispetto al piano di calpestio della cantina, utilizzato come piano di lavoro. Si è scelto di intervenire esclusivamente con il metodo di consolidamento Uretek Deep Injections®,



utilizzando una resina poliuretanica capace d'esercitare un'elevata pressione di rigonfiamento nel corso della sua espansione e con tempi di polimerizzazione estremamente rapidi che consentissero il contenimento della miscela iniettata all'interno del bulbo di terreno maggiormente interessato dalle tensioni indotte dai carichi in superficie.

5.1 Fasi d'iniezione

Il lavoro è stato realizzato tra l'8 e l'11 Luglio 2002 lungo 9,00 m lineari complessivi di fondazione e 20,00 m² di pavimentazione delle cantine con un consumo complessivo di 1.692 kg di materiale iniettato. Le operazioni sono state suddivise in tre fasi operative come segue:

- Prima fase: iniezioni direttamente sotto il piano d'impasto della fondazione per consolidare il terreno in corrispondenza dell'interfaccia e per riempire i vuoti eventualmente presenti; l'obiettivo della prima fase d'iniezioni è rimettere in coazione la fondazione riducendone così la sensibilità ai cedimenti. Le iniezioni sono state realizzate ad un'interasse pari a ca. 0,60 m alternativamente da una parte e dall'altra del muro e sono proseguite fino alla rilevazione, attraverso apposita strumentazione laser, di un inizio di sollevamento della struttura soprastante.
- Seconda fase: iniezioni in profondità all'interno del bulbo di terreno maggiormente interessato dalle tensioni indotte dai carichi superficiali. Le iniezioni sono state realizzate in corrispondenza dell'asse di perforazione delle iniezioni di prima fase su tre livelli di profondità alle quote di -2,00 -3,00 e -4,50 m dal piano di calpestio delle cantine.
- Terza fase: miglioramento del terreno d'appoggio del pavimento adiacente al muro di spina nel volume compreso tra quota -1,00 e -4,50 m dal piano di calpestio. Le iniezioni sono state eseguite su una maglia a quinconce ogni 1,00 m² ca. di superficie. Per il trattamento della pavimentazione si sono realizzate iniezioni colonnari con estrazione a velocità controllata del tubo d'iniezione a partire da quota -4,50 m dal piano di lavoro. Attraverso un monitoraggio di precisione è stato possibile conferire un sollevamento controllato alla pavimentazione che ha permesso la pressoché totale eliminazione dei cedimenti differenziali.

5.2 Verifiche

L'analisi dei risultati delle prove pressiometriche post-intervento e la comparazione degli stessi con quelli delle prove pre-intervento ha evidenziato un netto miglioramento delle caratteristiche del terreno inizialmente molto scadenti.

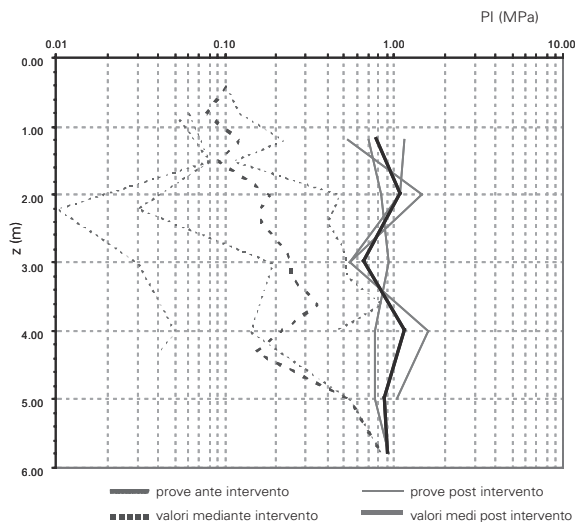


FIGURA 5. CONFRONTO DELLA PRESSIONE LIMITE PI (MPa) TRA PROVE PRESSIOMETRICHE ANTE INTERVENTO E POST INTERVENTO.

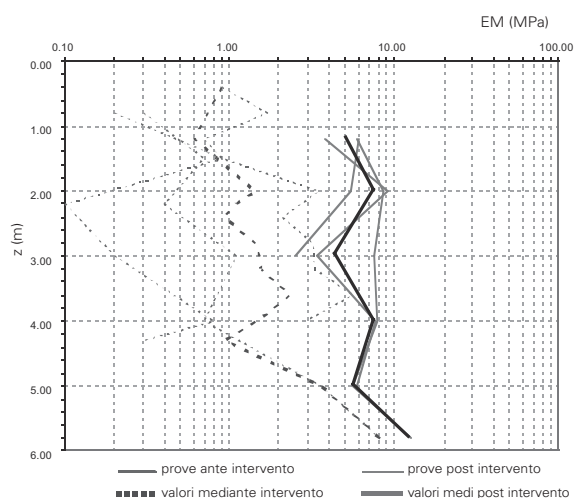


FIGURA 6. CONFRONTO DEL MODULO PRESSIOMETRICO EM (MPa) TRA PROVE PRESSIOMETRICHE ANTE INTERVENTO E POST INTERVENTO.

Osservando tali grafici si evince che i valori pre-intervento si attestano tutti in un range abbastanza ampio mentre, al contrario, i valori post-intervento presentano scarti molto contenuti rispetto al valor medio, segno di un'omogeneizzazione conferita al terreno dalle iniezioni.

I valori delle pressioni limite e del modulo pressiometrico sono decisamente aumentati; in particolare, avendo misurato un valore medio della pressione limite pari a 0,86 MPa, è stato abbondantemente superato il valore minimo di progetto fissato dal progettista in 0,70 MPa. Si sono significativamente diminuita la compressibilità ed aumentata la capacità portante del terreno, portandole a livelli sufficienti da permettere, dopo un attento monitoraggio e l'attivazione dei nuovi elementi portanti, il progressivo smantellamento delle puntellature ed opere di sostegno provvisorie, resi necessari per permettere l'agibilità dello stabile. Il modulo pressiometrico, misurato dalle prove post-intervento, ha raggiunto il valore medio di 5,50 MPa, caratteristico di un terreno poco compressibile.

6. ANALISI NUMERICHE

Per modellare l'intervento è stato necessario ricorrere ad ovvie semplificazioni. Le iniezioni sono state così simulate con l'espansione volumetrica di elementi solidi.

Si è imposto un aumento della rigidezza sia del volume trattato che del terreno al contorno; tale scelta è giustificata dagli aumenti misurati in situ sia in termini di rigidezza che di resistenza del volume, limitato, di terreno trattato.

L'aumento di volume, modellato come isotropo, è ovviamente un'ulteriore semplificazione in quanto, in condizioni di terreno omogeneo, la pressione di rigonfiamento si svilupperà dapprima lungo il piano di minore tensione.

Durante la prima fase d'iniezione, in seguito all'espansione dei volumi iniziali di resina iniettata si saturano i vuoti presenti all'interno del terreno e si compatta lo stesso aumentandone la rigidezza; in condizioni di terreno normal consolidato questo porta ad un aumento della tensione orizzontale fino a valori prossimi a quella verticale presente in un intorno limitato del punto d'iniezione.

Una volta raggiunto uno stato di tensione isotropo, la pressione di rigonfiamento si sviluppa anche in direzione verticale inducendo la struttura ad un inizio di sollevamento.

L'espansione isotropa della cavità sferica, implementata nel software dedicato alle formule implicite, è stata simulata con il codice di calcolo agli elementi finiti imponendo un valore della deformazione volumetrica dell'elemento, derivato dall'incremento di volume restituito dal software.

Così facendo è possibile stimare più accuratamente l'aumento di volume da inserire nel calcolo basandosi sui consumi registrati durante i lavori; i tempi estremamente rapidi del processo d'espansione impediscono infatti al materiale di percorrere più di qualche decimetro dal punto d'iniezione, rendendo agevole la stima dell'intorno raggiunto dalla resina.

Le analisi sono state condotte secondo due approcci limite: il primo volto a simulare la sola influenza del miglioramento delle caratteristiche del terreno post-iniezione, il secondo, più specifico, volto a simulare anche l'espansione di volume dell'iniezione.

Con l'impiego del software di calcolo dedicato alle formule implicite è stato possibile stimare l'aumento di rigidezza indotto dalle iniezioni al terreno nell'intorno del punto d'iniezione, in funzione della quantità di materiale iniettato. I calcoli vengono realizzati implementando la teoria dell'espansione di una cavità sferica o cilindrica proposta da Yu e Houlsby (1991) accoppiata alla legge d'espansione del materiale iniettato, in funzione della tensione di confinamento, ottenuta in laboratorio. Con il medesimo software si sono calcolati anche i raggi d'influenza delle iniezioni che sono stati poi utilizzati nella modellazione con il codice di calcolo agli elementi finiti Plaxis® 2D Version 8.

6.1 Analisi FEM

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati principali delle analisi FEM eseguite esponendo, prima, quelli relativi alla sola influenza del terreno trattato visto come "blocco" (Caso 1), e poi, quelli relativi all'espansione dei punti d'iniezione (Caso 2).

Nel primo caso si è adottato un legame costitutivo elasto plastico alla Mohr-Coulomb per entrambi i terreni mentre nel secondo caso si è scelto un legame costitutivo di tipo Hardening per meglio cogliere gli effetti legati alla ricomprensione indotta dall'espansione. I parametri di resistenza e deformabilità impiegati nelle analisi sono quelli indicati nelle tabelle 2 e 3; l'influenza dell'iniezione di resina è stata caratterizzata ipotizzando che la sua presenza conferisca al terreno una coesione "virtuale" ed un incremento del modulo di deformabilità, lasciando invariato l'angolo di taglio del terreno naturale.

I valori operativi sono stati determinati sulla scorta della campagna d'indagine post-intervento. La simulazione del lavoro ha visto lo sviluppo delle fasi di calcolo riportate in tabella 4 per entrambi i casi studiati. Il valore del carico applicato in fondazione, pari a 380 kPa, induce all'interfaccia fondazione-terreno una pressione media pari a circa 300 kPa riscontrata in sito.

TABELLA 4. SEQUENZA DELLE FASI DI ANALISI

Fase	Caso 1	Caso 2
Ko	x	x
Scavo	x	x
Costruzione fondazione	x	x
Applicazione dei carichi	x	x
Grado di Sicurezza Attuale	x	x
Allargamento Fondazione	x	x
Iniezione (blocco)	x	
Iniezioni (espansione) al 1° livello		x
Iniezioni (espansione) al 2° livello		x
Iniezioni (espansione) al 3° livello		x
Iniezioni (espansione) al 4° livello		x
Grado di Sicurezza Finale	x	x

Nelle pagine seguenti sono presentati i principali risultati relativi alla fase d'applicazione dei carichi (figure 7 e 8); in particolare si analizzano i diagrammi di taglio relativo e delle deformazioni incrementali di taglio:

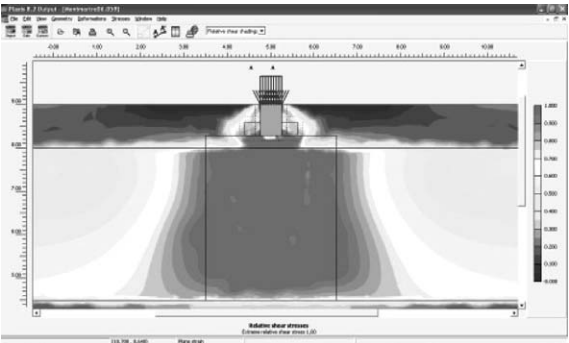


FIGURA 7. DIAGRAMMA DEL TAGLIO RELATIVO

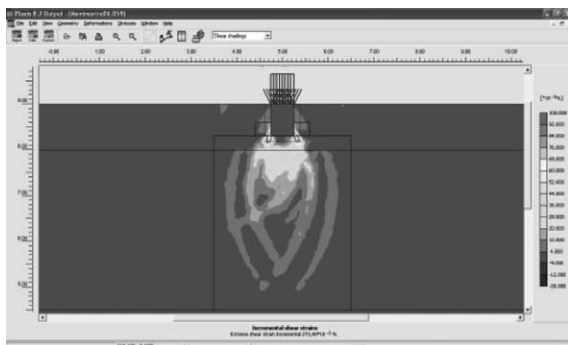


FIGURA 8. DEFORMAZIONI INCREMENTALI DI TAGLIO

Si osserva come l'azione dei carichi induca la mobilitazione di un meccanismo di punzonamento della fondazione entro il terreno di assise ben colto dal modello. Esiste una vasta area, sviluppata entro gli strati 1 e 2, dove il criterio di rottura è raggiunto o è prossimo al raggiungimento, nella quale si mobilitano significativi stati deformativi di taglio.

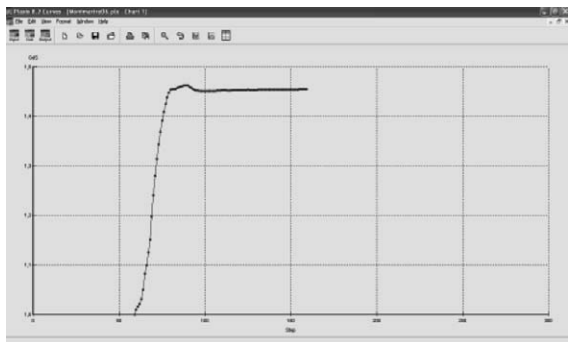


FIGURA 9. GRADO DI SICUREZZA ATTUALE

Tale mobilitazione è ovviamente imputabile alla mancata presenza di un cordolo fondazionale di dimensioni adeguate la cui presenza avrebbe avuto, senza dubbio, un benefico effetto. Il valore del Grado di Sicurezza Attuale rilevato è pari a circa 1,4 ed è riportato in figura 9.

Caso 1

L'inserimento del terreno trattato come "blocco" ha prodotto il prevedibile effetto di decrementare le tensioni tangenziali agenti entro il VS migliorandone, quindi, il comportamento d'insieme.

La figura 10 mostra come il blocco di terreno migliorato presenti un comportamento caratterizzato da bassi sforzi tangenziali mentre, esternamente, lo stato tensionale risulti invariato rispetto all'assetto originario.

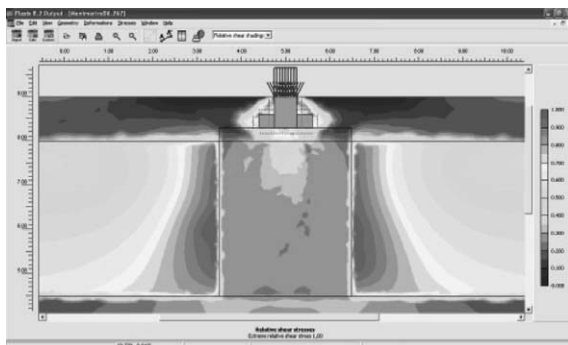


FIGURA 10. DIAGRAMMA DEL TAGLIO RELATIVO

In termini di Grado di Sicurezza, rappresentato in figura 11, si osserva un suo significativo incremento rispetto alle condizioni ante-intervento rappresentate dalla linea rossa. Le iniezioni hanno quindi prodotto il benefico (e prevedibile) effetto di incrementare il Grado di Sicurezza nei confronti della capacità portante, portandolo a 3,83.

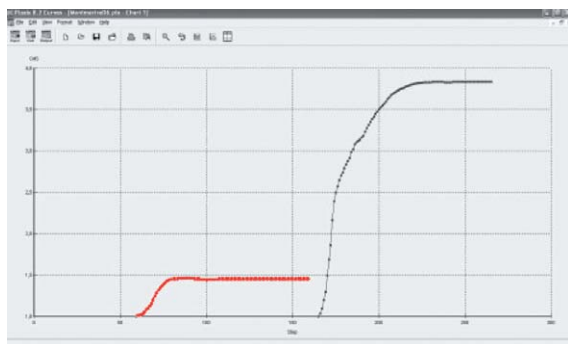


FIGURA 11. VARIAZIONE DEL GRADO DI SICUREZZA

Caso 2

Questo caso analizza il comportamento del trattamento simulando l'espansione della resina. La figura 12 mostra, con riferimento al primo livello d'iniezione, come l'espansione conferita ai cluster segua molto bene il comportamento atteso (sollevamento della fondazione).

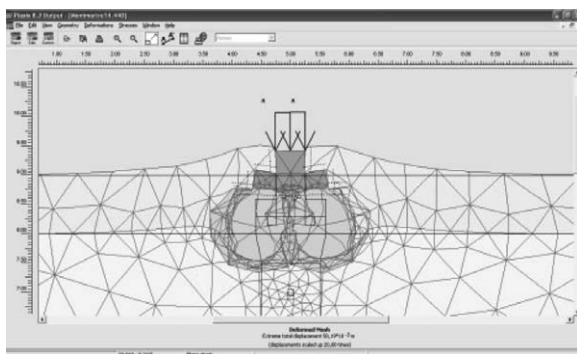


FIGURA 12. ESPANSIONE DELLA RESINA E SOLLEVAMENTO

Infatti, in termini di risposta al sollevamento, si osserva come il maggior sollevamento coincida con il primo livello d'iniezione per poi tendere a valori più modesti agli altri livelli (figura 13).

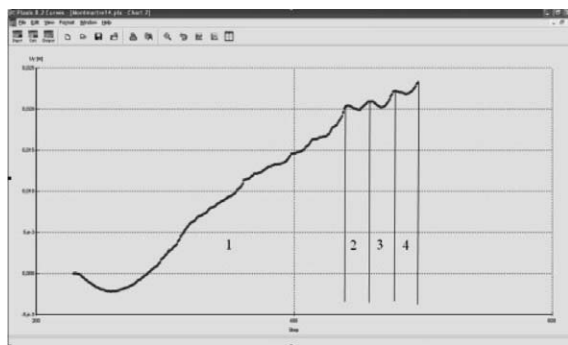


FIGURA 13. SPOSTAMENTI VERTICALI DELLA FONDAZIONE DURANTE LE FASI D'INIEZIONE (I NUMERI INDICANO I LIVELLI D'INIEZIONE)



Da questa figura emerge anche un dato importante, ovvero la presenza di modesti abbassamenti riscontrati in ogni livello d'iniezione durante le varie fasi d'espansione. Tale fenomeno è probabilmente da imputarsi al rifluimento laterale del terreno in seguito all'espansione dell'elemento.

L'analisi dei punti di plasticità (figura 14), per i quali il criterio di rottura è raggiunto, mostra una buona convergenza con i risultati derivati dall'applicazione della teoria di Yu e Houlsby (1991). In particolare, la regione dei punti oltre la quale il criterio di rottura non è superato (raggio plastico) mostra una forma simile ad una circonferenza di raggio pari a circa 0,25 – 0,30 m contro i 0,20 – 0,30 m stimati con l'impiego della citata teoria, a conferma della buona congruenza dei due approcci.

Anche in questo caso le iniezioni hanno prodotto il benefico (e prevedibile) effetto di incrementare il Grado di Sicurezza nei confronti della capacità portante (linea blu) seppur a valori inferiori rispetto al caso precedente, rispetto alle condizioni ante-intervento (figura 15), aumentandolo fino al valore di 2,76.

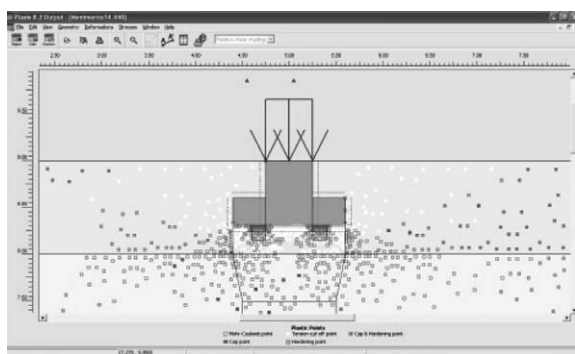


FIGURA 14. PUNTI DI PLASTICITÀ

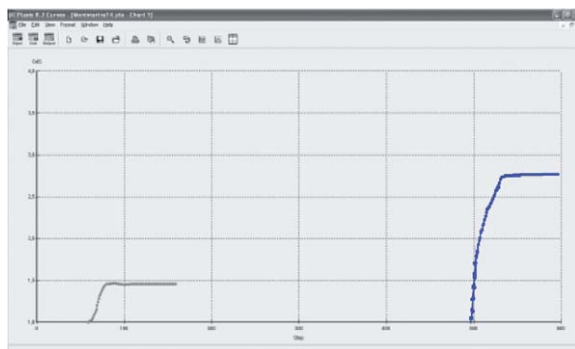


FIGURA 15. VARIAZIONE DEL GRADO DI SICUREZZA

6.2 RISULTATI E CONCLUSIONI

La presente memoria ha affrontato gli aspetti della modellazione in risposta ad un trattamento di consolidamento del terreno, eseguito mediante iniezione di resine poliuretatiche ad alta pressione di espansione. Le prove post-intervento mostrano una buona omogeneizzazione del comportamento del terreno entro il volume trattato ed un notevole incremento di resistenza e rigidità rispetto ai valori iniziali. Il valore della pressione limite minima richiesta dal progettista post-intervento è stato raggiunto e superato, dimostrando la sostanziale efficacia della tecnologia adottata.

Basandosi sull'analisi "a posteriori" di un caso reale, si sono confrontate modellazioni condotte con due approcci differenti realizzati migliorando le caratteristiche costitutive del terreno sulla scorta dei risultati delle indagini, nel primo caso, e sfruttando l'applicazione della teoria di Yu e Houlsby (1991) implementando nell'analisi FEM i parametri relativi all'espansione ottenuti con il software alle formule implicite, nel secondo. Come si è potuto osservare nel paragrafo precedente le analisi FEM hanno mostrato una buona convergenza con i risultati del software; è importante altresì sottolineare come quest'ultimo approccio fornisca i risultati del miglioramento in termini di caratteristiche di resistenza post-intervento mentre, mediante le analisi FEM, si siano potute seguire passo passo tutte le fasi di lavoro. È evidente l'esistenza di una certa differenza tra i valori del Grado di Sicurezza, pari a circa il 38%, fra il Caso 1 ($GdS = 3.83$) ed il Caso 2 ($GdS = 2.76$) imputabile alle differenti metodologie d'approccio. Appare quindi sensato definire un fuso del Grado di Sicurezza le cui curve limite inferiore (Caso 2) e superiore (Caso 1) racchiudano il valore effettivo post-intervento (figura 16).

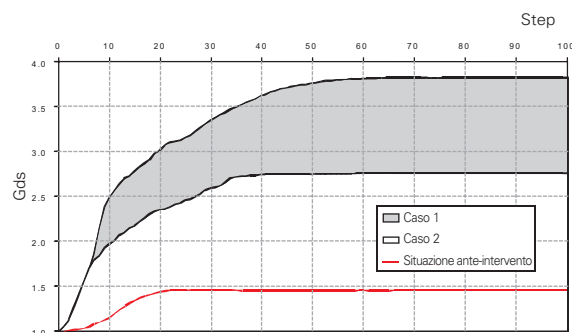


FIGURA 16. FUSO DEL GRADO DI SICUREZZA

I principali risultati ottenuti mostrano una significativa convergenza fra i vari approcci impiegati e in particolare:

- La stima del raggio plastico, valutata con la teoria di Yu e Houlsby, è ben colta dalle analisi FEM (Caso 2);
- La simulazione FEM dell'espansione evidenzia importanti aspetti del sollevamento della fondazione, legati al rifluimento del terreno;
- Gli aspetti legati alla ricomprensione del terreno sono colti con sufficiente dettaglio;
- La variabilità del Grado di Sicurezza è contenuta e dipende dalle differenti metodologie d'analisi impiegate e dalle alea legate alla determinazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità dalle sole prove in sito eseguite.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Brinkgreve R.B.J., Boere W., 2004. Plaxis 2D Version 8 User Manual. Plaxis b.v., Delft 2004
- [2] Dei Svaldi A., Favaretti M., Pasquetto A., Vinco G., 2005. Analytical modelling of the soil improvement by injections of high expansion pressure resin. Atti 6th International Conference on Ground Improvement Techniques, Coimbra 2005, pp. 577-584
- [3] Favaretti M., Germanino G., Pasquetto A., Vinco G., 2004. Interventi di consolidamento dei terreni di fondazione di una torre campanaria con iniezioni di resina ad alta pressione d'espansione. Atti XXII Convegno Nazionale di Geotecnica, Palermo 2004, pp. 357-364
- [4] Maiorano R.M.S., Aversa S., 2004. Modellazione numerica degli effetti prodotti da iniezioni espandenti al di sotto delle fondazioni di edifici in muratura. Atti XXII Convegno Nazionale di Geotecnica, Palermo 2004, pp. 389-393
- [5] Schweiger H. F., Kummerer C., Otterbein R., Falk E., 2004. Numerical modelling of settlement compensation by means of fracture grouting. Soils and foundations, 44 (1), 71-86
- [6] Yu H.S., Houlsby G.T., 1991. Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis. Geotechnique, 41 (2) , 173-183
- [7] Amar S et. Al., 1991. Utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des fondations en Europe, 1ère partie: Pressiomètre Ménard/Pressiometre Autoforeur. Rapport du Comité Technique Régional Européen n° 4 Pressiomètres, comitat Français de la Mécanique des Soles et des Fondations (eds), Rotterdam: Balkema, 1991, 37p, ISBN 9054101164
- [8] Dano C, 2001. Comportement mécanique des soles injectées. Tesi di dottorato di ricerca, Ecole Centrale de Nantes, Université de Nantes.

approaches. In this case a localized settlement process caused by a leak in a water pipe, was stopped. The injections were performed underneath 7,0 m of strip foundations inside the upper 4,5 m thick soil layer. The soil improvement took place over 4 working days. Starting from specific geotechnical parameters, obtained from the on site tests campaign carried out before and after the injections, settlements as well as stress state and strain state of the soil were modelled. Due to the need of using empirical correlations to get the geotechnical parameters from the pressiometric and penetrometric tests, a statistical approach was followed. The combined use of a dedicated software, based on the finite cavity expansion in dilatant soil theory (Yu H.S. and Houlsby G.T., 1991), and of a finite elements code brought to interesting results. A comparison between theoretical data and on site tests results is also provided. By simulating the injections, meant as a simple soil stiffness increase before and by a stiffness increase together with a volumetric expansion afterwards, the different rise of the bearing capacity has been studied. The consistent Safety Factor improvements experienced during the 2 different simulations showed differences up to 38% due to the different approaches.

ABSTRACT

NUMERICAL MODELLING OF A FOUNDATION SOIL IMPROVEMENT UNDERNEATH AN HISTORICAL BUILDING LOCATED IN RUE JOSEPH DE MAISTRE ON THE MONTMARTRE HILL IN PARIS BY INJECTIONS OF HIGH EXPANSION PRESSURE POLYURETANIC RESIN

Keywords: resins, numerical modelling, settlements, calculation software, finite elements.

The numerical modelling of polyuretanic resins injections, providing high-pressure expansion, is presented in this paper by back analysing a soil improvement intervention performed in Paris. Expanding resins are used more and more in ground injections.

Designing methods for predicting the ground improvement degree produced by this specific technology can be developed by theoretical



4

UTILIZZO DI INIEZIONI DI RESINE POLIMERICHE ALTAMENTE ESPANDENTI PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO DI COLLASSO DELLE FONDAZIONI DI STRUTTURE ESISTENTI DOVUTO A FENOMENI SISMICI

Memoria presentata alla
8th Pacific Conference on Earthquake Engineering
Singapore: 5 - 7 dicembre 2007

M. Erdemgil

SMP Engineering, Ankara, Turkey.

S. Saglam and B. S. Bakir

Department of Civil Engineering,
Middle East Technical University, Ankara, Turkey.

RIASSUNTO

Il collasso delle fondazioni indotto da eventi sismici può essere innescato dall'incremento del carico oltre la capacità portante o dalla perdita di quest'ultima. Il consolidamento dei terreni di fondazione costituisce un'importante categoria di interventi correttivi per questa tipologia di dissesto. Trattando il caso di strutture esistenti in ambiente urbano, tuttavia, l'applicabilità della grande maggioranza dei metodi appartenenti a questa categoria o non è realizzabile o è seriamente limitata a causa del rumore o delle vibrazioni eccessivi generati durante l'intervento. Al contrario, il consolidamento dei terreni di fondazione attraverso procedimenti di iniezione porta vantaggi eccezionali per la risoluzione di questi problemi e fornisce un livello di efficacia relativamente alto se confrontato con quello delle possibili alternative. Sono qui presentati due casi, relativi a strutture esistenti in Turchia, dove è stata incrementata la capacità portante del terreno di fondazione con iniezioni di resine polimeriche commerciali. Sono state realizzate prove penetrometriche prima e dopo l'intervento per avere una stima dell'efficacia del trattamento del terreno di fondazione che, nel primo caso, era sensibile alla liquefazione mentre, nel secondo, era non liquefacibile, a grana fine e piuttosto cedevole. Sulla base dei risultati ottenuti è stata valutata l'efficacia dell'intervento e sono stati discussi importanti aspetti pratici della sua realizzazione in ambiente urbano.

1. INTRODUZIONE

I cedimenti delle fondazioni associati al superamento della capacità portante, indotto da un evento sismico, costituiscono una forma relativamente meno comune di danno alle strutture provocato dal terremoto. Facendo riferimento alle oscillazioni sismiche, il

collasso della fondazione può essere provocato da due meccanismi distinti: il primo si ha quando le forze e i momenti trasmessi alla fondazione possono superare drasticamente, anche se momentaneamente, quelli imposti in condizioni statiche; nel secondo meccanismo, invece, carichi ripetuti possono portare ad una riduzione della capacità portante del terreno di fondazione, come nel caso di terreni sensibili ai fenomeni connessi alla liquefazione. Nel caso più generale, quindi, la calamità e l'eventuale collasso della fondazione sono causate dalla riduzione della capacità portante accompagnata dall'incremento della sollecitazione.

Collapsi di fondazioni superficiali di grandi dimensioni ed indotte da sismi si sono verificate recentemente nella città di Adapazari durante il terremoto (Mw 7.4) di Izmit (Kocaeli), Turchia, il 17 Agosto 1999. Come conseguenza, centinaia di edifici in cemento armato da 3 a 6 piani con platee superficiali hanno subito cedimenti delle fondazioni di vari tipi ed intensità; i diversi aspetti del comportamento sismico delle platee di fondazione superficiali ad Adapazari sono stati analizzati in dettaglio e sono stati presentati altrove. La maggior parte degli spostamenti delle fondazioni nella città, era sotto forma di cedimenti uniformi compresi entro 10 cm. Numerosi edifici, tuttavia, dovettero essere demoliti malgrado presentassero un danno minore o non strutturale, poiché i cedimenti delle loro fondazioni eccedevano i limiti di servizio. Successive indagini in situ hanno evidenziato che i terreni della parte di città interessata dai collassi delle fondazioni sono di tipo misto, costituito da sabbia fine, limo ed argilla in proporzioni variabili, normalmente consolidato e con una casuale predisposizione alla liquefazione. È tuttavia interessante notare, come la maggior parte di questi collassi ha avuto luogo dove il terreno non era sensibile alla liquefazione, ma già alquanto cedevole



(Bakir et al., 2002; Yilmaz et al., 2004; Bakir et al., 2005; Bakir et al., 2006 – a; Trifunac and Todorovska, 2006; Bakir et al., 2006 – b).

In ogni caso, a prescindere che la liquefazione fosse stata indotta o no, i diffusi collassi fondazionali verificatisi ad Adapazari durante il terremoto del 17 Agosto, hanno attirato l'interesse di ricercatori di tutto il mondo e confermano ancora una volta la necessità di prestare particolare attenzione al comportamento delle fondazioni durante un evento sismico, quando le stesse poggiano su terreni cedevoli o liquefacibili in zone a rischio terremoto. In Turchia, si è finalmente focalizzata l'attenzione su questa particolare tipologia di dissesto provocato dal terremoto ed è aumentata la richiesta di verifiche della vulnerabilità della fondazione nei confronti di un evento sismico; è inoltre cresciuta anche la domanda di realizzazione, dove necessario, di interventi correttivi su strutture esistenti oltre che per quelle di nuova realizzazione. In questo documento sono presentati due casi, realizzati, di incremento della capacità portante del terreno di fondazione rispetto ad un evento sismico. Gli stessi sono relativi a strutture esistenti ubicate in ambiente urbano in Turchia. Si sono realizzate iniezioni di polimeri commerciali (URETEK) per il miglioramento del sedime di fondazione in terreni suscettibili alla liquefazione in un caso e piuttosto cedevoli, a grana fine e non liquefacibili nell'altro. Durante l'intervento nel terreno liquefacibile, la predisposizione alla liquefazione è stata valutata attraverso un approccio convenzionale, che utilizza fattori di sicurezza espressi dal rapporto tra la resistenza del terreno alla liquefazione e la sollecitazione sismica; questi ultimi sono indicati sotto forma di uno sforzo di taglio ciclico. Nel caso invece di terreni di fondazione a grana fine e cedevoli, è stata stimata la capacità portante del terreno nella condizione di carico sismico prima e dopo il trattamento, e sono stati calcolati i corrispondenti fattori di sicurezza. In entrambi i casi, il miglioramento del terreno è stato misurato, attraverso delle correlazioni, con prove penetrometriche in sito realizzate prima e dopo l'intervento. Sulla base dei risultati ottenuti si è valutata l'efficacia del metodo e si sono discussi importanti aspetti pratici della sua esecuzione in ambiente urbano.



FIGURA 1. ESEMPI DI ROTTURE PER SUPERAMENTO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI AD ADAPAZARI

2 MISURE CORRETTIVE PER INCREMENTARE LA CAPACITÀ PORTANTE

Le misure correttive per incrementare la capacità portante del terreno di fondazione possono essere suddivise in due grandi categorie: una è il trattamento dei terreni di fondazione e l'altra riguarda interventi di tipo strutturale. Nella scelta del metodo più appropriato, devono essere considerati aspetti relativamente importanti quali il costo, il rendimento, le caratteristiche del terreno, gli effetti sull'ambiente, il tipo di fondazione e le sue caratteristiche strutturali. I metodi di trattamento del terreno, nel complesso, ne incrementano la rigidità riducendone al tempo stesso l'attitudine alla liquefazione. Le contromisure strutturali consistono, invece, nella realizzazione di pali o di elementi in calcestruzzo armato in corrispondenza delle fondazioni.

Naturalmente la progettazione e l'applicazione di misure correttive sono molto più semplici e meno costose per le nuove strutture, tuttavia nel caso di strutture esistenti ed in particolar modo in ambiente urbano, la grande parte dei metodi a disposizione in queste due ampie categorie non è applicabile o è seriamente limitata. Questi limiti sono imputabili al rumore eccessivo ed alle vibrazioni prodotti durante il cantiere, alle dimensioni dell'attrezzatura richiesta od ai limiti di servizio imposti durante l'esecuzione. Il consolidamento del terreno di fondazione di strutture esistenti in ambiente urbano, realizzato con iniezioni, presenta vantaggi eccezionali e fornisce un livello di efficacia relativamente alto se confrontato con quello delle possibili alternative. L'applicazione del metodo, consiste nell'iniezione di materiali specifici (nei casi qui presentati resina altamente espandente) a pressione controllata e con un monitoraggio continuo della risposta strutturale.

3 CONSOLIDAMENTO CON INIEZIONE DI POLIMERI

Negli ultimi 40 anni si sono sviluppate diverse miscele chimiche utilizzate nel trattamento dei terreni; l'applicazione di questa tecnologia richiede inevitabilmente la conoscenza del materiale da iniettare e del terreno che deve essere trattato. Le specifiche costruttive della miscela, del tipo di



terreno, delle caratteristiche dell'applicazione e le relazioni tra esse hanno una significativa influenza sull'efficacia del trattamento (Clough et al., 1979; Christopher et al., 1989; Ata and Vipulanandan, 1999; Ozgurel and Vipulanandan, 2005). La composizione granulometrica o la permeabilità iniziale determinano l'iniettabilità del terreno (Ozgurel and Vipulanandan, 2005). Per le iniezioni a "permeazione", la pressione d'iniezione è un parametro chiave del quale si deve tenere conto (Fig. 2) al fine di evitare la fratturazione e il sollevamento del terreno durante l'intervento; la pressione d'iniezione deve essere limitata alla pressione effettiva del sovraccarico. Per le iniezioni a "compensazione" (compattazione), la miscela è iniettata in modo tale da spostare i grani e di conseguenza compattare il terreno, per questo motivo si può osservare l'effetto della compattazione addirittura in punti che la miscela d'iniezione non raggiunge. La pressione d'iniezione è maggiore di quella adottata per le iniezioni a "permeazione" e la tensione indotta dai carichi superficiali è un parametro che deve essere considerato per la regolazione della stessa durante il trattamento del terreno di fondazione. Il monitoraggio della fondazione può aiutare il controllo e la regolazione della pressione d'iniezione, che è scelta sulla base di considerazioni in merito a permeabilità del terreno, pressione del sovraccarico e modalità di iniezione.

La miscela commerciale d'iniezione URETEK, utilizzata nelle applicazioni descritte in questo documento, è un polimero espandente ed inerte. Grazie alla sua struttura chimica essa può diffondersi facilmente in terreni aventi permeabilità iniziali basse dell'ordine di 10^{-6} m/s, inoltre, può essere iniettata efficacemente a "intrusione" e "compensazione", a seconda del tipo di terreno e della pressione d'iniezione (Fig. 2). Il tempo di gel della resina URETEK è veramente breve, quasi immediato. Per raggiungere una resistenza a compressione prossima a quella finale è sufficiente un'ora, mentre la resistenza finale della resina è raggiunta dopo un tempo di presa indicativo di 24 ore. Le osservazioni e le prove di laboratorio dimostrano che una volta che la resina iniettata s'indurisce, non ha luogo nessuna reazione apprezzabile con i materiali naturali circostanti o con i prodotti usati nell'industria edilizia (URETEK, 2007).

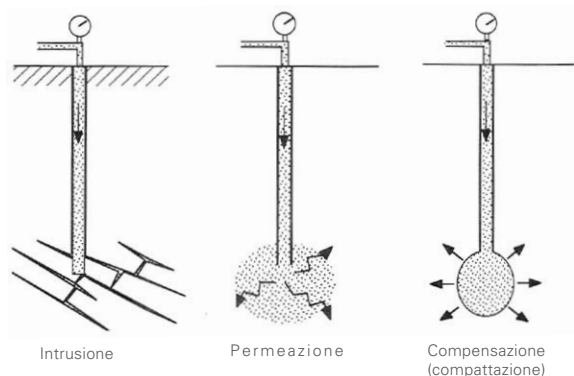


FIGURA 2. MODALITÀ DI INIEZIONE (HAUSMANN, 1990)

4 APPLICAZIONI

Sono qui presentati due casi di trattamento del terreno, finalizzati ad incrementare la capacità portante del sedime di fondazione, con iniezioni di polimeri; gli stessi sono relativi a strutture esistenti ad Istanbul, Turchia. Il primo caso è riferito ad un edificio residenziale di cinque piani su terreni sabbiosi sciolti sensibili alla liquefazione, in un quartiere densamente popolato, mentre il secondo è relativo ad edifici industriali su un deposito alluvionale di terreni soffici a grana fine. In entrambi i casi, per la successiva valutazione dell'efficacia del trattamento, si è utilizzata, per la sua praticità, la prova penetrometrica dinamica (DPT) per misurare la capacità portante del terreno prima e dopo il suo trattamento correlando i risultati dal numero di colpi equivalente della prova penetrometrica standard.

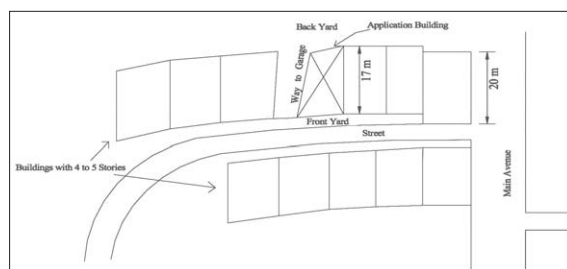


FIGURA 3. UBICAZIONE DELL'EDIFICIO RESIDENZIALE (CASO 1)

4.1 Caso 1: Miglioramento di terreno liquefacibile

4.1.1 Condizioni del sito

L'edificio di cinque piani, che ha una fondazione su platea spessa 0.8 m impostata ad una profondità di 2.0 m, è situato all'interno di un caseggiato e, come mostrato in Figura 3, confina su un lato con un altro edificio. Il sottosuolo dell'area può essere schematizzato con due strati di sabbia che si differenziano per il contenuto di particelle fini e per la resistenza penetrometrica: uno strato superficiale, spesso 3.0 m, di sabbia da limosa ad argillosa con un contenuto di particelle fini compreso tra 15% e 25% è sovrapposto ad uno strato sottostante di sabbia limosa con un contenuto di fini che varia tra 15% e 40%. La resistenza penetrometrica dello strato superficiale, espressa come numero di colpi equivalente della prova penetrometrica standard (SPT), varia tra 10 e 25, mentre i colpi per lo strato di sabbia limosa sono compresi tra 8 e 14; la falda è stata localizzata circa 1.0 m sotto la superficie. In Figura 4 sono schematizzate la stratificazione del sottosuolo e la fondazione. Il ramo della Faglia Nord Anatolica nel mar di Marmara, che è capace di dar luogo a terremoti di magnitudine superiore a 7, si trova solo circa 15 km a Sud rispetto all'area dove sorge l'edificio ed in cui l'accelerazione di picco del suolo, corrispondente ad un tempo di ritorno di 225 anni, è stimata essere pari a $0.35g$. La liquefazione sembra quindi essere abbastanza probabile per i terreni superficiali sabbiosi sciolti presenti nel sito. Nelle applicazioni pratiche la valutazione della liquefazione sismica del suolo implica spesso

il confronto della sollecitazione sismica prevista su una massa di terreno, con la resistenza offerta dallo stesso contro la liquefazione. Questo richiede che la sollecitazione sismica e la resistenza del terreno siano espresse in termini in cui sia possibile definire la possibilità di liquefazione. Ad oggi, il riferimento più ampiamente usato per la base comune è lo sforzo di taglio ciclico e l'approccio generale è noto come "approccio dello sforzo ciclico". Qui, nel corso dell'applicazione, il carico sismico è caratterizzato in termini di cicli di sforzo uniformi (Seed et al., 1975) e la resistenza del suolo è caratterizzata in termini di sforzo di taglio ciclico necessario per dare inizio alla liquefazione in base alla relazione fornita da Seed et al. (1985).

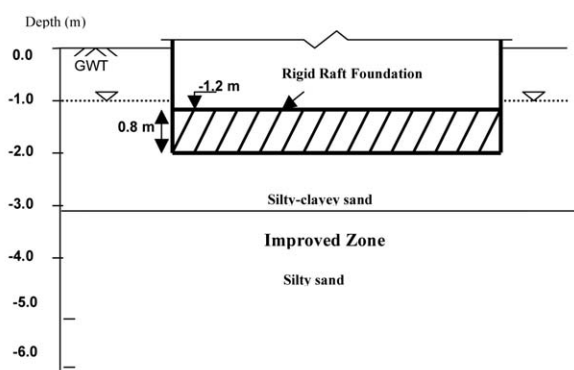


FIGURA 4. SEZIONE TRASVERSALE DELLA STRATIFICAZIONE DEL SOTTOSUOLO E DELLA FONDAZIONE (CASO 1)

4.1.2 Applicazione, risultati ed implicazioni

I terreni di fondazione sono stati migliorati fino ad una profondità di circa 4.0 m sotto la platea di fondazione con iniezioni sistematiche dal piano di calpestio dell'edificio, realizzate con pressioni di applicazione che raggiungono i 6 bar alle profondità maggiori. L'edificio è costantemente monitorato contro ogni possibile cedimento della fondazione durante il processo di iniezione.

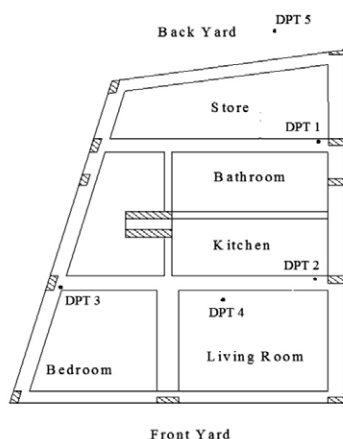


FIGURA 5. VISTA IN PIANTA DELL'EDIFICIO CON I PUNTI D'APPLICAZIONE DELLE PROVE DPT (CASO 1)

L'efficacia del trattamento del terreno è valutata sulla base di prove DPT realizzate in cinque differenti punti dell'edificio (Fig. 5). I risultati di tre di queste (DPT1, DPT3 e DPT4), sono stati elaborati e riportati qui. Le figure 6A, B e C evidenziano le variazioni, prima

e dopo l'intervento, di tre parametri: il numero di colpi SPT equivalente, lo sforzo ciclico corrispondente necessario per dare inizio alla liquefazione ed il fattore di sicurezza. Ogni parametro è stato indicato in funzione della profondità del terreno sotto la fondazione e per ognuna delle tre prove penetrometriche. Nei calcoli, la magnitudo del terremoto (M_w) e l'accelerazione di picco del terreno assunte sono rispettivamente pari a 7.00 e 0.35g. La Figura 6 mostra chiaramente i miglioramenti successivi alle iniezioni. In generale, il trattamento è stato particolarmente efficace in tutti i punti di prova ubicati entro una profondità pari a circa 2.0 m dal piano d'imposta della fondazione. Il numero di colpi SPT, entro i 4.0 m di profondità, è aumentato in media da due a tre volte, con corrispondenti valori di resistenza alla liquefazione che superano la sollecitazione imposta a tutti i livelli e fattori di sicurezza contro la liquefazione che aumentano da -1 a valori compresi tra 1 e 2.

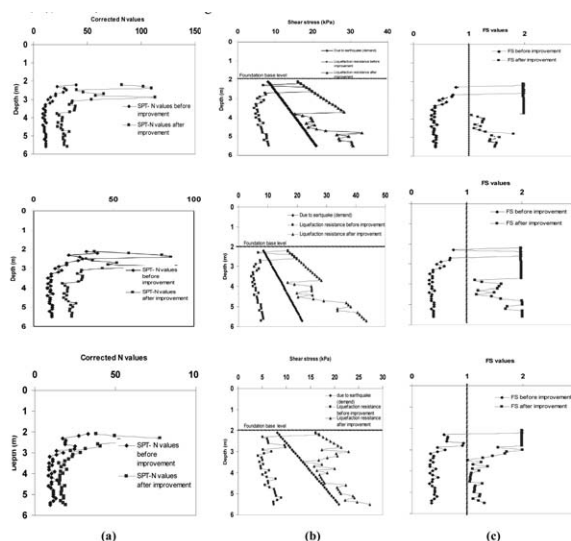


FIGURA 6. VARIAZIONI PRIMA E DOPO IL TRATTAMENTO (A) DEL NUMERO DI COLPI SPT EQUIVALENTE, (B) DELLO SFORZO CICLICO NECESSARIO PER DARE INIZIO ALLA LIQUEFAZIONE E (C) DEI FATTORI DI SICUREZZA CONTRO LA LIQUEFAZIONE (CASO 1)

4.2 Caso 2:

Miglioramento di terreni alluvionati cedevoli

4.2.1 Condizioni del sottosuolo

Il secondo caso riguarda un'unità di un complesso industriale situato nella golena di un corso d'acqua, la struttura di cemento armato poggia su platee di fondazione di varie dimensioni. La falda è ubicata circa 1 m sotto la superficie ed i sondaggi hanno rilevato l'esistenza di depositi alluvionali saturi a grana fine, che in superficie vengono generalmente identificati come argille limose. Sotto questo strato, ad una profondità di circa 3 metri, c'è una sabbia limosa mediamente densa. La stratigrafia del terreno è illustrata in Figura 7. Sulla base dei risultati delle prove penetrometriche, la resistenza dei terreni superficiali alluvionali a grana fine è soggetta a variazioni irregolari sul lato cedevole, con un numero



di colpi SPT equivalente che è generalmente ben inferiore a 10 fino ad una profondità di 3 m. Il problema era pertanto dovuto ai cedimenti delle fondazioni dello stabilimento originati dal superamento della capacità portante, indotto da fenomeni sismici.

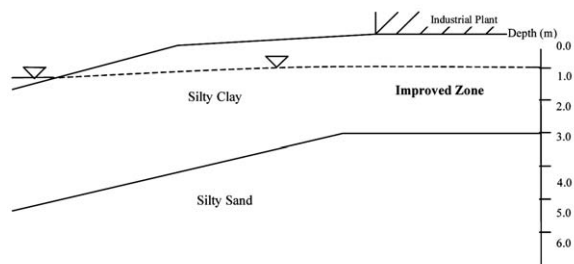


FIGURA 7. STRATIGRAFIA DEL TERRENO NELL'AREA DEL COMPLESSO INDUSTRIALE (CASO 2)

4.2.2 Applicazione, risultati ed implicazioni

I terreni di fondazione sono stati trattati a profondità leggermente superiori a 3.0 m con iniezioni sistematiche sotto ed attorno alle platee di fondazione sulle quali poggia lo stabilimento. Le iniezioni sono state realizzate con pressioni variabili tra 3 e 6 bars a seconda delle condizioni al contorno, mentre la struttura è stata continuamente monitorata per individuare ogni possibile cedimento durante l'esecuzione. La capacità portante del terreno di fondazione dello stabilimento, impostata a 0.75 m dal piano campagna, è stata stimata con delle correlazioni dal numero di colpi SPT equivalente, misurati durante le prove penetrometriche dinamiche. I punti di esecuzione delle prove, indicati in Figura 8, sono stati riportati sull'impronta della struttura dello stabilimento. La capacità portante del terreno di fondazione dopo il trattamento è stata in seguito misurata, con procedura analoga, con prove penetrometriche dinamiche realizzate vicino ai punti delle prove eseguite prima dell'intervento.

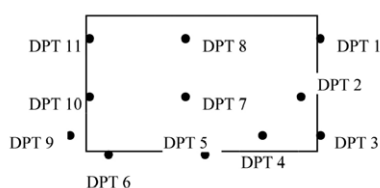


FIGURA 8. PUNTI DI ESECUZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE SULLA PIANTE DELLA STRUTTURA (CASO 2)

Il numero di colpi SPT equivalente, pre- e post-trattamento dei terreni di superficie per le prove DPT2 e DPT4, è illustrato in Figura 9. Sulla base di questi risultati è stato stimato che la resistenza al taglio dello strato di argilla limosa è aumentato in media del 180% a seguito dell'iniezione. Assumendo condizioni non drenate per l'argilla satura, sono state calcolate le capacità portanti del terreno di fondazione in condizioni di carico statico e sismico prima e dopo il miglioramento. È stata stimata un'accelerazione di picco del terreno di 0.30g per il sito dello stabilimento e, nel calcolo della capacità portante rispetto a sollecitazioni dovute a fenomeni

sismici, si è considerato che sulle fondazioni agiscano, oltre ai maggiori carichi lordi verticali, anche i corrispondenti momenti e forze laterali indotti dal terremoto. I risultati delle analisi sono espressi in termini di fattori di sicurezza per cedimenti indotti dal superamento della capacità portante.

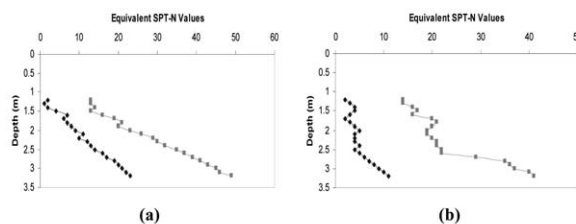


FIGURA 9. STRATIGRAFIA DEL TERRENO NELL'AREA DEL COMPLESSO INDUSTRIALE (CASO 2)

Considerando una fondazione classica per l'area, si sono calcolati i fattori di sicurezza per cedimenti indotti dal superamento della capacità portante, in condizioni di carico statico e sismico, prima del trattamento dei terreni di fondazione; i valori ottenuti sono pari a circa 2.5 e 1.4. Dopo il trattamento, invece, i fattori di sicurezza calcolati, risultano aumentati fino a 7.0 e 4.3 rispettivamente. Si può quindi affermare che dopo il trattamento le fondazioni sono diventate sufficientemente sicure ed è stata eliminata la possibilità di collasso indotto da fenomeni sismici.

5 DISCUSSIONE E CONCLUSIONI

L'iniezione di polimeri espandenti, migliora la resistenza del terreno in due modalità distinte a seconda del tipo di terreno e della metodologia di iniezione. Il primo effetto delle iniezioni, nel terreno saturato dalla resina, è il riempimento dei vuoti durante il processo d'espansione, che realizza un legame chimico tra i grani solidi costituenti il terreno. Al tempo stesso, durante l'espansione della resina, il blocco di terreno iniettato tende ad aumentare di volume esercitando pressioni significative sul terreno circostante, provocandone l'incremento degli sforzi efficaci ed una riduzione dei vuoti (compattazione). L'effetto combinato induce un miglioramento sostanziale delle caratteristiche del terreno misurabile con l'aumento della resistenza penetrometrica. I case history qui presentati dimostrano quindi che l'iniezione di polimeri espandenti può essere utilizzata efficacemente per aumentare la capacità portante del terreno di fondazione rispetto ad un evento sismico. Sulla base dei risultati delle prove penetrometriche realizzate per stimare il grado di miglioramento, si è osservato che il metodo è ugualmente efficiente sia come intervento correttivo, per prevenire fenomeni di liquefazione in terreni a grana fine, sia come intervento per aumentare la capacità portante di depositi alluvionali cedevoli. Si può inoltre notare come le prove penetrometriche siano uno strumento valido e pratico per la stima in sito dell'efficacia dell'intervento.

5

CONCEPTUAL MODEL FOR THE REMEDIATION OF EXPANSIVE CLAY FOUNDATIONS USING EXPANDING POLYURETHANE RESIN

.....

Memoria presentata al SEC 2008 - Symposium
International Sécheresse et Constructions
Francia: Parigi, 1 -7 settembre 2008

Olivier Buzzi

Stephen Fityus

Yasumasa Sasaki

Centre for Geotechnical and Materials Modelling,
School of Engineering, University of Newcastle,
NSW 2308, Australia

KEYWORDS: foundation remediation, expanding polyurethane resin, expansive soils, swelling.

ABSTRACT

Injection of expanding polyurethane resin is a viable alternative to underpinning to correct differential foundation movements in individual houses. When injected into deformed foundations in expansive soils, which may be subsequently subjected to water content increases, it is of particular importance to understand how soil-resin composite material behaves, and especially, what its swelling capacity is. In theory, a building on a treated foundation could be damaged if there is subsequent swelling of treated soil. This paper firstly considers the effect of resin injection on the transfer properties of expansive clay soils, and concludes that resin injection of a cracked clay soil can reduce the macrovoid permeability of by a factor of around 50. It then presents a conceptual analysis of the performance of an expanding polyurethane resin-treated, expansive clay foundation. It discusses the soil structure interaction problem by firstly identifying the key behavioural characteristics of each of the components, and then by considering their likely interaction. It concludes with a discussion of how the soil-structure interaction problem might be formulated and solved.

1. INTRODUCTION

Injection of expanding polyurethane resin (EPR) is now a commonly employed alternative to conventional underpinning, to correct differential deflections in individual houses, buildings and paving slabs. Differential deflections are corrected by the pressure exerted as gasses are produced during the chemical reaction that forms the resin. This solution does not require excavation or the installation of additional foundation elements, since

the resin is directly injected under the building using aluminium tubes inserted into small drilled holes.

This approach is well suited to situations where foundation volume changes are due to consolidation or compaction, and hence are irreversible. However, if applied to expansive soils, in which volume changes are potentially reversible, it is of particular importance to understand hydraulic properties and swelling behaviour of the soil-resin composite how the resin may affect the performance of the remediated foundation.

This is because the desiccation cracks that form during expansive soil shrinkage are filled with resin, meaning that any future wetting of the soil cannot close the cracks.

This could lead to enhanced vertical swelling that could over-lift the remediated foundation. Very little data is available in the literature on this underpinning technique and on the composite polyurethane resin/expansive soil material. Polyurethane resin grouting is mentioned in Vinson & Michell (1972) but other kinds of resin are more common in grouting (e.g. epoxy). Moreover, most grouting techniques are applied to granular soils or fractured rocks, as the grout injection pressure required to permeate a granular material are too great in fine soils (Akbulu & Saglamer 2002). This paper first presents some experimental observations on the resin and its ability to propagate into a cracked, natural clay. It then presents a conceptual analysis of how an EPR treated expansive clay foundation might perform if it were subjected to excess moisture. This is considered both in terms of how readily water is able to enter the treated soil, and how the treated soil would be affected by water if it entered.



2. INTRODUCTION

Expanded polyurethane resin is formed from an exothermic reaction between a polyol and an isocyanate, mixed in specific volumetric proportions. A large amount of carbon dioxide is produced during the reaction; causing the expansion and producing a foam structure where gas bubbles (cells) are surrounded by rigid walls. In the case of EPR this is a closed cell structure. For the foundation remediation application; the resin expands in less than 10 seconds and hardens within one minute. The resin used in this research, when reacted without confinement (free expansion), reaches a volume forty times greater than that of the initial components.

When injected into soil, an expansion pressure is developed, and the volume attained depends on the confinement level. Pressures of up to 10 MPa are possible (Favaretti et al. 2004). Once injected, the resin is considered to be stable since it is only degraded by UV radiation and some volatile solvents (e.g. acetone) that should not be found under a building.

3. PROPAGATION INTO THE GROUND

Several undisturbed composite soil specimens have been taken from resin injected areas at the Maryland reactive clay test site (Fityus et al, 2004). Figure 1 shows the composite resin/soil material in case of an injection in silty clay (A) and in a cracked residual clay (B). As explained in Favaretti et al. (2004), the injected resin permeates into the soil following the weakest path. In case of a cracked soil, the resin fills and enlarges the existing cracks.

The resin is also observed to enter cracks as small as 0.1 mm although the resin does not penetrate very far in these thin cracks.

This phenomenon generates a soil/resin interface visible in Figure 1 (A). This interface is 1 to 3 mm thick and includes a skin on the resin.

The resin injection is usually made in multiple 'shots', allowing the resin to expand between the shots, so that its lifting effect of each shot can be assessed before the next shot is made. Resin from two different shots can be identified in Figure 1 (A), the second one having cracked and penetrated the first one, which is consequently compressed. Due to the interaction of these several shots, the resin injected into the ground is a heterogeneous material having several layers and some possible macro voids. Figure 1 (B) shows a larger sample and how the resin penetrates into the crack network formed into the soil. The smallest cracks visible in Figure 1 (B) are about 1 mm wide.

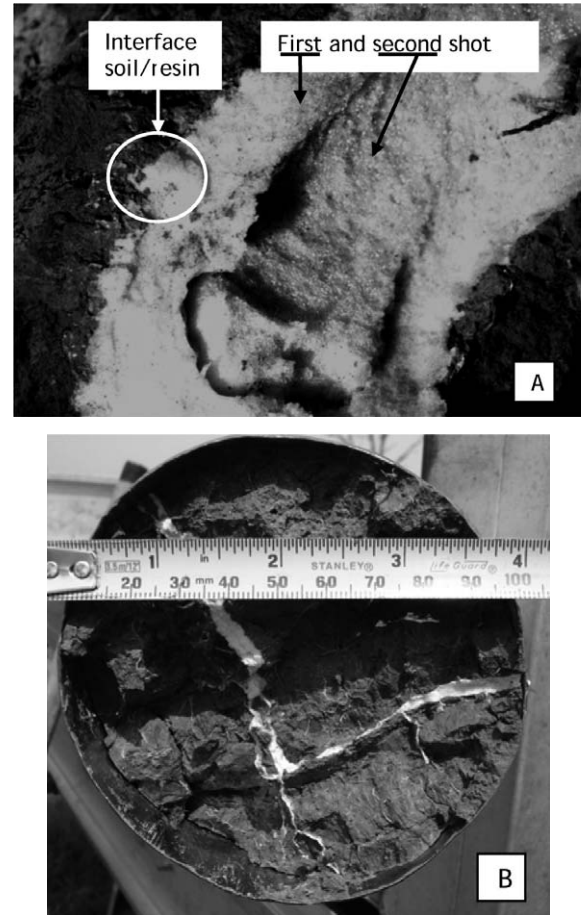


FIGURE 1: VIEW OF SOIL/RESIN COMPOSITE MATERIAL. (A) RESIN INJECTION IN SILTY CLAY. WIDTH OF THE RESIN LAYER ABOUT 20 mm. (B) RESIN INJECTION IN RESIDUAL CLAY.

4. IMPACT ON THE SOIL TRANSFER PROPERTIES

The relevant permeability to consider for a foundation soil is not that of a basic soil element (ped), but the permeability of the structured soil mass. It has been shown that natural soils are made of interparticle voids and macropores including cracks, and holes due to roots or worms (Jayawickrama & Lytton 1993). Several models of dual porosity or dual permeability have been proposed to capture the possible flow through the soil elements and into the macro voids (e.g. Chertkov & Ravina 2000). When injecting the resin into expansive clay, the permeability of the soil elements is unchanged but the resin fills the macrovoids limiting the major water flow in the cracks and reducing drastically the permeability of the soil mass.

An in situ air permeability testing technique has been used to assess the impact of the resin on the transfer properties of a cracked soil mass. The experimental arrangement, as used by Wells et al. (2006) is shown in Figure 2 (A). Results of the air permeability tests are displayed in Figure 2(B). The resin injection point was located 1 m beneath the surface and tests were performed in the injected zone (permeability KI) and in a non injected zone (permeability KNI). In this test, the injection pressure is increased progressively and

both flow rate and pressure are periodically measured. The slope of the “flow rate-pressure” relationship is proportional to the permeability of the soil mass. The ratio K_{NI}/K_I was found to be 55 at 600 mm depth and 40 at 450 mm depth whereas natural scattering of the results due to the soil heterogeneity corresponds to factor 2 only. It is thus concluded that, the presence of the resin in the cracks drastically reduces the bulk water transfer properties of the soil mass by preventing water from permeating through the cracks.

As a consequence of resin injection, the dual permeability characteristics are eliminated, at least locally. An important consequence of this is the extension of the time to saturation of the soil mass and the need for a more significant raining event to saturate the soil.

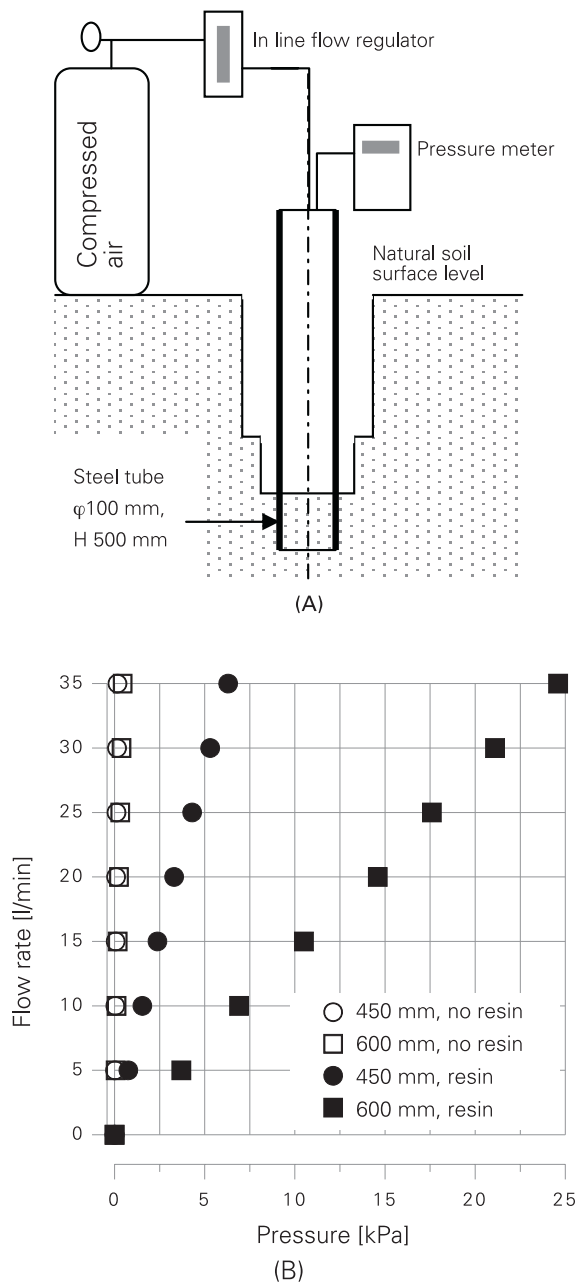


FIGURE 2: (A) EXPERIMENTAL AIR PERMEABILITY DEVICE TO MEASURE BULK PERMEABILITY IN A STRUCTURED SOIL. (B) RESULTS OF IN SITU AIR PERMEABILITY MEASUREMENTS IN A CRACKED CLAY.

4. CONCEPTUAL SOIL-RESIN-STRUCTURE INTERACTION MODEL

5.1. Key Factors

Whether or not an EPR-injected, cracked clay foundation soil will overlift a footing if it becomes wet, is a highly complex problem to analyse. The response of the treated foundation depends on many factors, including the potential for the clay soil to swell subject to a complicated confining arrangement; the capacity of the resin to be crushed by the forces generated by the swelling clay; and the confining load applied by the footing, which varies as localised swelling of clay lifts the footing differentially, causing the contact pressure along its base to become greatly non-uniform.

5.2. Behaviour of the swelling clay

In general, an expansive clay will swell if it is allowed to take up water in a dry state. How much it swells depends on the natural expansiveness of the clay, how dry it is (how much water it can take) and how much stress is acting to suppress the uptake of water and consequent swell. In simple terms, for a given initial water content value, an expansive soil will undergo maximum expansion if inundated in an unconfined state, and it will maintain its volume if a large enough confining stress (greater or equal to its swelling pressure) is applied as it is inundated. For intermediate confining stresses, the soil will experience an intermediate degree of expansion.

If the soil is exposed to a strongly anisotropic stress state, say, full lateral confinement and little or no vertical confinement, then it will swell preferentially in the vertical direction, realising vertical strains in excess of those it would experience if it were expanding freely in all directions. In the case of a desiccated clay in which all of the cracks are filled with EPR, such a condition exists (at least until there is significant compressive strain in the EPR).

5.3. Behaviour of the resin

Although the EPR can exert great pressure during its formation reaction, once it has hardened, it exerts no more load than the stress conditions that exist in the soil around it. In fact there is some evidence to suggest that it may shrink (very slightly) after hardening, thus lowering its stress state. The EPR resin used in this study displays a response to compressive stresses that is reasonably approximated as linear elastic-plastic. That is, it deforms as a relatively high stiffness elastic material up to some yield stress value, beyond which it plastically deforms to large strains without attracting a significantly greater load.



5.4. Behaviour of the structure

According to Walsh & Cameron (1997), the typical Australian house loading ranges from 10 kPa to 50 kPa. These are fairly modest values, but in general, they act uniformly over large areas. Compared to the expansion pressures of the EPR or the swelling pressure that can be exerted by typical expansive clay, these are very low. Consequently, the pressure exerted by a uniformly supported foundation is well short of that needed to completely suppress the swelling of underlying clays, or to redirect vertical swelling stresses to act laterally and crush the resin ins the cracks.

Compared to other components in the system, the footings and the superstructure are very stiff. The tall vertical walls of masonry structures are very stiff and do not bend, however, if enough bending stress is applied, they will break. The footings themselves are relatively stiff and bend very slightly. The action of the composite structure is complicated by the presence of a damp proof course that effectively debonds the structure from the footing. Muniruzzaman (1997) performed a series of experimental tests on a full-scale structure (brick wall plus foundation) to investigate the response of the wall to different ground movements. As in many Australian houses, the structure tested incorporated a damp proof course over the two first brick layers. This is of particular importance since it allows a gap between the foundation and the wall, in case of ground movements where a rise at one or both ends produces a dished deflected shape (Figure 3). Consequently, an arching effect is created, whereby the house spans between the ends of the footing and its loading is redistributed as is indicated in Figure 3.

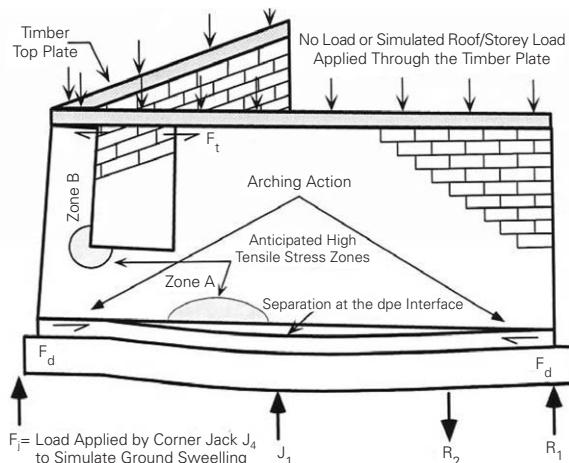


FIGURE 3. RESPONSE OF A MASONRY STRUCTURE TO DIFFERENTIAL FOUNDATION DEFLECTIONS. (AFTER MUNIRUZZAMAN, 1997).

The load distribution for the footing is very complicated, depending not only on its irregular contact with the structure, but also, on its contact with the foundation soil. In a worst case scenario, soil becomes locally wet (say, from a leaking pipe)

at an extreme end of the footing, so that the area of the swelling is very localised. This is the worst case, since more extensive wetting produces more uniform swelling and lifting, and the span between contact points with the soil is reduced, leading more to a tilting action than a bending action. Figure 4 presents a schematic illustration of 4 stages of deflection in a footing due to localised swelling beneath the left-hand end. As the left-hand end is lifted from a condition of uniform support (condition 1), the central portion begins to lift-off the foundation, over a distance (dL) that increases with increasing differential rise of the left-hand end (conditions 2-4). The share of the load that is no longer carried by the interval dL is redistributed to either end of the footing, increasing the pressure over the contact area above the swelling clay, d_c . As the distance dL increases ($dL_2 < dL_3 < dL_4$), the pressure on d_c increases, increasing the vertical stress on the swelling clay, and hence, suppressing further swelling.

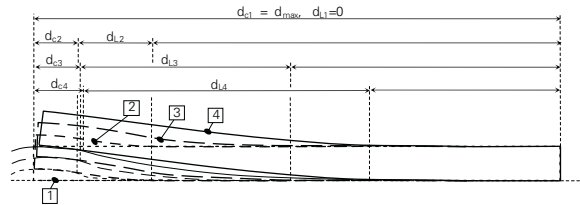


FIGURE 4: SCHEMATIC REPRESENTATION OF A FOOTING AS IT IS INCREASINGLY DEFLECTED AT ITS LEFT-HAND END. THE CONTACT AREA INCREASES ONLY SLIGHTLY, WHILE THE LIFT-OFF AREA INCREASES SIGNIFICANTLY, DISTRIBUTING LOAD BACK TO THE CONTACT AREA.

5.5. Crux of the problem

In light of the above discussion, it is apparent that the issue that must be addressed in contemplating the use of EPR in expansive soil foundations is: will the redistributed stress to the swelling clay become great enough to suppress any further swelling, or cause the EPR to yield, before the structure reaches a differential deflection sufficient to cause structural damage?

5.6. Solving the problem

Obtaining the answer to this question is a formidable task. For any specific case, it could be obtained from the development of a non-linear finite element model that can model the footing as a beam or raft, with distributed structural loads acting upon it. Some simplification is afforded by assuming that the structure will remain uncracked and lift at the dampcourse due to arching, effectively causing it to bear at either end of the footing.

The foundation soil model used for the soil-resin composite will need to be considerably more evolved than the Winkler model commonly employed in structural analyses.

It will need to account for a non-linear (possibly

semi-logarithmic) relationship between confining stress and soil volume.

It will also need to accommodate anisotropic elasto-plastic behaviour, so that under realistic combinations of vertical and lateral stress, it will expand or compress in the vertical direction, or yield in the lateral direction, to account for the behaviour of the resin in the composite. Work is progressing on the formulation of such a finite element model.

Work is also underway on simpler approaches to addressing this problem.

On the scale of a cracked natural soil, there is merit in modelling the composite, not as a continuum, but as an inhomogeneous arrangement of soil elements and resin elements, each with its own mechanical behaviour.

A preliminary model to describe the behaviour of swelling soil elements has been proposed by Buzzi et al. (2007).

6. CONCLUSIONS

The determination of when EPR can be used to treat deflected expansive soil foundations without adverse effects is a complex problem. With increasing knowledge and experience of the fundamental behaviour of the resin, the soil and the resin-soil composite, it is possible to formulate a conceptual model of treated foundation behaviour, which will hopefully be implemented in the near future.

The discussion provided in this paper indicates that the likelihood of a treated clay foundation becoming wet through short-term exposure to water, such as runoff from a storm event, is significantly reduced by the reduction in the permeability to bulk water that is achieved by the filling of cracks and macropores with resin. The likelihood of the treated foundation becoming wet through prolonged exposure to excess soil moisture is not considered here, but is being addressed in other aspects of this research.

The discussion provided here also indicates that it is likely that EPR injection can be used to remediate deflected foundations, at least under certain conditions, and that a methodology for determining what those conditions are is achievable.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research has been carried out with financial support from the Australian Research Council (ARC). The authors would also like to thank Mainmark Uretek, Sydney, for the additional financial and technical support.

REFERENCES

- [1] Akbulu, S. and Saglam, A. (2002). Estimating the groutability of granular soils: a new approach. *Tunnelling and Underground Space Technology* 17, 371–380.
- [2] Buzzi, O.P., Fityus, S.G. and Sloan, S.W. (2007). Proposition for a simple volume change model for expansive saturated soils. Accepted for NUMOG X conference, Rhodes.
- [3] Chertkov, V.Y. and Ravina, I. (2000). Shrinking - swelling phenomenon of clay soils attributed to capillary-crack network. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics* 34, 61-71.
- [4] Favaretti, M., Germanino, G., Pasquetto, A. and Vinco, G. (2004). Interventi di consolidamento dei terreni di fondazione di una torre campanaria con iniezioni di resina ad alta pressione d'espansione. XXII CONVEGNO NAZIONALE DI GEOTECNICA Palermo. 1-19.
- [5] Fityus, S.G., Smith, D.W. and Allman, M.A. (2004). An expansive soil test site near Newcastle. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 130, 7, 686-695.
- [6] Jayawickrama, P.W. and Lytton, R.L. (1993). Conductivity through macropores in compacted clays. 7th International Conference on Expansive Soils, Dallas. 99-104.
- [7] Muniruzzaman, A. (1997). A study of the serviceability behaviour of masonry. PhD Dissertation, University of Newcastle. Unpublished.
- [8] Vinson, T.S. and Michell, J.K. 1972. Polyurethane foamed plastics in soil grouting. *J. of Soil Mech. and Found. Div. ASCE*. SM6, 579-602.
- [9] Walsh, P. and Cameron, D. 1997. The design of residential slabs and footings. *Standards Australia*.
- [10] Wells, P.A., Fityus, S.G., Smith D. W. and Moe, H. (2006). The indirect estimation of saturated hydraulic conductivity of soils, using measurements of gas permeability. I. Laboratory testing with dry granular soils. *Australian Journal of Soil Research*. 44, 719-725.



6

CONSOLIDAMENTO DEL TERRENO
MEDIANTE L'INIEZIONE DI RESINE
POLIURETANICHE PER L'ATTENUAZIONE
DEL RIGONFIAMENTO E DEL RITIRO DI
TERRENI ARGILLOSI

Memoria presentata al SEC 2008 - Symposium
International Sécheresse et Constructions
Francia: Parigi, 1 -7 settembre 2008

Alberto Paschetto

Uretex Italia S.P.A., Verona, Italy

Matteo Gabassi

Uretex Italia S.P.A., Verona, Italy

Gianluca Vinco

Uretex Italia S.P.A., Verona, Italy

Cristiano Guerra

University of Urbino, Urbino, Italy

RIASSUNTO

Il sempre più crescente numero di rischi dovuti alla siccità ha comportato la necessità di studiare la relazione tra le frequenze di precipitazione e i fenomeni di fessurazione. Sono stati studiati i dati di precipitazione e il numero di rischi di un'area geografica limitata al fine di determinare l'indice più adatto per prevedere i futuri periodi problematici. Sono stati monitorati inoltre gli effetti della siccità sul terreno di fondazione e ciò allo scopo di elaborare un metodo per risolvere o prevenire problemi sulla costruzione connessi al rigonfiamento e al ritiro di terreni argillosi. Il confronto degli effetti sul terreno della siccità e dell'iniezione di resine ad alta pressione d'espansione ha dimostrato che esse sono abbastanza simili in termini di incremento di rigidità, ma la maggior densità del terreno compresso dall'iniezione di resine impedisce elevate variazioni volumetriche future.

1. INTRODUZIONE

La comprensione della relazione tra i cambiamenti climatici estremi registrati nel recente passato e i rischi idrogeologici, specialmente quelli causati dalla siccità nei terreni argillosi, non è sempre semplice. Lo studio di parecchi dati riguardanti un'area geografica limitata in Italia è stato svolto allo scopo di determinare la relazione tra l'incremento del numero dei rischi e la diminuzione degli eventi di pioggia. La zona che comprende la bassa Romagna (province di Rimini e Forlì Cesena), le Marche settentrionali (provincia di Pesaro Urbino) e la Repubblica di San Marino, appartenenti tutte al bacino del fiume Marecchia, rappresenta un'interessante area di studio per i suoi caratteri geologici e geomorfologici e per la disponibilità, o di dati di precipitazione ordinati in serie rappresentative, o del monitoraggio dei rischi idrogeologici.

1.1. Analisi delle serie di precipitazioni

Sono state considerate quattro diverse stazioni meteorologiche: Rimini, San Marino – Monte Titano, Novafeltria e Pennabilli. Da tutte queste stazioni sono stati raccolti dati per più di 80 anni ed essi testimoniano situazioni climatiche e geomorfologiche differenti.

Nel passato recente si è osservato in quest'area un calo generale degli eventi di pioggia medi mensili, in particolar modo durante le stagioni invernali. Si sono osservati inoltre un aumento del valore massimo di precipitazione in autunno e un'estrema riduzione delle precipitazioni nevose.

Gli ultimi decenni sono stati caratterizzati dall'alternanza di anni molto aridi (1993, 1994, 1998, 2000 e 2007), estremamente aridi (2003), molto piovosi (1996 e 1999) e estremamente piovosi (2005). I dati riguardanti gli eventi di pioggia sono stati trattati allo scopo di ottenere un indice che mostrasse, su base mensile, i periodi caratterizzati da condizioni non standard.

E' stato utilizzato l'indice SPI (Standardized Precipitation Index), con una distribuzione Gaussiana con media pari a 0 e varianza uguale ad 1, che permette di confrontare stazioni molto distanti tra loro e in condizioni orografiche differenti. Il trattamento dei dati cominciò nel 1960.

Valori di SPI compresi tra -1.0 e 1.0 indicano periodi standard, tra 1.0 ed 1.5 moderatamente piovosi, tra -1.0 e -1.5 moderatamente aridi, tra 1.5 e 2.0 periodi molto piovosi, tra -1.5 e -2.0 molto aridi, e infine sopra 2.0 estremamente piovosi e sotto -2.0 estremamente aridi.

E' stato scelto un indice SPI di 6 mesi perché durante questo periodo le piogge condizionano fortemente il deflusso d'infiltrazione e la superficie della falda freatica.



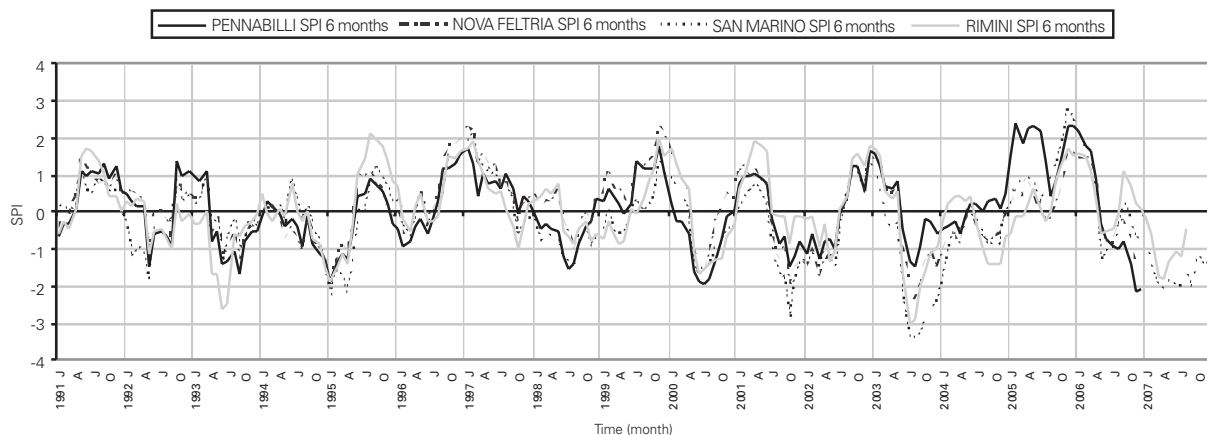


FIG. 1: SPI (SU BASE MENSILE) DELLE QUATTRO STAZIONI METEOROLOGICHE DI RIFERIMENTO

Il grafico evidenzia, su una base regionale, i periodi estremamente piovosi e soprattutto i periodi estremamente aridi che hanno caratterizzato il bacino del fiume Marecchia.

Tra il 1991 e il 2006 il valore medio di SPI ha superato 2.0 nell'autunno del 2005 e, d'altra parte, è sceso tre volte al di sotto di -2.0, nell'inverno del 1995, nell'estate del 2003 e nella primavera del 2007. Nei precedenti trent'anni (1961-1990) il valore medio di SPI non ha mai superato 2.0 ed è sceso solo una volta al di sotto di -2.0.

Per confrontare i recenti cambiamenti climatici con i picchi dei rischi idrogeologici, è stato elaborato un grafico in funzione del tempo, che racchiude sia le intensità di precipitazione sia i rischi rilevati.

1.2. Relazione tra la frequenza di siccità e il numero di rischi

Partendo dal numero dei danni rilevati e dagli interventi di miglioramento in edifici interessati da

cedimenti differenziali e da fratture, è stato introdotto anche un altro indice per quantificare i rischi dovuti all'essiccamento del terreno di fondazione, su base regionale.

L'andamento di SPI delle quattro stazioni sembra abbastanza simile quindi si decise di considerare il valore medio per poter così semplificare la comprensione del grafico.

Si può osservare una stretta relazione tra l'andamento dell'indice SPI calcolato e i periodi in cui i rischi sono stati rilevati.

A un valore SPI molto basso corrisponde sempre, qualche volta con un certo ritardo, un numero molto alto di rischi osservati. Il valore SPI appare quindi come un indice molto importante per rivelare i cambiamenti climatici che sono segnalati dall'incremento del numero di eventi estremi e soprattutto dalla maggior frequenza e dalla maggior durata dei periodi estremamente aridi.

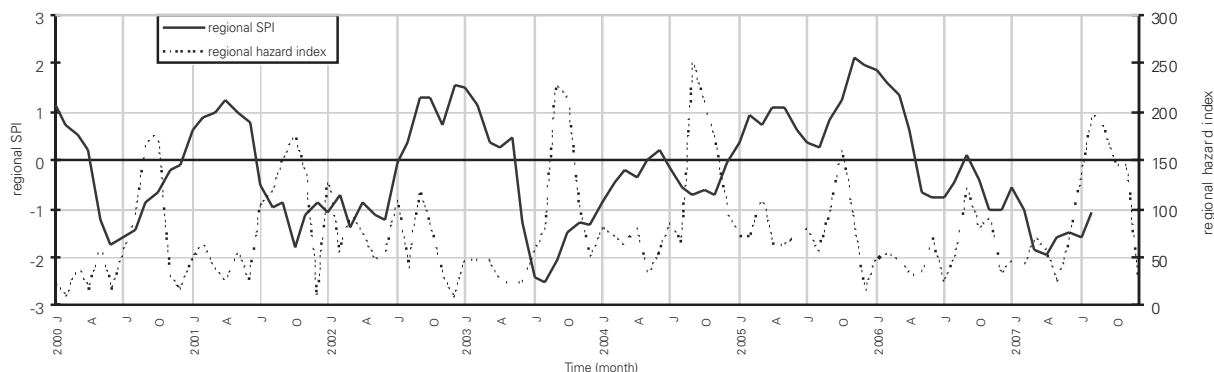


FIGURA 2. GRAFICO DI SPI REGIONALE (SU BASE SEMESTRALE) E DELL'INDICE DI RISCHIO REGIONALE



2. MIGLIORAMENTO DEL TERRENO CON LA TECNOLOGIA URETEK

Le iniezioni profonde Uretex costituiscono una tecnica di miglioramento molto particolare, che consiste in iniezioni locali nel terreno di una resina ad alta pressione d'espansione; questo produce un notevole miglioramento delle proprietà geotecniche del terreno di fondazione.

Dopo aver iniettato il terreno che deve essere trattato, la resina comincia immediatamente ad espandersi. La pressione, sviluppata dalla resina espandente, provoca in un primo momento la compattazione del terreno circostante quindi causa il sollevamento della struttura soprastante; questi movimenti sono rilevati per mezzo di un ricevitore laser ancorato alla costruzione.

2.1. Confronto degli effetti sul terreno della siccità e delle Iniezioni Uretex

Il confronto di prove penetrometriche condotte nella stessa area prima e dopo un lungo periodo di siccità rivela un aumento della resistenza penetrometrica; effetti simili possono essere visti prima e dopo l'iniezione di una resina ad alta pressione d'espansione. Le figure seguenti mostrano le resistenze osservate in prove condotte a San Marino nel 1997 e nel 2007 nella stessa area e durante un campo prova d'iniezione di resine.[1]

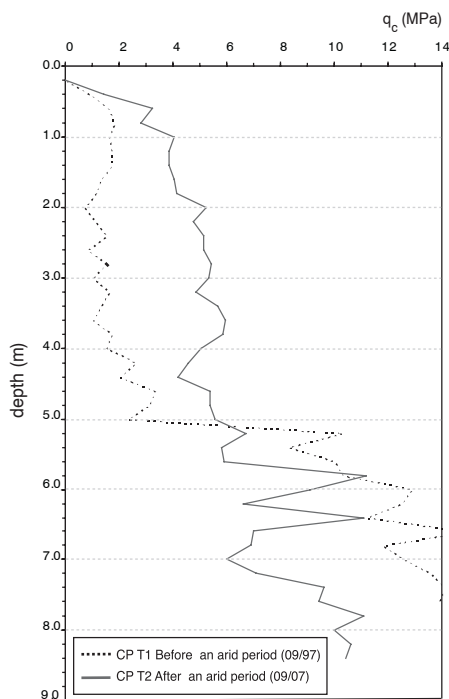


FIGURA 3. CONFRONTO DI PROVE PENETROMETRICHE CONDOTTE PRIMA E DOPO UN PERIODO ARIDO

[1] Nota: la figura 4 intende mostrare l'effetto di una singola iniezione alla profondità di 2,80 m. Nel caso del trattamento di una fondazione sono realizzate iniezioni multiple, con effetti sull'intera superficie trattata combinati con un effetto di gruppo.

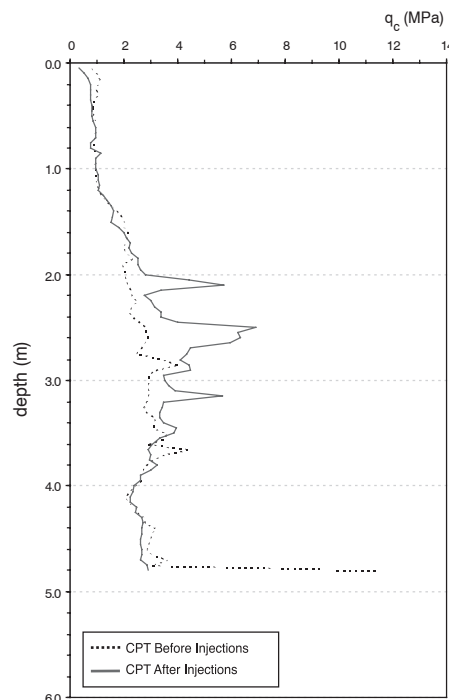


FIGURA 4. CONFRONTO DI PROVE PENETROMETRICHE CONDOTTE PRIMA E DOPO L'INIEZIONE DI 20 Kg DI RESINA AD UNA PROFONDITÀ DI CIRCA 2,80 m

Durante i periodi aridi la diminuzione dell'indice dei vuoti dovuta al calo del contenuto d'acqua naturale w provoca una perdita di volume secondo una curva simile a quella mostrata in figura 5, che può essere determinata per mezzo di una prova a secco in laboratorio.

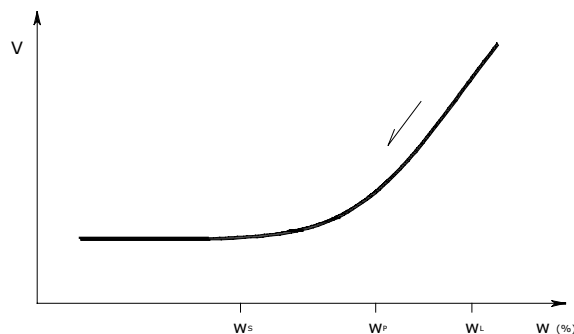


FIGURA 5. RELAZIONE TRA IL VOLUME E IL CONTENUTO D'ACQUA NATURALE w

Il grafico mostra come il volume diminuisca finché si raggiunge il valore w_s , al di sotto del quale un'ulteriore perdita d'acqua non comporta più una riduzione di volume.

Il contenuto d'acqua naturale può essere calcolato come il rapporto tra il peso dell'acqua e il peso del terreno:

$$w = \frac{P_w}{P_s} = \frac{\gamma_w \cdot V_w}{\gamma_d \cdot V} \quad 1)$$

Nel caso di terreni saturi ($S_r = 100\%$) la variazione di volume è uguale a:

$$\frac{\Delta V_w}{V} = \frac{\Delta V}{V} = \frac{\gamma_d}{\gamma_w} \cdot \Delta w \quad 2)$$

Attraverso questa formula si può determinare la variazione del contenuto d'acqua naturale dovuta alla variazione del volume d'acqua.

3. CASE HISTORY

Per semplificare la procedura sopra menzionata è riportata un'interessante documentazione casistica riguardante il miglioramento del terreno di fondazione di un edificio residenziale ad Antibes Juan Les Pins (Francia) interessato da fessure diffuse nella struttura di elevazione.

L'edificio poggia su fondazioni continue, profonde 0,7 m e larghe 0,5 m, ed è situato in un'area urbana con una pendenza molto leggera. Esso consta di un nucleo principale con passaggi pedonali tutt'intorno, è di forma rettangolare ed ha due piani. I danni strutturali erano concentrati in particolar modo sul perimetro dell'edificio.

Le prime fessure sono apparse durante l'estate del 2003 concentrate sui muri esterni. Il periodo estremamente arido, durante il quale il pericolo era accentuato, ed inoltre la distribuzione delle fessure hanno fatto pensare ad un cedimento dovuto alla siccità.

3.1. Condizioni Geotecniche

Durante l'agosto 2007, per determinare la natura geologica del terreno di fondazione e le sue caratteristiche meccaniche, è stata eseguita un'indagine geotecnica che comprendeva quattro prove penetrometriche dinamiche, due sondaggi, cinque prove pressiometriche e prove di laboratorio come la determinazione dei limiti di Atterberg e del contenuto naturale d'acqua oltre a prove a secco e prove di rigonfiamento edometrico.

Il terreno di fondazione è caratterizzato dalla presenza di 0,6 m di ghiaia seguita da terreni argillosi ($9,7 < E_p < 33,0$ MPa; $0,87 < P_L < 2,91$ MPa; $31 < P_I < 39\%$; $\gamma_d = 17$ kN/m³) e da limo sabbioso che inizia ad una profondità di circa 7,0 m. Le prove a secco condotte sull'argilla mostrano che una variazione del contenuto d'acqua dell'1,0% comporta una variazione dell'altezza relativa dello 0,5%, che significa 5 mm di cedimento se consideriamo un metro di terreno di fondazione.

3.2. Operazioni di miglioramento del terreno

Le operazioni di miglioramento del terreno, eseguite sotto tutti i 46 metri delle fondazioni superficiali continue dell'edificio principale, hanno richiesto quattro giorni e mezzo di lavoro. Si è iniettato a tre differenti livelli di profondità migliorando i primi tre metri del terreno di fondazione.

Considerando un fattore d'espansione pari a 4 (Dei Svaldi et al., 2005), il volume espanso medio di resina poliuretanica iniettata era di circa 40 dm³ per ogni metro cubo di terreno iniettato. Esaminando un'unità

di volume di terreno trattato, può essere calcolato il coefficiente di sostituzione del volume come la percentuale del rapporto tra il volume di resina e il volume di terreno:

$$RV = \frac{V_r}{V} = \frac{40}{1,000} \cdot 100 = 0,040 = 4,0\% \quad 3)$$

Considerando il volume sostituito (V_r) della (3) pari alla variazione del volume d'acqua (ΔV_w), si può ottenere il contenuto naturale d'acqua (Δw).

$$\Delta w = \frac{\Delta V_w}{V} \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_d} = 0,040 \cdot \frac{10}{17} = 0,023 = 2,3\%$$

Questo valore, assieme alla curva della prova a secco, permette la stima di una futura diminuzione dei cedimenti causata da un'ulteriore perdita d'acqua di circa 35 mm.

4. CONCLUSIONI

Partendo dall'analisi delle serie di precipitazione, è stato scelto un indice interessante al fine di osservare l'andamento dei periodi piovosi ed aridi che hanno caratterizzato gli ultimi decenni.

Quest'andamento è stato confrontato con il numero dei danni riportati e con gli interventi di ripristino per poter valutare l'influenza della siccità sulle fessurazioni. Si sono quindi osservati gli effetti di una tecnologia di miglioramento del terreno che comporta iniezioni di resina ad alta pressione di espansione, allo scopo di valutare la sua efficienza nell'attenuazione del rigonfiamento e del ritiro di terreni argillosi.

E' stato quindi presentato un metodo di calcolo della diminuzione dei cedimenti.

La sostituzione dell'acqua del suolo con resina riduce fortemente i possibili cedimenti futuri provocati da un'ulteriore perdita d'acqua diminuendo il contenuto d'acqua naturale, tuttavia dovrebbero essere considerati anche altri suoi effetti. In ricerche future saranno analizzati, oltre all'influenza dell'espansione della resina sull'assorbimento/rilascio dell'acqua del suolo, anche gli effetti dell'omogeneizzazione dello stato tensionale sottostante la fondazione e della riduzione della permeabilità sulla limitazione della reidratazione.



7

RIDUZIONE DELLE VIBRAZIONI ATTRAVERSO L'INSERIMENTO NEL TERRENO DI UN CORPO ISOLANTE FACILE DA POSARE IN OPERA, EFFICIENTE ED ECONOMICO

Memoria presentata al
Christian Veder Kolloquium
Austria: Graz, 27 - 28 marzo 2008

P. Sadegh-Azar

M. Ziegler

Lehrstuhl für Geotechnik im Bauwesen,
RWTH Aachen

1. INTRODUZIONE

Solitamente le vibrazioni hanno un effetto di disturbo del loro intorno e possono influenzare negativamente gli edifici circostanti e la qualità della vita di chi li abita. In casi estremi potrebbero addirittura portare alla perdita della funzionalità ed al superamento dello stato limite di servizio. Per questo motivo, la scelta e la realizzazione di un'efficiente misura per la riduzione delle vibrazioni è sempre parte integrante del progetto di strutture con un alto potenziale di vibrazione. Ad esempio binari, fondazioni di macchine oppure strutture prossime a queste sorgenti vibratorie.

Nella scelta di una misura per la riduzione delle vibrazioni è necessaria la distinzione tra sorgenti vibratorie presenti e previste. Per le sorgenti presenti, il problema sta nell'installazione a posteriori della misura antivibrazione. In questo caso però, l'intervento può essere basato sulla misura reale delle vibrazioni che può essere fatta senza particolari problemi. Per edifici nuovi, il difficile sta nel pronosticare esattamente le caratteristiche delle vibrazioni. Ciò infatti è molto difficile da farsi, poiché nella maggior parte dei casi è impossibile considerare tutti i parametri, senza ricorrere a semplificazioni, quali ad esempio l'interazione tra sorgenti vibratorie ed il terreno presente o la struttura da proteggere. A questo si aggiungono, in particolare per gli edifici esistenti, gli elevati oneri di realizzazione di misure da adottarsi in emissione od in immissione (in corrispondenza della sorgente o dell'oggetto da proteggere). In emissione, per ridurre le vibrazioni indotte da una strada ferrata, bisognerebbe sostituire binari, ruote e/o terrapieno, cosa che disturberebbe molto il traffico e che comporterebbe costi molto elevati. In immissione, per inserire dei supporti elastici tra la fondazione ed il terreno, occorre realizzare un giunto, cosa assai onerosa ed alle volte

non realizzabile successivamente, specialmente su edifici vecchi. Un corpo isolante frapposto in verticale nel terreno tra la sorgente delle vibrazioni e la struttura da proteggere, ovvero nella zona di trasmissione, rappresenta un'ottima misura per la riduzione delle vibrazioni. Lo stesso può essere posto in opera anche dopo l'entrata in funzione della sorgente di vibrazioni e quindi realizzato sulla base delle vibrazioni misurate. Ciò può essere realizzato anche in caso di condizioni al contorno particolari, ad es. vecchi edifici, ovvero laddove le classiche misure adottate per la riduzione delle vibrazioni non possano essere adottate. Nonostante i molteplici vantaggi, a causa dei vari problemi legati alla realizzazione di trincee vuote, che rappresentano un ottimo isolante, od ai costi elevati di trincee in cls. che necessitano di un notevole spessore per essere efficaci, queste applicazioni non hanno avuto grande diffusione.

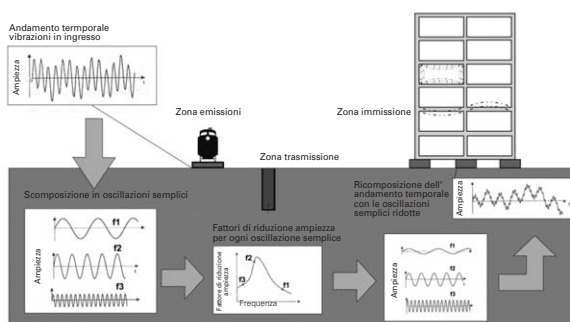


FIG. 1: RAPPRESENTAZIONE SCHEMATICA DEL PRINCIPIO DI FUNZIONAMENTO DEI CORPI ISOLANTI VERTICALI

2 PROPAGAZIONE DELLE ONDE NEL TERRENO

Le vibrazioni generate da varie sorgenti quali traffico su rotaia e macchinari si propagano nel terreno sotto forma di onde. Nel caso di una sorgente sulla superficie di un semispazio elastico, l'energia si trasferisce attraverso onde Rayleigh, di compressione

e di taglio nell'intorno. Secondo Richart et al. (1970) ad una distanza pari a $d=2,5\lambda_r$ (λ_r =lunghezza d'onda di Rayleigh) da una sorgente ci si trova in una situazione di far field. La propagazione delle diverse tipologia d'onda a questa distanza è stata studiata da Woods (1968) (fig. 2). Dall'analisi degli effetti dinamici in superficie di Miller e Pursey (Miller & Pursey 1955) si è appurato che l'energia viene trasmessa per il 67% sotto forma di onde Rayleigh, 26% con onde di taglio ed il restante 7% con onde di compressione. In altre situazioni, queste percentuali possono cambiare. Con propagazione delle onde Rayleigh in direzione x si hanno deformazioni sia in direzione x che in direzione z. Il rapporto tra gli spostamenti alla profondità, fissata da normativa, pari a $Z=z/\lambda$ [-] e quelli in superficie ($z=0$) è riportato, diviso per la direzione x e z e per diversi valori del coefficiente di Poisson, nella figura 3. Da questa figura si evince che l'ampiezza dello spostamento in profondità decresce velocemente. L'ampiezza dello spostamento verticale V (in direzione z) ha il suo massimo in prossimità della superficie. Il massimo spostamento orizzontale H (in direzione x) è esattamente in corrispondenza della stessa.

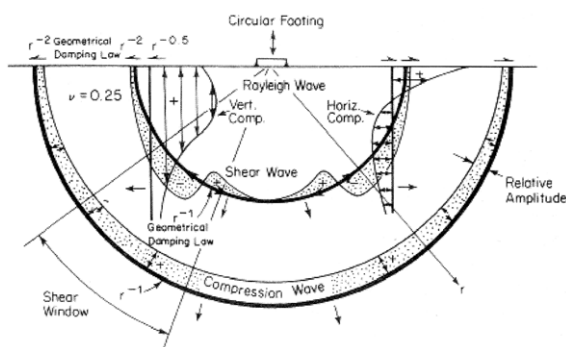


FIG. 2: SPOSTAMENTI IN UN SEMISPAZIO ELASTICO DOVUTE A VIBRAZIONI DI UNA FONDAZIONE CIRCOLARE (WOODS 1968)

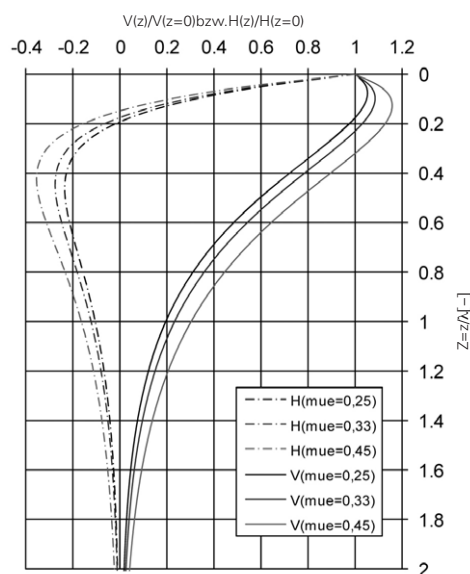


FIG. 3: SPOSTAMENTI DOVUTI AD UN'ONDA RAYLEIGH IN DIREZIONE ORIZZONTALE (H) E VERTICALE (V) PER DIVERSI VALORI DEL COEFFICIENTE DI POISSON μ

3 EFFETTI DEI LIMITI DELLA ZONA DI PROPAGAZIONE ED ESTREMITÀ DEL MATERIALE SU DIVERSE TIPOLOGIE D'ONDA

Discontinuità, ostacoli, limiti della zona di propagazione o cambiamento del materiale lungo il percorso di diffusione delle onde vibratorie generano riflessioni, diffrazioni (deviazioni) e, se possibile, trasmissioni delle diverse onde, così come noto anche in ottica ed acustica.

La riflessione, deviazione e trasmissione delle onde lungo una superficie di discontinuità di un materiale, sono causate dalla diversa natura dei mezzi all'interno dei quali le onde si propagano, ovvero dalla differenza d'impedenza da ciò derivante. L'impedenza descrive la resistenza opposta da un mezzo rispetto ad uno spostamento di particelle, conseguente alla deformazione dello stato di quiete. Per i materiali elastici l'impedenza è il rapporto tra la tensione dovuta al movimento delle particelle e la velocità delle particelle. La stessa si ottiene dal prodotto della densità ρ del mezzo e la velocità d'onda stimata c . Per le onde di compressione quindi, l'impedenza può essere calcolata come:

$$\frac{\sigma_{xx}}{u_x} = \rho c_p \quad (1)$$

Da ciò si ottiene il rapporto d'impedenza (IRp) di due materiali (materiale 1, materiale 2), per un'onda di compressione, come

$$IR_p = \frac{\rho_2 c_{p,2}}{\rho_1 c_{p,1}} \quad (2)$$

Analogamente a quanto fatto per le onde di compressione, si può calcolare l'impedenza per un'onda di taglio con $Z_s = \rho c_s$.

Per illustrare l'effetto di una superficie di discontinuità di un materiale, sulle onde che si propagano all'interno di un corpo, verrà esaminato solo un caso particolare, nel quale il fronte d'onda è perpendicolare alla superficie di discontinuità. Questo schema si adatta approssimativamente al caso di corpi isolanti verticali e corti immersi nel terreno ed una sorgente di vibrazioni posta in superficie. Nel caso di un'onda di compressione che incontra una superficie di discontinuità perpendicolarmente, una parte dell'onda verrà riflessa mentre un'altra verrà trasmessa all'altro mezzo. In questo caso particolare non si generano onde di taglio.

Nella fig. 4 è rappresentato il rapporto di energia tra l'onda riflessa di compressione e l'onda incidente di compressione (E_{p2}/E_{p1}) e tra l'onda propagata e l'onda incidente (E_{p4}/E_{p1}) per un'onda di volume normalmente incidente sulla superficie di separazione. L'onda propagata presenta la minore energia per rapporti di impedenza $IR \approx 0$ oppure $IR \approx \infty$. Quasi tutta l'onda generata sarà pertanto riflessa.



Nello studio dei corpi isolanti il mezzo di propagazione delle onde (materiale 1) è, di norma, il suolo, il quale mostra, rispetto agli altri materiali da costruzione, un'impedenza (ρc) relativamente alta. Poiché solo pochi materiali da costruzione mostrano un'impedenza maggiore rispetto al suolo, in particolar modo impedenze dove tale rapporto si avvicini a $IR \rightarrow \infty$, è in ogni caso ragionevole usare come corpi isolanti dei materiali che abbiano un'impedenza minore rispetto al suolo. Minore il rapporto di impedenza, minore sarà l'energia trasmessa attraverso la superficie di separazione. È ragionevole usare materiali con $IR < 0,1$.

Anche in presenza di un'onda trasversale incidente sulla superficie di separazione, in analogia a una normale onda incidente di compressione, sarà riflessa soltanto un'onda trasversale; un'altra onda trasversale sarà trasmessa nel secondo mezzo. In questo caso specifico non vengono generate onde di compressione sulla superficie di separazione del materiale. Anche qui il rapporto di energia tra l'onda trasversale rifratta e l'onda trasversale incidente va verso lo zero, rispettivamente $IR \rightarrow 0$ e $IR \rightarrow \infty$.

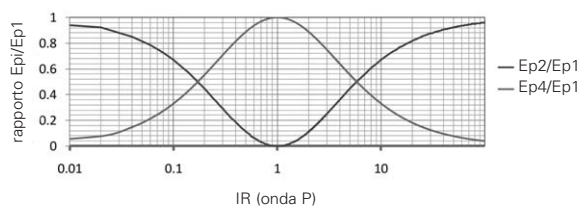


FIG. 4: RAPPORTO DI ENERGIA IN PRESENZA DI UN'ONDA DI COMPRESSIONE INCIDENTE SULLA SUPERFICIE DI SEPARAZIONE DI DUE MATERIALI, SUBORDINATA AL RAPPORTO DI IMPEDENZA (IR_p)

Poiché una parte notevole dell'energia vibrazionale immessa per mezzo della sollecitazione della superficie si propaga sotto forma di onde di Rayleigh, anche queste devono essere oggetto di indagine per quanto attiene all'effetto dell'elemento isolante nel suolo.

In presenza di un'onda di Rayleigh incidente su una discontinuità o su un margine del mezzo, l'energia non viene riflessa solo sotto forma di onde di Rayleigh. Vi sono anche onde di volume sotto forma di onde di compressione e onde trasversali (s & p), che si propagano nel mezzo in tutte le direzioni (Hall et al., 1970). Si deve inoltre aggiungere che sia sulla superficie del margine del mezzo sia sulla discontinuità vi sono anche onde di Rayleigh. In presenza di una superficie di separazione dei materiali la situazione si complica ulteriormente poiché, oltre alle onde di Rayleigh riflesse e rifratte e alle onde di corpo riflesse, vi sono anche onde di corpo rifratte e deviate e sulla superficie di separazione vi è anche una cosiddetta onda sulla superficie d'interfaccia. Poiché queste non possono più essere esaminate analiticamente, si deve ricorrere alle indagini numeriche.

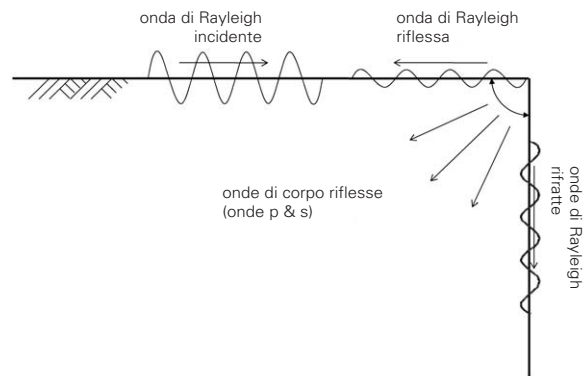


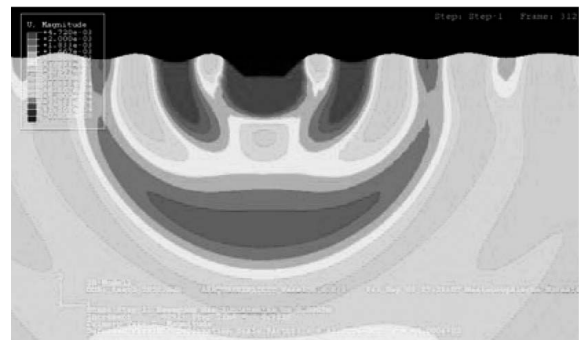
FIG. 5: RIFLESSIONE E RIFRAZIONE DI UN'ONDA DI RAYLEIGH SU DI UNA SUPERFICIE DI SEPARAZIONE

4 INDAGINI NUMERICHE

Per la modellazione della propagazione delle onde sono stati preparati dei modelli FEM bi- e tridimensionali. I modelli bidimensionali servivano a modellare il corpo isolante infinitamente lungo. In pratica essi rappresentano un'approssimazione utile, in presenza di sorgenti lineari di vibrazioni o in caso di corpi isolanti che sono molto lunghi rispetto alle sorgenti di vibrazioni. Nei modelli bidimensionali, inoltre, sono stati studiati sistematicamente diversi parametri di influenza ed è stato svolto un approfondito studio dei parametri, i cui risultati sono confluiti nel modello tridimensionale. Il modello tridimensionale è stato impiegato per individuare sia la lunghezza necessaria in presenza di sorgenti puntiformi sia il campo ridotto a valle del corpo isolante in caso di incidenza asimmetrica delle onde. Sono stati studiati anche i casi in cui il corpo isolante non sia infinitamente lungo rispetto alla sorgente di vibrazioni. Mediante il modello tridimensionale sono stati effettuati anche studi individuali sui parametri, per indagare su alcuni dei parametri di influenza anche in presenza di una propagazione spaziale delle onde.

Poiché uno degli scopi principali di questo lavoro era la realizzazione di una banca dati per le diverse geometrie e per le eventuali condizioni al contorno per la ricerca sull'applicazione pratica dei corpi isolanti, è stato sviluppato un programma per la realizzazione di modelli FEM bi- e tridimensionali. Gli utilizzatori, per mezzo di questo programma, hanno esaminato la geometria, le proprietà dei materiali e altri parametri per poi trasformarli in un modello FEM.

a)



b)

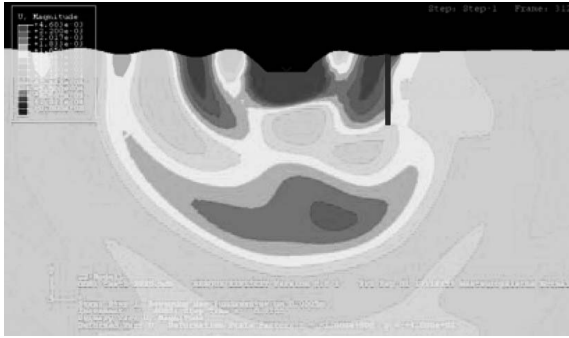


FIG. 6: AMPIEZZA DELLA VIBRAZIONE IN UN MODELLO FEM BIDIMENSIONALE
a) SENZA CORPO ISOLANTE ; b) CON CORPO ISOLANTE $T=1[-]$; $R=1[-]$; $B=0,1[-]$

Per i calcoli FEM, il terreno è stato modellato come materiale linearmente elastico con un modulo di elasticità costante e capacità di smorzamento costante. Ai margini dei modelli FEM sono stati utilizzati elementi infiniti, per minimizzare la riflessione sui margini. A tal proposito, il reticolato FEM è stato scelto in campo esterno sufficientemente vasto, per eliminare completamente l'influenza della riflessione sui margini del modello. Pertanto si è dovuto gradualmente ingrandire il reticolo dal campo del corpo isolante, minuziosamente suddiviso, fino al margine del modello. In questo modo il numero degli elementi e quindi anche il tempo macchina sono stati mantenuti a un livello minimo.

Nella fase di valutazione dei risultati è stata utilizzata una rappresentazione adimensionale. Qualora si utilizzino lettere maiuscole, i dati relativi alle lunghezze si riferiscono alle lunghezze dell'onda di Rayleigh sulla superficie (λ_R).

$$R = \frac{r}{\lambda_r} \quad \text{intervallo standardizzato} \quad (3)$$

$$T = \frac{t}{\lambda_r} \quad \text{profondità standardizzata} \quad (4)$$

$$B = \frac{b}{\lambda_r} \quad \text{larghezza standardizzata} \quad (5)$$

L'ampiezza verticale standardizzata U_z risulta dal rapporto tra l'ampiezza verticale in presenza di corpo isolante e l'ampiezza senza corpo isolante sulla superficie del suolo.

$$U_z = \frac{u_{z, \text{con corpo isolante}}}{u_{z, \text{senza corpo isolante}}} \quad (6)$$

Il fattore di smorzamento dell'ampiezza A_R corrisponde al valore medio dell'ampiezza verticale standardizzata sulla lunghezza l_A a valle del corpo isolante.

$$A_R = \frac{l}{l_A} \int_{l_A} U_z dx \quad (7)$$

La lunghezza l_A viene inserita con $5\lambda_R$ a partire da destra rispetto al corpo isolante.

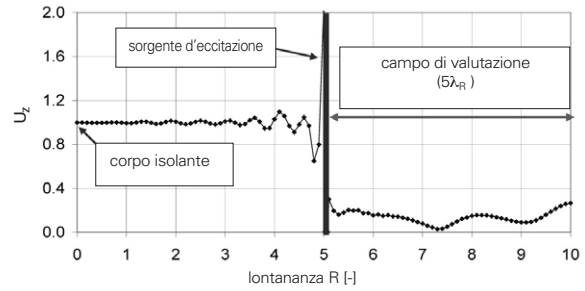


FIG. 7: AMPIEZZA STANDARDIZZATA U_z E CAMPO DI VALUTAZIONE A VALLE DEL CORPO ISOLANTE PER DETERMINARE IL FATTORE DI SMORZAMENTO DELL'AMPIEZZA

4.1 Effetto dei corpi isolanti sulla propagazione delle onde in presenza di sollecitazione armonica

4.1.1 Impatto del materiale del corpo isolante sull'effetto schermante

Nei calcoli FEM sono stati studiati diversi materiali per il corpo isolante. Per studiare nel modo più esauritivo l'influenza del materiale sono state inserite, a integrazione dei risultati, anche le proprietà di materiali fittizi. In analogia alla fig. 4, nella fig. 8 sono rappresentati in un diagramma i risultati dei calcoli subordinati al rapporto di impedenza tra il materiale del corpo isolante e il suolo. In questo modo si individua il fattore di smorzamento dell'ampiezza per ogni calcolo in un campo $5\lambda_R$ a valle del corpo isolante.

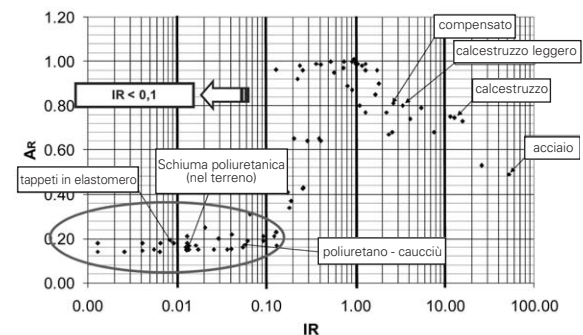


FIG. 8: FATTORE DI SMORZAMENTO DELL'AMPIEZZA SUBORDINATO AL RAPPORTO DI IMPEDENZA TRA IL MATERIALE ISOLANTE ($T=1,0[-]$; $R=5[-]$; $B=0,1[-]$) E IL SUOLO ESISTENTE ($E=330\text{MPa}$; $\rho=1778 \text{ Kg/m}^3$; $\mu=0,3$)

I calcoli indicano che i migliori fattori di smorzamento dell'ampiezza sono ottenuti nel campo $IR < 0,1$. A partire da questo valore, l'effetto schermante non sarà più influenzato anche in caso di riduzione del rapporto di impedenza. Ai fini dell'applicazione pratica dei corpi isolanti nel suolo, è sufficiente quindi che essi presentino un rapporto di impedenza $IR < 0,1$ rispetto al suolo esistente. Rispetto ai materiali con $IR < 0,1$, i materiali con $IR > 10$ (ad es. il calcestruzzo) mostrano chiaramente uno scarso fattore di smorzamento dell'ampiezza.



4.1.2 Effetto della profondità del corpo isolante sull'effetto schermante

Nell'ambito di questo studio si è anche indagato sull'effetto della profondità di un corpo isolante. I calcoli mostrano che per una profondità crescente del corpo isolante fino a circa $T=1,0[-]$ il fattore di smorzamento dell'ampiezza A_R decresce notevolmente. I corpi isolanti ancora più profondi ($T>1,0 - 1,2[-]$)riducono ancora di pochissimo il fattore di smorzamento dell'ampiezza A_R e non recano alcun miglioramento dell'effetto schermante. In presenza di tali corpi isolanti ($T>1,0[-]$) anche la lontananza del corpo isolante ha solo una scarsa influenza sull'effetto schermante. Nella fig. 9 sono rappresentati i fattori di smorzamento dell'ampiezza determinati per i corpi isolanti in schiuma di poliuretano. Ad esempio, è evidente che già con una profondità $T=0,2[-]$ si può raggiungere un fattore di smorzamento dell'ampiezza fino a $A_R=0,4$.

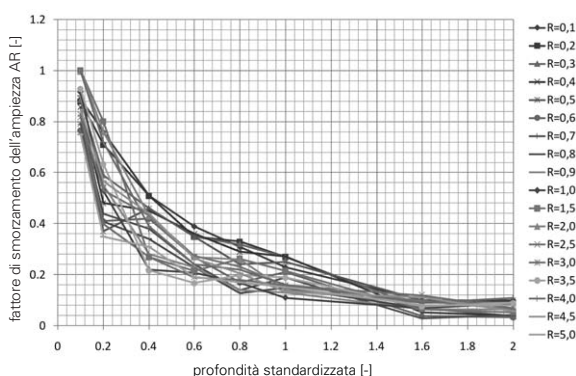


FIG. 9: FATTORE DI SMORZAMENTO DELL'AMPIEZZA PER UN ELEMENTO ISOLANTE RIEMPIUTO CON SCHIUMA POLIURETANICA ($B=0,1[-]$) IN PRESENZA DI DIVERSI INTERVALLI ADIMENSIONALI R E PROFONDITÀ T

4.1.3 Effetto della larghezza del corpo isolante sull'effetto schermante

Per i materiali rigidi con un rapporto di impedenza $IR>1,0$ rispetto al suolo numerose fonti in letteratura, quali ad es. Haupt (1978), Le Hedouèdec & Malek (1990) e Ahmed & Al-Hussaini (1991), riferiscono che l'effetto schermante aumenta con la superficie della sezione trasversale del materiale isolante; tale asserzione è comprovata anche dagli studi corrispondenti.

Contrariamente a ciò, i calcoli eseguiti per il corpo isolante con $IR<0,1$ rispetto al suolo esistente indicano che, in presenza di tali materiali, il fattore di smorzamento dell'ampiezza è influenzato dalla larghezza del corpo isolante (fig. 10). Questa proprietà è molto importante per l'uso pratico del corpo isolante, poiché già una larghezza limitata è sufficiente per conseguire un fattore ottimale di smorzamento dell'ampiezza.

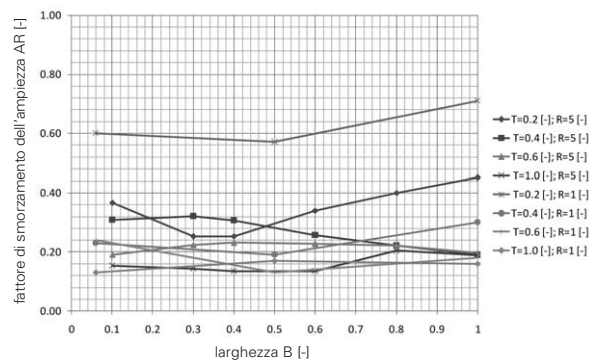


FIG. 10: FATTORI DI RIDUZIONE DELL'AMPIEZZA PER I CORPI ISOLANTI IN SCHIUMA POLIURETANICA IN PRESENZA DI DIVERSE PROFONDITÀ E LARGHEZZE

4.2 Rappresentazione spaziale dell'effetto schermante realizzata con calcoli FEM tridimensionali

Si devono realizzare dei modelli FEM tridimensionali per determinate condizioni al contorno, quali ad es. l'individuazione della lunghezza necessaria del corpo isolante in presenza di una sorgente puntiforme o anche la ricerca di corpi isolanti non continui in presenza di sorgenti lineari. A tal proposito, il programma per la realizzazione dei modelli bidimensionali è stato ampliato in modo da poter eseguire in minor tempo dei modelli tridimensionali e conseguentemente svolgere degli studi sui parametri. Nella fig. 11 è rappresentato l'effetto di una propagazione attraverso un elemento isolante a confronto con una propagazione libera dell'onda in presenza di una sollecitazione causata da uno spostamento armonico di una soglia. Nei calcoli tridimensionali per i corpi isolanti sono stati calcolati, fatta eccezione per alcuni calcoli comparativi, solo i materiali con un rapporto di impedenza $IR<0,1$ rispetto al suolo esistente.

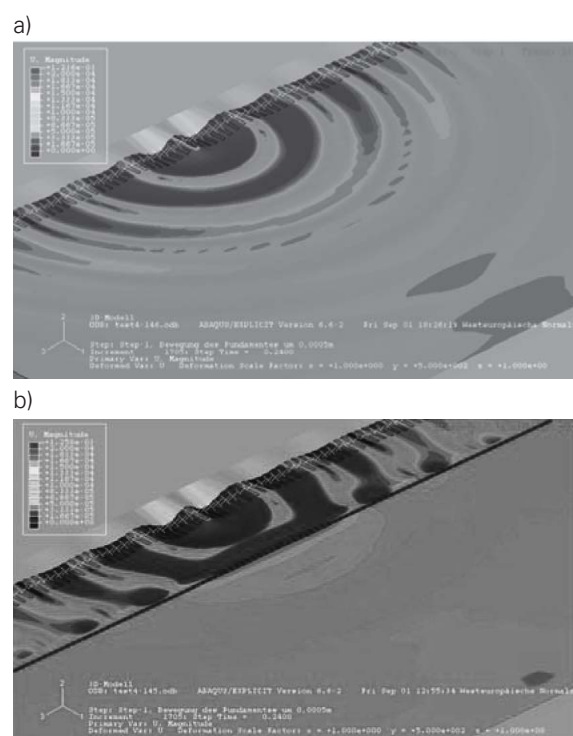


FIG. 11: PROPAGAZIONE DELL'ONDA NEL SUOLO A) SENZA CORPO ISOLANTE; B) CON CORPO ISOLANTE ($T=1[-]$; $R=3[-]$, $B=0,1[-]$)

In presenza di modelli tridimensionali, nei diversi calcoli sono state paragonate anche le ampiezze prima e dopo l'applicazione del corpo isolante. Come esempio, nella fig. 12 si rappresenta l'ampiezza standardizzata per un elemento isolante lungo $L=2,4[-]$ in presenza di una sollecitazione di un binario lungo l'asse di simmetria. Nel campo a valle del corpo isolante è riconoscibile un'evidente smorzamento dell'ampiezza.

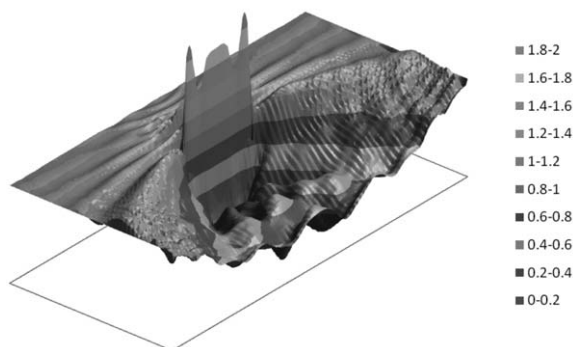


FIG. 12: RAPPORTO DELLE AMPIEZZE VERTICALI CON E SENZA CORPO ISOLANTE ($L=2,4[-]$; $T=1[-]$; $R=3[-]$; $B=0,1[-]$)

4.2.1 Impatto della lunghezza del corpo isolante sull'effetto schermante

Nelle prime serie di studi è stato oggetto di ricerca l'effetto della lunghezza del corpo isolante sul campo a valle del corpo stesso in presenza di una singola sorgente d'eccitazione con caratteristiche d'oscillazione di una soglia di binario lungo l'asse di simmetria del modello. Le ampiezze standardizzate sono state interpretate sui nodi dell'asse di simmetria, dove è stata considerata una lunghezza $5\lambda_R$ a valle del corpo stesso per individuare il fattore di smorzamento dell'ampiezza.

In fig.13 è rappresentato il fattore di smorzamento dell'ampiezza per diverse lunghezze e intervalli del corpo isolante ponendo $T=1,0[-]$ e $B=0,1[-]$. E' evidente che il fattore di smorzamento dell'ampiezza rimane praticamente costante a partire da una lunghezza del corpo isolante di appena $L=5[-]$. Questo può essere impiegato per individuare all'atto pratico la lunghezza necessaria del corpo isolante. In particolare, in presenza di sorgenti di vibrazione si può quindi supporre che si raggiunga la massima riduzione possibile della vibrazione con un corpo isolante lungo circa $L=5[-]$ e che una maggiore lunghezza del corpo isolante non recherà alcun ulteriore vantaggio. Come dimostrato dai calcoli basati sul modello bidimensionale, anche qui si evince chiaramente che la lontananza del corpo isolante in presenza di corpi isolanti profondi non ha grande influenza sul fattore di smorzamento dell'ampiezza.

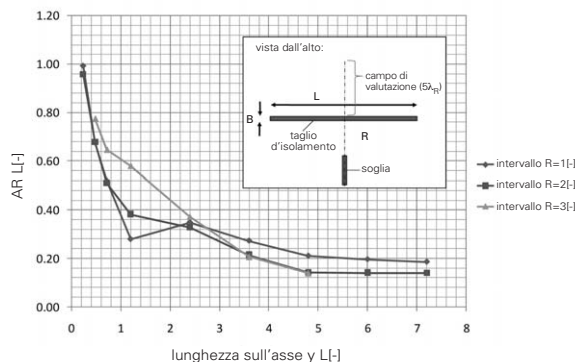


FIG. 13: FATTORE DI SMORZAMENTO DELL'AMPIEZZA LUNGO LA LINEA DI SIMMETRIA A VALLE DEL CORPO ISOLANTE IN PRESENZA DI DIVERSE LUNGHEZZE PER $T=1[-]$; $B=0,1[-]$

4.2.2 Zone di densità molecolare ridotta all'interno del corpo isolante

Con l'aiuto dei modelli FEM tridimensionali, sono stati anche eseguiti alcuni calcoli per individuare l'effetto delle zone di densità molecolare ridotta sull'effetto schermante. In questo modo sono stati modellati nel senso della lunghezza corpi isolanti discontinui e discreti (fig. 14).

Nei casi studiati, i calcoli di cui al paragrafo 4.2.1 hanno indicato per il corpo isolante continuo che l'effetto schermante non aumenta ulteriormente a partire dalla lunghezza approssimativa $L=5[-]$. A causa delle condizioni geometriche al contorno del reticolato FEM è stata scelta per il campione una lunghezza totale $L=4,8[-]$. La lunghezza di ciascuna sezione del corpo isolante (L_k) è stata variata in questi studi (fig. 14).

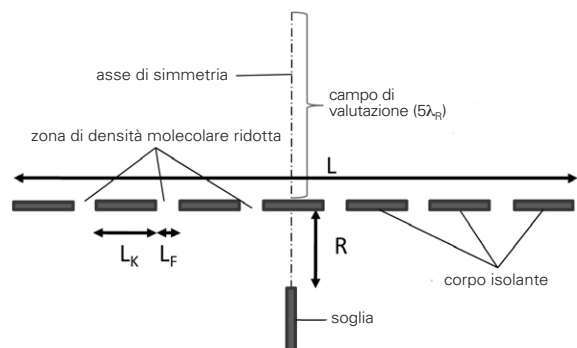


FIG. 14: RAPPORTO DI AMPIEZZA PRIMA E DOPO L'APPLICAZIONE DEL CORPO ISOLANTE $T=1[-]$; $R=3[-]$; $B=0,1[-]$; $L=4,8[-]$ IN PRESENZA DI CORPO ISOLANTE - SUOLO - CORPO ISOLANTE - CAMPIONE

In fig. 15 è riportato il fattore di smorzamento dell'ampiezza (A_R) lungo l'asse di simmetria per più sistemi corpo isolante - terreno - corpo isolante ed anche per un corpo isolante continuo ($L=4,8[-]$; $T=1[-]$; $R=3[-]$). In presenza di un campione in cui la percentuale delle zone di densità molecolare ridotta $F = 33\%$ della superficie totale, l'azione dello smorzamento dell'ampiezza è chiaramente minore rispetto a quello di un elemento isolante continuo ($F=0\%$). In presenza di una percentuale $F = 16,7\%$ si raggiunge già $A_R < 0,4$. In caso di percentuale delle zone di densità molecolare ridotta inferiore a $F = 12,3\%$ della lunghezza totale, l'effetto schermante si distingue ancora poco rispetto a quello di un elemento isolante continuo.



Di conseguenza, all'atto pratico tale percentuale di zone di densità molecolare ridotta può essere trascurata.

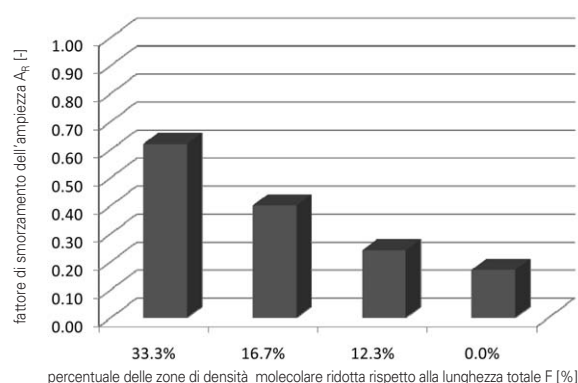


FIG. 15: FATTORI DI SMORZAMENTO DELL'AMPIEZZA (A_R) IN PRESENZA DI DIVERSE ZONE DI DENSITÀ MOLECOLARE RIDOTTA (SI VEDA ANCHE FIG. 14)

5 SVILUPPO DI UNA TECNICA DI REALIZZAZIONE DEI CORPI ISOLANTI NEL TERRENO

Nell'implementazione delle misure per la riduzione delle vibrazioni anche la semplice realizzazione pratica dei corpi isolanti nonché la loro economicità, oltre al buon effetto schermante, hanno un ruolo determinante. Di conseguenza, nell'ambito di questo lavoro sono stati eseguiti - in collaborazione con Uretex Deutschland GmbH - alcuni test in situ ed in laboratorio per sviluppare un nuovo metodo per la realizzazione di corpi isolanti mediante iniezioni di schiuma.



FIG. 16: TEST IN SITU CON PUNTI DI RILEVAZIONE DELLE VIBRAZIONI



FIG. 17: ESECUZIONE DI UN'INIEZIONE CON CONTEMPORANEA ESTRAZIONE DEL CONDOTTO D'IMMISSIONE.

Il nostro scopo era trovare un materiale che potesse essere iniettato nel terreno senza scavo e nel minor tempo possibile. Questo materiale da un lato avrebbe dovuto diffondere l'energia attraverso la pressione d'espansione, rompere il terreno (creare delle crepe) e dall'altro lato soddisfare i requisiti per un buon smorzamento dell'ampiezza.

Nei test in situ sono state eseguite delle iniezioni fino a una profondità t pari a circa 2,0-2,5 m. Nonostante l'alto livello della falda freatica (-0,5 m dal piano campagna) e uno strato melmoso di sabbia fine fortemente consolidata, siamo riusciti a rompere il terreno e ad iniettare la schiuma. In questo modo è stato necessario un minore dispendio di tempo per la realizzazione del corpo d'iniezione nel suolo. Per realizzare un elemento isolante lungo $l=6m$ con 10 iniezioni ($t=2m$) abbiamo impiegato dall'arrivo in cantiere alla conclusione del lavoro complessivamente un'ora e mezza, inclusi i tempi di foratura e di infissione del condotto d'iniezione.

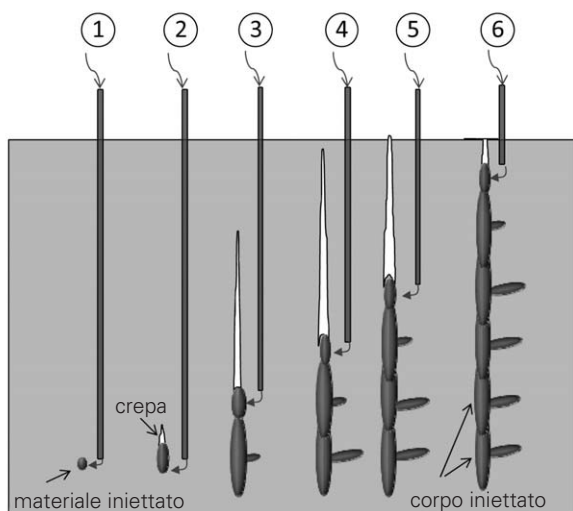


FIG. 18: RAPPRESENTAZIONE SCHEMATICA DEL METODO D'INIEZIONE DURANTE IL CAMPO PROVA

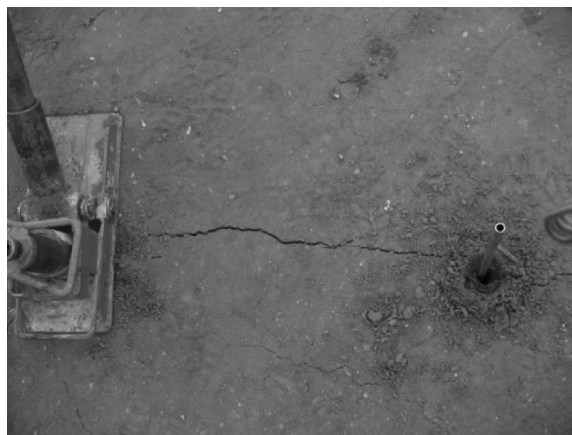


FIG. 19: TERRENO CON CREPE A SEGUITO DELL'ESPANSIONE DEL MATERIALE D'INIEZIONE

Concludendo, i test hanno confermato che tale procedimento è efficace e praticabile. Le misure di isolamento implementate mediante questo procedimento non pregiudicano né il campo d'immissione e d'emissione né, all'atto pratico, l'intorno del punto di iniezione, il che rappresenta un aspetto di importanza fondamentale considerando le condutture e i tubi che si incrociano nel sottosuolo.

6 PROSPETTIVE

I calcoli numerici eseguiti hanno dimostrato che scegliendo il materiale adatto si può ottenere un buon smorzamento dell'ampiezza. Per verificare all'atto pratico la realizzabilità dei corpi isolanti, sono stati eseguiti alcuni test per individuare il modo di propagazione e le proprietà dei materiali a seguito dell'iniezione di schiuma e della sua espansione nel terreno. Si è notato che efficaci iniezioni di schermatura nel sottosuolo possono essere realizzate in modo semplice e veloce. Altri test basilari dovranno indicare se si può realizzare un corpo d'iniezione continuo anche in presenza di caratteristiche variabili del sottosuolo e se si può ottenere un sufficiente effetto schermante anche in presenza di elementi di disturbo o di condutture che si incrociano nel sottosuolo.

7 RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia sentitamente Uretex Deutschland GmbH per aver messo a disposizione l'attrezzatura, il materiale e i suoi tecnici per l'esecuzione delle iniezioni, effettuate in modo altamente professionale ed in breve tempo.

8 BIBLIOGRAFIA

- [1] Ahmad, S.; AL-Hussaini, T.M. (1991). Design of wave barriers for reduction of horizontal ground vibration. Journal of geotechnical engineering, 117(4): 616-636
- [2] Hall, J. R. Jr.; Richart F.E.; Woods R.D. (1970). Vibrations of soils and foundations; Prentice-Hall, Inc., New Jersey
- [3] Haupt, W. (1978). Verhalten von Oberflächenwellen im inhomogenen Halbraum mit besonderer Berücksichtigung der Wellenabschirmung. A. Blinde, G. Gudehus, O.Natau (editore), Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 74
- [4] Le Houède, D; Malek, S.; Picard, J. (1990). Effectiveness of trenches or screens for scattering surface waves. Proceedings of the European conference on structural dynamics EUROLYN '90, W. B. Krätzig (editore), A.A. Balkema, Rotterdam, Vol. 2

8

RINFORZO E ADEGUAMENTO DELLE FONDAZIONI PER SOLLECITAZIONI STATICHE E DINAMICHE

Estratto della memoria presentata al
XXII ciclo delle Conferenze di Geotecnica
Italia: Torino, 18 - 19 novembre 2009

Sebastiano Foti

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica,
Politecnico di Torino, Torino, Italy;

Mario Manassero

Dipartimento di Ingegneria del Territorio,
dell'Ambiente e delle Geotecnologie, Politecnico di
Torino, Torino, Italy;

SOMMARIO

La salvaguardia e la conservazione delle costruzioni esistenti costituiscono tematiche di grande attualità e rilevanza soprattutto in contesti urbani quali quelli italiani, caratterizzati da un patrimonio edilizio denso e vulnerabile. La necessità di interventi di adeguamento delle fondazioni è stata inoltre recentemente accentuata dall'introduzione di azioni sismiche di progetto più realistiche rispetto a quelle utilizzate in passato per la progettazione delle strutture esistenti. A questo proposito, interventi mirati che ottimizzino le risorse disponibili non possono prescindere da un'adeguata valutazione dell'interazione terreno-fondazione-struttura in condizioni dinamiche. La memoria richiama alcune tipologie costruttive di interventi sulle fondazioni esistenti in relazione proprio all'adeguamento sismico e alla riduzione dei cedimenti differenziali che, in condizioni statiche, possono, se non adeguatamente contrastati, evolvere fino a compromettere funzionalità e stabilità della struttura.

OMISSIS

4.3. Iniezioni con resine espandenti

Tra gli interventi di "consolidamento" degli edifici che hanno subito danni per cedimenti differenziali, si va sempre più diffondendo l'uso di resine espandenti iniettate sotto il piano di fondazione che, espandendosi, producono un sollevamento del terreno di fondazione, riducendo l'apertura delle lesioni nelle strutture in elevazione e, a detta dei produttori, anche un consolidamento del terreno (Maiorano e Aversa, 2004).

Ad oggi, il dimensionamento di questi sistemi avviene in corso d'opera e si basa prevalentemente sull'osservazione sperimentale degli effetti prodotti. La tecnica adoperata consiste, infatti, nell'esecuzione, direttamente attraverso la struttura di fondazione,

di fori di iniezione di diametro inferiore ai 20 mm e ad interasse di 1-2 m, e nell'iniezione di resina fino a verifica, attraverso un monitoraggio continuo, del raggiungimento del sollevamento desiderato della struttura soprastante. La pressione di iniezione non è elevata e non è particolarmente rilevante ai fini della riuscita dell'intervento. Al momento dell'iniezione la miscela sviluppa una reazione esotermica che ne induce il cambiamento di stato da liquido a solido con conseguente aumento di volume che, se contrastato dal circostante ammasso di terreno e dalla fondazione dell'edificio, produce un incremento dello stato tensionale ed in molti casi un contemporaneo innalzamento delle fondazioni dell'edificio ammalorato. Il tempo di reazione delle resine attualmente in commercio è molto rapido; ciò consente il confinamento della resina in un intorno massimo di circa 2.00 m dal punto di iniezione e la precisa localizzazione del volume di terreno trattato, oltre a tempi di lavorazione estremamente brevi. Il grado di espansione varia da 2 a 20 volte in funzione della rigidità dell'ammasso di terreno circostante; il modulo elastico delle miscele è di solito paragonabile a quello di un terreno di fondazione e varia, a detta dei produttori, tra 10 e 80 MPa. Sempre secondo chi le produce, le resine in commercio hanno anche caratteristiche di stabilità nel tempo, coefficiente di permeabilità molto basso, dell'ordine di 10^{-8} m/s e peso dell'unità di volume ridotto, tale da non aumentare il peso del terreno trattato. A parere degli scriventi, l'uso di tali sistemi dovrebbe richiedere però accurate indagini ed un attento e dettagliato studio del problema in esame, delle cause che hanno determinato il danno sull'edificio, della situazione del sottosuolo e delle proprietà dei terreni di fondazione. Se, infatti, nel caso di terreni a grana grossa l'azione può essere considerata stabile nel tempo (salvo fenomeni di deformazione viscosa), nel caso di terreni a grana fina, l'aumento dello stato tensionale totale prodotto dall'espansione delle resine



causa invece sovrappressioni neutre che, dissipandosi nel tempo, determinano un cedimento di consolidazione, che potrebbe ridurre l'efficacia dell'intervento effettuato.

4.3.1 Procedimento esecutivo

Normalmente le operazioni di iniezione con resine espandenti per il consolidamento del terreno di fondazione al di sotto di edifici ammalorati vengono suddivise in più fasi operative:

- **Prima fase:** iniezioni direttamente sotto il piano d'imposta della fondazione per consolidare il terreno in corrispondenza dell'interfaccia e per riempire i vuoti eventualmente presenti; l'obiettivo della prima fase d'iniezioni è rimettere in coazione la fondazione riducendone così la sensibilità ai cedimenti. Le iniezioni al di sotto di fondazioni continue vengono realizzate con interassi pari a ca. $0.50 \div 1.50$ m alternativamente sui due lati e proseguono fino alla rilevazione, attraverso apposita strumentazione laser, di un inizio di sollevamento della struttura soprastante.
- **Seconda fase:** iniezioni in profondità all'interno del bulbo di terreno maggiormente interessato dalle variazioni tensionali indotte dai carichi superficiali. Le iniezioni vengono realizzate in corrispondenza dell'asse verticale della fondazione fino a profondità dell'ordine di 2 volte la larghezza delle fondazioni stesse.
- **Terza fase:** per il trattamento di pavimentazioni vengono normalmente realizzate iniezioni colonnari con estrazione a velocità controllata del tubo d'iniezione. Le iniezioni vengono eseguite su maglie a quinconce con una verticale di trattamento ogni $1.00 \div 2.00$ m² di superficie.

Durante i processi di iniezione l'intera struttura e le zone limitrofe sono monitorate a mezzo di livelli laser con precisione millimetrica. Altri controlli sulla portata e la pressione d'iniezione vengono inoltre eseguiti utilizzando apposita strumentazione.

4.3.2 Dimensionamento

Le procedure progettuali per il dimensionamento delle iniezioni con resine espandenti possono fare sostanzialmente riferimento a tre diversi approcci:

A. L'espansione della resina a seguito della sua introduzione nel sottosuolo provoca l'espansione di cavità di forma irregolare che possono essere assimilate in prima approssimazione a cavità sferiche o cilindriche a seconda delle localizzazioni e delle modalità di esecuzione delle iniezioni (vedere punto 4.3.1.). L'effetto sul terreno circostante è quello di un incremento dei due parametri di stato di riferimento di un qualsiasi mezzo particellare (i.e. la densità e lo stato tensionale di confinamento) con conseguente miglioramento delle caratteristiche di rigidità e resistenza di un volume significativo di sottosuolo al di sotto delle fondazioni della struttura danneggiata.

Questo tipo di approccio progettuale può essere del tutto assimilabile a quelli adottati per gli interventi con iniezioni compattanti (compaction grouting) realizzate mediante immissione in pressione nel sottosuolo di conglomerati cementizi di elevata viscosità.

B. Con particolare riferimento al caso di trattamenti colonnari le iniezioni con resine espandenti possono essere assimilate ad un intervento di sottofondazione mediante inclusioni verticali o sub-verticali in grado di sopportare direttamente e almeno parte i carichi verticali trasmessi dalla sovrastruttura e dalla sua fondazione. In questo caso il trattamento, dal punto di vista dello schema statico concettuale per il dimensionamento, può essere assimilato ai trattamenti colonnari con jet-grouting o soil-mixing o al limite ai pali o micropali utilizzati come riduttori dei cedimenti.

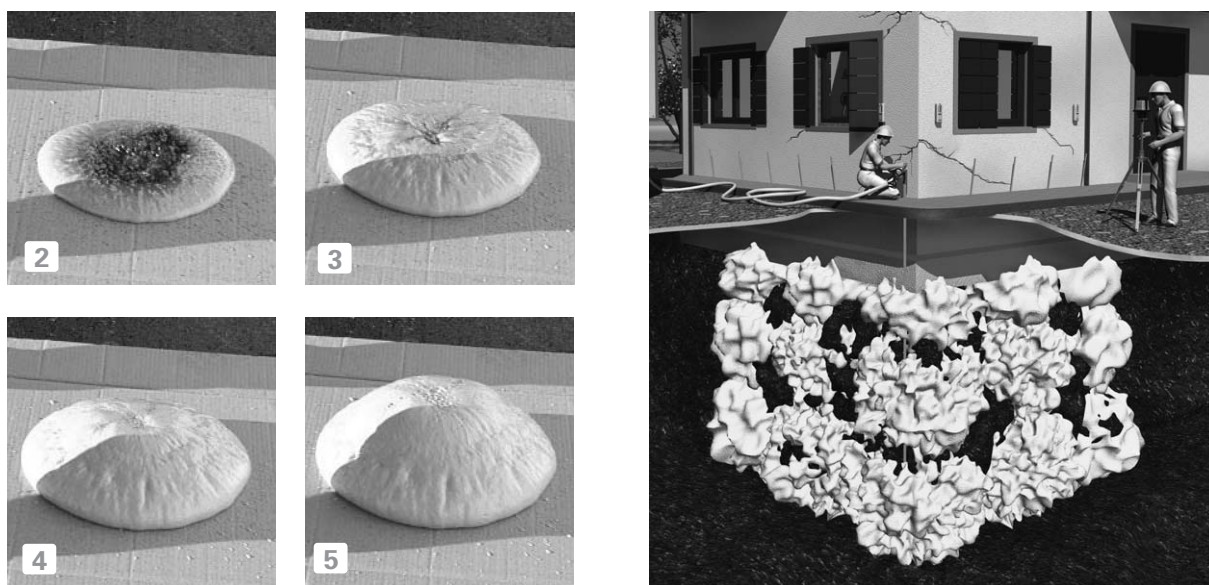


FIGURA 32. VISUALIZZAZIONE DELL'ESPANSIONE DELLE RESINE POLIURETANICHE E SCHEMA DI UN INTERVENTO DI INIEZIONE PER IL RECUPERO DI UN EDIFICIO

C. Nel caso in cui il trattamento di iniezione con resine espandenti sia concepito anche allo scopo di ottenere un parziale sollevamento dell'edificio ammalorato al fine di ridurne i cedimenti totali e/o differenziali che ne pregiudicano la funzionalità, sarà infine necessario modellare gli effetti del trattamento stesso mediante approcci numerici in grado di simulare le deformazioni indotte nel sottosuolo e gli spostamenti delle relative fondazioni con riferimento a geometrie complesse di tipo piano o addirittura tridimensionale.

Tutti gli approcci di calcolo sopra elencati necessitano della conoscenza delle principali caratteristiche reologiche delle resine di iniezione al fine di modellare i relativi fenomeni di interazione con il terreno circostante.

In Fig. 33 sono riportati i principali parametri di interesse come divulgati da uno dei principali operatori del settore a livello Europeo.

Infine di estremo interesse per la modellazione dei trattamenti in oggetto è la relazione, di seguito riportata che lega il rapporto tra il volume di resina al termine del processo di espansione ed il volume di resina di iniezione con la pressione di confinamento isotropo.

$$V_{rf}/V_{ri} = 3.7843(\sigma_{ved})^{-0.6216} \quad (4.14)$$

Dove: V_{rf} : volume finale di espansione;

V_{ri} : volume iniziale di iniezione;

σ_{ved} : pressione di confinamento verticale in condizioni edometriche

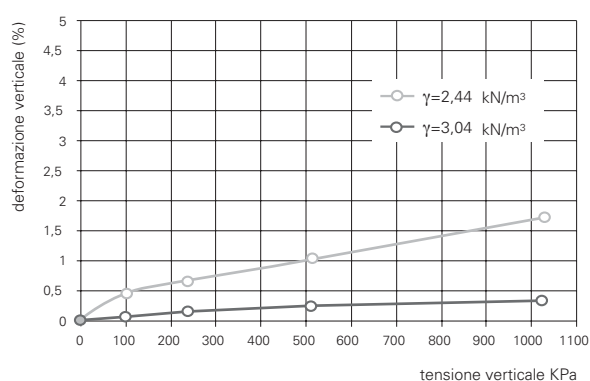
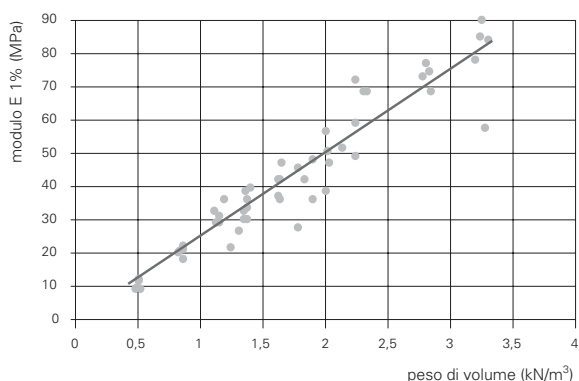
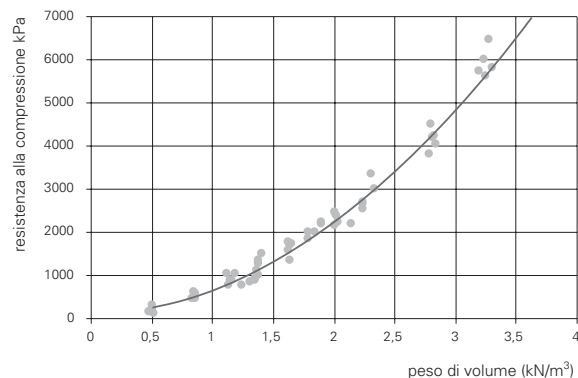
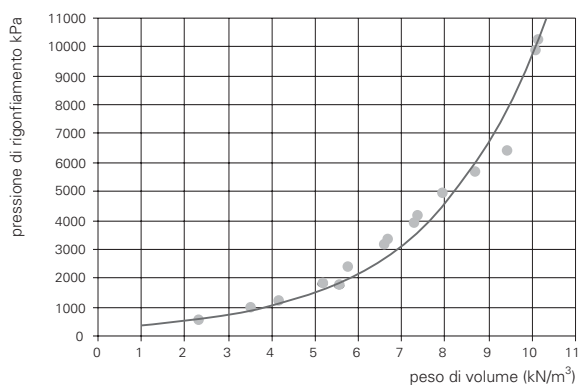


FIGURA 33. PRESSIONE DI RIGONFIAMENTO, RESISTENZA A COMPRESSIONE, MODULO ELASTICO E DEFORMAZIONE VISCOSA NEL LUNGO TERMINE IN FUNZIONE DEL PESO DI VOLUME E DELLA TENSIONE VERTICALE.

A) Dimensionamento tipo A

Il dimensionamento del trattamento secondo l'approccio progettuale di tipo A mira a valutare gli incrementi di densità e di tensione isotropa di confinamento prodotti dalle iniezioni di resine espansive ricorrendo in generale ad uno schema concettuale che simula, mediante soluzioni analitiche in forma chiusa, l'espansione di cavità cilindriche e/o sferiche in un mezzo elasto-plastico coesivo e/o attritivo infinitamente esteso.

Dei Svaldi et al. (2005) fanno riferimento in particolare alla soluzione di Yu e Housley (1991) per calcolare l'incremento medio della tensione isotropa di confi-

namento all'interno del volume di terreno trattato con la tecnologia in esame. Gli autori trascurano l'eventuale addensamento prodotto dal trattamento e valutano il miglioramento, dovuto al trattamento in termini di incremento di resistenza alla punta della prova CPT, solamente sulla base dell'incremento della tensione.

I risultati ottenuti dal modello sembrano essere in discreto accordo con i risultati di una serie di prove CPT eseguite prima e dopo il trattamento in oggetto (vedere Fig. 34) nell'ambito di siti dove sono sostanzialmente presenti formazioni sabbiose e limose.



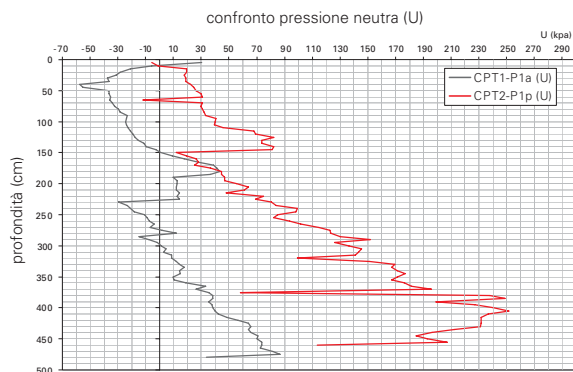


FIGURA 34. INCREMENTO DELLA RESISTENZA ALLA PUNTA DA PROVA CPT A SEGUITO DEL TRATTAMENTO DI INIEZIONE CON RESINE ESPANSIVE

D'altro canto la presenza di materiale francamente argillosi e limosi conduce a non poche complicazioni ed incertezze nella stima dello stato tensionale nel lungo termine a seguito del trattamento di iniezione. Infatti, l'espansione della cavità per effetto dell'iniezione avviene in condizioni non drenate provocando un significativo incremento iniziale delle pressioni interstiziali (Δu_w). Nel lungo termine questa sovrappressione si dissipa con conseguenti incrementi delle tensioni efficaci. E' comunque importante sottolineare che nel caso di espansione in condizione non drenate e successiva fase di consolidazione con volume della cavità costante, le pressioni efficaci residue risultano minori, a parità di parametri di base del mezzo granulare, rispetto alle stesse tensioni indotte dall'espansione lenta della stessa cavità in condizioni completamente drenate. Quanto sopra mette in evidenza che l'applicazione della teoria della cavità espansa in condizioni drenate nel caso di mezzo coesivo a bassa permeabilità per la stima degli incrementi delle tensioni indotte dall'iniezione di resine espandenti, può risultare poco prudentiale come risulta per altri versi nell'esempio di "Dimensionamento tipo C" riportato nel seguito.

Si raccomanda pertanto di affinare i modelli previsionali nel caso di terreni francamente coesivi prevedendo, in caso di necessità, la possibilità di eseguire più serie di iniezioni in fasi successive al termine dei processi di consolidazione indotti dalle fasi di iniezione precedenti.

B) Dimensionamento tipo B

Il dimensionamento di tipo B prende sostanzialmente in conto la presenza di inclusioni verticali che collaborano con il terreno circostante per il sostegno dei carichi trasmessi dalle fondazioni (Fig. 35).

Il contributo dovuto al miglioramento del terreno circostante la colonna iniettata per effetto dell'espansione di una cavità cilindrica equivalente può essere o meno trascurato a seconda delle finalità del trattamento e della significatività attesa del miglioramento del terreno stesso. Nell'ambito di questo approccio progettuale il contributo di gran lunga più importante, al sostegno dei carichi verticali trasmessi dalla fondazione al terreno, risulta dovuto alla rigidità assiale della colonna di resina iniettata.

Noti i parametri di resistenza e rigidità della suddetta colonna, il dimensionamento del trattamento potrà avvenire secondo gli schemi normalmente adottati per i trattamenti colonnari quali le colonne di ghiaia

(Ghionna, 1991), i trattamenti di miscelazione profonda o ancora per i pali utilizzati come riduttori dei cedimenti (Mandolini et al., 2005).

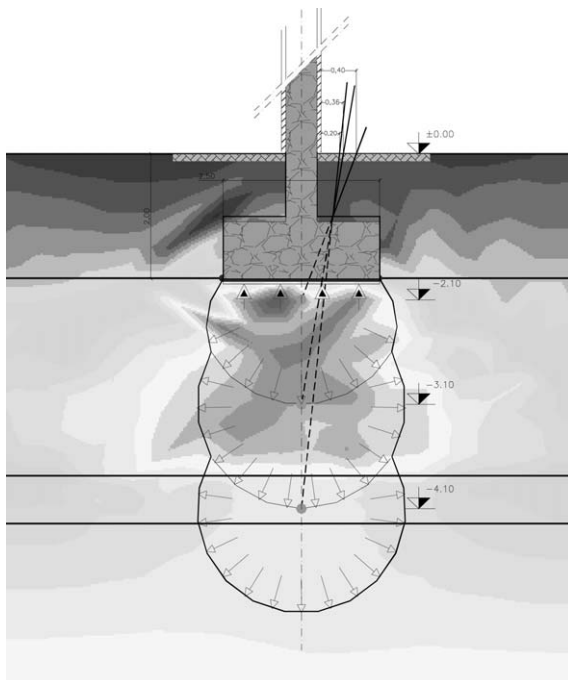


FIGURA 35. INIEZIONI COLONNARI SUCCESSIVE SULLA VERTICALE DELL'ASSE DELLA FONDAZIONE AL FINE DI TRASMETTERE I CARICHI AGLI STRATI PROFONDI DI MAGGIORE CONSISTENZA MECCANICA

C) Dimensionamento tipo C

L'utilizzo di modelli di calcolo numerici tipo FEM, in grado di descrivere le complesse geometrie del sottosuolo, della fondazione e della sovrastruttura, tipiche dei casi reali, permette anche di valutare mediante adeguate leggi costitutive tutti gli elementi migliorativi introdotti dalla tipologia di trattamento in esame. Inoltre, il completo accoppiamento dell'eventuale processo di consolidazione consente di prevedere l'evoluzione nel tempo delle tensioni e delle deformazioni indotte al fine di programmare eventuali riprese dei trattamenti in fasi successive alla prima, fino al completo recupero del manufatto trattato. A livello esemplificativo la Fig. 36 mostra la "mesh" deformata di una simulazione di trattamento con resine espansive iniettate ai lati ed al di sotto di una fondazione natirforme. Modelli di questo genere consentono anche di verificare passo passo in corso d'opera l'effettiva efficacia del trattamento e la rispondenza di tutti gli elementi in gioco alle previsioni progettuali.

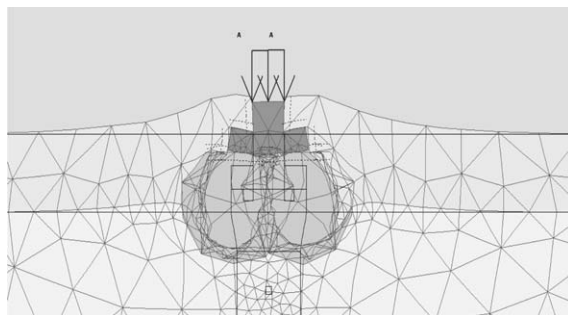


FIGURA 36. SIMULAZIONE MEDIANTE FEM DEL SOLLEVAMENTO DI UNA FONDAZIONE SUPERFICIALE A SEGUITO DEL TRATTAMENTO DI INIEZIONE CON RESINE ESPANDENTI (MANSUETO ET AL., 2009)



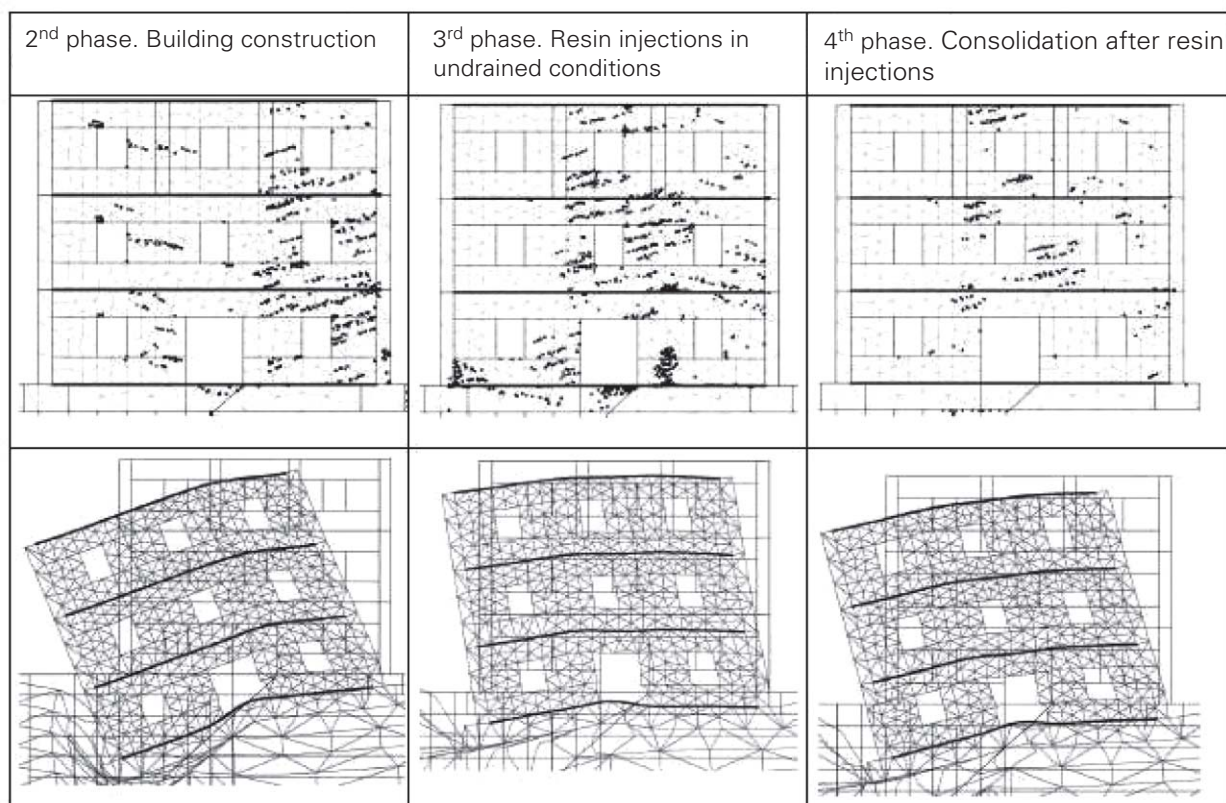


FIGURA 37. DISTRIBUZIONE DELLE "TENSION CUT-OFF" E DEFORMATA DELL'EDIFICIO IN MURATURA PRIMA DELL'INIEZIONE, NELLE FASI IMMEDIATAMENTE SUCCESSIVE ED A LUNGO TERMINE (MAIORANO E AVERSA, 2004)

Un interessante esempio di modellazione FEM alla scala dell'edificio da recuperare ci viene fornito da Maiorano ed Aversa (2004). L'intervento di consolidamento con resine espandenti è eseguito in un terreno a grana fine posto a fondazione di un edificio in muratura (Fig. 37). Il problema studiato è stato ricondotto ad un problema piano. Per quanto riguarda l'edificio, questa semplificazione ha richiesto una scalatura delle proprietà meccaniche e dei carichi in funzione del rapporto pieni-vuoti. Le analisi numeriche sono state effettuate impiegando il codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS (Brinkgreve, 2002) ed utilizzando per la

muratura un modello elasticoperfettamente plastico anisotropo (Jointed Rock Model), con due piani di anisotropia (orizzontale e verticale) per simulare la presenza dei giunti di malta. Il problema studiato riguarda una situazione di sottosuolo fortemente disomogenea, che ha prodotto rilevanti cedimenti differenziali.

Il trattamento con resine espandenti è stato modellato imponendo semplicemente una variazione volumetrica ad un volume di terreno posto al di sotto della fondazione, nella zona in argilla e per un profondità di 2 m dal piano di posa delle fondazioni stesse, senza variare i parametri fisici e meccanici delle argille. Il volume delle resine è stato incrementato fino quasi a raggiungere l'annullamento dei cedimenti differenziali, secondo quanto previsto nella procedura di applicazione di tali interventi.

Le analisi effettuate mostrano come il consolidamento tramite iniezioni localizzate con resine espandenti inizialmente produce una diminuzione dei cedimenti differenziali (Fig. 38), ma, per la presenza di terreni a grana fine, determina anche l'insorgere di sovrappressioni neutre elevate. La dissipazione di tali sovrappressioni nel tempo porta ad un successivo incremento del cedimento assoluto nella zona trattata e quindi anche del cedimento differenziale. L'entità di questi cedimenti di consolidazione, nel caso in esame, riporta l'edificio in una condizione intermedia tra quella prima dell'intervento e quella propria delle fasi immediatamente successive.

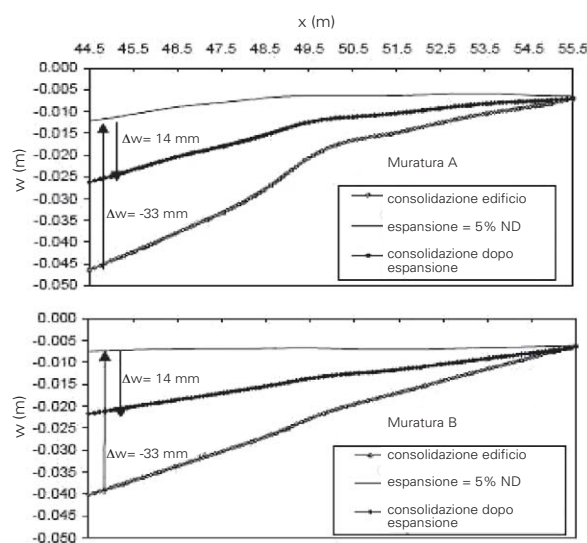


FIGURA 38. CEDIMENTI DELL'EDIFICIO PRIMA DEL TRATTAMENTO DI INIEZIONE, NELLE FASI IMMEDIATAMENTE SUCCESSIVE E NEL LUNGO TERMINE. (MAIORANO E AVERSA, 2004)

Il manifestarsi di questi fenomeni, se previsto e preventivato in fase progettuale, non risulta in alcun modo preoccupante in quanto è generalmente sufficiente riprendere il trattamento di iniezione con una o due fasi successive per arrivare alla convergenza dei fenomeni deformativi viscosi ed all'equilibrio definitivo delle variazioni tensionali indotte.

Nondimeno è importante ribadire che gli interventi in esame non possono essere effettuati senza che la loro efficacia sia valutata sulla base di adeguate indagini geotecniche e di opportuni modelli di calcolo. Infine, è sempre auspicabile che gli effetti misurati nel corso dell'intervento siano analizzati a posteriori ed interpretati con gli stessi modelli previsionali, al fine di valutarne l'efficacia con particolare riferimento al lungo termine.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] Dei Svaldi A., Favaretti M., Paschetto A., Vinco G. (2005) "Analytical modelling of the soil improvement by injections of high expansion pressure resin". Ground Improvement Techniques, Coimbra, Portugal.
- [2] Ghionna V. (1981) "Colonne di ghiaia" XIV edizione delle CGT. Atti del Politecnico di Torino.
- [3] Maiorano R.M.S. e Aversa S. (2004) "Modellazione numerica degli effetti prodotti da iniezioni espandenti al di sotto delle fondazioni di edifici in muratura". XXII Convegno Nazionale di Geotecnica- Palermo 2004, Associazione Geotecnica Italiana.
- [4] Mandolini, A. Russo, G. & Viggiani, C. (2005) "Pile foundations: experimental investigations, analysis and design. State of-the-Art Report", Proceedings of the XVI ICSMGE, vol. 1, Osaka, Japan: 177-213, Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- [5] Mansueto F., Gabassi M., Paschetto A., Vinco G. (2009) "Modellazione numerica di un intervento di consolidamento del terreno di fondazione di un palazzo storico sito in rue Joseph de Maistre sulla collina di Montmartre in Parigi realizzato con iniezioni di resina poliuretanica ad alta pressione di espansione" Comunicazione personale.
- [6] Yu H.S., Houlsby G.T., 1991. "Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis". Geotechnique, 41 (2) , 173-183.



9

3D FEM ANALYSIS OF SOIL IMPROVING RESIN INJECTIONS UNDERNEATH A MEDIAEVAL TOWER IN ITALY

Memoria presentata al

7th European Conference on NUMGE 2010

Norvegia: Trondheim, 2 - 6 giugno 2010

M. Gabassi, A. Paschetto & G. Vinco

Uretex Italia S.P.A., Verona, Italy

F. Mansueto

Studio Montaldo & Associati, Genova, Italy

ABSTRACT:

In order to stop the settlement process of a mediaeval tower located in Città di Castello (Italy), polyurethane resins injections were performed in the foundation soil. The designing of the ground improving intervention was made with a 3D finite elements code and an analytical method based on the finite cavity expansion theory (Yu H.S. e Houlsby G.T., 1991), which allows to predict soil parameters changes due to resin expansion in the ground. During job site activity and for a long period after the works were finished the structure has been accurately monitored; the measured data seem to get on well with the one obtained from model analysis. The model creation, starting from the available geological data input, was necessary for the understanding of the causes which triggered settlements. The Safety Factor improvement experienced during the simulation was about 30%.

1 THE CITTÀ DI CASTELLO CIVIC TOWER

1.1. Historical overview

The tower, initially built for military purposes, can be dated around the thirteenth century and is the only slim structure, together with the "Campanile Rotondo", left in the old town Città di Castello. The building has a rectangular shape, dimensions 6,10 times 6,80 m and has a maximum height in the front of 39,80 m. It is divided into seven different levels, four of which were previously used as a prison.

The tower, like we see it today, is the result of several collapses and reconstructions occurred over time; this can be gathered from the different wall textures, which interchange themselves along the whole tower height.

1.2. Settlement detection

In March 2007, following an earthquake registered in the area, with a magnitude of 2.2 of the Richter scale, a separation of 4 cm was detected in the purpose made seismic joint between the tower and the Bishop's Palace. By analyzing the data of the cracks monitoring, a differential settlement caused by the earthquake was clearly identified. This settlement strongly increased the before measured leaning of the tower towards the main square. In detail, the leaning grew from 72 to 78 cm, making this way even worse a strain state already close to the limit.

2 GEOTECHNICAL INVESTIGATION

1.2. Real time monitoring

The real time electronic monitoring was started on October 3rd 2007 and the zero measurement showed a leaning of 74 cm towards the main square and 34 cm towards the contiguous alley.

During the next eleven days, a further settlement of 8 mm was registered in both directions.

2.2. Geological survey

During October 2003 a geological survey was performed including four deep soundings, ground penetration radar and laboratory tests. The foundation depth from the ground level, varies from 2.3 m, on the sides facing the square (front side) and the alley, to 3.6 m on the side jointed to the Bishop's Palace and the backside.

The underground is constituted by a superficial inhomogeneous replenishment layer, which thickness varies from 1.5 to 5.7 m, over a sequence of silty sands and sandy silts layer, followed by a bottom layer of clay and clayey silts at a depth varying from 10.0 to 13.0 m.



These kind of soils, characterized by a strong geometric and granulometric as well as geomechanical variability, determine different responses to static and dynamic stress states, worsen by replenishment layers with strong thickness variability due to the ancient old town urbanization. The ground water table was detected at a depth of 10 m from the ground level, but is capable of relevant changes depending from the different soils permeability. Also suspended underground water was detected in several spots, coming from water pipes leakages and from the square, following big rainfall events.

2.3. Geotechnical Parameters

The Consistency Index (IC), varies from 0.738 to 0.950, revealing a solid to plastic consistency of the analyzed soils. These values are proper of groups of inorganic clays with low to medium plasticity, silty and sandy clay and fine silty sands.

Sandy soils have a medium-high consistency, whereas clayey soils are characterized by high drained cohesion values (c') varying from 25 to 30 kPa and oedometric moduli M included between 6.2 and 17.4 MPa meaning a coefficient of volume compressibility m_v ranging from 0.16 e 0.06 m^2/MN .

From the oedometric tests performed, the consolidation pressure and the over consolidation ratio (OCR) were calculated; the tested samples are all in the range of normal consolidated to poorly overconsolidated soils with some peaks in the clays of the deepest part of the soundings:

TABLE 1. OCR VALUES.

S1 C3	(7.7-8.0 m)	$OCR=\sigma'_p/\sigma'_{v0}=(179.95/156.91)kPa=1.147$
S1 C4	(11.3-11.5 m)	$OCR=\sigma'_p/\sigma'_{v0}=(229.97/225.55)kPa=1.019$
S1 C5	(15.2-15.5 m)	$OCR=\sigma'_p/\sigma'_{v0}=(499.99/304.00)kPa=1.645$

3 GROUND IMPROVEMENT DESIGN

3.1. Uretex Deep Injections Method®

Due to the need of a low impact technology, which could guarantee low vibrations and small diameter drillings, a polyuretanic resin injections technique was chosen.

Uretex Deep Injections® is a very particular technology, consisting of local injections into the soil of a high-pressure expansion resin; which produces a remarkable improvement of the geotechnical properties of the foundation soil. The operation steps are relatively simple and do not require invasive excavations or connection systems to existing and new foundation structures.

Small quantities of expanding materials are injected precisely underneath the foundation level into the soil volume where the stress state reaches its peak. In order to avoid the material to flow outside from this volume, the expansion together with the viscosity increase of the resin have to be very quick.

Therefore, after having injected the soil to be treated, resin immediately starts to expand.

A high expansion pressure of the injection grout is also needed to guarantee a proper compaction of the soil. It has to be way higher than the stress state induced by the overlaying structures both to allow a certain expansion rate and to avoid higher material consumption.

The expansion process, first leads to the compaction of the surrounding soil and then, in case of light overstructures, also to the lift. All the procedure is monitored by electric receivers lighted by a laser emitter and anchored to the building whose foundation is treated.

A wide set of laboratory tests have been carried out on the Uretex® resin, named Geoplus®, in order to evaluate its main mechanical properties. Vertical compression with free lateral expansion and vertical expansion in oedometric conditions tests were performed in the geotechnical laboratory of the University of Padova (Favaretti et al. 2004).

3.2. Theoretical view and simulation of the expanding process

The expansion process of the resin, locally injected into the soil, can be theoretically studied as a spherical cavity (or cylindrical, if several injections are performed very close each to other, along the same vertical line) expanding in quasi-static conditions.

The soil is modelled as a linear elastic-perfectly plastic material with a non-associated Mohr-Coulomb yield criterion and is considered initially subjected to an isotropic state of stress.

During the first part of the expansion process, when the internal pressure of the cavity increases, soil shows an elastic behavior, while after reaching a specific value of the internal pressure plastic deformation starts, similarly to the elastic phase, until it reaches the pressure limit (σ_{lim}). It is assumed that as soon as pressure limit is reached, the resin solidifies (Dei Svaldi et al. 2005).

The expansion process is theoretically treated adopting analysis at large and small strains, respectively, on the plastic and elastic region (Yu & Houlsby 1991).

3.3. Uretex ground improvement calculation software

The analytical model of the expansion process together with the resin expansion law obtained in laboratory, were recently used to develop a software, Uretex S.I.M.S. 1.0, capable to predict the ground improvement index of a soil injected with Geoplus® resin.

Uretex S.I.M.S. 1.0 computerizes the above explained model and enables designers to get the improved ground parameters rapidly. To perform a stress-strain analysis this parameters can later on be used to perform a FEM analysis.



The quality of the previsions, provided by the analytical model, has been verified on a number of real cases. The reliability of the theoretical previsions increases with the quality of the geotechnical investigation available to designer.

During first phase injections, due to the expansion of the grout, all voids are filled, the ground is compacted and its stiffness increases. In normal consolidated ground conditions, this leads to the rise of the horizontal stress to values close to the vertical one in a limited volume around the injection point.

When the isotropic stress state is reached, the expansion pressure also develops in vertical direction, inducing a surface lifting (Schweiger et al. 2004). The isotropic volume growth is obviously a simplification, because the expansion pressure first develops on the lowest stress plane in homogeneous soil conditions.

3.4. 3D FEM analysis

The analysis has been performed using a PLAXIS 3D Tunnel software version 1.2 of the Dutch Plaxis b.v. company.

In order to model the intervention, some simplifications were adopted and the injections were this way modelled as a volumetric expansion of solid elements. A stiffness increase of both the surrounding as well as the treated soil has been adopted; the isotropic expansion implemented in Uretek S.I.M.S. 1.0 was modelled in the 3D FEM analysis, by forcing the volumetric strain value of the element according to the volume increase calculated with Uretek S.I.M.S. 1.0 (Mansueto et al. 2007).

Doing so, an accurate determination of the grout quantities to be injected has been possible. The quick reaction time, as a matter of fact, prevent the material to flow away from the injection point, making this way easier the determination of the injected volumes in a certain soil volume. Considering that the material flows for one meter at the most, the added volume in a sphere of one meter radius around the injection point is equal to the injected quantity times the expansion factor calculated with Uretek S.I.M.S. 1.0 (Pasquetto et al. 2008). Also the soil stiffness increase was taken from the Uretek S.I.M.S. 1.0 output.

Figure 1 shows the different foundation levels of the tower: they are higher towards the square ($x < 0$) and towards the alley ($z > 0$) as verified in the tests.

A stress-strain analysis of the tower for every scheduled injection phase has been performed, simulating the injected volume as an expansion of the soil element located exactly in correspondence of the injection point (x , y and z).

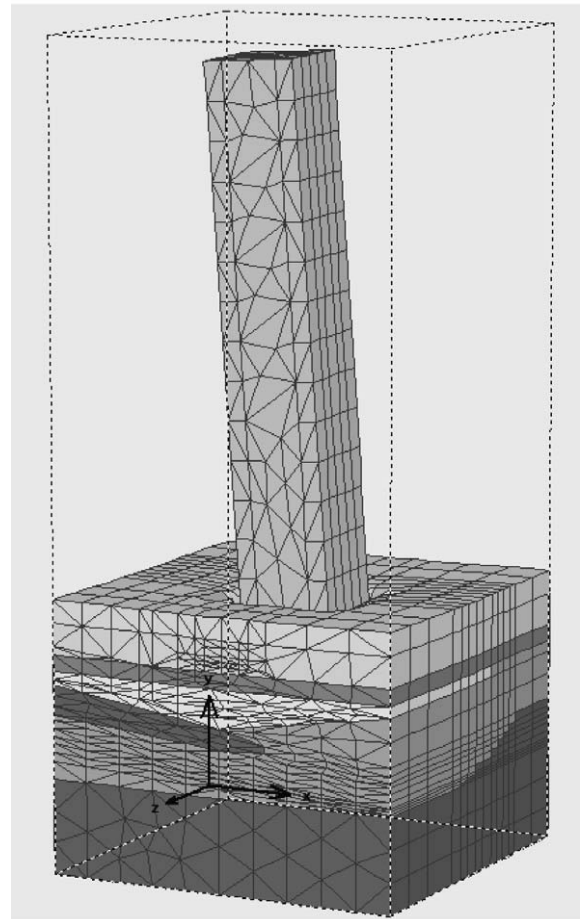


FIGURE 1. 3D FEM MODEL OF THE TOWER.

The volumetric expansion rate has been assigned to every element, according to the volume of resin to be injected in every injection point and the calculated expansion factor of the resin. The construction of the 3D model, interested 14.310 m^3 of soil and required the generation of 8.708 elements, 25.053 nodes and 52.248 stress points internal to the elements.

The tower has been modeled in vertical position in the input data. Afterwards, the construction phases have been simulated using intermediate steps, until the final configuration has been reached. The error between the modeled tilting and the measured one, lower than 4%, has been evaluated acceptable. The model has been based on the soil stratigraphy, on the precise geometry of the tower and on the scheduled injection phases.

The initial condition analysis pointed out that, apart from the rather complex local stratigraphy characterized by the presence of overconsolidated material lenses into much more deformable soils, the different foundation levels determined the tower rotation.

TABLE 2. OCR VALUES.

SOIL TYPE	PARAMETER					
	γ_{sat} kN/m ³	E kPa	c' kPa	φ °	ψ °	Constitutive law
Replenishment (Silty Clay)	19,5	6250	31	23	-	Mohr-Coulomb
Replenishment (Sandy Silt)	20,0	4000	30	28	-1	Mohr-Coulomb
Replenishment (Sand)	18,5	3000	0	32	-	Mohr-Coulomb
Sandy Silt	20,0	8000	18	30	-3	Mohr-Coulomb
Silty Sand	20,0	9000	18	30	-2	Mohr-Coulomb
Clay and Clayey Silt	21,2	13000	10	27	-	Mohr-Coulomb

As a matter of fact, to a higher foundation level, corresponds a thicker layer of deformable soil, which origins, therefore, a differential settlement and the rotation of the tower. The leaning direction towards the less deeper foundation can be read as a confirmation of this. The FEM analysis clearly evidenced this point. The stress state, in correspondence to the foundation/soil interface, reaches the highest level (700 kPa) underneath the foundation facing the square, exactly where the settlement is the highest. These are the effects of the stress redistribution caused by the tower eccentricity.

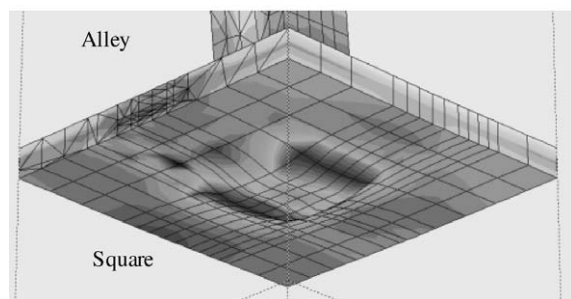


FIGURE 2. RELATIVE SHEAR STRESSES DISTRIBUTION.

Figure 2 shows the distribution of the relative shear stresses (meant as the ratio of the existing shear stresses and the resisting ones calculated with a Mohr-Coulomb failure criterion) just underneath the foundations.

It has been observed, that where the settlements are the highest, the existing stresses are equal to the resisting ones, meaning that the soil reached a plastic equilibrium condition.

This obvious result is important, because proves the correspondence of the analysis performed; the foundation ground reached the full mobilization of the end-bearing capacity.

Figure 3 shows an interesting double failure mechanism mobilization. The first one, more superficial, lays just underneath the foundation level and is limited to the first sandy silt soil layer; on the other hand, the second and deeper one, also interests other soil layers under the first one.

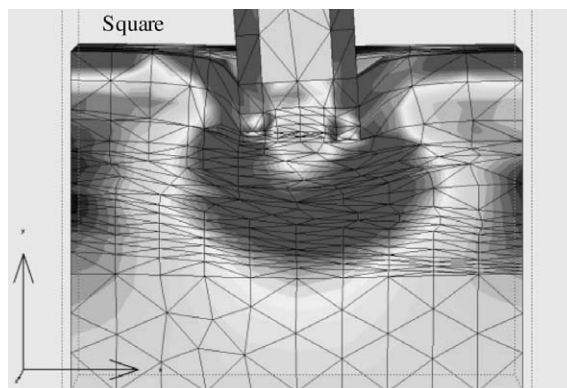


FIGURE 3. RELATIVE SHEAR STRESS IN THE CENTER CUT OF THE TOWER BEFORE THE INJECTIONS.

Therefore, if the first one is a typical superficial punching failure mechanism, the second one depends from the stress state transferring to deeper soil layers; the two effects are certainly related, depending the second from the first one.

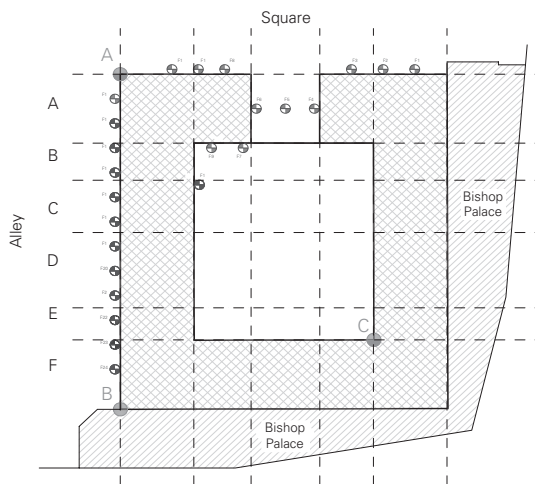


FIGURE 4. INJECTIONS POINTS DISTRIBUTION AND MONITORING POINTS.

3.5. Executive project

Based on the indications come from the FEM analysis, an executive project has been arranged, which has been changed continuously, depending on the reaction of the tower during the different injection phases.

During a total of 14 working days, 2.475,5 kg of resin were injected. The amount of injected grout per day has been very different, depending on the real time monitoring data analysis.

4 FIELD AND DESIGN DATA COMPARISON

As mentioned before, during the whole work a real time electronic monitoring was operating. These data have been, afterwards, compared with the settlements calculated with the FEM analysis.

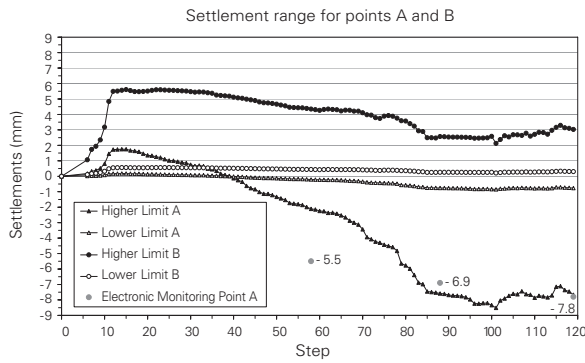


FIGURE 5. CALCULATED SETTLEMENTS AND MONITORING DATA GRAPH

4.1 Expected settlements

Figure 5 shows the expected settlements shells for monitoring points A and B, representing two limit scenarios with zero and full expansion of the resin. The graph also withholds the settlements data, measured on field after each one of the three injection phases.

It can be observed that, according to the modeling, little settlements had to be expected, due to a double effect: a lateral soil flow due to the resin injection and expansion first and a ground strain due to the increase of the effective soil stress, also caused by the resin volume expansion, second.

Figure 5 shows how little are the differences between the calculated time/settlement curve and the real settlements measured on field after every injection phase.

4.2. Final stress state distribution

Referring to relative shear stress (Fig. 6), the FEM analysis clearly shows how the injections strongly reduced this value within the improved ground volume.

This reduction is the effect of the soil compaction induced by the resin expansion.

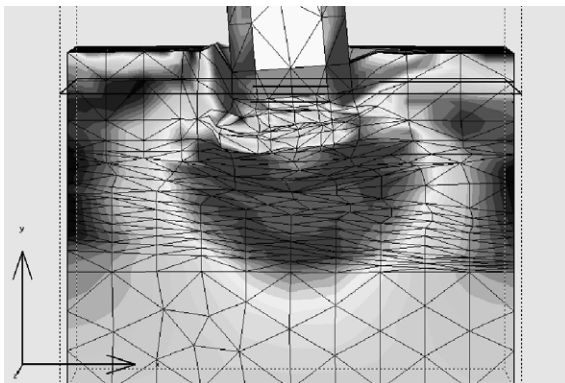


FIGURE 6. RELATIVE SHEAR STRESS IN THE CENTER CUT OF THE TOWER AFTER THE INJECTIONS.

4.3. Safety factor increase

The determination of the safety factor, was done using a “c- ϕ reduction” procedure, which foresees a progressive reduction of the ground parameter values until the soil body collapse is reached. The final result is a movement/reduction factor graph, which represent the safety factor of the structure. Figure 7 shows a comparison of the safety factor before and after the intervention; it can be observed that the injections effect was the raising of the safety factor of about 30%.

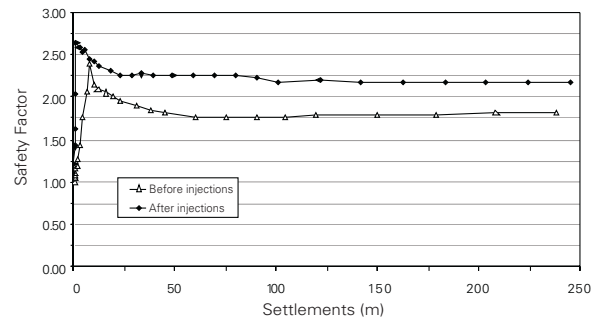


FIGURE 7. SAFETY FACTOR GRAPH.

4.4. Post intervention monitoring

The precision monitoring of three datum points, started on March 25th 2007 and has been necessary for measuring the settlements of the structure before during and after the job site.

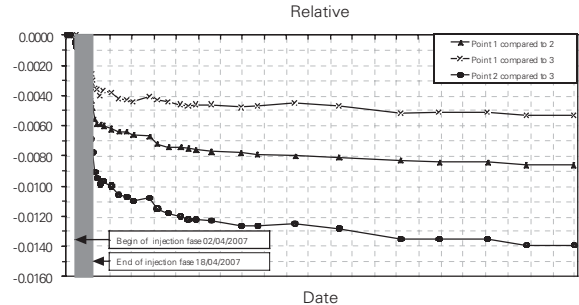


FIGURE 8. SETTLEMENT/TIME GRAPH.

Figure 8 shows the settlement/time graph, from which clearly appears how the settlement speed rapidly decreases after the injections. Also other electronic devices have been installed on the tower before the intervention, such as three electronic inclinometers with a 10^{-3} degrees precision and two electronic crack monitors with a 10^{-2} mm precision.

In this case the monitoring had to register eventual settlement trends in the short such as in the long period. In order to obtain a significant measurement, also a thermometer has been installed to neglect movements only due to thermal shocks.

Analysing the data, it has been observed that during the drilling phase no significant settlement were registered, meaning that the small diameter drills made with hand augers didn't influence the tower stability.

On the other hand, during the injection phase, a variation of the cracks opening, such as a tower leaning progress have been observed, confirming this way the results of the FEM analysis. The monitoring is still working and the tower didn't register any further settlements in the last two years.

5 CONCLUSIONS

In this interesting case history, clearly appears how helpful a 3D FEM analysis can be, to take important job site decisions. In this delicate compensation grouting with polyurethane resin injections, underneath a mediaeval tower, key choices like the injections sequence such as the grout quantities, were taken according to the modeling outputs.

At the end of the work a good correspondence between settlements data measured on field and the ones forecasted with the analysis was found, confirming the good quality of the model; also in terms of bearing capacity increase, a significant rise of the safety factor was observed.

The aim of this designing approach was the evaluation of the strain behavior of the tower during the different injection phases, in order to analyze the critical points of the work.

To cover the stability problem at hand, also the increasing action of gravity, because of the increasing tilting, should be taken into account in a leaning instability problem, which wasn't, however, the purpose of this modeling.

6 REFERENCES

- [1] Dei Svaldi, A. Favaretti, M. Pasquetto, A. & Vinco, G. 2005. Analytical modelling of the soil improvement by injections of high expansion pressure resin. In 6th International Conference on Ground Improvement Techniques; Congress proceedings, Coimbra, 18-19 July 2005: 577-584.
- [2] Favaretti, M. Germanino, G. Pasquetto, A. & Vinco, G. 2004. Interventi di consolidamento dei terreni di fondazione di una torre campanaria con iniezioni di resina ad alta pressione d'espansione. In XXII Convegno Nazionale di Geotecnica; Congress proceedings, Palermo, 22-24 October 2004: 357-364. Bologna: Pàtron.
- [3] Foti, S. & Manassero, M. 2009. Rinforzo e adeguamento delle fondazioni per sollecitazioni statiche e dinamiche. In Risk mitigation and soil improvement and reinforcement; Proc. intern. symp., Torino, 18-19 November 2009.
- [4] Mansueto, F. Gabassi, M. Pasquetto, A. & Vinco, G. 2007. Modellazione numerica di un intervento di consolidamento del terreno di fondazione di un palazzo storico sito in Rue Joseph de Maistre sulla collina di Monmatre in Parigi realizzato con iniezioni di resina poliuretanica ad alta pressione d'espansione. In XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica; Congress proceedings, Padova-Abano Terme, 16-18 May 2007: 277-284. Bologna: Pàtron.
- [5] Pasquetto, A. Gabassi, M. Vinco, G. & Guerra, C. 2008. Consolidation du sol par injection de résine polyuréthane, afin d'atténuer le gonflement e le retrait des sols argileux. In SEC 2008-Symposium international sécheresse et constructions; Congress proceedings, Marne-La-Valée, 1-3 September 2008: 343-348. Plaxis B.V. 2004.
- [6] Plaxis 3D Tunnel, Tutorial Manual
- [7] Schweiger, H. F. Kummerer, C. Otterbein, R. & Falk, E. 2004. Numerical modelling of settlement compensation by means of fracture grouting. Soils and foundations 44 (1): 71-86
- [8] Yu, H.S. & Houlsby, G.T. 1991. Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis. Géotechnique 41 (2): 173-183.





URETEK

URETEK



Copyright © 2010 Uretek Italia S.P.A.
Tutti i diritti riservati. All rights reserved.
È vietata la riproduzione anche parziale
dei testi e delle fotografie.

Progetto grafico: Ferri Comunicazione Srl

Stampa: Tipografia Milani Srl

Finito di stampare a Verona
nel mese di ottobre 2010

I° Ristampa gennaio 2012
II° Ristampa gennaio 2013

III° Ristampa riveduta e corretta
febbraio 2014

.....
URETEK ITALIA S.P.A.

37021 Bosco Chiesanuova VR
Via Dosso del Duca, 16



T. 045 679911
F. 045 6799138

www.uretek.it
uretek@uretek.it