

# FONDAZIONI DI UN VIADOTTO STRADALE SUTERRENI ALTAMENTE COMPRESSIBILI

## INQUADRAMENTO GENERALE

Ing. Francesco Ferrazin \*  
Ing. Angelo Landolfa \*\*

La Valtellina, con le sue valli laterali, costituisce un territorio a spiccata vocazione turistica, ben noto sia a livello nazionale che internazionale.

Accanto a questo aspetto, sicuramente tra i più importanti per l'economia locale, non va dimenticata la presenza di attività agricole, commerciali ed industriali.

Negli ultimi decenni il collegamento viario tra le Valtellina e la pianura è divenuto sempre più difficoltoso a causa dell'aumentato volume di traffico, ostacolato dalla configurazione orografica e dalla presenza di insediamenti antropici.

Parte dei problemi sono stati risolti con l'apertura, nel 1987, del tronco della Superstrada 36 che, partendo dal trivio di Fuentes, presso l'estremità Nord del lago di Como, si sviluppa, per 43.5 Km, sulla sponda orientale di quest'ultimo, fino alla città di Lecco.

Si tratta di una moderna arteria a doppia carreggiata, di larghezza 9.50 m per ogni senso di marcia, totalizzante oltre la metà del percorso (24.5 Km) in galleria e 5 Km su viadotto, sempre per ogni senso di marcia.

L'attraversamento di Lecco, sviluppantisi attualmente attraverso un tortuoso percorso urbano, provoca bruschi rallentamenti del flusso, nelle due direzioni, che, in concomitanza di elevanti volumi di traffico, causa quotidianamente lunghi incolonnamenti ed, in definitiva, tempi di percorrenza elevatissimi.

Al fine di eliminare i suddetti disagi, l'ANAS sta provvedendo alla realizzazione del collegamento tra l'estremità sud del tronco in esercizio della Superstrada SS 36 e la Superstrada SS 639 (Milano-Lecco); ciò viene ottenuto sottopassando in galleria la città di Lecco, fino a collegarsi con il ponte A. Manzoni (già in esercizio dal 1985) e, tramite quest'ultimo, attraversare l'Adda raggiungendo, in sponda destra, Pescate. Completa, a sud, il suddetto sistema viario, il collegamento alla Superstrada SS 639, Milano-Lecco, mediante galleria sotto il monte Barro.

Questa tratta costituisce un lotto di 4.8 Km, di cui 3.2 Km in galleria e 1.1 Km su viadotti a doppia carreggiata, quest'ultimi ricadenti, rispettivamente, presso Pescate (225 m) e Civate (880 m): in questa zona sono presenti rampe di svincolo su viadotto per uno sviluppo di 560 m.

L'arteria principale si sviluppa su due carreggiate affiancate e separate, di larghezza totale 9.70 m in galleria e 10.25 m su viadotto. Ogni carreggiata è costituita da doppia corsia.

Il lotto di cui sopra, aggiudicato, a seguito di gara, al raggruppamento di Imprese DUMEZ Construction - DEPURIMPIANTI S.p.A.,

comporta l'attraversamento, presso Civate, di una zona paludosa costeggiante la sponda nord-orientale del lago di Annone, a ridosso di un'area intensamente antropizzata, con presenza di insediamenti sia industriali che civili.

Il tracciato di progetto si sviluppa, in questa tratta, sul Viadotto Civate, ubicato tra la Superstrada Milano-Lecco (SS 639) e la sponda del lago di Annone sede, in un passato relativamente recente, di cave per l'estrazione di torba.

Il progetto strutturale (realizzato da ESSETI S.p.A.) prevede impalcato in profilati di acciaio sostenuto da pile in c.a., costituite, ciascuna, da due fusti circolari di diametro  $\varnothing$  1.8 m: la lunghezza ottimale delle campate è risultata 45 m.

L'attuale SS 639, posta in affiancamento al futuro viadotto, su rilevato di modesta altezza, inferiore al metro, è soggetta a sensibili cedimenti progressivi, tuttora in corso, a cui, allo scopo di mantenere la livelletta e di scongiurare l'allagamento della sede stradale, in concomitanza del raggiungimento di elevate quote del livello lacustre, è stato posto rimedio semplicemente con successive, ricriche, che, in soli due anni, hanno totalizzato spessore superiore a 1.5 m.

Problematica è risultata la scelta delle fondazioni del viadotto, a causa delle pessime condizioni geostratigrafiche, accertate a mezzo di accurate indagini geognostiche e geotecniche, nonché per la presenza di falda a quote prossime a quelle di piano di campagna.

\* Direttore Centrale ANAS-ROMA

\*\* Ingegnere Capo U.T.E. - ANAS-MILANO

## FONDAZIONI DEL VIADOTTO

Pietro Lunardi \*  
 Enrico Arrigoni\*

### Inquadramento geostratigrafico e geotecnico

L'andamento geostratigrafico del sottosuolo, nonché la natura e le caratteristiche geotecniche dei terreni che lo costituiscono sono state individuate tramite successive campagne d'indagine effettuate sia in fase progettuale che, successivamente e con maggior approfondimento, in fase esecutiva. Le indagini hanno rivelato che larga parte del tracciato del viadotto si snoda in corrispondenza di un'antica valle di esarazione glaciale, successivamente colmata da depositi prevalentemente fluvio-lacustri e palustri: essa totalizza larghezza dell'ordine di 600 m, in asse viadotto (v. Fig. 1). La sua sponda orientale, lato monte Barro, costituita da calcari Giurassici della formazione di Moltrasio (Lias inferiore), si immerge con pendenze superiori a 45°, rispetto all'orizzontale.

La sponda occidentale si sviluppa con pendenza talora superiore a 60° rispetto all'orizzontale: è costituita da rocce riferibili alle formazioni Liassiche del Selcifero Lombardo e dell'Ammonitico Lombardo, nonché alla Maiolica (Giura Superiore -

Creta Inferiore).

Quest'ultima formazione affiora, con evidente stratificazione subverticale, presso Isella, formando il promontorio del Coppetto. I calcari di Moltrasio affiorano, invece, sempre con giacitura subverticale, sull'altra sponda, presso l'intersezione con la SP 51.

Nella parte centrale, il substrato roccioso raggiunge profondità verosimilmente superiori a 100 m da p.c.

I terreni sovrastanti la roccia sono costituiti, nella parte alta, da un complesso di potenza dell'ordine del decametro, formato da torbe recenti, ancora in fase attiva di decomposizione, aventi bassissima resistenza al taglio ed elevatissima compressibilità; i suddetti terreni sono, in pratica, allo stato fluido, con contenuti d'acqua normalmente superiori al 150% e, talora, al 400%, rispetto al peso secco. Le indagini hanno, localmente, rivelato, in essi, la presenza, alcuni metri sotto il p.c., di materiali eterogenei, tra cui blocchi di roccia e di calcestruzzo, derivanti da discariche e/o da riempimenti recenti.

Il suddetto complesso torboso giace su di una potente formazione argillo-limoso soffice, ovviamente satura, estendentesi sicuramente fino alla profondità massima investigata (96 m) e, verosimilmente, fino al substrato roccioso; in essa sono presenti intercalazioni di lenti di limo soffice e sabbia fine scarsamente addensata, di spessore complessivo variabile tra 3 e 8 m; questa formazione si estende con giacitura lentiforme, tra 7 e 15 m da p.c., nella zona

orientale, dove raggiungere i massimi spessori; si approfondisce e si assottiglia ad ovest raggiungendo profondità di 19 m da p.c. e totalizzando spessore di 3 m.

I risultati forniti dalle indagini in sito e da quelle di laboratorio, evidenziano le scadenti caratteristiche meccaniche delle torbe e delle sottostanti argille, giacenti sia al tetto che al letto dei livelli sabbiosi: si tratta di argille normalconsolidate, sensitive e molto compressibili, aventi rapporto di compressibilità CR dell'ordine di 0.16, (RR ≈ 0.035) praticamente costante con la profondità. La resistenza al taglio è risultata sempre molto bassa, con valori mediamente pari a  $c_u = 0.02$  MPa, nei livelli superiori, ed a  $c_u = 0.02 \div 0.03$  MPa a profondità maggiori a 20 m da piano di campagna.

Prove penetrometriche statiche eseguite con penetrometro tipo Gouda, munito di punta elettrica (CPTe) ed, in alcuni casi, di piezocono (CPTU), hanno consentito di rilevare, con estrema precisione, la stratigrafia di dettaglio, nonché le caratteristiche meccaniche ed idrauliche dei terreni.

La resistenza alla punta  $q_c$ , pur incrementando con la profondità da  $q_c = 0.3 \div 0.4$  MPa nei livelli argillo-limosi superficiali a  $q_c = 1.5 \div 2$  MPa a profondità di 40-50 m da p.c., risulta sempre molto bassa in valore assoluto; in Fig. 2 sono riportati diagrammi penetrometrici tipici.

Ancora inferiori sono i valori di  $q_c$  registrati entro i terreni torbosi, sovente dell'ordine di 0.1-0.2 MPa.

La pressione interstiziale, misurata con piezocono durante l'infissione (v. Fig. 2), è risultata sempre elevata, entro i terreni argillosi, con valori dell'ordine del 300% di quella idrostatica. Il suddetto strumento ha consentito anche di misurare, tramite prove di dissipazione, i coefficienti di permeabilità e di consolidazione dei terreni argillosi, che sono risultati sempre bassi ( $k = 10^{-9} + 10^{-10}$  m/s;  $C_v = 10^{-2} + 10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/s), in accordo con i risultati delle prove di laboratorio su campioni indisturbati.

### Studio delle fondazioni

Sulla base delle caratteristiche dei terreni di fondazione, individuate dalle indagini geognostiche-geotecniche, è stato effettuato un accurato studio comparativo mirante ad individuare la tipologia di fondazione più idonea a garantire, sia in fase di esecuzione che di esercizio, la fattibilità e la stabilità delle opere, con cedimenti minimi, tali da assicurare l'integrità delle strutture a breve ed a lungo termine.

\* Rocksoil S.p.A. - Milano

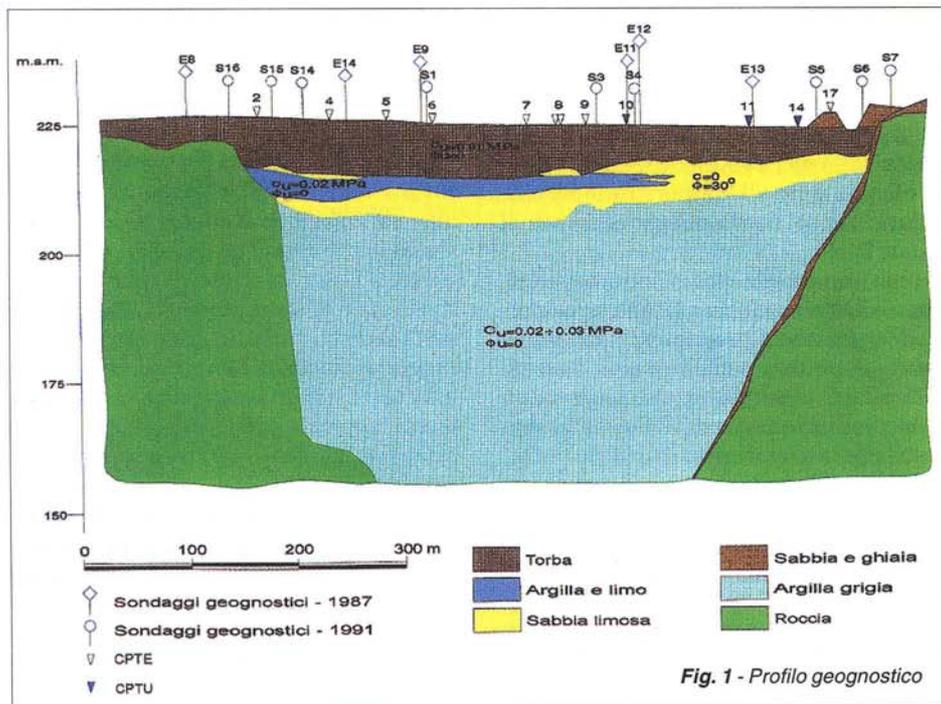


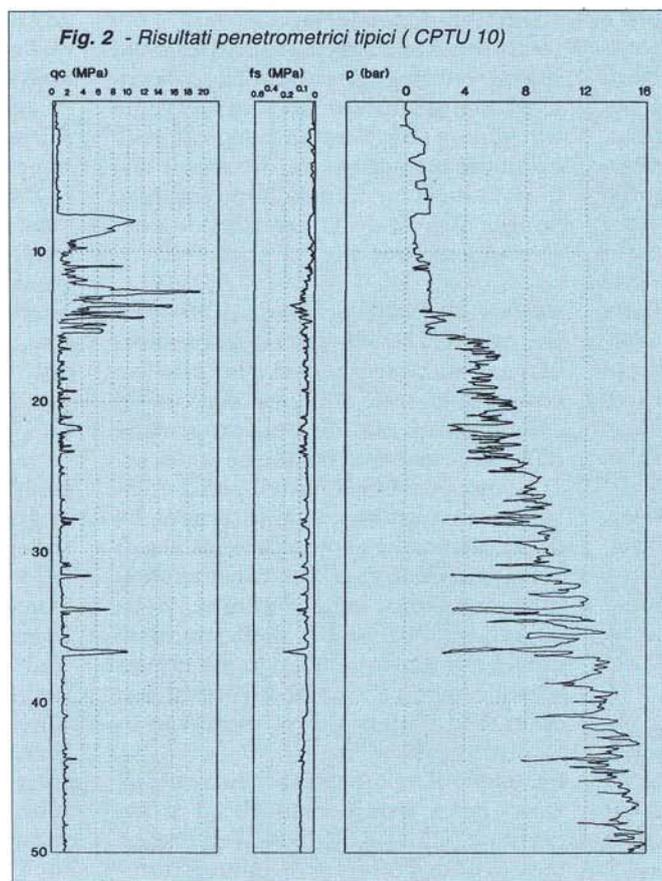
Fig. 1 - Profilo geognostico

Gli accurati accertamenti geognostici ed, in particolare, i risultati CPTe e CPTU hanno rivelato l'inaffidabilità del complesso limo-sabbioso presente a profondità inferiori a 19 m da p.c., a causa della discontinuità delle lenti sabbiose e del loro scarso grado di addensamento. L'analisi comparata di un notevole numero di soluzioni ha portato ad escludere fondazioni su pali: pali trivellati, anche di notevole lunghezza (> 60 m), la cui esecuzione sarebbe, peraltro, decisamente difficoltosa a causa delle avverse condizioni geostatigrafiche ed idrogeologiche, non raggiungono la sufficiente portanza.

Pali di tipo battuto, ottenuti per infissione di cassaforma chiusa, in acciaio, ( $\varnothing = 50$  cm) e gettati in opera, non verificano, anche a prescindere dal severo rimaneggiamento che l'infissione provocherebbe nei terreni argillo-limosi, peraltro sensitivi, con conseguente decadimento delle caratteristiche geotecniche.

Sono state, quindi, ricercate soluzioni più sofisticate tra cui anche quella (peraltro ipotetica) di un ponte sospeso ad unica campata di 600 m che, oltre a presentare costi elevatissimi ed un rilevante impatto ambientale, avrebbe comportato drastiche varianti al tracciato che il progetto prevede in curva.

L'unica tipologia risultata idonea e fattibile per la fondazione delle pile del viadotto in progetto, laddove il substrato roccioso giace a profondità praticamente inaccessibili, è quella consistente in fondazioni profonde di tipo compensato che consentano, quindi, sfruttando la spinta di Archimede e l'alleggerimento provocato dallo scavo, di limitare il carico trasmesso al terreno entro i valori litostatici iniziali e, conseguentemente, di assicurare la necessaria portanza contenendo, al contempo, i cedimenti entro valori ammissibili. Questa soluzione, del tutto singolare, ha avuto risonanza anche sulla stampa tec-



nica internazionale (v. "Construction Today", Dec. 92; "Ground Engineering", July/Aug. 93).

La scelta della tecnica esecutiva dei pozzi è stata mirata ad ottenere, nelle condizioni geostatigrafiche ed idrogeologiche locali, la necessaria stabilità del cavo e la massima tenuta sotto gli elevati carichi idraulici accertati nel sito in oggetto.

In questo contesto, la tecnologia in grado

di assicurare, più di ogni altra, queste prerogative è quella jet-grouting, che, tramite la proiezione di miscele cementizie, consente di realizzare, anche nei terreni in oggetto, volumi di dimensioni e forma predeterminate, dotati di elevate caratteristiche meccaniche e perfettamente compenetrati nel terreno naturale, senza provocare, in esso, al di fuori delle zone trattate, fenomeni di decompressione o rimaneggiamento. Un accurato studio comparativo ha consentito di ottimizzare, anche in rapporto alla lunghezza delle campate del viadotto, la tipologia, la forma e le dimensioni della struttura di fondazione e di fissarne le metodologie esecutive.

Le pessime caratteristiche dei terreni e la presenza di falda ad alti livelli ha fatto propendere verso una struttura a pianta circolare, di cui sono state ottimizzate forma e dimensioni, mediante un'approfondita analisi che ha consentito di ottenere la massima efficienza minimizzando le dimensioni.

I risultati della suddetta analisi sono riportati sinteticamente in Tab. I; dal suo esame si evince che ottimale risulta l'adozione di pozzi di diametro finito, interno  $\varnothing_i = 9$  m.

Strutture di diametro inferiore presentano, infatti, a parità di profondità, un più sfavorevole rapporto tra peso totale e sottospinta di galleggiamento, risultante

in maggiori tensioni sul terreno, che rendono critica la stabilità a rottura e provocano cedimenti di entità superiore, mentre un aumento del diametro non indurrebbe sensibili riduzioni delle sollecitazioni sul terreno, ma, d'altra parte, comporterebbe maggiori oneri costruttivi e maggiori ingombri.

Un approfondimento delle quote d'imposta, oltre a provocare maggiori difficoltà esecutive, non offrirebbe sensibili risparmi.

Parallelamente e simul-

TAB. I - POZZI DI FONDAZIONE  $z = 25.5$  m - CAMPATE  $L = 45$  m

		$\varnothing_i = 7$ m	$\varnothing_i = 8$ m	$\varnothing_i = 9$ m	$\varnothing_i = 11$ m
Coronella j.g.	[kN]	20586	22683	24781	28975
Fondello j.g.	[kN]	4273	5408	6676	9613
Cordolo c.a.	[kN]	1567	1752	1885	2407
Rivest. c.a.	[kN]	4769	5404	6040	7316
Tappo c.a.	[kN]	3142	3976	4909	8483
Plinto c.a.	[kN]	3600	4308	5157	9356
Terra (su risega)	[kN]	2092	2278	2463	2833
S. Archimede	[kN]	- 24116	- 28507	- 33268	- 43896
P. TOT	[kN]	15913	17302	18643	25088
N	* [kN]	12089	12089	12089	12089
M	* [kNm]	14691	14691	14691	14691
T	* [kN]	471	471	471	471
$\sigma_{max}$	[kPa]	264	238	214	199
$\sigma_{min}$	[kPa]	179	161	144	141
$\sigma_{mey}$	[kPa]	236	213	190	180
Fs		2.0	2.2	2.5	2.5
$\delta\sigma = \sigma - \sigma_v$	[kPa]	56.4	34.4	13.6	4.9

\* a base pila

taneamente allo studio di cui sopra è stato effettuato il dimensionamento strutturale del pozzo, tramite il metodo degli Elementi Finiti (FEM) utilizzando un modello assialsimmetrico, in campo elastoplastico non lineare, relativamente ai terreni ed al jet-grouting, che ha consentito di analizzare dettagliatamente il comportamento tenso-deformativo di ogni punto della struttura, sia in fase costruttiva che in esercizio e le sue interazioni con i terreni in cui è immersa. Sulla base delle considerazioni di cui sopra, ottimali sono risultati pozzi di diametro finito interno  $\varnothing_1 = 9.00\text{ m}$  (Figg. 3 e 4), attestati a quota 200.00 m s.l.m. (profondità 25.5 m da p.c.) e formati da:

- doppia coronella di colonne jet-grouting  $\varnothing 1.50\text{ m}$  accostate e compenetrante;
- fondello, in jet-grouting, di spessore 5 m, che assicura, in fase di scavo, l'impermeabilizzazione e la stabilità del fondo;
- tappo di fondo in c.a. di spessore 2.5 m;
- rivestimento in c.a. costituito da due pareti anulari concentriche: quella esterna di spessore 0.30 m e raggio interno  $r_i = 4.70\text{ m}$ , realizzata a scendere per conci successivi, e quella interna, di spessore 0.20 m e raggio interno  $r_i = 4.50\text{ m}$ , continua e gettata a partire dal fondo;
- geotessile, interposto tra le due pareti

ed all'estradosso del tappo;  
 - strato drenante interposto tra il fondello in jet-grouting ed il tappo in c.a., collegato ad apposito tubo di drenaggio, avente funzione di abbattere temporaneamente eventuali sottopressioni, durante le fasi di posa della membrana impermeabile, nonchè di getto del tappo di fondo e del rivestimento interno.

Il modello FEM ha permesso di effettuare il calcolo e la valutazione del comportamento durante gli scavi e le varie fasi costruttive, sotto l'azione dei carichi assiali indotti sia dai pesi propri, che dalle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastante pila. L'azione dell'acqua è stata presa in considerazione, in termini, sia di caratteristiche geomeccaniche, che di pressioni. Inoltre, è stato considerato il trasferimento, a tempo infinito, della superficie di pressione, dall'estradosso del jet-grouting alla membrana impermeabile in p.v.c., posta all'estradosso dello strato interno di rivestimento in calcestruzzo.

Il modello di materiale non lineare utilizzato per i terreni naturali ed il jet-grouting (DRUCKER-PRAGER) ha permesso di verificare la possibilità di rottura a taglio e/o di eventuali plasticizzazioni. Al jet-grouting sono stati assegnati moduli elastici, coesione, an-

goli di attrito e limiti di resistenza a trazione variabili in funzione dello strato di terreno con cui si trova a contatto e da cui è stato ottenuto.

Il rivestimento in c.a. è stato modellato in campo elastico lineare.

Le dimensioni del modello, preventivamente rapportate al diametro ed alla profondità dello scavo, si sono rivelate adeguate allo scopo, non essendosi registrati significativi gradienti di deformazione in prossimità del contorno vincolato del modello.

La costruzione del pozzo è stata simulata in 13 fasi (times) successive:

- Time 1: geostatico;
- Time 2: esecuzione coronella, fondello in jet-grouting e cordolo in c.a.;
- Time 3: scavo fino a -3.5 m da testa pozzo;
- Time 4: scavo fino a -5.5 m da testa pozzo;
- Time 5: scavo fino a -7.5 m da testa pozzo;
- Time 6: scavo fino a -9.5 m da testa pozzo;
- Time 7: scavo fino a -11.5 m da testa pozzo;
- Time 8: scavo fino a -13.5 m da testa pozzo;
- Time 9: scavo fino a -15.5 m da testa pozzo;
- Time 10: scavo fino a -17.5 m da testa pozzo;
- Time 11: scavo fino a -20.0 m da testa pozzo;
- Time 12: costruzione del tappo in c.a.;
- Time 13: installazione della membrana impermeabile perimetrale ed esecuzione del rivestimento interno (spessore 0.2

Fig. 3 - Sezione orizzontale

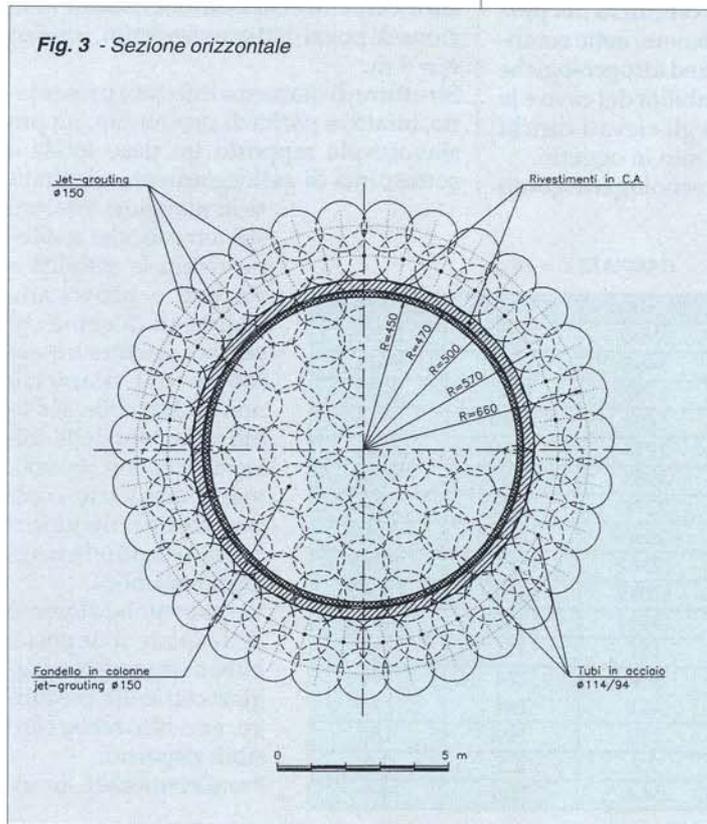
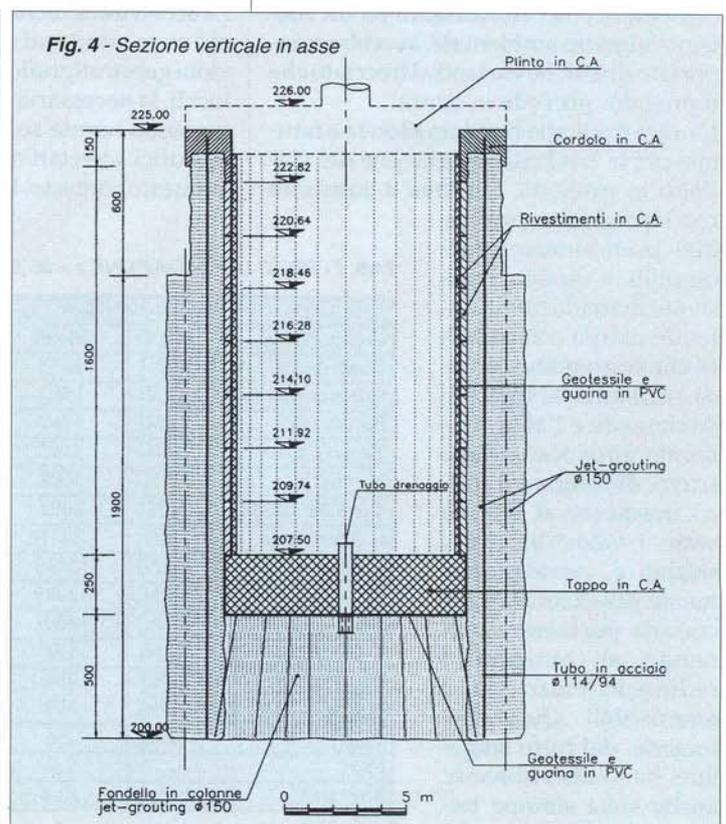


Fig. 4 - Sezione verticale in asse



m) fino in sommità: costruzione del plinto in c.a. ed applicazione del carico trasmesso dalla pila.

In ogni fase di scavo, (times 3 ÷ 11) è stata simulata la presenza di rivestimento anulare in c.a. fino al livello precedentemente raggiunto dallo scavo, lasciando, quindi, scoperta la coronella in jet-grouting per un'altezza di 2 m, nelle times 4 ÷ 10, e di 2.5 m nella time 11.

Secondo le aspettative, il calcolo ha evidenziato zone di plasticizzazione nel terreno, localizzate a ridosso delle zone in cui più marcate sono le variazioni delle caratteristiche geomeccaniche.

L'output comprende, per ogni time, oltre ai tabulati, i diagrammi delle tensioni principali (sul piano y-z) e diagrafie a colori illustranti globalmente gli stati tensionali  $\sigma_{xx}$ ,  $\sigma_{yy}$ ,  $\sigma_{zz}$ ,  $\tau_{yz}$  nonché le deformazioni dell'insieme terreno-struttura. In Figg. 6÷11 sono ri-

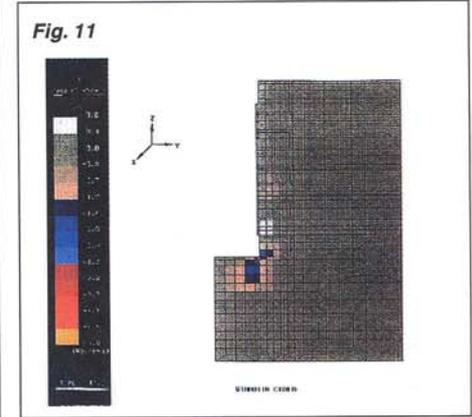
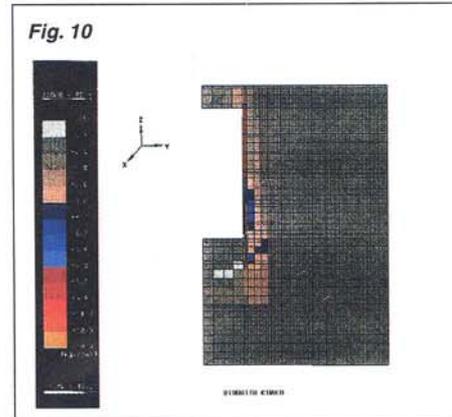
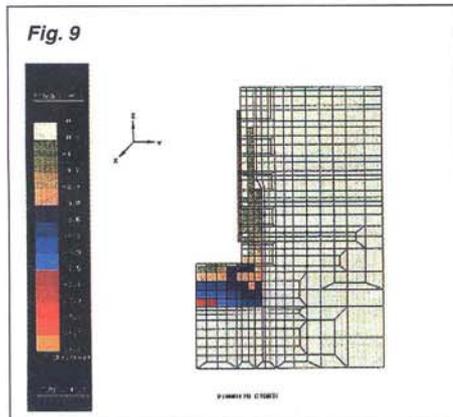
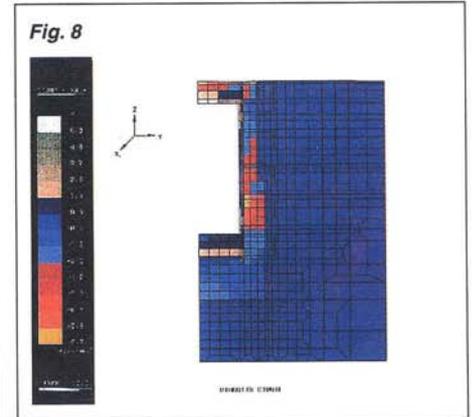
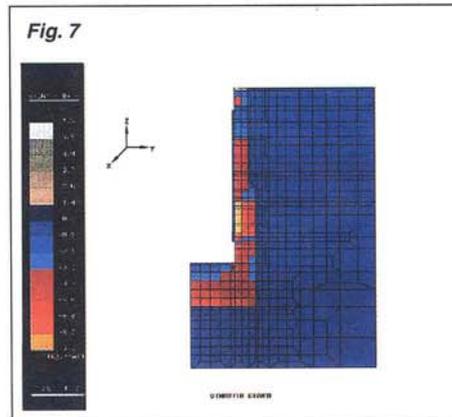
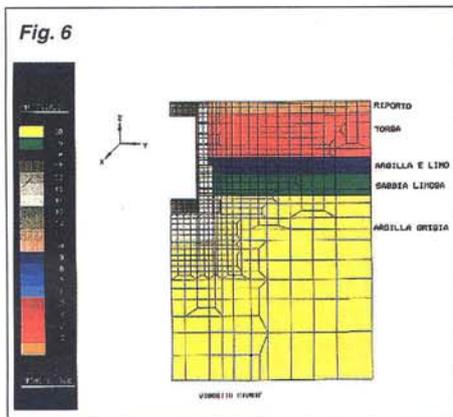
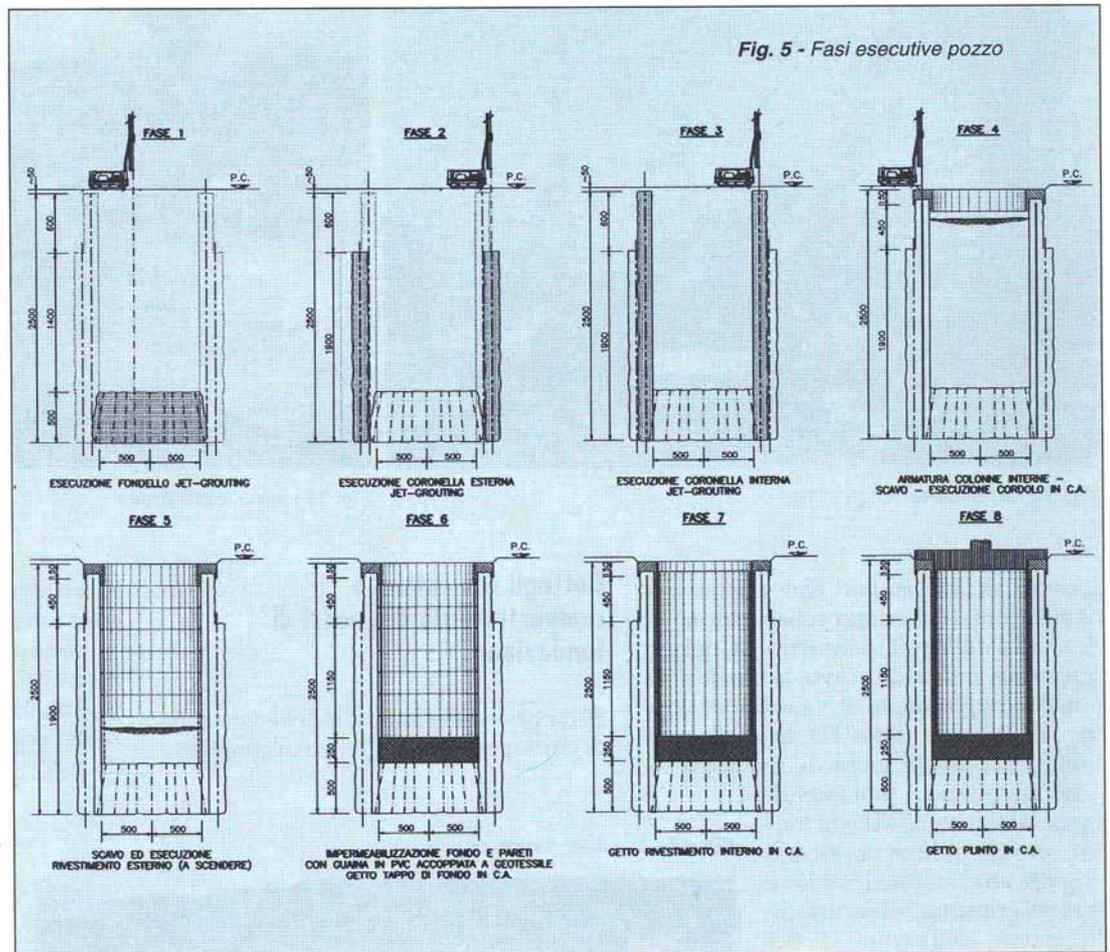




Fig. 12 - Esecuzione jet-grouting



Fig. 13 - Inizio scavo pozzo

portati alcuni risultati tipici, relativi a condizioni di massima sollecitazione. L'analisi dei risultati mostra che, nel jet-grouting, in fase di scavo, le tensioni di anello raggiungono il valore massimo  $\sigma_{xx} = 1.06$  Mpa (time 11), in corrispondenza dei livelli sabbiosi, mentre il taglio massimo  $\tau_{yz}$  non supera generalmente 0.2 MPa (a fondo scavo); non si verificano significativi sforzi di trazione nel jet-grouting, ad eccezione di quelli, dell'ordine di 0.1 MPa, manifestantisi in una zona di limitata estensione localizzata al centro del fondello, a fondo scavo (time 11).

Nel rivestimento in calcestruzzo, il livello tensionale risulta sempre basso e non si manifesta la presenza di zone soggette a sforzi di trazione.

### Dettagli costruttivi e comportamento dei pozzi di fondazione

Sulla base delle analisi e delle verifiche di cui sopra e dell'esigenza di contenere

i costi, è stata adottata la seguente configurazione (v. Figg. 3 e 4):

- corona esterna formata da N. 31 colonne jet-grouting  $\varnothing$  1500 mm, lunghezza 19.0 m, disposte lungo una circonferenza di raggio 6.60 m ed attestate a -25.5 m da p.c.;

- corona interna formata da n. 31 colonne jet-grouting,  $\varnothing$  1500 mm, lunghezza 24.5 m disposte lungo una circonferenza di raggio 5.70 m, attestate a -25.5 m da piano di campagna ed armate con tubo in acciaio  $\varnothing$  114 mm, spessore 10 mm.;

- fondello costituito da n. 57 colonne jet-grouting  $\varnothing$  1500 mm, accostate e compenstrate, di lunghezza 5 m, estendentesi da -20.5 a -25.5 m da p.c.

Il trattamento jet-grouting è stato eseguito dall'Impresa

Fig. 14 - Armatura cordolo perimetrale



Fig. 15 - Scavo in torba



Fig. 16 - Scavo in argilla





Fig. 17 - Scavo in argilla



Fig. 18 - Posizionamento geotessile e guaina a fondo pozzo

Fondazioni Speciali s.r.l., utilizzando sospensioni cementizie opportunamente additivate e la tecnologia monofluido, brevettata "ALTA ENERGIA - MONOJET FS", altamente sofisticata, che impiega elevata energia specifica, usufruendo di ugelli di grande diametro

ed alte velocità di proiezione. La suddetta tecnologia consente di ottenere, in qualunque tipo di terreno, colonne di grande diametro, dotate di elevate caratteristiche meccaniche. L'assorbimento di miscela è risultato dell'ordine di 1700 litri per metro di colon-

na, con consumi di cemento mediamente pari a 1400 Kg/m (14 kN/m): la portata è stata mantenuta pari a 600 ÷ 650 l/min. Il trattamento dei terreni torbosi ha richiesto l'uso di miscele additivate con sabbia: in particolare, sono state immesse quantità di sabbia, 0,3 ÷ 0,6 mm, pari al

Fig. 19 - Getto del tappo di fondo



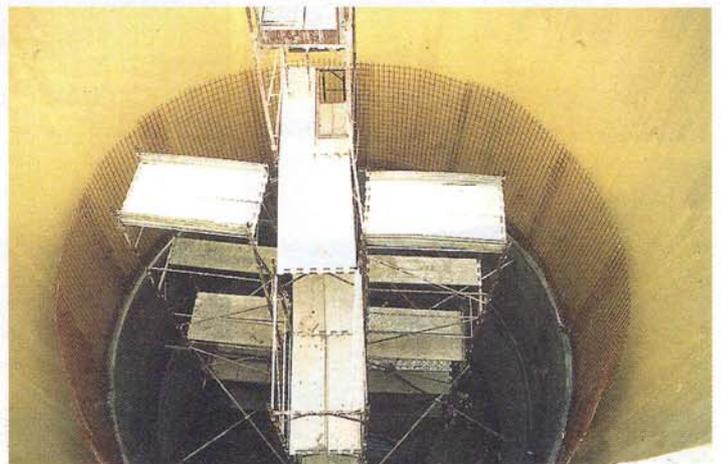
Fig. 21 - Getto del rivestimento interno (II° concio)



Fig. 20 - Armatura del rivestimento interno (II° concio)



Fig. 22 - Armatura del rivestimento interno



15% + 20% in peso, rispetto al cemento.

Dopo adeguata maturazione, le colonne della corona esterna sono state collegate da un cordolo in c.a. di spessore 1.50 m, larghezza 2.10 m inglobante le teste dei tubi di armatura (v. Figg. 13 e 14).

Lo scavo all'interno del pozzo, è stato effettuato fino a -17.5 m da testa pozzo, su un diametro di 10 m, per conci successivi di altezza 2.2 m, immediatamente rivestiti con anelli in c.a. di altezza 2.2 m, spessore 30 cm, realizzati, in opera, per sottomurazione (v. Figg. 15 + 17).

Tra -18.0 e -20.5 lo scavo, sempre di diametro 10 m, è stato seguito (v. Figg. 18 e 19), dal getto del tappo di fondo in c.a., previa messa in opera di guaina impermeabile in p.v.c., di spessore 2 mm, accoppiata a geotessile ed estesa, poi, fino a sommità pozzo.

Successivamente, è stato gettato, a partire dal fondo, il rivestimento interno in c.a. monolitico, di spessore 20.0 cm (v. Fig. 3-4 e 20 + 22), quindi è stato sigillato il tubo di drenaggio ed è stato gettato il plinto (v. Fig. 23).

L'apertura degli scavi ha consentito di ispezionare direttamente la parete perimetrale ed il fondello in jet-grouting

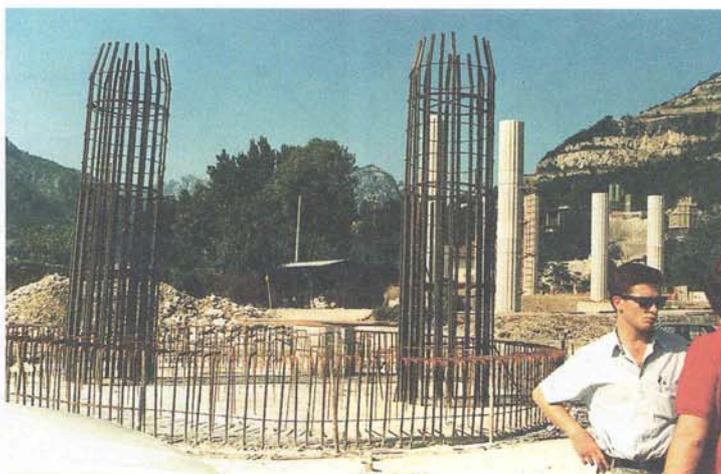


Fig. 23 - Posizionamento armatura plinto e pile

TERRENO	PESO DI VOLUME [kN/m <sup>3</sup> ]			PRESSIONE A ROTTURA [MPa]		
	MIN.	MAX.	MEDIO	MIN.	MAX.	MEDIO
TORBA	11.90	16.10	14.84	2.46	5.70	3.84
ARGILLA E LIMO	17.42	18.21	17.91	3.91	5.69	4.32
SABBIA LIMOSA	17.80	18.66	18.30	5.86	12.60	8.25
ARGILLA	12.70	17.10	16.00	3.77	11.90	7.71

TAB. II - Risultati delle prove di laboratorio su jet-grouting

(v. Fig. 24 + 27) che sono risultati continui, compatti e dotati, anche entro i terreni torbosi ed argillosi, di buona resistenza meccanica; proprietà, quest'ultima, accertata sistematicamente durante le operazioni di regolarizzazione.

Le colonne hanno sempre raggiunto e talvolta superato il diametro prescritto ( $\phi = 1500$  mm), anche in terreni argillosi

e torbosi.

Prove di compressione non confinata su provini cilindrici, prelevati per carotaggio da colonne del campo-prove e di produzione hanno fatto registrare i valori tipici riportati in TAB. II, che risultano ovviamente influenzati dalle caratteristiche geotecniche dei terreni.

Si nota inoltre il raggiungimento di valori di resistenza alla compressione più elevati, relativamente ai provini provenienti dai pozzi, come peraltro illustrato nella terza parte della presente memoria.

I risultati ottenuti sono del tutto soddisfacenti, in considerazione delle caratteristiche dei terreni e delle assunzioni progettuali: si osserva, peraltro, che i provini (cilindrici) testati, essendo stati ottenuti per carotaggio effettuato in sito, sono stati ine-

vitabilmente soggetti a disturbo durante il prelievo.

Le reali resistenze in situ dei terreni consolidati sono quindi verosimilmente superiori a quelle risultanti dalle prove di laboratorio effettuate.

L'esecuzione del trattamento, lo scavo dei pozzi ed il getto dei rivestimenti si sono svolti con regolarità, con l'eccezione di alcune interruzioni provocate da venute d'acqua verificatesi durante lo scavo, in corrispondenza di livelli sabbiosi, sotto elevati carichi idraulici, che hanno richiesto l'immediata applicazione di procedure atte a prevenire sifonamenti, nonché di interventi di ripristino.

Accurati esami del fenomeno, suffragati da osservazioni in corso d'opera, hanno accertato che le venute d'acqua si sono propagate, in corrispondenza di livelli permeabili, attraverso piccole discontinuità, dell'ordine di pochi centimetri quadrati, talora presenti nella parete perimetrale, peraltro totalizzanti una piccola frazione della superficie della coronella esposta in un solo ciclo di scavo, generalmente inferiore allo 0.01%. E' stato accertato che il suddetto fenomeno è ascrivibile, principalmente a disassamenti delle colonne, in profondità e, più raramente, dalla concomitanza di modesti restringimenti. Questi eventi sono favoriti da deviazioni indotte dalla

Figg. 24+27 - Particolari del trattamento jet-grouting esposto durante lo scavo



presenza, alcuni metri sotto il p.c., di clasti nonché dalla natura ed eterogeneità del sottosuolo e da elevate temperature di idratazione del cemento.

I suddetti inconvenienti sono stati superati aumentando il numero di colonne nella coronella esterna, onde ottenere una maggior compenetrazione tra le zone trattate e, quindi, continuità del trattamento anche nell'evenienza di disassamenti delle colonne, che, peraltro, si sono rivelati spesso praticamente inevitabili nel contesto geostatigrafico locale, nonostante l'impiego di sofisticate tecnologie operative.

Le modifiche di cui sopra hanno consentito l'esecuzione delle operazioni di scavo e rivestimento con continuità e, praticamente, senza interruzioni, fino al completamento delle opere, consistenti in 20 pozzi.

In attesa della realizzazione dell'impalcato, i pozzi sono stati riempiti di acqua; ciò ha consentito di applicare, in fondazione, un carico dello stesso ordine di grandezza di quello permanentemente esercitato dal viadotto. I cedimenti di ciascun pozzo sono stati misurati, ad intervalli regolari, a mezzo di livellazioni di precisione, prima e dopo il riempimento.

Attualmente, dopo alcuni mesi dal riempimento sono stati registrati cedimenti massimi di circa 100 mm, congrui, dunque, con quanto previsto in fase di progetto.

## Considerazioni conclusive

Le pessime caratteristiche geostatigrafiche, geotecniche ed idrogeologiche hanno reso problematica la fondazione del Viadotto Civate. E' stato, pertanto, necessario ideare sofisticate soluzioni progettuali ed impiegare raffinate tecnologie esecutive.

La soluzione adottata consiste in fondazioni di tipo compensato le quali, sfruttando la spinta di Archimede e l'alleggerimento provocato dallo scavo, consentono di limitare drasticamente il sovraccarico trasmesso al terreno, assicurando la necessaria stabilità e minimizzando, al contempo, i cedimenti. Si tratta di pozzi di grande diametro la cui realizzazione ha richiesto l'impiego di sofisticate tecnologie esecutive.

Osservazioni del comportamento delle opere di fondazione sono in corso. Quest'indagine ha finora fornito risultati soddisfacenti.

## TRATTAMENTO JET-GROUTING

Antonio Sanella \*  
Daniele Boscaini \*

### Campo prove

La messa a punto del trattamento jet-grouting ed, in particolare dei parametri di iniezione, della tecnologia e delle procedure esecutive, è stata effettuata tramite la realizzazione di un campo-prove preliminare.

Il progetto prevedeva la realizzazione, entro terreni di diversa natura, di colonne jet-grouting di grande diametro ( $\varnothing \geq 1500$  mm), accostate e compenstrate, attestate a profondità di 25.5 m da p.c., di cui doveva essere assicurata la continuità e le seguenti caratteristiche meccaniche, variabili in funzione della tipologia dei terreni di partenza:

- Torbe:  $\sigma \geq 1.0$  MPa  
 $\tau \geq 0.1$  MPa
- Terreni coesivi (argille e limi):  $\sigma \geq 3.0$  MPa  
 $\tau \geq 0.2$  MPa
- terreni granulati (sabbie e ghiaie):  $\sigma \geq 7.0$  MPa  
 $\tau \geq 0.3$  MPa

\* Fondazioni Speciali S.r.l. - Parma

dove,  $\sigma$  rappresenta la resistenza a compressione del terreno trattato componente le colonne e  $\tau$  la resistenza al taglio.

### Parametri di iniezione

Sono state impiegate due tecnologie jet grouting, monofluido e bifluido, entrambe ad "ALTA ENERGIA"; i parametri utilizzati ed i risultati ottenuti sono ordinatamente elencati in Tabella 1.

Le tecnologie adottate, coperte da brevetto di proprietà FONDAZIONI SPECIALI S.r.l., già applicate in Italia ed all'estero (CEE, USA), richiedono elevata energia specifica.

In particolare, le suddette metodologie, consistenti nella proiezione di sospensioni cementizie, ad altissima velocità, utilizzando ugelli di idonea geometria ed elevatissime pressioni (45 + 50 MPa), consentono di ottenere larghi raggi d'azione e quindi volumi consolidati di grandi dimensioni trasversali. Sono necessari impianti di elevata potenza installata (fino a 2700 cavalli pompanti), tubazioni collaudate per alte pressioni ed elevate portate.

Nel caso specifico il sistema ad alta energia ha permesso di ottenere le caratteristiche dimensionali richieste impiegando la tecnologia monofluido che, a parità di portata e tipologia della sospensione cementizia d'iniezione impiegata, consente di ottenere migliori caratteristiche meccaniche. La Tabella 2 riassume i valo-

TABELLA 1

N: numero di ugelli,  
 $\varnothing u$ : diametro dell'ugello;  
Pi: pressione d'iniezione misurata presso la perforatrice in psi (1 psi = 6.89 kPa);  
 $\gamma_{sosp.}$ : densità della sospensione cementizia;  
ve: velocità di estrazione della batteria di aste;  
v rot.: velocità di rotazione della batteria di aste;  
Q: portata d'iniezione;  
V sosp.: volume di sospensione cementizia iniettata per ogni metro lineare di colonna;  
Pc: consumo di cemento per metro lineare;  
Ps: consumo di sabbia calcarea ogni metro lineare;  
 $\varnothing col.$ : diametro della colonna misurato mediante carotaggi;  
R: resistenza alla compressione semplice media di provini cilindrici prelevati da carotaggio in torba, argilla e sabbia limosa

PARAMETRI D'INIEZIONE	TECNOLOGIA	
	MONOFLUIDO	BIFLUIDO
N (n°)	1	2
$\varnothing u$ (mm)	8.0	5.8
Pi (psi)	6650	6800
$\gamma_{sosp.}$ (kN/m <sup>3</sup> )	17	17
v <sub>e</sub> (m/min)	0.375	0.435
v rot. (giri/min.)	10	10
CONSUMI	MONOFLUIDO	BIFLUIDO
Q (l/min)	630	665
V sosp. (l/m)	1680	1520
Pc (kN/m)	15.050	13.600
Ps (kN/m)	2.70	2.45
RISULTATI	MONOFLUIDO	BIFLUIDO
$\varnothing col.$ (mm)	> 1500	> 1800
R torba (kPa)	3150	1600
R arg. (kPa)	4700	4000
R sab.-lim. (kPa)	5800	4600

TABELLA 2

TERRENO	TECNOLOGIA	DENSITA'			RESISTENZA UNITARIA		
		[kN/m <sup>3</sup> ]			[MPa]		
		min.	max.	media	min.	max.	media
Torba	monofluido	15.0	15.6	15.3	2.50	3.85	3.15
	bifluido	14.0	14.2	14.1	1.30	1.95	1.60
Argilla	monofluido	16.1	18.1	17.1	3.80	5.75	4.75
	bifluido	16.1	17.4	16.7	3.60	4.45	4.00
Sabbia e limo	monofluido	18.1	18.7	18.4	5.50	6.15	5.80

ri di resistenza alla compressione semplice, ottenuti su provini cilindrici prelevati con carotaggio meccanico, e la relativa densità in funzione del tipo di terreno trattato e della tecnologia impiegata.

TABELLA 3

TERRENO	DENSITA' [kN/m <sup>3</sup> ]			RESISTENZA UNITARIA [KPa]		
	min.	max.	med	min.	max.	med.
Torba	11.9	16.1	14.0	4300	5700	5000
Argilla	12.7	17.1	16.0	4600	11900	8700
Sabbia Limosa	16.8	18.6	17.7	11200	12600	12000

**Uso della sabbia**

La presenza dello strato torboso superficiale ha indotto a ricorrere all'impiego di sabbia fine, prevalentemente calcarea (% CaCO<sub>3</sub> > 95%), di dimensioni granulometriche comprese tra 0.3 e 0.6 mm ed in percentuali variabili tra il 15% e 20%, in peso, rispetto al cemento. La sabbia calcarea ha contribuito a modificare ulteriormente la composizione granulometrica del materiale trattato, soprattutto quello torboso ed argilloso, favorendo il raggiungimento di elevate resistenze finali (Tabella n. 2).

I problemi connessi con l'uso di sabbia sono molteplici; due di questi devono essere citati, in quanto hanno portato a cambiamenti radicali in alcune parti del circuito ad alta pressione: gli effetti abrasivi su determinati componenti meccanici e l'aumento delle perdite di carico distribuite, dovute alla maggiore viscosità del fluido iniettato.

I suddetti problemi sono stati in parte risolti impiegando sabbie a basso contenuto di silice ed acciai trattati, in corrispondenza delle parti meccaniche dove la velocità del fluido è più alta.

**Esecuzione del lavoro**

Eseguito tra il luglio 1992 e il settembre 1993, il trattamento jet-grouting è stato condotto utilizzando la tecnologia monofluido "ALTA ENERGIA", adottando parametri d'iniezione, prossimi a quelli del campo prove, riportati nella tabella 1, ed impiegando costantemente almeno 3 attrezzature complete per jet-grouting (temporaneamente per necessità ne è stata impiegata anche una quarta) più una attrezzatura per la riperforazione e la posa dei tubi d'armatura.

**Modalità esecutive**

La procedura seguita per il trattamento di ogni pozzo è stata la seguente:

- FASE 1: esecuzione del tappo di fondo.
- FASE 2: esecuzione coronella esterna.
- FASE 3: esecuzione coronella interna.
- FASE 4: riperforazione e posa armatura coronella interna.

Inoltre, le colonne accostate sono state eseguite in tempi diversi per evitare:

- a) movimenti del piano di lavoro dovuti

all'iniezione di enormi quantità di sospensione cementizia (circa 1.600 l/m), che in gran parte andavano a sostituire il terreno coesivo in posto, creando sollevamenti e spostamenti orizzontali importanti, tali da imporre frequenti controlli topografici.

b) elevate temperature di idratazione del cemento, conseguenti alle notevoli masse in gioco, che innescavano moti filtranti di entità tale da danneggiare, talvolta, puntualmente le colonne jet-grouting, provocando piccole discontinuità.

I diametri realizzati, sempre di molto superiori ai 1500 mm teorici, e la compenetrazione delle colonne hanno reso lo scavo perfettamente impermeabile.

Prove di resistenza a compressione semplice su campioni prelevati da carotaggi di colonne componenti la coronella interna dei pozzi, ha dato i risultati elencati in tabella 3.

**Attrezzature specifiche**

Le alte energie necessarie sono state fornite da pompe ad alta pressione tipo Halliburton HT 400 da 800 cv, accoppiate in parallelo, in grado di iniettare sospensioni ternarie come quella richiesta, con portate di 700 l/min (350 l/min ognuna) e pressioni fino a 70 MPa.

Il confezionamento della sospensione d'iniezione avveniva in 3 fasi:

a) nella prima fase veniva confezionata la sospensione binaria di acqua e cemento con un impianto a funzionamento pneumatico in grado di effettuare produzioni fino a 2 m<sup>3</sup>/min, avendo a disposizione un serbatoio agitatore della capacità di 10 m<sup>3</sup>;

b) raggiunto l'esatto dosaggio, nella seconda fase la sospensione binaria, veniva trasferita in un secondo serbatoio delle stesse dimensioni del primo, dove veniva aggiunta la sabbia, convogliata da un silo, attraverso una coclea, quindi dosata meccanicamente, con opportuno dosatore;

c) infine la sospensione ternaria veniva trasferita in un terzo serbatoio di stoccaggio, da 12 m<sup>3</sup>, da cui veniva pompata direttamente in linea per mezzo delle pompe descritte in precedenza.

Occorre sottolineare che, essendo sempre presenti almeno 3 sonde perforatrici,

durante tutta l'esecuzione del lavoro, questo impianto di confezionamento doveva essere in grado di produrre quantità di miscela sufficiente per alimentare 6 pompe d'iniezione.

L'utilizzo di tubi, componenti il condotto d'iniezione, di sezione opportuna (imposti dalle portate impiegate, superiori a 600 l/min), ha consentito di ridurre, oltre alle perdite di carico distribuite lungo il circuito, anche l'abrasione conseguente all'uso della sabbia.

Tutta l'attrezzatura specifica per jet-grouting, come la testina d'iniezione, il monitor e gli ugelli, è stata costruita con materiali speciali e dimensionata in modo tali da far fronte a tutti i problemi che il sistema ad alta energia comporta.

La macchina perforatrice, dotata di mast di perforazione di 30 m d'altezza, con mandrino idraulico passante, avente corsa utile di 15 m, ha consentito di operare fino a 25 m di profondità, senza necessità di manovre sulle aste, in modo continuo ed in tempi ridotti.

La verticalità delle perforazioni è stata garantita con deviazioni inferiori all'1%, rispetto all'asse teorico. ■

**Bibliografia**

- Lunardi P. - Nouvelle Méthode de construction des écrans d'étanchéité dans les barrages en remblai, XIV International Congress on Large Dam, Rio de Janeiro, 1982.
- Louis C., Lunardi P. - Consolidation des sols par la technique de jet-grouting. - Etat des connaissances et expériences. Colloque International "Renforcement en place des sols et des roches", Paris, 1984.
- Tornaghi R. - Trattamento colonnare dei terreni mediante gettiniezione (jet-grouting), XVII Convegno di Geotecnica, Taormina, Aprile 1989.
- Golinelli G., Lunardi P., Perelli Cippo A. - La prima applicazione del jet-grouting in orizzontale come precontenimento dello scavo di gallerie in terreni incoerenti, International Conference on Soil and Rock Improvement in Underground Works, Milano, Marzo 1991.
- Lunardi P. - L'impiego del jet-grouting per l'attacco di gallerie in terreni soffici, International Conference on Soil and Rock Improvement in Underground Works, Milano, Marzo 1991.
- Sanella A. - Jet-grouting: aspetti operativi generali; utilizzo in galleria e considerazioni sull'impiego di boiacche con sabbia, International Conference on Soil and Rock Improvement in Underground Works, Milano, Marzo 1991.
- Lunardi P. - Il consolidamento del terreno mediante jet-grouting. Quarry and Construction, Parma, marzo 1992.
- Steadman R. - Soft Target, Construction Today N. 78, London, December 1992.
- Wheeler P. - Feeling Buoyant Ground Engineering, London, July/August 1993.