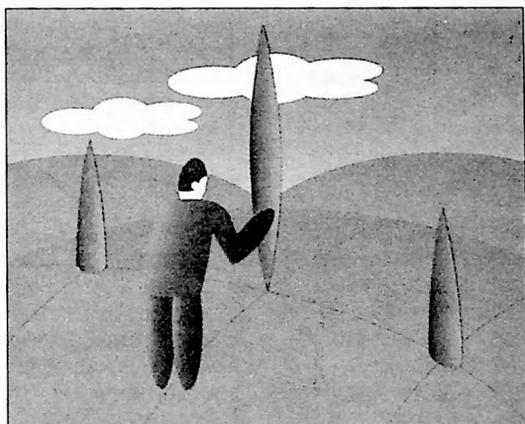


ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA

XIX CONVEGNO NAZIONALE DI GEOTECNICA



IL MIGLIORAMENTO E IL RINFORZO DEI TERRENI E DELLE ROCCE

Pavia, 19-21 Settembre 1995

NOTE TECNICHE

UN METODO NON DISTRUTTIVO PER L'ESAME DI TIRANTI E ANCORAGGI IN OPERA

1. INTRODUZIONE

Fra le tecniche di rinforzo dei terreni e delle rocce, di sostegno di pendii o di strutture, l'impiego di tiranti e ancoraggi, sia attivi che passivi, ha trovato da tempo larga diffusione.

Tiranti e ancoraggi vengono generalmente collaudati con le classiche prove di sfilamento, o di trazione parziale, ma l'incidenza statistica di queste verifiche - necessariamente limitate - non ha significato ai fini di un vero e proprio "controllo di qualità" dell'intervento.

Si è quindi diffuso un metodo di controllo non distruttivo dei tiranti e degli ancoraggi, in grado di misurare con buona precisione la lunghezza effettiva dell'elemento inserito nel terreno e - in situazioni stratigrafiche non complesse - anche di valutare le lunghezze dei tratti iniettati e liberi dell'asta.

Per i principi fisici cui fa riferimento, il metodo viene detto "Impulsometrico".

2. METODOLOGIA DI MISURA

Questa nuova tecnologia di misura si basa sull'utilizzo di un generatore di segnale di impulsi ad onda quadra [1], con fronte di salita molto ripido (dell'ordine del nanosecondo [ns]).

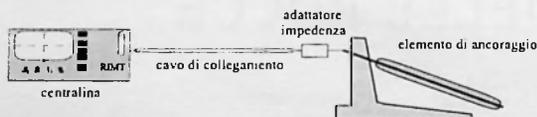


Fig. 1 - Disposizione di misura impulsometrica

Ciò consente di utilizzare un "range" di frequenze di eccitazione elevato, utile per indagare sulle proprietà fisico-meccaniche dell'elemento oggetto della misura ed in particolare circa la sua lunghezza.

La strumentazione di misura prevede una centralina riflettometrica con il generatore di segnali, che viene inserita sull'elemento da misurare tramite

un cavo di collegamento ed un adattatore di impedenza.

Il cavo di collegamento e l'adattatore di impedenza sono calibrati in modo da ottenere il massimo trasferimento di energia del segnale generato sull'elemento in esame. Ciò presuppone che la testa dell'ancoraggio sia libera per effettuare la connessione elettrica.

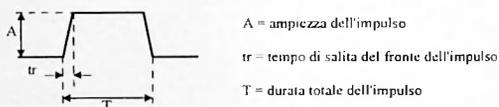


Fig. 2 - Forma del segnale impulsivo utilizzato

Prima di effettuare il collegamento tra strumentazione e cavo di ancoraggio, viene registrato il segnale che definisce le proprietà caratteristiche del solo sistema di misura (centralina + cavo collegamento + adattatore di impedenza) e che verrà preso come riferimento successivamente, in fase di elaborazione.

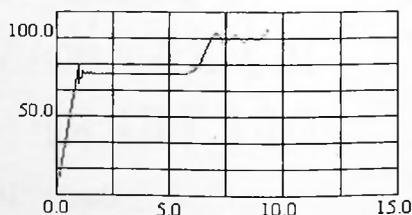


Fig. 3 - Segnale di riferimento relativo alle proprietà caratteristiche del sistema di misura

Si stabilisce quindi il contatto tra l'adattatore di impedenza e la testa dell'elemento da misurare (ancoraggio). L'impulso elettrico inviato dalla centralina, si propaga lungo l'elemento ed in caso di un'anomalia "meccanico-fisica" (che comporta una variazione dei parametri "elettrici" a cui può essere assimilato l'elemento), una parte dell'energia viene

riflessa ed una parte continua a propagarsi lungo l'elemento.

Il segnale riflesso, va a sovrapporsi al segnale trasmesso nel punto di contatto tra adattatore di impedenza ed elemento da misurare. In tal modo si ottiene un segnale contenente informazioni circa le anomalie "elettriche ↔ meccanico-fisiche" incontrate [2].

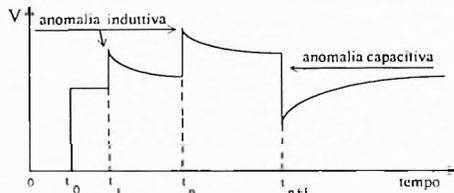


Fig. 4 - Andamento tipico della forma dei segnali di eco

In particolare, semplificando notevolmente la trattazione (a causa della molteplicità e complessità dei fenomeni in gioco), si notano i seguenti parametri:

1. Tempo di eco del segnale relativo ad un'anomalia:

$$\Delta t = t_n - t_0 \quad [s] \quad (2.1)$$

Conoscendo la velocità media di propagazione (V_p) dell'impulso elettrico lungo l'elemento, e tenendo presente che il percorso è doppio (in quanto si tratta di un cammino di andata e ritorno), la posizione L dell'anomalia dalla testa di misura, risulta data dalla formula:

$$L = \frac{\Delta t}{2} \cdot V_p \quad [m] \quad (2.2)$$

La velocità V_p , di propagazione del segnale viene determinata o sperimentalmente, su un campione di prova di lunghezza nota, oppure sulla base di valori forniti in letteratura.

2. Le ampiezze dei segnali di eco forniscono le indicazioni sull'entità dell'anomalia riscontrata.
3. L'andamento del segnale riflesso individua il tipo di anomalia incontrata.

In particolare, è possibile localizzare le estensioni delle parti di elemento iniettate per ancoraggio e distinguerle da quelle eventualmente iniettate per riempimento o protezione [3].

Data l'elevata velocità di propagazione dell'impulso lungo l'elemento indagato (dell'ordine di $0,5 \cdot C$ dove $C = 2.997 \cdot 10^8$ m/s), errori anche piccoli nella misura di Δt comportano sensibili errori nella localizzazione della anomalia.

D'altra parte, il compenetrarsi di più fenomeni fisici che si vengono a sovrapporre, comporta un elevato

grado di sofisticazione delle apparecchiature ed operatori con un certo grado di esperienza.

Grazie ad alcuni algoritmi di elaborazione del segnale [4] che utilizzano l'analisi in frequenza e fase del segnale, è possibile ridurre l'accuratezza di misura a valori accettabili ($\pm 5\%$), rimanendo però un limite di accecamento del metodo relativamente ai primi 50/70 cm dell'elemento

Essendo gli elementi di ancoraggio generalmente costituiti da più trefoli, per migliorare l'affidabilità delle misure, si procede generalmente ad effettuare più di una misura per ciascun elemento ed in particolare: per ancoraggi a 5 trefoli vengono eseguite 3 misure mentre per ancoraggi a 3 trefoli se ne eseguono generalmente 2.

Quando le varie misure sullo stesso elemento forniscono risultati omogenei, si passa al calcolo del Δt tra segnale di riferimento e il segnale medio di quelli prelevati sul cavo di ancoraggio.

La figura 5 mostra un tipico segnale impulsometrico rilevato su ancoraggio con il metodo RIMT.

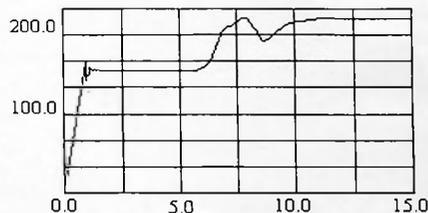


Fig. 5 - Segnale impulsometrico tipico di ancoraggio

BIBLIOGRAFIA

- [1] MILLMAN J., TAUB H., 1965
 "Pulse, digital and switching waveform"
 MCGRAW-HILL Book Company, New York 1965.
- [2] KAPP H., NAVA G., SEIFERT N., 1990
 "Integritas und korrosionsprufungen an vorspannkabeln iun brukendabewerken"
 St. Gall., Dec. 1990.
- [3] IMPROTA G., 1990
 "Controllo in situ su cavi di precompressione"
 Rivista Autostrade, XXXII, N. 4, Ott. - Dic. 1990.
- [4] OPPENHEIM A.V., SCHAFFER R.W., 1987
 "Elaborazione numerica dei segnali"
 Franco Angeli Libri, Milano 1987.
- [5] CEB, 1988
 "Fatigue of concrete structure: state of the Art report"
 Bulletin d'Information N. 192, Gen. 1989.

Ricco di un bagaglio di conoscenze tecniche e organizzative acquisite fin dagli anni 70 a livello europeo, partecipando allo sviluppo di tecnologie ormai consolidate quali i diaframmi prefabbricati e precompressi, le miscele bentonite-cemento autoindurenti, i tiranti di ancoraggio a protezione totale, e su cantieri quali la Metropolitana di Bruxelles e di Parigi, le fondazioni speciali del Centro Pompidou o quelle della sede Francese della IBM, l'Ing. Giovanni Doneddu ha saputo trasferire nella sua Isola le nuove tecnologie geotecniche, creando un'impresa specializzata che costituisce il braccio operativo di uno studio geotecnico in grado di risolvere tutti i tipi di problemi relativi alla progettazione e realizzazione delle opere speciali nel sottosuolo.

Il binomio studio geotecnico e Impresa specializzata, in contatto permanente con i maggiori centri di studio e progettazione Italiani ed europei, in particolare francesi, è sempre pronto a proporre e realizzare gli interventi più qualificanti.

In possesso delle iscrizioni alle categorie speciali dell' A.N.C e, la Geo Lavori di Sassari ha al suo attivo numerosi interventi "chiavi in mano" di progettazione, direzione ed esecuzione dei lavori, interventi di studio di terreni su grandi opere con prove speciali, controllo di opere dissestate, monitoraggio di frane.

A livello puramente professionale lo studio geotecnico è ormai apprezzato per la sua rapidità di intervento e competenza specifica sia a livello di committenti locali che nazionali.

Fra tutti gli interventi, limitatamente al settore dei consolidamenti, meritano di essere citati:

- intervento di consolidamento tramite iniezioni di un edificio a Li Punti (SS);
- progettazione e D.L. consolidamento di una scarpata in Via Aosta a Cagliari (ENEL - DCO);
- intervento di consolidamento di una costruzione monumentale nel quartiere Jussieu - Parigi.

1) INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO DELLA PALAZZINA DI LI PUNTI:

rappresenta un tipico esempio di intervento di somma urgenza in cui si richiedeva un risultato garantito tempi rapidi di esecuzione, costi limitati.

La palazzina costituita da tre piani f.t. fondata su platea in c.a., poggiante su materiale di riporto recente (riempimento di una cava abbandonata), ha manifestato vistosi fenomeni di dissesto dopo appena qualche mese dall' ultimazione.

La precarietà delle condizioni di stabilità della platea, prossima al collasso, ha consigliato la scelta di un consolidamento tramite iniezioni, effettuato dall'esterno dell' edificio avente lo scopo di ottenere un progressivo e graduale miglioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno.

I lavori sono stati eseguiti in tre fasi:

- si è inizialmente realizzata una cortina di contenimento laterale intorno all' edificio, estesa in profondità fino al substrato roccioso.

Tale cortina è stata realizzata iniettando nei fori di perforazione una miscela povera di bentonite-acquacimento, delimitando così il volume di terreno da consolidare;

- si è quindi realizzato il riempimento e consolidamento primario della massa di terreno delimitata, tramite iniezioni effettuate attraverso fori inclinati a 45° sulla verticale, eseguiti al limite della platea;

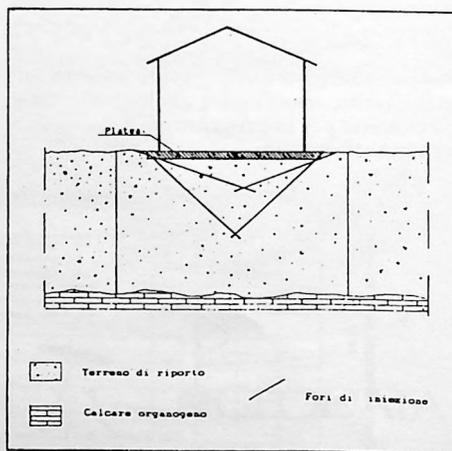


Fig.1 Intervento di consolidamento - Li Punti.

- si è infine effettuata l' iniezione di consolidamento finale, tramite tubi valvolati di grosso diametro, immediatamente al di sotto della platea, con miscela acqua - cemento 425, additivi fluidificanti e antiritiro, ad alto dosaggio, a pressione controllata, in più fasi.

Ciò al fine di ottenere una coazione capace di effettuare un sollevamento della platea ed una pressochè totale chiusura delle lesioni.

Un monitoraggio delle strutture in elevazione ha accompagnato le differenti fasi di lavorazione.

2) CONSOLIDAMENTO DELLA SCARPATA DI VIA AOSTA A CAGLIARI:

soprastrante la costruenda cabina primaria ENEL, in pieno centro della città, per la soluzione di questo problema, si è progettato un intervento complesso, la cui scelta tiene conto, oltre che delle esigenze tecnico-economiche, dell' impatto ambientale che avrebbe determinato un intervento tradizionale.

Sono stati previsti essenzialmente tre tipi di intervento:

a)-muro di sottoscarpa in c.a. e rete paramassi con locali interventi di betoncino spruzzato e successiva sistemazione a verde;

b)-muro in c.a. ancorato, gettato contro terra e incastrato nel terreno alla base, e soprastante consolidamento della scarpata tramite un reticolo di travi tirantate con controllo strumentale definitivo delle tensioni di esercizio;

c)- muro in c.a. distanziato dalla scarpata, e soprastante muro in terra armata, con paramento leggermente inclinato sulla verticale, tipo muro verde.

E' stato il primo esempio in Sardegna di trattamento di un problema di stabilità di scarpata in sito urbano risolto con impieghi di tecnologie che tengono in conto dei più recenti sviluppi dell' ingegneria ambientale.

3) INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO DI UNA COSTRUZIONE MONUMENTALE A PARIGI:

sono stati realizzati circa 80 micropali tipo "radice", iniezioni di consolidamento del terreno e iniezioni armate lungo tutto il perimetro delle murature portanti.

L' intervento è stato realizzato in appena tre settimane con presenza degli abitanti e sotto controllo strumentale delle strutture portanti.

In maniera assai naturale, vista la sua esperienza e il permanere dei contatti con i colleghi francesi l'ing. Doneddu ha trovato per la sua struttura uno sbocco originale: Il partenariato con una rete di specialisti della Regione Parigina opera da oltre un anno con

successo ai più alti livelli della professione.

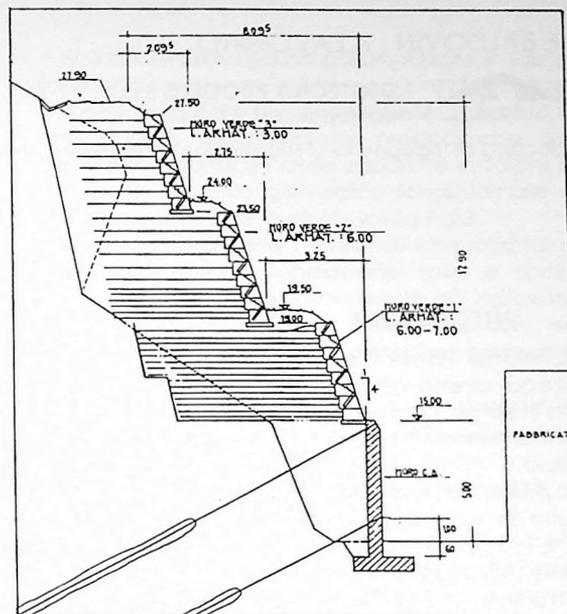


Fig. 2 schema generale dell'intervento Via Aosta CA



Foto 1 Intervento finito

Geo Lavori apporta, con il supporto dello studio geotecnico, ai partners francesi interventi rapidi e qualificati come quello sopracitato.

La creazione di una filiale a Parigi è prevista per questo autunno.

PONTE COPERTO DI PAVIA: INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

E. BALDOVIN, A. LAVORATO



GEOTECNA PROGETTI S.p.A.

Via Roncaglia, 14 - Milano

Società di Ingegneria - Progettazioni, consulenze, direzione lavori

1. INTRODUZIONE

L'attuale Ponte Coperto sul Fiume Ticino che collega direttamente il centro storico di Pavia con il Borgo Ticino e la direttrice per Genova è storicamente la terza struttura realizzata a tale scopo.

Il primo Ponte di cui si ha memoria è stato costruito in epoca romana. Il secondo, edificato tra il 1351 ed il 1355, fu più volte modificato ed infine distrutto dai bombardamenti aerei durante l'ultimo conflitto mondiale. Nell'immediato dopoguerra si è dato corso al ripristino della continuità dell'abitato cittadino realizzando la nuova opera in posizione leggermente dislocata rispetto alle due precedenti (Fig.1).

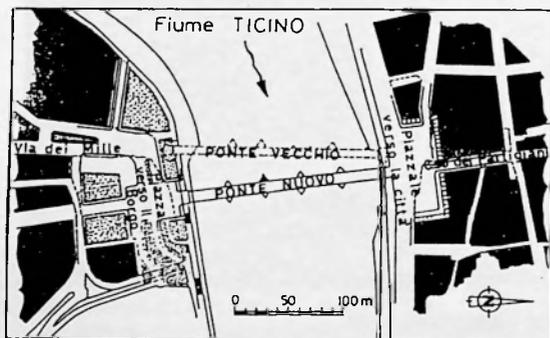


Fig.1 - Planimetria generale.

Le costruzioni del manufatto avvenne tra il 1949 ed il 1951.

La nuova localizzazione, idraulicamente a valle delle precedenti, ha consentito di utilizzare, per le fondazioni, una delle tecnologie allora più avanzate: il cassone pneumatico.

Questa scelta permise di operare celermente e di impostare l'opera in un terreno sofferente per l'alto numero di ordigni bellici lanciati dall'aviazione Alleata.

Negli ultimi anni l'insorgere di alcune anomalie ha convinto l'Amministrazione Comunale a dar seguito ad un progetto coordinato di indagini per accertare lo stato di salute dell'opera.

La Società Geotecna Progetti S.p.A. di Milano è stata incaricata di redigere il programma di tali indagini, di coordinarne lo svolgimento con compiti di assistenza tecnica e di relazionare sull'esito delle stesse, fornendo una prima diagnostica.

Si è così giunti ad individuare la necessità di procedere ad alcuni interventi di consolidamento e ad una generale modellazione idraulica dell'asta fluviale nel tratto del Ponte. Tali interventi, comprensivi del consolidamento della pila 4 (Fig.2), del rinforzo dei marciapiedi e del risanamento di alcune zone del rivestimento in mattoni, hanno successivamente formato oggetto di progettazione esecutiva a cura della Geotecna Progetti e sono attualmente in fase di appalto.

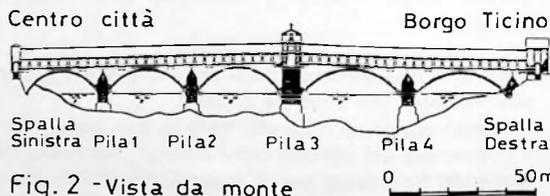


Fig.2 - Vista da monte

2. INDAGINI EFFETTUATE

Anche in relazione alle notevoli incertezze che caratterizzano gli elementi dimensionali e

costruttivi del Ponte, le indagini conoscitive preliminari sono state finalizzate a:

- rilevare con precisione la geometria dell'opera;
- caratterizzare i terreni di fondazione sia dal punto di vista geotecnico che nel loro andamento morfologico;
- conoscere le caratteristiche dei materiali impiegati ed il loro grado di conservazione;
- avere informazioni sulle deformazioni permanenti eventualmente presenti e sul comportamento del Ponte sotto l'azione dei carichi esterni;
- individuare eventuali punti di crisi.

2.1 Indagini morfologiche

Di particolare interesse sono risultati i rilievi batimetrici del fondo del Ticino.

Da essi traspare che l'alveo del fiume ha la linea di massimo approfondimento spostata verso la destra idrografica, nella zona compresa tra le pile 3 e 4. Questo andamento si differenzia da quello esistente all'epoca della costruzione del Ponte, caratterizzato da una massima profondità distribuita tra le pile 2 e 3. La modifica del fondale sembra originata da una instabilità dell'asta fluviale presente già alcune centinaia di metri a monte dell'opera in esame, in particolare almeno dal Ponte della Ferrovia. Il fenomeno si esalta, in adiacenza all'imposta della pila 4 verso monte, con la presenza di una depressione localizzata.

Dal confronto dei risultati dei rilievi ripetuti periodicamente negli ultimi anni appare inoltre notevole la mutevolezza della geometria del fondo dell'alveo anche in intervalli assai brevi.

2.2 Indagini geognostiche e geotecniche

L'indagine è stata mirata a verificare le condizioni dei terreni di fondazione del Ponte fino ad almeno 25 m di profondità al di sotto del piano di imposta. A tale scopo si è proceduto alle seguenti operazioni in loco:

- esecuzione di cinque sondaggi verticali a rotazione S1÷S5 in corrispondenza delle pile;
- prelievo di 35 campioni rimaneggiati ed un campione indisturbato;
- esecuzione di 22 prove penetrometriche di tipo SPT in foro;
- esecuzione di due prove penetrometriche dinamiche continue SCPT in sponda destra e sponda sinistra sotto le arcate del Ponte;

- installazione di quattro celle piezometriche, disposte a diverse profondità in due fori di sondaggio.

Si è altresì provveduto ad analizzare in laboratorio i campioni prelevati, con prove di classificazione e di determinazione delle proprietà fisiche e delle caratteristiche meccaniche. Sulla base delle risultanze delle suddette indagini si è ricostruito il profilo geologico longitudinale del Ponte, quale viene illustrato nella Fig.3.

Per quanto attiene i materiali che costituiscono le strutture di fondazione (pile e spalle), l'esame del materiale recuperato ha indicato la presenza di calcestruzzo compatto con livelli sciolti decimetrici, normalmente sovrastante ghiaie con legante cementizio.

Zone di minore consistenza sono state invece riscontrate alle quote basse, negli ultimi metri, sopra il contatto con i terreni di fondazione; esse si sono manifestate per lo più in termini di macroporosità.

Riguardo al terreno di fondazione, l'osservazione diretta delle carote recuperate durante la fase di perforazione indica che ci si trova in presenza di un deposito alluvionale costituito essenzialmente da sabbie, da fini a grossolane, talora con presenza di ghiaie e/o di frazione coesiva limosa.

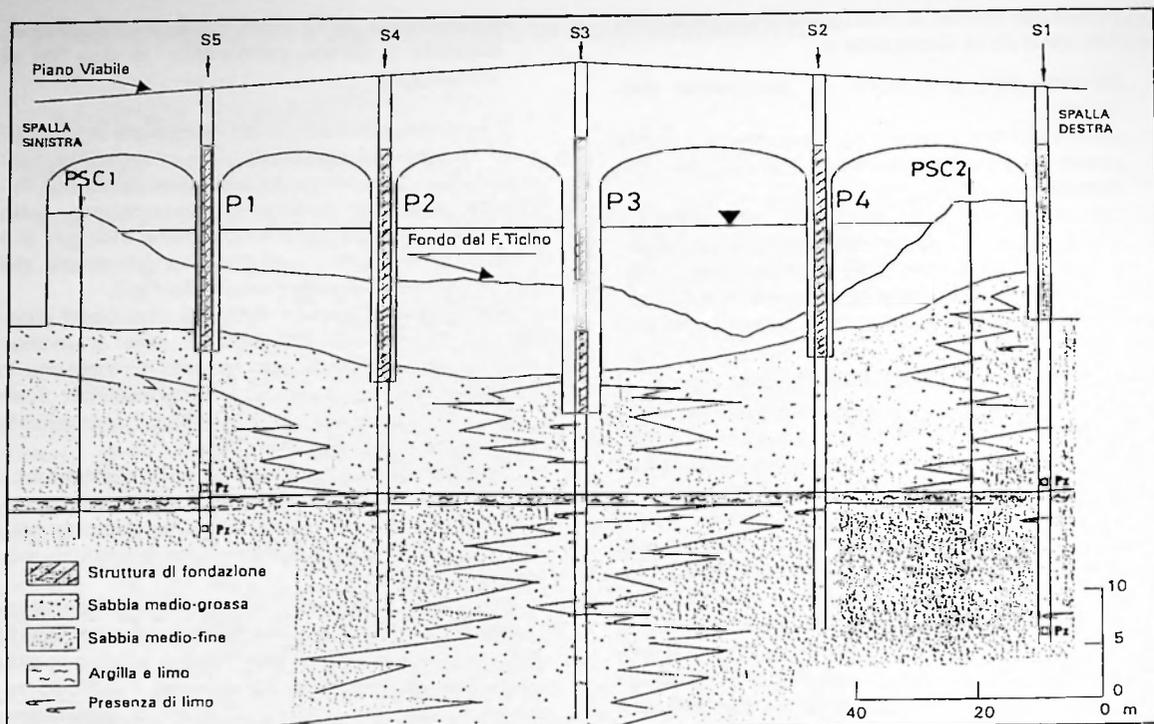
In tutti i fori è stato individuato uno strato di materiale coesivo argilloso-limoso, con spessore di circa un metro, sottostante un livello decimetrico torboso. Tale strato è stato intercettato alla profondità minima di circa otto metri al di sotto del piano di fondazione della pila centrale del Ponte dimostrando una giacitura orizzontale con estesa continuità laterale.

E' da osservare che la continuità orizzontale del citato strato argilloso-limoso può costituire elemento separatore di due acquiferi distinti. Al di sopra di esso circolerebbe l'acqua della falda freatica, strettamente collegata al livello del Fiume Ticino, mentre al di sotto si sarebbe in presenza di una falda confinata.

Le misure eseguite dimostrano che il terreno di fondazione del Ponte è interessato da due diverse falde, separate dal citato strato argilloso.

2.3 Indagini sui materiali e sulle strutture in elevazione

Le indagini per il controllo statico del Ponte hanno compreso prove sulle strutture e sui materiali, prove di carico ed il monitoraggio dello stato deformativo.



S1 = Sondaggio PSC1= Prova penetrometrica S.C.P.T. Pz = Cella piezometrica

Fig. 3 - Profilo geologico schematico

Pur con una certa dispersione dei dati, le caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi appaiono mediocri anche se con valori decisamente migliori per l'intradosso degli archi.

L'ispezione alle murature di mattoni, corredata da prove di percussione, ha consentito di appurare che lo stato di conservazione dei mattoni di rivestimento è buono, non presentando segni di anomalia o di deterioramento. Fanno eccezione la parte centrale del Ponte e la spalla destra, entrambe lato valle.

Nell'ambito delle indagini strutturali sono state condotte anche delle prove di carico sugli elementi fuori acqua per stimarne la capacità di resistere ai carichi. In particolare, appoggiandosi su di un modello di calcolo semplificato, si sono applicati sovraccarichi agli archi nel loro complesso, alle solette ed ai marciapiedi.

Le prove di carico sugli archi hanno dimostrato che la struttura in elevazione è in grado di

sopportare i carichi stradali usuali.

Analoghi risultati si sono ottenuti sollecitando un terzo dei campi di soletta (40 su 120), senza riscontrare alcuna anomalia.

Decisamente diverso è stato l'esito delle prove svolte sui marciapiedi, tanto da suggerire il rinforzo delle lastre che li costituiscono.

Si è infine proceduto al monitoraggio in automatico dello stato fessurativo e dei dati ambientali.

3. PROGETTO DEGLI INTERVENTI

Il progetto prevede il consolidamento della pila 4 e delle strutture murarie del Ponte.

Esso si articola in tre diversi capitoli:

- nel primo sono compresi gli interventi prospettati per aumentare la stabilità della pila nei confronti della erosione e per conseguire il consolidamento dei terreni di fondazione;

- nel secondo sono considerati i provvedimenti di rinforzo dei marciapiedi nei confronti del traffico veicolare;
- nel terzo vengono esaminati gli interventi di restauro del rivestimento delle facciate.

Nel seguito si riferisce sulle misure previste per consolidare la pila 4 ed il terreno d'imposta.

4. CONSOLIDAMENTO DELLA PILA

Gli interventi finalizzati all'incremento della stabilità della pila 4 rispondono al criterio di proteggere i terreni di base dall'erosione derivante dal flusso della corrente e risultata particolarmente accentuata in tale zona.

La condizione di uno scalzamento eccessivo della fondazione produrrebbe infatti la riduzione della capacità portante dei terreni di imposta e conseguentemente porterebbe alla diminuzione del coefficiente di sicurezza nei confronti della stabilità della struttura muraria stessa.

Si è pertanto ritenuto opportuno intervenire in due direzioni, realizzando un dispositivo di intercettazione del flusso dell'acqua, nella zona più prossima alla base della pila, con funzione di schermatura, e prevedendo interventi migliorativi delle caratteristiche di resistenza e deformabilità dei terreni di base, specie in corrispondenza dei bordi di monte e di valle della pila che risultano essere maggiormente sollecitati.

Inoltre si è perseguito il consolidamento del calcestruzzo della pila, relativamente alla zona profonda più prossima ai cassoni, inteso come un risarcimento delle macroporosità riscontrate durante le indagini.

4.1 Descrizione degli interventi di consolidamento

Il progetto degli interventi di stabilizzazione prevede l'esecuzione preventiva di una cinturazione perimetrale della pila 4 all'interno della quale viene successivamente realizzato il consolidamento dei terreni di fondazione.

Tra le varie ipotesi operative (realizzazione di un istmo provvisorio radicato in sponda destra, formazione di un terrapieno all'intorno della pila a guisa di isola, ecc.) si è prescelto l'impiego schematico di un pontone per la maggiore flessibilità anche in occasione di eventuali piene.

4.1.1 Pali di cinturazione

La cinturazione è costituita su quasi tutto il perimetro da una doppia fila di paletti metallici collegati in testa da una robusta cordolatura in

calcestruzzo.

Planimetricamente la diaframmatrice è ubicata, per quanto possibile, in adiacenza alle muraure esistenti (fig.4). Vincoli di ordine operativo, derivanti dallo spazio utile disponibile tra gli intradossi delle arcate del Ponte ed il livello del fiume, hanno consentito di posizionare la fila più esterna della paratia a circa 2.0 m dai bordi della pila.

Ciò permette di contenere gli ingombri e quindi l'ostacolo al flusso della corrente nel fiume entro valori trascurabili in rapporto alle luci esistenti tra le pile del Ponte. Peraltro lo scostamento della suddetta barriera di contenimento dalla base di appoggio consente la naturale diffusione in profondità dei carichi verticali senza alterare l'attuale comportamento statico della pila stessa.

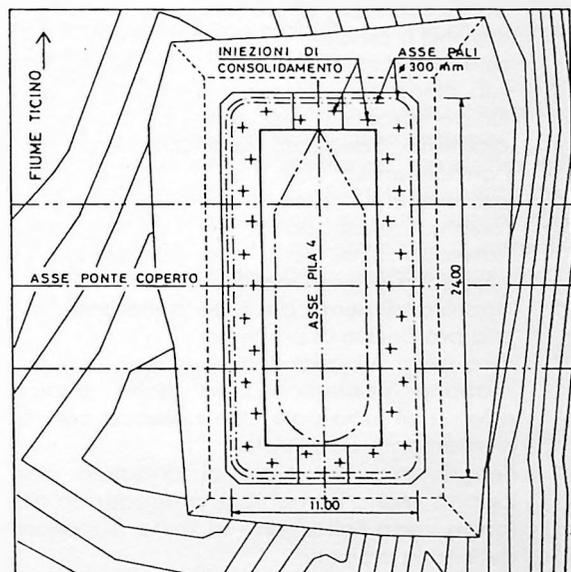


Fig. 4 - Schema consolidamenti - Pianta

La cinturazione si addentra nei terreni di fondazione per circa 10 m e si adatta alla morfologia dell'alveo in maniera da esporre al flusso della corrente solo la parte superiore costituita dalla cordolatura di collegamento.

Si è preferito non aumentare ulteriormente l'approfondimento dei paletti per evitare qualsiasi interferenza con i sottostanti orizzonti argilloso-limoso e torboso.

Si prevede, di massima, di realizzare paletti di diametro esterno di 0.30 m, interassati di 0.45 m lungo l'allineamento perimetrale e di 0.30 m tra la fila esterna e quella interna.

Le due file sono disposte a quinconce e costituiscono, a lavoro ultimato, una schermatura praticamente continua e chiusa nei confronti della corrente.

Le dimensioni in pianta della cinturazione risultano di 24.60 m x 11.60 m, con uno sviluppo complessivo di 90 m circa.

I pali di cinturazione, costituiti da un tubo di acciaio Fe 510 del diametro esterno di ~250 mm e spessore 10 mm, riempito di malta cementizia, andranno realizzati adottando una particolare tecnologia di perforazione a rotazione lenta, imperniata essenzialmente sui seguenti accorgimenti:

- * tubo di armatura (ϕ 244.5/224) funzionante come attrezzo di perforazione, fornito di corona a perdere e giuntato con filettatura e manicotti interni;
- * tubazione di rivestimento del foro a seguire la penetrazione del tubo perforante, di diametro adeguato ($\phi > 300$) e filettata normalmente;
- * circolazione inversa, convenientemente forzata, dell'acqua di perforazione lungo l'intercapedine tra il tubo perforante e la tubazione di rivestimento;
- * approfondimento del tubo perforante sino alla profondità di progetto;
- * ritiro della tubazione di rivestimento e formazione contemporanea della guaina esterna al tubo-palo con boiaccia convenientemente additivata;
- * riempimento del tubo di armatura con idonea malta cementizia, procedendo dal fondo verso l'alto, sino al limite superiore definito in progetto;
- * asportazione della parte eccedente del tubo di armatura, per svitamento in corrispondenza di una prevista filettatura inversa.

Per la migliore riuscita della cinturazione è necessario che l'esecuzione delle due file di pali accostati proceda secondo una sequenza a quinconce, in modo che la guaina del palo vicino abbia già portato a termine il processo di presa e di indurimento.

La cordolatura di testa in calcestruzzo, avente la funzione di assicurare continuità longitudinale alla struttura e di conferirle un comportamento

monolitico nei confronti di eventuali locali scalfamenti, è sagomata in maniera da adagiarsi naturalmente sul fondo. Ciò consente di non apportare eccessive profilature del terreno e di semplificare la realizzazione delle singole lavorazioni.

La cordolatura, che sui lati di monte e di valle è gradonata, ha uno spessore medio di circa 1.20 m (Fig.5). Essa ingloba la parte fuori alveo dei tubi di armatura dei paletti e viene spinta anche a ridosso della pila per realizzare la protezione contro l'erosione dei terreni compresi all'interno della diaframmatura.

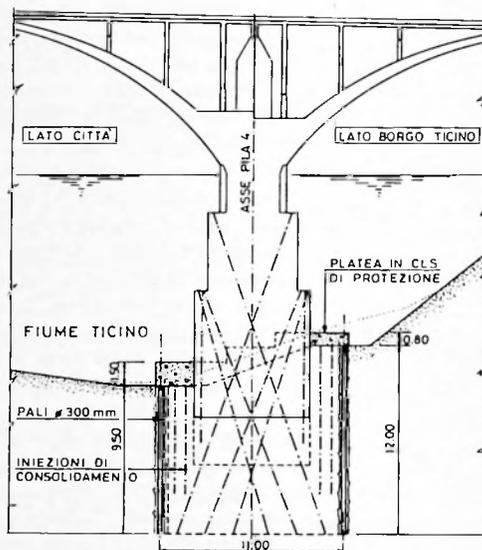


Fig 5 - Schema consolidamenti - Sezione

Il consolidamento del terreno di fondazione, sotto la pila ed all'interno della cinturazione, viene realizzato dopo il completamento della protezione.

4.1.2 Iniezioni di consolidamento

Sono previste iniezioni di consolidamento con tubi valvolati, sia verticali, al contorno della pila, che inclinati, previo attraversamento delle muraure di fondazione, nella zona sottostante la base di appoggio della fondazione.

Le perforazioni verticali sono distribuite su due file sfalsate e si innestano direttamente sulle alluvioni sabbiose di fondo; per la loro esecuzione, in considerazione dei minori diametri dei fori (80-100 mm), potranno essere seguite le usuali mo-

dalità esecutive con tubazione di rivestimento a seguire l'attrezzo di perforazione, ritiro delle aste, inserimento del tubo valvolato e formazione immediata della guaina, di concerto con l'estrazione della tubazione di rivestimento.

Le perforazioni attraverso le murature possono fornire riscontri sulla loro consistenza; si prevede dunque una serie di 6 sondaggi a carotaggio continuo ed il rilievo sistematico della velocità di avanzamento dell'attrezzo per tutte le altre perforazioni a rotazione, ma con distruzione di nucleo.

Esse saranno arrestate a circa 30 cm dal fondo teorico della muratura, utilizzate per eseguire le iniezioni di risarcimento nel calcestruzzo stesso e successivamente riperforate per procedere alle iniezioni nei terreni di fondazione.

Per l'esecuzione delle iniezioni nei terreni di fondazione si opererà su ogni tubo valvolato per coppie di valvole in sequenza.

Per contrastare l'effetto delle spinte dell'acqua fluente si ritiene opportuno proteggere i tubi valvolati con robuste tubazioni.

Le miscele di iniezione saranno di tipo cementizio, convenientemente additivate con agenti specifici antiritiro e fluidificanti, nonché, all'occorrenza, anche antidilavanti e/o leggermente espansivi, certamente inattaccabili dalle acque circolanti in sito.

In linea di massima il rapporto acqua/cemento potrà variare da valori di 1:1 sino a 1:3 e dovrà essere regolato in funzione

degli additivi aggiunti, della loro funzionalità e delle attrezzature predisposte allo scopo.

Le miscele per il risarcimento del calcestruzzo dovranno presentare una rilevante capacità di penetrazione ed essere esenti da ritiro, mentre quelle per le iniezioni nei terreni saranno caratterizzate essenzialmente da una lieve espansività e da una sicura inalterabilità nel tempo.

4.2 Controlli durante l'esecuzione dei lavori

Per controllare la stabilità della pila nel corso dei lavori è prevista una strumentazione in grado di rilevare eventuali anomalie di comportamento. La sorveglianza potrà essere effettuata con un dispositivo topografico coadiuvato da due inclinometri biassiali da posizionarsi su due facce ortogonali della pila.

L'efficacia del consolidamento effettuato nei terreni di fondazione potrà essere valutata qualitativamente, in termini di incremento del modulo dinamico di deformabilità, mediante prove cross-hole entro fori attrezzati.

Sono previsti quattro fori, ubicati tra la cinturazione della pila ed il perimetro della stessa, sui due fianchi paralleli al senso della corrente.

Le prove cross-hole andranno condotte, inizialmente in assenza di qualsiasi trattamento per verificare la risposta dinamica dei terreni allo stato naturale, e, successivamente, a consolidamento completato, per verificare il miglioramento ottenuto.

COSTRUZIONE ACCELERATA DI UN RILEVATO ALTO SU TERRENI DIFFICILI

Ing. Attilio Siviero

Si tratta qui del progetto dello svincolo di collegamento del Casello di Montebello Vicentino (VI) con la S.S. n. 11; l'opera è rappresentata in fig. 1.



fig. 1

Il progetto è stato approvato il 24/5/89 dalla Conferenza Servizi istituita a sensi del decreto legge 1/4/89 n. 121 (legge 29/5/89 n. 205 - Mondiali di calcio 1990), quale intervento sulla viabilità di adduzione per la fluidità e la sicurezza del traffico relativo al bacino di Verona.

L'opera consta essenzialmente di un rilevato dello sviluppo rettilineo di circa 1 Km, consistente principalmente nel sopralzo della S.S. n. 11 per permettere il sottopasso da parte della S.P. 47/22 e dello svincolo di collegamento al Casello di Montebello.

Poiché originariamente la Strada Statale era alta 3.00 m sul piano campagna, e così pure il casello e la strada provinciale all'incrocio, la sopraelevazione di ulteriori 6 m ha comportato che il rilevato finale fosse alto circa 9.00 m sul piano campagna.

Le indagini geognostiche avevano rilevato però che il terreno presenta caratteristiche scadenti: il sottosuolo infatti è costituito prevalentemente da argilla fino alla profondità di 30 m circa, con frequenti intercalazioni sabbiose e sabbio-luminose, essendo l'insieme altamente deformabile. In sede di

progetto, infatti, il geologo aveva previsto per l'opera cedimenti dell'ordine di 60÷70cm nell'arco di un periodo che doveva andare da un minimo di 120 gg (4 mesi) ad un massimo di 200 gg (circa 7 mesi), a seconda dei tratti.

Era evidente che questi tempi di assestamento comportavano l'impossibilità di procedere alle opere di completamento e finitura in quanto veniva richiesta una ricarica dei rilevati per compensare il cedimento. Nel caso infatti che il cedimento si fosse prolungato per 7 mesi dalla costruzione del rilevato, non risultava possibile completare l'opera nei tempi prescritti dalla legge.

La tecnologia dei dreni profondi ha consentito tuttavia di accelerare i tempi richiesti per il cedimento degli strati subsidenti, ottenendo anche l'effetto di evitare il pericolo di rifluimenti laterali del terreno a causa di una troppo rapida progressione di carico quando il rilevato venisse, come richiesto, costruito in tempi ristretti. Il consolidamento del terreno avviene attraverso il drenaggio degli strati plastici argillosi grazie alla presenza di lenti sabbiose, con una migrazione dell'acqua dall'argilla alla sabbia secondo percorsi verticali.

È evidente che quanto più era spesso lo strato di argilla senza intercalazioni sabbiose, tanto più era lungo il tempo di drenaggio e quindi di consolidamento.

Si decise quindi di inserire nel terreno una serie di dreni verticali, costituiti da filtri in plastica ricoperti di carta o geotessuto, posti secondo una maglia piuttosto fitta: in questo caso si è realizzato un effetto combinato che ha visto l'acqua migrare dagli strati argillosi seguendo percorsi sia verticali che orizzontali.

Con una maglia di dreni a quinconce con passo 2x2m (interasse 2.2m) e della profondità di 20-22m si è realizzato l'effetto di portare i tempi di cedimento del 90% del totale a circa 2÷3 mesi.

L'intervento si è esteso per una lunghezza di 800 m lungo l'asse della statale e per una larghezza di 40 m circa.

Le stratigrafie mostravano l'andamento delle intercalazioni sabbiose nella matrice limosa-argillosa, per cui era possibile riconoscere, mediamente nel tratto, la presenza di uno strato argilloso privo di intercalazione sabbiose per uno spessore di almeno 3 m a circa 10 m di profondità. Considerando sufficiente a fini pratici un valore del 90% del cedi-

mento e applicando la teoria della consolidazione di Terzaghi, il fattore di tempo T_v poteva essere assunto pari 0,85 (cfr. diagramma Terzaghi). Considerando che lo strato drena verticalmente da due lati (sopra e sotto), si è applicata la formula di Terzaghi:

$$t_{(d)} = T_v \times (300/2)^2 / C_v \quad (1)$$

ove C_v è il coefficiente di consolidazione ricavato dalle prove edometriche di laboratorio, ed era dell'ordine di $1 \div 3 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$ (mediamente): si è scelto prudenzialmente il valore di $1,1 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$, relativo agli strati superficiali.

Applicando la (1) si ha, considerando il tempo in giorni:

$$t_{(d)} = \left(\frac{0,85 \times (300/2)^2}{1,1 \times 10^{-3}} \right) / 86'400 = 200 \text{dd}$$

Nel caso dell'impiego di dreni verticali, la formula da applicarsi è allora

$$t_{(d)} = \left(\frac{T_r \times 4 \times R^2}{C_h} \right) / 86'400$$

ove: T_r = fattore di tempo per consolidazione a flusso radiale; R = raggio operativo dei dreni, pari a 0,564 L per dreni a quince, ove L è l'interasse degli stessi; $C_h = 5C_v$ = coefficiente di consolidazione orizzontale, (v. Sanglerat - Olivari - Cambou: *Practical problems in soil mechanics*).

Nel nostro caso:

$$R = 0,564 \times 2 = 1,13 \text{ m}$$

$$n = R / (\text{raggio dreni}) = 1,13 / 0,10 = 11,28$$

dagli appositi diagrammi $U_r = f(T_r)$ dati da Scott et al. (1963) per $n = 11$ si ricava che per $U_r = 90\%$ $T_r = 0,47$

per cui:

$$t_{(d)} = \left(\frac{0,47 \times 4 \times 1,13^2}{5 \times 10^{-3}} \right) / 86'400 = 55 \text{dd}$$

Nei tratti ove C_v ha valori maggiori, i valori di t si riducono della stessa frazione sia in presenza che in assenza dei dreni.

In opera sono stati posti dreni ad interasse maggiore (circa 2,7 m) ove i rilevati erano più bassi (fino ad 1,5 m), in base alle successive indicazioni del consulente dell'Impresa, prof. Francesco Colleselli, e l'infissione di tutti i dreni è avvenuta a partire da un letto di sabbia di 30cm, posato dopo identico spessore di scotico.

Il comportamento reale del manufatto in terra ha rispecchiato con ottima approssimazione le previsioni progettuali, sia per quanto attiene all'entità che al tempo di sviluppo dei cedimenti.

Per evitare danni ad un vecchio edificio rurale adiacente ai lavori (v. in alto a destra nella foto di fig. 1), ossia per evitare che il cedimento generalizzato del p.c. potesse "trascinare" anche la vetusta struttura muraria, è stato costruito un diaframma plastico. Infatti, i cedimenti da consolidazione indotti dal nuovo rilevato stradale potevano interessare marginalmente anche il suddetto fabbricato, con

possibilità di lesioni e dissesti. Per impedire ciò si è previsto di isolare il terreno sottostante al fabbricato da quello dell'area dell'incrocio, consentendo lo scorrimento relativo delle 2 diverse porzioni di terreno mediante l'introduzione di un diaframma di separazione a resistenza tagliante molto bassa. L'intervento è risultato idoneo allo scopo.

GRUPPO IDROESSE - Presentazione

IDROESSE trae origine dallo Studio Tecnico SDD fondato a Milano nei primi anni '30 come aggregazione di alcuni Ingegneri Idraulici e Docenti del Politecnico di Milano. Lo Studio si dedicò inizialmente a progetti di Idraulica e Ingegneria Sanitaria nell'hinterland milanese.

Nel decennio anteguerra, lo Studio ampliò la propria attività a Roma e Napoli, aggregando l'opera di alcuni Docenti Universitari degli Atenei di Cagliari, Napoli, Roma, Bologna, Padova, ed allargando l'orizzonte progettuale agli impianti idroelettrici nell'arco alpino e in Sardegna.

La ripresa del dopoguerra ed il primo boom economico videro i primi grandi progetti idroelettrici ed autostradali (per es. l'Autostrada Mestre-Udine-Trieste), oltre ai primi grandi impianti di depurazione delle acque.

Nei primi anni '60, per la nascita dell'Enel, che curò in proprio gli impianti, concomitante con la grave crisi dell'ingegneria italiana conseguente al disastro del Vajont, lo Studio dovette riconvertirsi ad altri campi dell'ingegneria, trasferendo a Padova una struttura fortemente ridimensionata.

Alla fine degli anni '70 l'attività dello Studio riprese nuovo vigore e la partecipazione venne allargata agli attuali Titolari, mutando pure il nome in IDROESSE, con riferimento alle discipline di intervento finalizzate all'Idraulica e ai Trasporti: sono di questi ultimi 15 anni i progetti della fognatura di Verona, della Diga di Monti Nieddu, in Sardegna, la Tangenziale Nord di Padova, l'Impianto di Depurazione di Arzignano (VI), il progetto della tangenziale di Limena, il progetto di proseguimento della Valdastico, lo Studio per il Piano dei Porti Turistici del Veneto e il Progetto Generale del Porto Interno di Padova.

Attualmente, pur nel generale stato di recessione del Paese, IDROESSE conta 26 addetti, per metà laureati, con un fatturato 1994 di 3,5 miliardi, e riconferma la propria vocazione per l'ingegneria dell'Acqua e dei Trasporti e il proprio collegamento costante con gli ambienti Accademici.

IDROESSE ha dato corso, da circa un anno, all'elaborazione del Sistema Aziendale di Qualità, sotto la guida della società Galgano di Milano, per pervenire alla certificazione ai sensi delle norme ISO 9000 e per realizzare la gestione totale in regime di qualità (Total Quality Management).

**PROGETTAZIONE E ANALISI DEL COMPORTAMENTO DELLA TORRE PER TELECOMUNICAZIONI DI SAN MICHELE EXTRA A VERONA**

La nota tecnica riguarda lo studio per il progetto e il comportamento in esercizio della fondazione di una torre per telecomunicazioni realizzata a Verona nel 1988-1990 dall'Elettrobeton S.p.A. e dalla Del Favero S.p.A.. La torre ha un diametro di 14 m alla base e di 10 m in sommità, ed una altezza di 146 m (vedi figura 1).

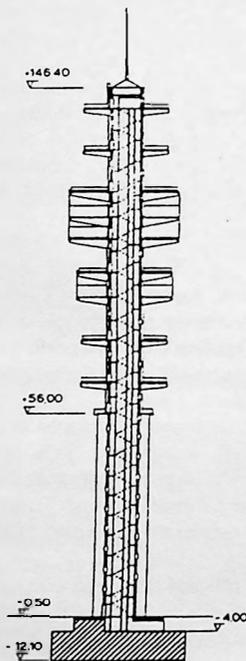


Figura 1

La fondazione ha una sezione quadrata con lato di 36 m e piano d'imposta a -12 m dal piano campagna. Il carico verticale massimo è di 630.27 MN, compreso il peso della fondazione, e il momento è di 777 MNm dovuto al vento. Le

tensioni trasmesse al terreno hanno un valore medio di 0.52 MPa e un massimo, nelle condizioni più gravose, di 0.62 MPa.

I terreni di fondazione sono caratterizzati da depositi di spessore rilevante di ghiaie e sabbie con grado di densità elevato. La figura 2 evidenzia i valori di N_{CPT} e le velocità delle onde longitudinali V_P e trasversali V_S misurate con le prove cross-hole.

Allo scopo di limitare i cedimenti, il terreno di fondazione è stato consolidato con colonne jet-grouting spinte a 26 m di profondità dal piano campagna. Sono state eseguite in tutto 450 colonne secondo una maglia di 1.2 x 2.4 m. La figura 3 mostra la pianta con la distribuzione delle colonne.

E' stato usato un sistema di iniezione del tipo mono-fluido (metodo C.C.P.).

Il diametro finale ottenuto con il sistema mono-fluido misurato è risultato superiore al valore di progetto di 1.2 m.

La qualità del trattamento del terreno è stata verificata per mezzo di carotaggi, con campioni prelevati lungo l'asse delle colonne e tra le stesse; tali campioni sono stati poi sottoposti a prove di compressione monoassiale. Il campo di valori della resistenza ottenuto è compreso tra 5.35 MPa e 28.87 MPa, con una media di 13 MPa.

Una prova di carico effettuata su una colonna jet-grouting della fondazione della torre ha fornito un cedimento di 0.448 mm al carico di 150 t, pari al carico di esercizio, e di 0.582 mm a 225 t. I valori residui dello spostamento sono risultati di 0.042 mm e di 0.1 mm rispettivamente, al primo e al secondo scarico.

Allo scopo di analizzare lo stato tensionale e deformativo nel terreno per effetto del carico applicato, sono stati utilizzati in fase progettuale modelli agli elementi finiti. Per riprodurre il comportamento dei terreni, prevalentemente ghiaiosi e sabbiosi, è stata utilizzata una legge costitutiva di tipo elastico.

Per la definizione del modulo elastico E , è stata utilizzata la relazione $E = s_1 \times N_{CPT} + s_2$, dove le costanti s_1 e s_2 sono funzione del tipo di terreno (Denver, 1982; D'Apollonia, 1970).

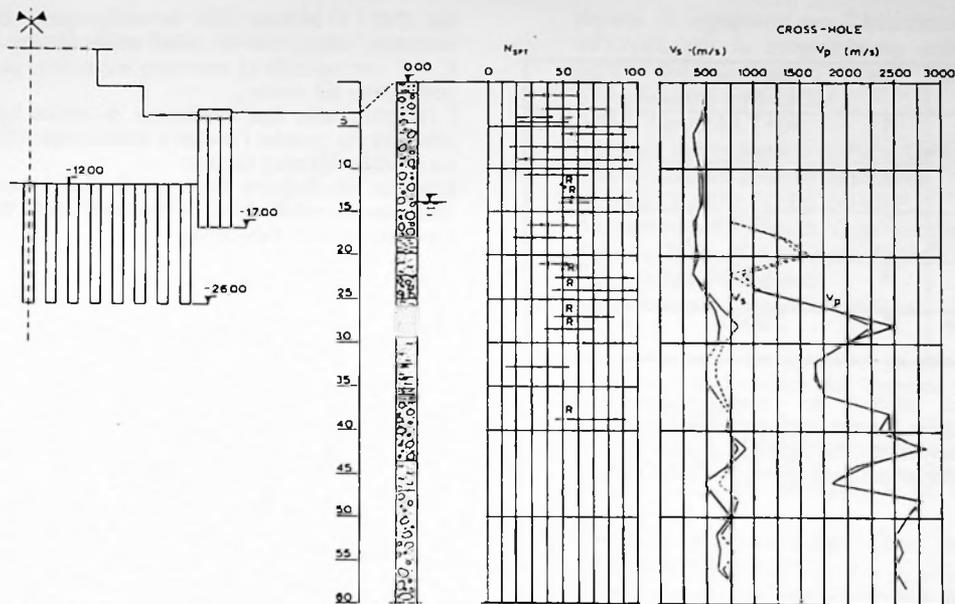


Figura 2

mostrato in figura 4, caricato in sommità.

I valori dei moduli elastici e dei rapporti di Poisson dei vari materiali sono indicati nella tabella I.

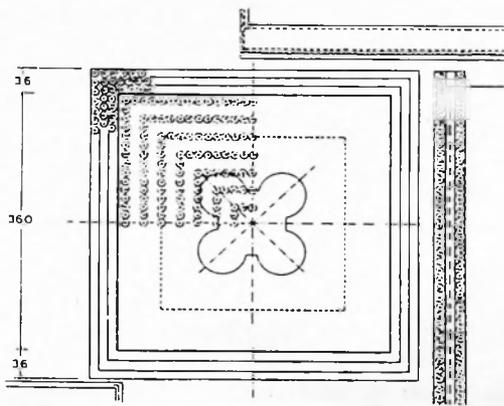


Figura 3

Da una analisi preliminare delle deformazioni di taglio nel terreno, che variano da 0.05% a 0.1% sulla superficie a 5×10^{-3} % in profondità, i valori del modulo elastico sono stati scelti al 15-30 % di quelli ottenuti dalle prove cross-hole (Battaglio & Jamiolkowski, 1987).

Due leggi di variazione lineare sono state scelte per il modulo elastico E , la prima valida per il terreno compresso sino a -12 m di profondità, la seconda per il terreno sottostante.

Per quanto riguarda l'area trattata è stato utilizzato un modulo equivalente E^* ottenuto imponendo l'equilibrio e la congruenza del sistema

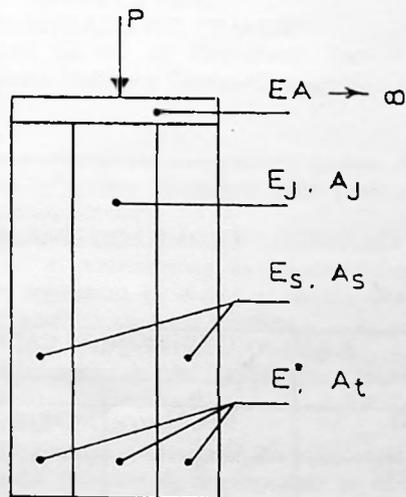


Figura 4

Tabella I

	mat	E (Mpa)	μ
Terreno superficiale	1	$50+7.14 z$.30
Terreno profondo	2	$50+10 (z-12)$.30
Fondazione Jet-grouting	3	2000	.25
Perimetro Jet-grouting	4	2000	.25
Calcestruzzo	5	20000	.20

Per lo studio del comportamento della fondazione della torre è stata utilizzata un'analisi di tipo assialsimmetrico; la figura 5 mostra la mesh di calcolo; le due condizioni di carico sono indicate in tabella II.

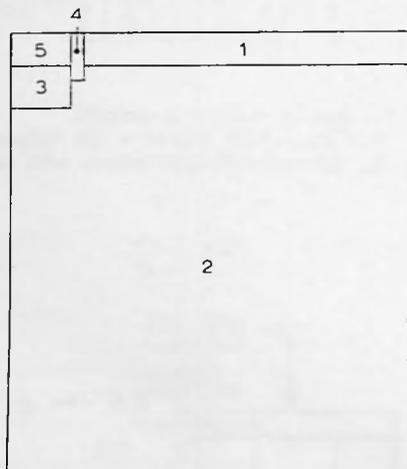


Figura 5

Tabella II

	CONDIZIONI DI CARICO	
	1	2
N (MN)	630.27	0
M (Mnm)	0	777.0
σ_{min} (MPa)	0.486	-0.0999
σ_{max} (MPa)	0.486	0.0999

La C.C. 1 include solo la componente di carico verticale, compreso il peso della fondazione. La C.C.2 corrisponde al massimo momento, per effetto dell'azione del vento.

I risultati delle due condizioni di carico sono stati sovrapposti, poichè l'analisi è stata svolta utilizzando un modello elastico lineare.

L'analisi ad elementi finiti per la C.C.1 mostra uno spostamento massimo di 24 mm sull'intera base della fondazione (vedi figura 6).

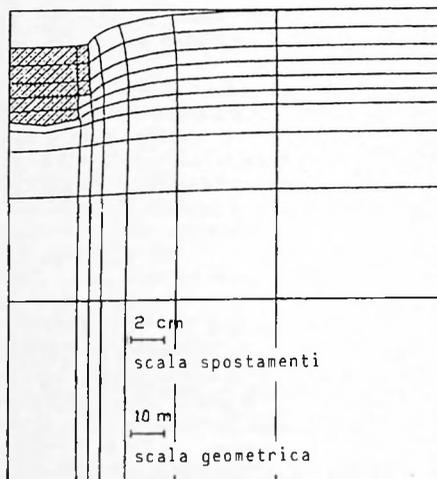


Figura 6

Allo scopo di analizzare la C.C.2, asimmetrica, dall'analisi agli elementi finiti con carico uniforme è stato ottenuto un modulo di Winkler $K_w = (q/\delta) = (0.486/0.024) = 20.2 \text{ MN/m}^3$.

E' stata quindi considerata una trave molto rigida su suolo elastico soggetta ai carichi dati dalla somma delle condizioni 1 e 2. I valori degli spostamenti ottenuti sono stati: massimo 28.6 mm, minimo 19.4 mm e differenziale 9.2 mm.

Il lato della fondazione è di 36 m, così che l'inclinazione è di 2.555×10^{-4} rad, la rotazione rigida determina uno spostamento in sommità della torre di circa 38 mm.

I cedimenti misurati durante la costruzione della torre sono indicati in figura 7, assieme ai cedimenti previsti in progetto. Come si può osservare si sono avuti cedimenti totali compresi tra 18.8 mm e

21,8 mm ed un cedimento differenziale di 3 mm, con un buon accordo tra i valori misurati e quelli previsti.

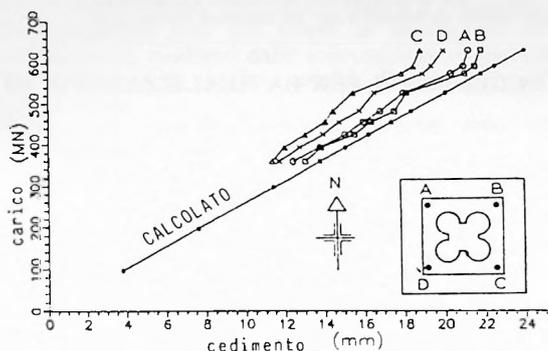


Figura 7

Profilo della Società

Fondato nel 1976 lo studio opera nei settori dell'ingegneria geotecnica ed ambientale e della geologia applicata.

Si avvale di personale qualificato ed esperto che cura il progetto geotecnico anche mediante l'applicazione di sofisticati codici di calcolo ed in cantiere la supervisione di indagini e misure geotecniche, e le fasi esecutive degli interventi.

Campi di attività

L'attività dello studio è rivolta principalmente ai seguenti campi della progettazione geotecnica, geologica ed ambientale.

- Opere di fondazione di ponti, edifici civili ed industriali, centrali elettriche e grandi strutture in genere.
- Fenomeni franosi.
- Dighe in terra.
- Opere stradali e aeroportuali.
- Opere marittime e di navigazione interna.
- Opere di irrigazione e di sistemazione fluviale.
- Discariche.

Principali lavori eseguiti

- COMUNE DI ANCONA
Studio sulle opere di stabilizzazione della Frana di Posatora e Borghetto ed assistenza all'esecuzione delle opere.
- ENEL S.p.A.
Centrale di Sermide.
- Consulenza geotecnica generale.
- ENEL S.p.A.
Centrale di Fusina Sezione 3

Servizi di ingegneria per l'Assistenza Geotecnica all'ENEL per la progettazione delle fondazioni delle opere relative agli interventi per l'adeguamento ambientale.

• ENEL S.p.A.

• Impianto termoelettrico di Porto Corsini (RA).

• Trasformazione in ciclo combinato.

• MAGISTRATO PO DI ROVIGO

• Arginature nella zona di Volta Vaccari in Comune di Porto Tolle - Ritiro argine destro e sinistro.

• Arginature a Malcantone.

• Arginature a S. Maria Maddalena.

• CO.TE.I.

• Progettazione di tre invasi nel bacino del Vomano (Consorzio di Bonifica del Vomano - Isola Gran Sasso, Teramo).

• INTERCANTIERI S.p.A.

• Diga sul Torrente Celone.

• CONSORZIO DI BONIFICA DI II° GRADO L.E.B.

• Canale Pedemontano Adige - Guà - Bacchiglione.

• PONTE NELLE ALPI S.c.r.l.

• Autostrada Mestre-Vittorio V. - Pian di Vedolia.

• Tronco Vittorio Veneto - Pian di Vedolia.

• MESTRE ADRIA S.c.a.r.l.

• Lavori di ammodernamento della linea ferroviaria Mestre-Adria.

• CAMPENON BERNARD S.n.c.

• S.S. 307 del Santo

• AUTOSTRADA MILANO - NAPOLI.

• Collegamento autostradale A1-A2 Fiano San Cesareo - Tronco Lunghezza S. Cesareo.

• FERROCEMENTO S.p.A.

• Ponte sul Po a Cà Venier.

• AUTOSTRADA DEI TRAFORI

• Tronco SS n° 32 Gravellona Toce - Tratti Ghemme-Gattico e Gattico-Carpugnino - Lotti n° 4 e 7.

• ELDE

• Nuovo centro meccanografico a San Michele Extra - Verona. Ministero delle Poste e delle Telecomunicazioni.

• FURLANIS COSTRUZIONI GENERALI S.p.A.

• Lavori di sistemazione e impermeabilizzazione delle arginature in destra e sinistra del Fiume Tagliamento a monte di Latisana.

• GRASSETTO COSTRUZIONI S.p.A.

• Realizzazione di un parcheggio interrato a Bolzano.

• AMNIUP PADOVA

• Studio geologico, idrogeologico e geotecnico per il progetto generale di ampliamento in elevazione della discarica controllata di rifiuti solidi urbani di Roncayette in Comune di Ponte San Nicolò.



PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI SOSTEGNO DEGLI SCAVI PER LA REALIZZAZIONE DI UN PARCHEGGIO INTERRATO A BOLZANO

La nota presenta lo studio per il dimensionamento di una paratia di sostegno eseguita nel 1994-1995 dalla Grassetto Costruzioni S.p.A. per la costruzione di un garage interrato a Bolzano.

L'opera in progetto si sviluppa su un'area con dimensioni di 120 m x 110 m circa; l'edificio è costituito da 3 piani fuori terra e da 2 piani interrati, con scavi di 10÷10.5 m di profondità dal piano campagna.

Il terreno di fondazione è costituito nei primi 5÷6 m da terreni di riporto e successivamente dai depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi del torrente Talvera e del fiume Isarco, ben addensati.

Il livello della falda, misurato in corrispondenza dei piezometri installati, è stato rilevato sempre a profondità maggiori di 15 m circa dal piano campagna.

Per il sostegno degli scavi di progetto in fase

provvisoria è stata dimensionata una paratia costituita da micropali di diametro $\phi = 150$ mm disposti ad interasse di 0.5 m e di lunghezze variabili da 9.5 m a 12.35 m, vincolati con tiranti di ancoraggio disposti su più file a varie altezze e collegati in testa da un cordolo in c.a.

Per il dimensionamento della paratia è stata considerata l'azione del terreno in termini di spinta a riposo, con un andamento di tipo rettangolare e intensità pari a $0.4 \times K_0 \times \gamma \times H$, e attribuendo valori dell'angolo di attrito interno ϕ' pari a 33° e a 37° rispettivamente allo strato di riporto superiore e allo strato ghiaioso-sabbioso sottostante.

E' stata inoltre considerata l'azione di un sovraccarico pari a $q \times K_0$, con q variabile.

Per ciascuna delle sezioni di progetto e delle fasi esecutive della paratia, è stata svolta un'analisi agli elementi finiti, schematizzando la reazione al di

Parcheggio di Via Mayr Nusser (BZ) - Sezione A-A

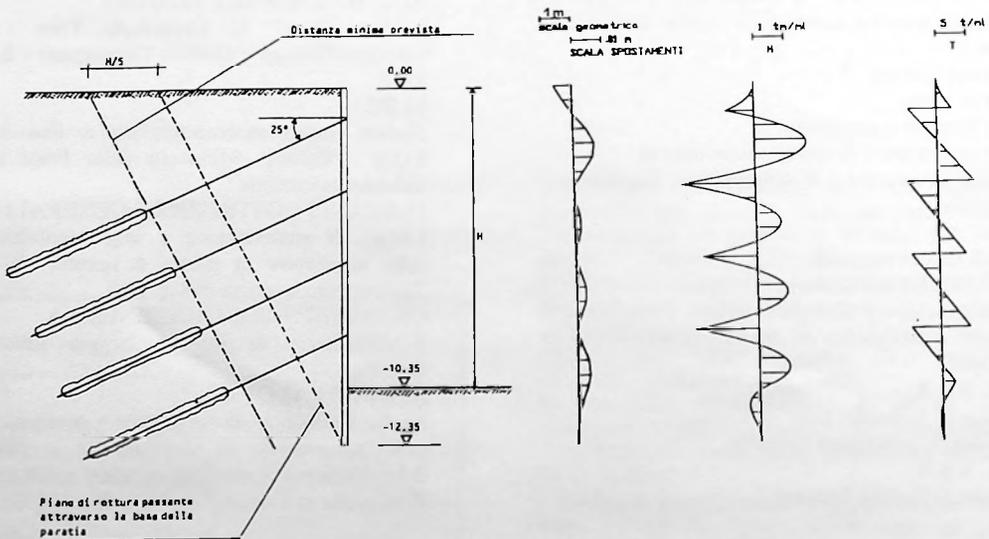


Figura 1

sotto del fondo scavo con un comportamento elastico alla Winkler, ed un coefficiente di reazione orizzontale K_h costante e pari a 2000 t/m^3 .

Nello schema riportato in figura 1 è indicata la disposizione tipo dei tiranti di ancoraggio ed i diagrammi risultanti dalle sollecitazioni di momento flettente e di taglio nonché l'andamento della deformata.

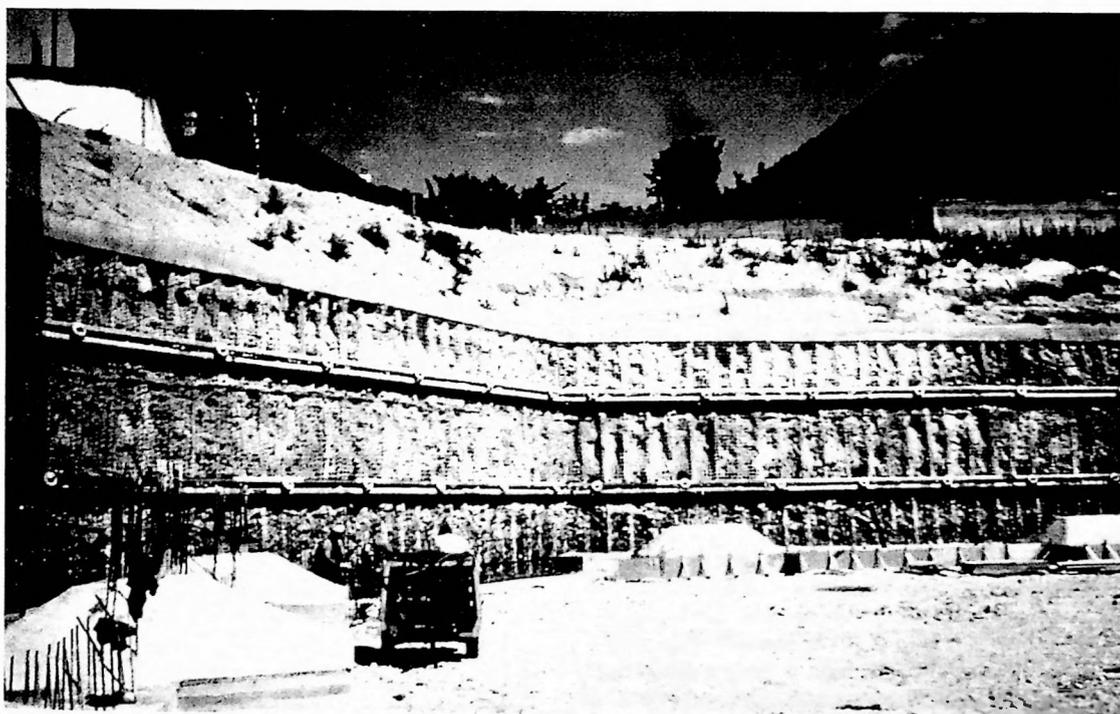
Nelle varie situazioni di progetto sono state progettate paratie tirantate su 2, 3 e 4 ordini.

I tiranti sono stati previsti della portata di 30 t e

disposti con inclinazione pari a 20° - 25° sulla orizzontale.

Il primo ordine di tiranti è stato disposto mediamente a -1 m dalla sommità della paratia, e successivamente è stato mantenuto un interasse di 2.5 m; sulla base della portata dei tiranti e degli sforzi calcolati è stato poi dimensionato l'interasse orizzontale, assunto mediamente pari a 2.5 m.

Nella documentazione fotografica è possibile rilevare la situazione all'interno dell'area a scavi ultimati.





INTERFELS ITALIA S.r.l.

Via Morandi, 27 - 20090 SEGRATE (MI)
Tel. 02-26920647 - 26923243 Fax 02-26923252

LA DETERMINAZIONE DELLO STATO TENSIONALE DELLA ROCCIA IN PROFONDITA'

INTERFELS ITALIA è una società di recente costituzione, nata dalla decisione di operare nel settore delle prove in sito di INTERFELS GmbH (Germania) e di SIGGEO (Italia) che vogliono mettere a disposizione della clientela la capacità di eseguire misurazioni e prove in sito di alto livello qualitativo derivate da una pluriennale esperienza ed il dinamismo di una struttura snella ed attenta alle richieste del mercato.

Nella gamma di attrezzature che INTERFELS ITALIA utilizza per l'esecuzione delle prove particolare interesse riveste l'attrezzatura per la determinazione in foro dello stato tensionale della roccia denominata Borehole Slotter Stressmeter (B.S.S.), sviluppata dalla James Cook University del Nord Queensland - Townsville (Australia) in collaborazione con INTERFELS GmbH (Germania).

1. Principio

L'analisi dello stato tensionale richiede la determinazione, in valore e in direzione, dei principali sforzi agenti sul materiale in esame.

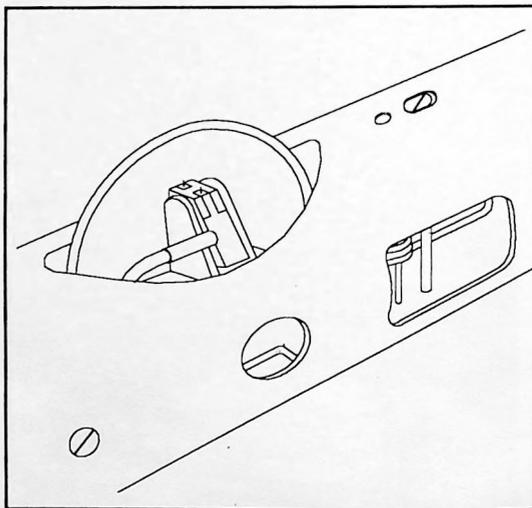
A tale scopo sono stati sviluppati diversi metodi: in meccanica delle rocce i più diffusi metodi sono quelli basati sul sovracarotaggio (CSIRO e USBM), la fratturazione idraulica e il BSS; in murature viene generalmente utilizzato il martinetto piatto (Flat Jack).

Tutti i metodi citati hanno un comune limite rappresentato dal fatto che lo stato tensionale originario è localmente disturbato dai tagli o dalle perforazioni necessari per l'esecuzione della prova. L'effetto di questi disturbi è evidenziato da reazioni deformative. Poiché la determinazione dello stato tensionale viene fatta a partire dalla deformazione misurata (o meglio dal modulo di deformazione) è evidente che deformazioni indotte da disturbi falsano i risultati.

Solo il martinetto piatto non richiede la determinazione del modulo di deformazione ma tale vantaggio viene limitato dalla possibilità di eseguire tali prove solo dalla superficie del materiale e solo per una limitata profondità (non più di 400 mm.).

2. Descrizione della prova

La prova si basa sul principio del rilascio locale dello stato tensionale, ottenuto in perforazioni di diametro compreso tra 96 e 101 mm., mediante tagli nella parete del foro, fino alla profondità di 20 mm. con un disco diamantato estruso pneumaticamente dall'attrezzatura di prova. In prossimità del disco diamantato sono posizionati trasduttori per la misura delle deformazioni indotte durante le operazioni di taglio.



particolare del disco diamantato
e dei trasduttori

Queste deformazioni sono direttamente correlabili con lo stato tensionale locale della roccia. Ogni prova consiste nell'esecuzione di tre tagli, orientati rispettivamente a 120°. L'elaborazione delle misure è eseguita mediante Personal Computer dotato di software dedicato.

Il BSS offre i seguenti vantaggi:
 possibilità di ottenere determinazioni in fori normali, anche in presenza di fluidi, senza necessità di sovracarotaggio, fino alla profondità di 30 metri (attrezzatura standard);

esecuzione delle prove in fori con qualsiasi orientazione;

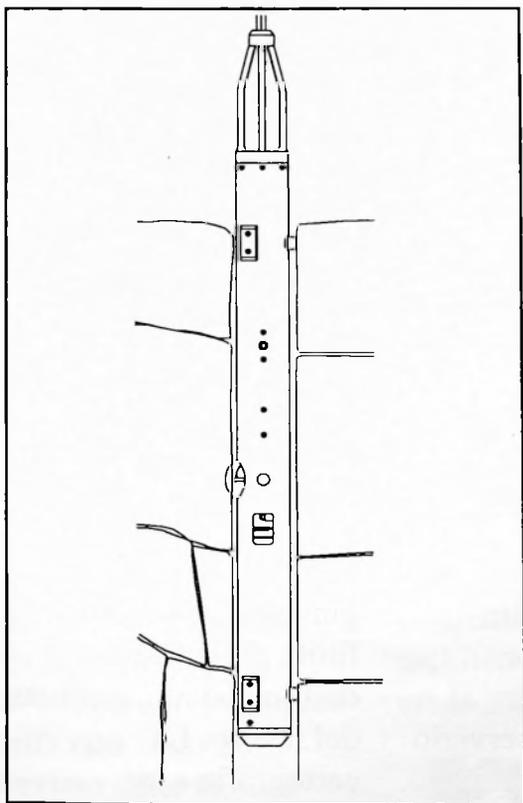
velocità di esecuzione: una determinazione in circa 30 minuti;

notevole frequenza delle misure: fino a 10-15/ metro per ottenere profili lungo il foro

ridondanza dei dati con possibilità di controllo della loro qualità in corso di prova

possibilità di valutazione statistica dei dati

notevole praticità rispetto alle tradizionali tecniche di prova, senza tempi di attesa



3. Descrizione dell'attrezzatura

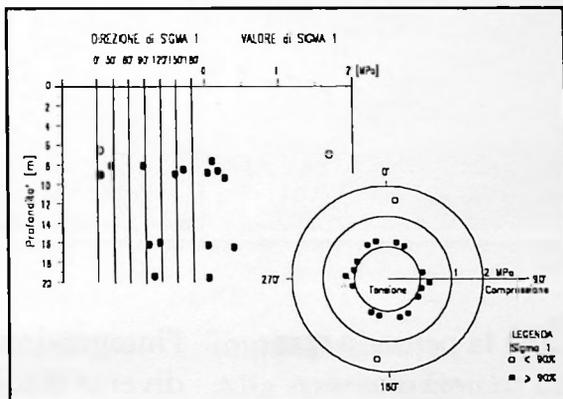
L'attrezzatura è composta dalla sonda di prova e dall'unità di controllo. La sonda di prova ha un diametro di 90 mm. e lunghezza di 1300 mm, è dotata di disco diamantato in grado di operare anche in fori asciutti, di un sensore della profondità di taglio e di trasduttori di misura con base di 6 mm..Il collegamento con l'unità di controllo in

superficie è realizzato mediante cavo elettropneumatico in quanto l'estrusione del disco diamantato e dei trasduttori è realizzata pneumaticamente.

L'unità di controllo, con alimentazione a batterie, è dotata di 4 canali di misura: deformazione, profondità di taglio, rotazione e temperatura, che sono visualizzati in tempo reale su display a cristalli liquidi e restituiti graficamente su un registratore a carta. L'alimentazione e il controllo dei sensori e la conversione analogico-digitale dei segnali è effettuata da un microprocessore con risoluzione 12 bit.

Completa l'attrezzatura un Personal Computer portatile, dotato di software dedicato per la memorizzazione, l'elaborazione e la restituzione differita dei dati.

Oltre a questa attrezzatura, INTERFELS ITALIA si presenta con una gamma completa di apparecchiature per indagini e prove geomeccaniche, geotecniche, sismiche e strutturali, con uno staff tecnico qualificato e di provata esperienza e con elevata capacità organizzativa e tecnica. Fornisce alla clientela, oltre all'esecuzione delle prove, anche servizi di assistenza per la pianificazione e l'esecuzione delle attività, la presentazione, l'interpretazione e la valutazione dei dati di prova.



4. Bibliografia

- (1) Bock and Foruria, 1984. A recoverable borehole slotting instrument for in-situ stress measurements in rock-Proceed Int. Sympos. Field Measur.in geomech.,Zurigo,1, 15-29,Rotterdam (Balkema).
- (2) Bock, 1993.Measuring in situ rock stresses by borehole slotting-J.A.Hudson (Ed.):Comprehensive Rock Eng.-Principles,Practice & Projects.Vol.3, Chapter 16,11 pages,Oxford (Pergamon).
- (3) Lawrence,1992.Development of a recoverable 3-D undercoring stressmeter.AMIRA Project P 92B, Final Report,Townsville (James Cook University).

L'IMPORTANZA DELLE SPECIFICHE TECNICHE E DELLE CERTIFICAZIONI DEI MATERIALI GEOSINTETICI IMPIEGATI NEL MIGLIORAMENTO E RINFORZO DEI TERRENI.

SEIC spa - Via Torino, 34 - (34123) - Trieste - Tel. 040/302480 - Fax. 040/305241
Pierpaolo Fantini - Luis Eduardo Russo

L'utilizzo dei geosintetici in campo geotecnico è ogni giorno più diffuso e accettato dai progettisti, enti pubblici e imprese, i quali spesso trovano in questi materiali la possibilità di affrontare problemi finora irrisolti con i metodi tradizionali oppure, la possibilità di proporre soluzioni alternative impiegando una tecnologia innovativa che si amalgama perfettamente con l'ambiente.

Uno dei punti importanti da prendere in considerazione e che interessa, naturalmente, agli operatori del settore, è l'affidabilità di un'opera nella quale si utilizzino materiali geosintetici.

Interventi realizzati con successo in tutto il mondo da più di un ventennio sono la testimonianza migliore della validità di questi tipi di soluzioni, ma la qualità ed il controllo dei materiali impiegati è, attualmente, un'argomento di notevole importanza, soprattutto se si considera l'aspetto della sicurezza di quelle opere in cui, l'utilizzo di materiali non idonei, potrebbe provocarne il collasso.

Per effettuare una valutazione sulla idoneità e sulle prestazioni dei materiali da costruzione in genere si devono considerare due aspetti:

a) fase di posa - i materiali devono essere in grado di resistere alle diverse sollecitazioni che possono subire nella fase di posa in opera e, allo stesso tempo, avere caratteristiche tali che ne consentano un'installazione agevole -

b) fase di esercizio - i materiali devono comportarsi, dal punto di vista delle loro proprietà chimico-fisiche, per tutta la durata dell'opera in maniera conforme alle esigenze progettuali -

La progettazione, nella fase di stesura di capitolati d'appalto che prevedano l'impiego di materiali speciali, tende con frequenza a descrivere i vari prodotti in maniera troppo generica correndo così il rischio di non richiedere quelle proprietà tecniche indispensabili a garantire il buon funzionamento dell'opera stessa.

Per esempio, quando si prescrive l'utilizzo di un geocomposito drenante (normalmente costituito da una struttura drenante ad elevato indice alveolare racchiusa tra due non-tessuti filtranti) è ovvio pensare che i filtri dovranno filtrare e che il dreno dovrà drenare durante la vita utile di progetto. Quindi saranno più importanti le caratteristiche che identificano il comportamento idraulico del geocomposito piuttosto che la sua resistenza a trazione. Ma, se questo materiale viene usato in

galleria, ad esempio, ecco che diventano importanti anche la sua risposta al fuoco, la capacità di protezione della guaina, ecc.

Per determinare le caratteristiche tecniche dei geosintetici quali resistenza a trazione, allungamento, creep, permeabilità, trasmissività, diametro di filtrazione, comportamento al fuoco, resistenza agli attacchi chimici e biologici, resistenza ai raggi UV, ecc.; si fa normalmente riferimento alle prove di laboratorio eseguite secondo le normative DIN, ASTM, UNI, ISO, BS, NFG.

Attualmente commissioni CEN costituite da tecnici di diversi paesi europei stanno lavorando per l'unificazione a livello internazionale delle prove di laboratorio da effettuare sui geosintetici.

Si vogliono suggerire alcune linee guida sulle caratteristiche principali che devono assolutamente avere i geosintetici impiegati nel miglioramento dei terreni.

RINFORZO TERRA

Sono sostanzialmente due i tipi di geosintetici che vengono usualmente utilizzati per il rinforzo dei terreni: i geotessili tessuti e le geogriglie.

Questi prodotti devono lavorare sotto sforzo di trazione permanente all'interno del terreno e si utilizzano nella realizzazione di rilevati in terra rinforzata, rinforzo di base di rilevati costruiti su terreni a bassa portanza, rinforzo dello strato di fondazione delle sovrastrutture stradali, ecc.

Essendo la stabilità dell'opera vincolata alla prestazione di questi materiali sarà fondamentale utilizzare prodotti caratterizzati da elevata resistenza a trazione e bassi allungamenti a breve e a lungo termine (basso creep) e da una buona risposta alle prove di pull-out (prove di sfilamento); inoltre dovranno essere resistenti ai danneggiamenti meccanici subiti durante la fase di posa e resistenti agli attacchi chimici e biologici delle sostanze normalmente presenti nel terreno. Quindi, il parametro fondamentale sarà la tensione ammissibile a lungo termine (in funzione dei fattori sopracitati) e non unicamente la resistenza a rottura la quale non fornisce nessuna indicazione sul comportamento del materiale durante il tempo di esercizio. D'altra parte, limitata rilevanza avrà, ad esempio, il peso unitario o lo spessore del geosintetico, ma una buona flessibilità potrebbe rendere la posa più agevole.

SISTEMI ANTIEROSIONE

I prodotti impiegati nel controllo dell'erosione sono diversi e possono essere divisi in due grandi famiglie:

a) materiali geosintetici: georeti, geocelle (protezione permanente)

b) materiali biodegradabili: biostuoie, bioreti, biofeltri (protezione provvisoria)

Trattando solo i materiali sintetici:

Le georeti vengono utilizzate sia su scarpate asciutte (rilevati stradali, ferroviari, pendii in genere) che su scarpate bagnate (sponde di fiumi, canali, laghi, ecc.) e agiscono come un sistema di radici artificiali che rinforza corticalmente il terreno.

Le geocelle consentono di trattenere uno strato di terreno fertile su scarpate sterili da rinverdire.

Proprietà importante è la flessibilità per consentire la perfetta aderenza con il terreno (principio fondamentale per il buon funzionamento di questi materiali).

La materia prima ed il processo di produzione delle geocelle e le georeti giocano un ruolo importante nella prestazione finale del prodotto. Così, alcuni sistemi antierosione saranno più flessibili, meno fragili e più resistenti rispetto ad altri.

Considerando che questi materiali rimangono in contatto con il terreno, saranno importanti caratteristiche tali come la resistenza a rottura, densità della georete, resistenza agli agenti atmosferici ed ai raggi UV, resistenza chimico-batterologica e alle basse temperature, bassa infiammabilità e non tossicità.

GEOCOMPOSITI DRENANTI

I geocompositi drenanti sono stati concepiti per sostituire i sistemi di drenaggio tradizionali realizzati in sabbia e ghiaia graduate opportunamente.

Le trincee drenanti costituiscono una delle tipologie d'intervento adottate per il consolidamento di versanti soggetti a movimenti franosi superficiali.

Questi tipi d'interventi vengono spesso realizzati in siti di difficile accesso, dove la ghiaia non è facilmente reperibile e il trasporto di materiali ha un'incidenza notevole nei costi dell'opera.

I geocompositi drenanti trovano applicazione anche in questo settore. La possibilità di utilizzare un materiale leggero, flessibile, che consenta la diminuzione di volumi scavo, l'eliminazione del materiale di risulta e che garantisca il funzionamento a lungo termine si rivela la soluzione ideale.

Come già esposto precedentemente, i geocompositi sono comunemente costituiti da una struttura drenante racchiusa tra due filtri in non tessuto.

Il tipo di non tessuto impiegato condizionerà le proprietà filtranti del sistema di drenaggio. Un filtro

non si deve intasare o, almeno, la percentuale d'intasamento non deve superare certi valori limiti nel tempo; non deve lasciare migrare in continuazione la matrice fine del terreno; non deve avere elevate deformazioni per evitare la compenetrazione con la struttura drenante e ridurre, quindi, notevolmente la sua capacità di evacuazione.

La struttura drenante deve essere resistente alle sollecitazioni trasmesse in fase di posa e soprattutto alle pressioni esercitate dal terreno in modo da garantire la capacità drenante richiesta da progetto. Quindi saranno determinanti dati come la trasmissività del geocomposito ad una data pressione e gradiente idraulico nonché, la permeabilità, il diametro di filtrazione, la resistenza a trazione e l'allungamento del non tessuto a breve e lungo termine (creep).

CONSIDERAZIONI

Le voci di capitolato riuniscono le caratteristiche che devono avere i materiali da utilizzare, come risultato delle scelte tecniche effettuate in fase di studio progettuale.

Il progettista, partendo da modelli matematici deve "materializzare" quanto concepito mediante l'adozione delle tecnologie disponibili sul mercato. Perciò, la buona riuscita di un'opera dipenderà, tra altri fattori, anche dalla corrispondenza tecnica dei materiali impiegati con quelli prescritti.

Gli strumenti più validi per garantire la prestazione di un prodotto sono le certificazioni e le prove di laboratorio. Da qui la necessità di esigere questi documenti quando viene fornito un determinato prodotto.

Capitolati troppo generici portano, spesso per motivi puramente economici, all'impiego di materiali non conformi alle scelte progettuali a scapito della qualità dell'opera stessa.

La crescente specializzazione in ogni settore porta naturalmente il professionista a consultare i tecnici delle varie aziende produttrici, per reperire le necessarie informazioni tecniche sul corretto impiego dei materiali. D'altra parte le aziende fornitrici, non possono più limitarsi alla sola commercializzazione ma devono offrire una serie di servizi che vanno dall'assistenza in fase progettuale all'assistenza in cantiere.

La strada della qualità e del servizio è quella scelta dalla SEIC spa, che mette a disposizione la propria struttura tecnico-commerciale per esaurire ogni tipo di richiesta.



SISGEO S.r.l.

Via Morandi, 27 - 20090 SEGRATE (MI)
Tel. 02-2132728 - Fax 02-26923252

Dia-Log

UNA ATTREZZATURA INNOVATIVA PER LA REGISTRAZIONE DEI PARAMETRI DI PERFORAZIONE

La registrazione dei parametri di perforazione (o diagrafia istantanea) consiste nel misurare e registrare, in funzione della profondità uno o più grandezze fisiche, misurate direttamente sull'attrezzatura di perforazione, nel corso delle operazioni, le cui variazioni dipendono dalle caratteristiche dei materiali attraversati.

Per mezzo di trasduttori collegati ad una apparecchiatura di registrazione, è possibile visualizzare graficamente gli andamenti di queste grandezze e di registrare i valori misurati su supporto magnetico per successive elaborazioni e restituzioni.

Allo scopo di fornire alla sua Clientela una gamma di strumentazione e di servizi sempre più completa, SISGEO ha realizzato una apparecchiatura per la registrazione dei parametri di perforazione denominata DIALOG che si caratterizza per alcune soluzioni tecniche innovative.

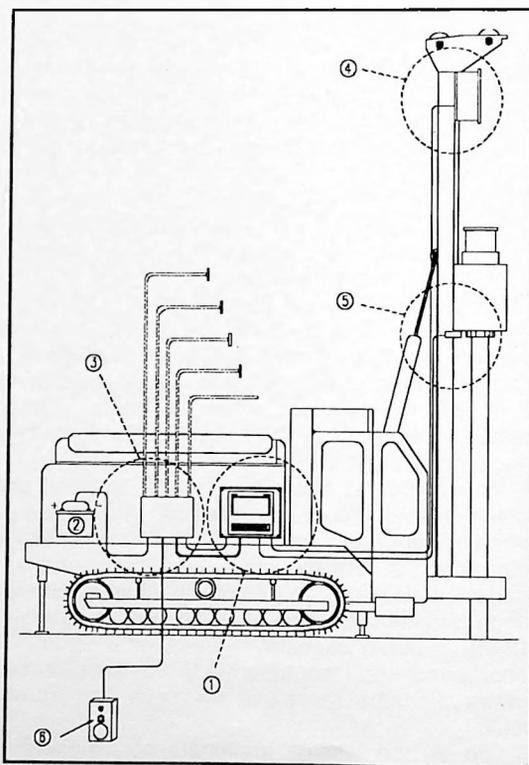
1. Descrizione dell'attrezzatura

L'attrezzatura *Dia-Log* si compone di una centralina, di una scatola trasduttori pressione, di un trasduttore di spostamento e di un misuratore di giri, di una pulsantiera e di cavi elettrici e tubi idraulici per i collegamenti e l'alimentazione.

[1] La centralina, da installarsi sull'attrezzatura di perforazione, è costituita da un microprocessore dotato di schermo a cristalli liquidi retroilluminato per l'evidenziazione grafica di tre dei parametri misurati (la cui scelta può essere variata in corso di registrazione senza interrompere la stessa) e il controllo delle funzioni di stato dell'attrezzatura, da una unità di memoria di massa costituita da RAM-CARD removibile con capacità di 1 MByte

L'alimentazione è fornita dalla batteria dell'attrezzatura di perforazione [2].

[3] La scatola trasduttori, da installarsi in prossimità della centralina e a questa collegata, contiene i trasduttori per il rilevamento delle pressioni dei circuiti di rotazione, di spinta e di sollevamento della testa di rotazione per la compensazione del peso delle aste, del circuito del fluido di iniezione e dello stato del freno idraulico, che permette di sospendere la registrazione automaticamente durante le soste di perforazione, ad esempio per l'aggiunta di nuove aste.



[5] Il misuratore di giri, da montarsi in corrispondenza della testa di rotazione, rileva la velocità di rotazione della testa stessa.

[6] La pulsantiera, da installarsi in prossimità del quadro comando dell'attrezzatura di perforazione, consente l'accensione e lo spegnimento dell'apparecchiatura durante la perforazione e, in assenza di morse idrauliche, l'interruzione momentanea della registrazione.

E' inoltre previsto l'utilizzo di un accelerometro, da installarsi sulla testa di perforazione, per la rilevazione dell'accelerazione riflessa durante sondaggi eseguiti con martello a fondo foro o a rotopercolazione.

2. Modalità di impiego

Dopo il montaggio di tutti i componenti dell'apparecchiatura **Dia-Log**, il loro reciproco collegamento e il settaggio della centralina con i dati identificativi e caratteristici del sondaggio, tutte le operazioni di perforazione sono automaticamente registrate senza che sia richiesto alcun intervento da parte dell'operatore. Nel caso di assenza di freno idraulico, l'intervento dell'operatore si limiterà all'arresto temporaneo della registrazione e sua successiva ripresa, mediante la pulsantiera, durante le interruzioni dell'avanzamento.

Tutte le grandezze acquisite sono visualizzate, a gruppi di tre, in tempo reale sullo schermo, in funzione della profondità.

Al termine delle operazioni, i dati memorizzati possono essere trasferiti su un Personal Computer portatile ed eventualmente restituiti su supporto cartaceo direttamente in cantiere oppure, mediante la memoria statica removibile, essere esportati per una restituzione ed elaborazione differita.

Il **Dia-Log** offre i seguenti vantaggi:
 rapidità di esecuzione e disponibilità immediata dei dati in cantiere;
 possibilità di riduzione dei sondaggi a carotaggio continuo sostituendoli con perforazioni a distruzione con ricostruzione dei profili stratigrafici;
 completa automazione e continuità della prova con risoluzione centimetrica;
 possibilità di prendere decisioni in tempo reale sulle modalità operative da seguire in lavori di trattamento del terreno;

3. Elaborazione dei dati

L'elaborazione dei dati registrati per ogni perforazione fornisce una diagrafia cioè l'andamento in funzione della profondità dei parametri:

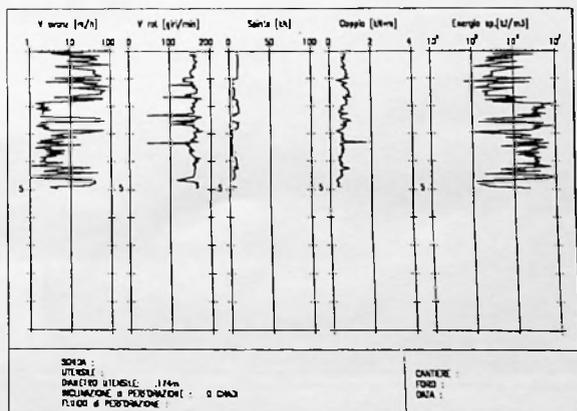
- Va: velocità di avanzamento
- Vr: velocità di rotazione
- Pf: pressione del fluido di iniezione
- Ps: pressione di spinta
- Cr: coppia di rotazione
- Ar: accelerazione riflessa

correlando le diagrafie con colonne stratigrafiche relative ad uno o più fori di taratura a carotaggio continuo si ha la rappresentazione dettagliata della perforabilità dell'area indagata, ricavando così un'informazione indiretta sulle caratteristiche meccaniche dei diversi strati attraversati.

L'attrezzatura **Dia-Log** fornisce inoltre, direttamente in cantiere sullo schermo, il valore dell'energia specifica che può essere utilizzato anche come parametro di riferimento per le perforazioni successive.

E' inoltre possibile, mediante utilizzo di programmi dedicati, effettuare restituzioni grafiche speciali e interpretazioni mirate alle problematiche di svariati settori di studio del sottosuolo:

- identificazione di terreni di riporto, di vuoti e di zone deconsolidate;
- identificazione di zone adatte all'ancoraggio di tiranti;
- controllo di qualità delle strutture;
- progettazione e controllo di campagne di iniezione o di compattazione per il miglioramento delle caratteristiche di un terreno;
- pianificazione dei tempi di avanzamento in gallerie;
- ricerche di cavità alle spalle di rivestimenti di gallerie.



OPERE SPECIALIZZATE PER IL RESTAURO DEL COMPLESSO DI SANTA CHIARA A BRESCIA

TECNODRILL S.R.L. - Via Bezzecca, 6 - 25128 BRESCIA

Su progetto strutturale e geotecnico dei Proff. Ingg. Ezio Giuriani e Gianfelice Gatti sono state realizzate le seguenti opere:

- 1) Barre Dywidag con putrelle di distribuzione dei carichi per il sostegno del muro rinascimentale in pietrame che sorge ai piedi del Castello di Brescia.
- 2) Micropali con lunghezze variabili da 10 a 15 mt ai piedi del muro e dell'acquedotto romano per consentire l'approfondimento dello scavo. A fine opera saranno realizzati sette ordini di tiranti.

Nella fotografia è in corso di esecuzione il quarto ordine di tiranti.



**CONSOLIDAMENTO DEL CAMPANILE
DELLA CHIESA PARROCCHIALE DI
BRENTONICO (TN).**

TECNODRILL S.R.L.

Progetto:
Ufficio Beni Monumentali e Architettonici della
Provincia di Trento.

Messa in opera di barre Dywidag con
carotaggio a secco della muratura.

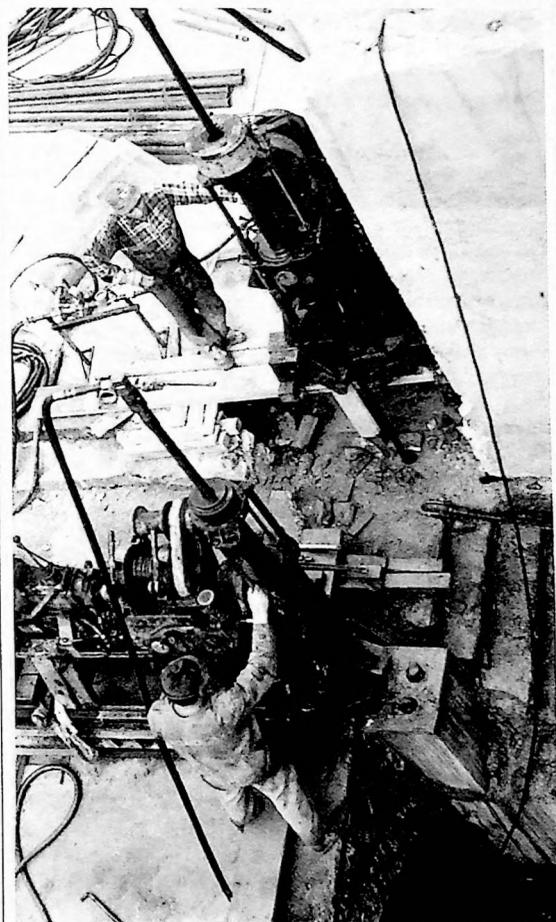


**CONSOLIDAMENTO STRUTTURE MURA
RIE IN PIETRA E SOTTOFONDAZIONI CON
MICROPALI DI UN EDIFICIO STORICO IN
CONDINO (TN).**

TECNODRILL S.R.L.

Progetto:
Tecnodril S.r.l.

Realizzazione di micropali passanti attraverso le
murature in pietrame e cemento armato.



SISTEMA QUALITA': applicazione della UNI-EN 29002 all' Impresa di indagini geognostiche

Dott. Paolo Pasqualetto - R.S.G.Q.

La Legge Quadro in materia di lavori pubblici pone grande attenzione al ruolo del progettista e dell' impresa nel processo costruttivo delle opere pubbliche, definendo l' obbligatorietà del controllo di qualità dei progetti posti a base degli appalti e, a partire dal 1997, delle certificazioni di impresa secondo le norme europee UNI-EN 29000.

Si tratta di un complesso di requisiti aziendali (gestionali, organizzativi, tecnici, operativi, di controllo) che, in funzione ed in conseguenza di una adeguata documentazione delle relative procedure, garantiscono il vertice dell' impresa e la committenza sul funzionamento aziendale ai fini della qualità.

La VICENZETTO, sensibile alla evoluzione legislativa nazionale ed internazionale e da sempre impegnata nel continuo miglioramento qualitativo del proprio prodotto, ha predisposto un proprio Sistema Qualità Aziendale in grado di soddisfare, oltre le attuali normative tecniche nazionali e le direttive CEE, anche tutte le indicazioni dei Paesi aderenti all' International Organization for Standardization (ISO). Tale Sistema è stato elaborato in modo da risultare adeguato alla struttura di una società di indagini geognostiche che deve prevedere una grande flessibilità per potersi adattare ad attività da semplici a molto complesse, anche per ampiezza di intervento, e in cui gran parte dell' attività viene eseguita fuori sede da nuclei operativi autonomi costituiti da due o tre unità.

Con l' istituzione del S.Q.A. la Direzione ha ritenuto di primaria importanza organizzare la Società in modo che l' esecuzione delle indagini avvenga secondo livelli qualitativi adeguati alle prescrizioni contrattuali del cliente, nel rispetto delle specifiche di quest' ultimo, delle normative predisposte dai competenti organismi e delle leggi dello Stato.

Il Sistema si basa su tre principali documenti:

Manuale di Qualità

Viene predisposto dal R.S.G.Q. (Responsabile Servizio Garanzia Qualità) ed approvato dalla Direzione; è sottoposto a revisione o a modifica, come tutti gli altri documenti del S.Q.A., avendo come riferimento le

risultanze ricavate in seguito alla effettuazione delle previste verifiche al Sistema stesso.

Ha lo scopo di illustrare le caratteristiche e le modalità di applicazione del S.Q.A. ovvero di descrivere come e con quali risorse, sia in termini di mezzi che di personale, venga assicurato uno svolgimento controllato di tutte le fasi lavorative che influenzano la qualità, l' attendibilità e la precisione delle indagini geognostiche. In particolare vengono descritte le procedure e le istruzioni per la gestione della documentazione, degli approvvigionamenti, delle verifiche ispettive, delle non conformità e dei controlli sulle fasi di lavorazione.

Piano della Qualità di Commessa

Viene predisposto dal R.S.G.Q. nel caso in cui il committente richieda la Garanzia di Qualità.

Nel P.d.Q. vengono definiti con maggior dettaglio particolari aspetti gestionali trattati in linea generale nel M.Q. e che vengono adattati alla specifica commessa, più in particolare, vengono riportate le procedure per le fasi di sorveglianza, le procedure per la gestione delle non conformità, e tutte le informazioni utili per la conduzione del lavoro secondo lo standard di qualità prefisso.

Vengono specificate, inoltre, le responsabilità ai vari livelli, sia in cantiere che in sede, per quanto riguarda le varie fasi di lavorazione e la sicurezza del personale.

Procedure Tecniche

Vengono predisposte dal R.S.G.Q. e sono soggette a revisione sulla base dei riscontri conseguenti alle verifiche effettuate.

Prendono in esame le varie attività di indagine definendone le modalità di esecuzione, le responsabilità, le attrezzature utilizzate, le fasi di controllo previste, e le eventuali tarature e/o controlli necessari.

Istruzioni Tecniche

Vengono predisposte dai responsabili di reparto e controllate dal R.S.G. (Responsabile Servizio Geotecnico). In esse vengono trattati argomenti relativi all' uso ed alla manutenzione delle varie attrezzature o strumentazioni sulla base di quanto riportato dalle case costruttrici; sono utilizzate normalmente dagli operatori

geotecnici, dal personale del servizio manutenzione e da quello dell' ufficio tecnico.

Lo sviluppo del Sistema Qualità Aziendale ha come fine ultimo l' eliminazione dei prodotti non conformi ai requisiti specificati dal Cliente. Possono comunque verificarsi, in situazioni particolari, l' insorgere di non conformità. La gestione e la risoluzione delle non conformità, ovvero la definizione come tali di fasi di lavoro che si discostano dalle specifiche, è affidata in sede al R.S.G.Q., mentre in cantiere viene affidata al R.C.Q. Esse vengono comunque trattate in modo più approfondito nei Piani di Qualità predisposti specificatamente per ogni singola commessa.

L' efficacia del Sistema Qualità Aziendale viene garantita da visite ispettive predisposte dal R.S.G.Q. al fine di accertare che l' attività svolta sia rispondente a quanto previsto nel S.Q.A. stesso. Le verifiche ispettive vengono effettuate relativamente ai settori che hanno influenza sulla qualità, e quindi in particolar modo ai reparti che eseguono le attività in sito. Per le attività svolte presso l' ufficio tecnico, è previsto che tutta la documentazione prodotta venga verificata ed approvata dal Responsabile del Servizio Geotecnico (R.S.G.)

Il risultato finale dell' intero processo S.Q.A. si identifica nella certificazione in via di acquisizione presso un organismo internazionalmente riconosciuto.

Profilo della Società

La VICENZETTO opera nel settore delle indagini geognostiche dal 1966, anno della sua fondazione da parte dell' attuale presidente Dott. Geol. Vittorino Vicenzetto.

Grazie alle conoscenze ed esperienze acquisite dal proprio staff di geologi, tecnici e sondatori in numerosi cantieri italiani ed esteri, la VICENZETTO è oggi una delle società più qualificate ed apprezzate nel campo delle attività specialistiche del sottosuolo.

Le esperienze maturate in più di trent' anni di attività sono state utilizzate per la predisposizione ed applicazione del Sistema Qualità Aziendale.

Notizie generali

La VICENZETTO ha agito come:

- Geostudio di Vicenzetto Dott. Vittorino dal 1966 al 1985
- Geostudio Vicenzetto s.a.s. dal 1985 al 1987
- Vicenzetto srl dal 1987 (a seguito atto di fusione tra Geostudio Vicenzetto sas e Geolavori srl)

Codice fiscale e Partita IVA: 01391790282

C.C.I.A.A. di Padova n° 208275

Cancelleria del Tribunale di Padova n° 29214

Meccanografico Estero n° M/PD004364

A.N.C. n° 8056100 nelle sottoelencate categorie:

- 19/A per L. 300 milioni (rilevamenti topografici speciali)

- 19/B per L. 3000 milioni (esplorazioni del sottosuolo con mezzi speciali)
- 19/C per 300 milioni (fondazioni speciali)
- 19/D per 300 milioni (consolidamento terreni e opere speciali del sottosuolo)
- 19/F per 1500 milioni (trivellazioni e pozzi)

Direttori Tecnici: Vicenzetto Dott. Geol. Vittorino
Vicenzetto Dott. Geol. Tiziano

Campi di attività

L' attività della VICENZETTO consiste essenzialmente nella fornitura di servizi per l' ingegneria geotecnica, comprendendo in particolare quanto di seguito elencato.

- sondaggi a carotaggio continuo in terreni sciolti e in roccia fino a notevoli profondità (350m), sia con metodi tradizionali ad aste che con wire-line
- prelievo di campioni indisturbati di vario diametro e lunghezza (\varnothing 89÷220mm - lung. 60÷150cm) con campionatori progettati dalla società stessa
- esecuzione di prove geotecniche in foro di sondaggio
- esecuzione di prove penetrometriche (CPT, CPTE, CPTU)
- esecuzione di prove dilatometriche e di prove pressiometriche
- posa in opera di strumentazione geotecnica
- monitoraggi ambientali (BAT G.W.M.S.)

Principali lavori eseguiti in Garanzia di Qualità

- ISMES - 1985
indagini geotecniche e posa di strumentazione c/o centro EUREX di Saluggia (VC)
Normativa di riferimento: ENEA DISP GP 8-10
- MONTALTO MARE - 1987
indagini geotecniche c/o la centrale elettronucleare ENEL di Montalto di Castro
Normativa di riferimento: UNI 8450/1983 "Impianti Nucleari"
- ISMES - 1988
indagini geotecniche e posa di strumentazione c/o la centrale elettronucleare ENEL di Caorso (PC)
Normativa di riferimento: UNI 8450/1983 "Impianti Nucleari"
- FIATENGINEERING - 1994
indagini geotecniche e posa di strumentazione riguardante il progetto TAV-tratta BO÷FI
Normativa di riferimento: UNI EN 29002 "Sistemi qualità: criteri per l' assicurazione della qualità nella fabbricazione e nell' installazione - 1987"
- IDROESSE - 1995
indagini geotecniche e posa di strumentazione riguardante il completamento a nord dell' autostrada A31 Valdastico
Normativa di riferimento: UNI EN 29002 "Sistemi qualità: criteri per l' assicurazione della qualità nella fabbricazione e nell' installazione - 1987"



REGIONE DELL'UMBRIA

GIUNTA REGIONALE

AREA AMBIENTE E INFRASTRUTTURE

STUDIO DEI CENTRI ABITATI INSTABILI IN UMBRIA

SOMMARIO

La presente nota riferisce sul lavoro svolto dall'unità operativa del Gruppo Nazionale per la Difesa delle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI) del Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR) della Regione dell'Umbria per lo studio ed il censimento dei centri abitati instabili presenti in Umbria (Pubblicazione n. 979 del GNDCI-CNR).

PREMESSA

Il territorio regionale dell'Umbria è costituito per la maggior parte da terreni collinari formati prevalentemente da litotipi terziari e quaternari soggetti ad erosione. L'evoluzione storica dello sviluppo insediativo, avvenuta intorno a castelli, torri o borghi medioevali, quasi tutti collocati sulla cima dei colli, ed il naturale evolversi dei fenomeni erosivi lungo i versanti, in parte anche accelerati dall'intervento antropico, hanno portato ad una ricorrenza sempre maggiore di frane e di situazioni di dissesto idrogeologico con pericolo per la pubblica e privata incolumità, situazioni che hanno spesso richiesto l'intervento dello Stato e della Regione, concretizzandosi con l'emissione di 42 decreti di inclusione a consolidamento di abitati.

In Umbria ben trenta territori comunali, circa un terzo del totale, hanno uno o più centri abitati dichiarati da consolidare, di cui ventisei sono Capoluoghi di Comune.

Questo dato è indicativo del potenziale di "rischio" insito nella convivenza, in Umbria come in altre regioni italiane, tra l'ambiente geomorfologico e quello antropico, inteso come insieme di strutture e infrastrutture, spesso di rilevanza storico-monumentale, che vengono ad interagire con la naturale evoluzione dei versanti.

Il lavoro di cui si riferisce è il risultato di quattro anni di attività dell'Unità Operativa 2/17, nell'ambito del Progetto Speciale S.C.A.I. (Studio Centri Abitati Instabili).

Le finalità proprie del Progetto, volto allo studio degli abitati instabili a scala nazionale, si sono conciliate perfettamente con l'esigenza, a livello regionale, di inquadrare, secondo un criterio unificatore geologico-geomorfologico, lo "stato di fatto" in materia di centri abitati instabili, con particolare riferimento per quelli dichiarati da consolidare ai sensi delle leggi vigenti. Il lavoro si è articolato in due sezioni distinte, la prima relativa all'analisi dei centri abitati instabili ufficialmente noti in quanto già dichiarati da consolidare o da trasferire, la seconda riguardante il censimento di altri abitati umbri potenzialmente vulnerabili o già sedi di fenomeni di dissesto. Alle due sezioni corrispondono, ovviamente, metodologie d'indagine sostanzialmente diverse, di carattere "compilativo" nel primo caso e di carattere "esplorativo" nel secondo caso.

ABITATI CLASSIFICATI da consolidare o da trasferire

La ricerca inerente i centri abitati dichiarati da consolidare è stata di tipo essenzialmente compila-

lativo, basata sulla raccolta, revisione e sintesi di tutte le notizie ed informazioni reperibili presso gli archivi regionali; infatti, per ogni abitato di questa categoria è disponibile un curriculum di atti amministrativi e tecnici dai quali è possibile ricostruire il profilo geologico e geomorfologico dell'abitato ed inquadrare lo stato degli interventi di consolidamento previsti e/o realizzati.

Il lavoro di raccolta dei dati d'archivio si è concluso con la stesura di una monografia, per ogni abitato instabile, comprendente una parte descrittiva ed una cartografica. Ciascuna monografia costituisce, pertanto, una fedele sintesi degli studi geologici e dei progetti realizzati sia per ottenere l'inclusione a consolidamento dell'abitato sia, successivamente, per l'attuazione dei programmi di risanamento dei dissesti e di recupero delle opere danneggiate. L'ampiezza ed il contenuto di ciascuna monografia è in stretta relazione con la quantità e qualità delle informazioni disponibili; ne risulta che i vari centri abitati sono "documentati" in misura diversa in quanto l'ampiezza, il dettaglio, e l'organicità delle notizie disponibili variano considerevolmente da un abitato all'altro, anche in rapporto alla rilevanza che lo stesso assume sia per l'entità e la tipologia dei fenomeni di dissesto dai quali è coinvolto, sia per il valore del patrimonio antropico considerato a rischio.

Nella Regione Umbria 41 centri sono stati dichiarati da consolidare e 1 da trasferire per l'esistenza di frane e più in generale di dissesti idrogeologici. Lo Stato ha emesso, ai sensi della Legge 445/908, 24 decreti di dichiarazione relativamente a 29 località; successivamente la Regione dell'Umbria, dopo il trasferimento delle competenze in materia, ha emesso 13 decreti di dichiarazione ai sensi della L.R. 65/78.

Per quanto attiene la distribuzione territoriale dei centri abitati si è rilevato che dei 42 centri 25 rientrano nella provincia di Terni, cui tra l'altro spetta la maggior parte dei decreti emessi dallo Stato (445/908), e 17 in quella di Perugia, in cui si registra il maggior numero di dichiarazioni ai sensi della Legge Regionale (65/1978).

Buona parte degli abitati dichiarati da consolidare sono capoluoghi di comune (25 su 42), per il resto i decreti di ammissione a consolidamento si riferiscono a frazioni o anche a

zone particolari comprese o adiacenti ad un centro; è questo il caso di Perugia, che presenta tre zone da consolidare (Monteluca, Fontivegge, San Francesco al Prato) e di Assisi con la zona Ivancich.

A livello di realtà comunale, sono 30 i Comuni umbri che hanno centri dichiarati da consolidare o trasferire: 17 in Provincia di Terni, tra cui 4 Comuni (Baschi, Fabro, Montecastrilli e Stroncone) comprendenti più di un centro, e 13 in Provincia di Perugia, di cui 2 (Perugia e Todi) comprendenti più di un centro abitato.

Oltre ai ben noti centri di Orvieto e Todi si distinguono al momento attuale per rilevanza di fenomeni di dissesto gli abitati di Montone, Le Crocicchie, Loreto, Assisi per la zona Ivancich, Perugia per le due zone di Fontivegge e Monteluca, Gualdo Cattaneo e Narni.

L'elemento comune che contraddistingue questi casi sta nella presenza di frane di vaste proporzioni che hanno riflessi significativi sulla pubblica incolumità e sul patrimonio antropico che, conseguentemente, richiedono interventi di consolidamento articolati e complessi, di considerevole peso economico.

Dall'analisi critica dei vari casi esaminati sono emersi soprattutto due aspetti, da un lato la frequente finalizzazione del consolidamento e dei relativi progetti al recupero delle strutture danneggiate, cioè a fronteggiare gli effetti piuttosto che a prevenire i dissesti, secondo un'ottica che guarda più al singolo evento che non all'intero contesto geomorfologico; dall'altro il ricorso alla procedura di inclusione a consolidamento anche per risanare opere murarie di pubblico interesse, quali le cinte castellane dei centri storici.

In riferimento al primo aspetto va osservato che, almeno fino ad un decennio fa, l'inclusione a consolidamento è stato l'unico strumento giuridico utilizzabile per rimuovere situazioni di pericolo legate al danneggiamento, causato da fenomeni di dissesto, di strutture o infrastrutture dell'abitato, indipendentemente dalla complessità dei caratteri geomorfologici dell'ambiente che ospita l'abitato stesso. Soltanto recentemente si è affermata una nuova impostazione degli studi e dei progetti di consolidamento, diretta non solo al recupero dei danni, ma anche e soprattutto alla prevenzione dei dissesti. Per quanto riguarda il

secondo aspetto, l'interpretazione estensiva del concetto di "dissesto idrogeologico" citato nella L.R. 65/78 ha comportato che alcuni centri abitati sostanzialmente stabili sotto il profilo geomorfologico siano stati dichiarati da consolidare per la presenza di dissesti lungo le mura castellane, dissesti comunque imputabili anche a cause di natura idrogeologica.

Per esaminare la distribuzione dei centri abitati dichiarati da consolidare in rapporto alla geologia e geomorfologia dell'Umbria si è fatto riferimento alla suddivisione schematica che riunisce gli svariati terreni affioranti nel territorio regionale in quattro complessi:

- complesso carbonatico (Triassico-Miocene Inf.)
- complesso terrigeno (Paleocene Sup.re-Eocene)
- complesso dei depositi postorogenici (Pliocene-Pleistocene)
- complesso vulcanico (Pleistocene)

Tale suddivisione costituisce un valido supporto su cui inquadrare le condizioni di instabilità dei vari centri abitati, in quanto ai quattro complessi litologici si associano in generale caratteristiche peculiari per quanto riguarda la propensione all'instabilità, la distribuzione dei dissesti e la tipologia dei fenomeni franosi. In linea generale sotto il profilo geomorfologico la distribuzione dei centri abitati oggetto del consolidamento ricalca quelle che sono le zone ombre più vulnerabili dal punto di vista della dissestabilità, che si associano generalmente all'affioramento dei complessi sedimentari continentali Plio-Pleistocenici e della serie marina del Pliocene. La maggior parte dei centri abitati infatti, anche se con diverso livello di gravità dei dissesti dai quali sono coinvolti o coinvolgibili, è collocata su colli o dorsali di natura sabbio-argillosa-conglomeratica, ovviamente con diversi aspetti strutturali e stratigrafici.

ABITATI SEGNALATI

come potenzialmente vulnerabili

Il lavoro svolto, che rappresenta solo la prima tappa dell'iter conoscitivo, consiste nella segnalazione di abitati che sono inseriti in ambienti geomorfologici dove si riconoscono situazioni di instabilità per cause naturali intrinseche al

territorio stesso. Al fine di venire a conoscenza di situazioni "critiche", in maniera preventiva, si è cominciato ad acquisire dati relativi alla vocazione al dissesto del territorio in cui sono inseriti i centri ed i nuclei abitati e ad identificare i fenomeni che, anche se di piccola entità, sono avvenuti a danno di strutture ed infrastrutture di pertinenza dell'abitato. Nel censimento sono stati riportati anche abitati con situazioni di dissesto in aree limitrofe al centro storico, che potrebbero essere oggetto di future espansioni, oppure abitati con situazioni di instabilità che coinvolgono le sole infrastrutture di accesso agli stessi.

Il lavoro svolto, nonostante sia basato su dati speditivi di campagna ricavati da sopralluoghi ed analisi fotointerpretative, senza una caratterizzazione puntuale e precisa dei fenomeni franosi, fornisce in maniera omogenea, per tutti i casi censiti, parametri geologico-geomorfologici di base per avere un primo quadro conoscitivo sulle situazioni di instabilità; non è, quindi, una individuazione di abitati da includere a consolidamento ma costituisce una segnalazione di casi da tenere sotto osservazione per i quali sarà necessario riconoscere con studi più dettagliati il più probabile meccanismo evolutivo del fenomeno censito ed il grado di interferenza con l'abitato stesso.

Per la selezione dei casi da prendere in considerazione si sono utilizzate le seguenti fonti d'informazione:

1. Carta dei centri e nuclei abitati della Regione dell'Umbria fornita dall'ufficio del Piano Urbanistico Territoriale;
2. Carta inventario dei movimenti franosi della Regione dell'Umbria ed aree limitrofe redatta dal CNR;
3. Dati del censimento di movimenti franosi e dissesti eseguito sui territori di alcuni Comuni dell'Umbria dall'Unità operativa 2.17 del G.N.D.C.L.;
4. Pubblicazioni e rapporti scientifici esistenti.

L'incrocio e l'analisi comparativa di detti documenti ha portato alla individuazione di circa 200 casi di centri abitati da sottoporre a sopralluoghi e verifiche in campagna. Si è proceduto quindi ad un esame geomorfologico, in via preliminare, attraverso foto-aree della Regione dell'Umbria relative a voli del 1977 e del 1985 e

al successivo rilievo in campagna con schedatura e documentazione fotografica. Si è così potuta effettuare una selezione di situazioni dove sono state riconosciute sia fenomenologie di dissesto interessanti direttamente l'abitato, sia fenomeni di instabilità che investono versanti nelle immediate vicinanze del nucleo abitato.

Sono state, in definitiva, individuate 32 situazioni in Provincia di Perugia e 29 in Provincia di Terni; per quanto attiene la loro distribuzione areale, con riferimento alla suddivisione del territorio nei quattro grandi complessi litologici già menzionati, risulta che il maggior numero di abitati censiti ricade nel complesso postorogenico. Dato, questo, già riscontrato negli abitati dichiarati da consolidare o trasferire e che quindi conferma l'elevata vocazione al dissesto del complesso postorogenico nel territorio dell'Umbria. Le formazioni più vulnerabili di questo complesso sono i depositi continentali di colmamento dell'antico Lago Tiberino dove sono inseriti abitati ricadenti in vaste aree soggette ad instabilità diffusa come Piedicolle, Collepepe, Duesanti, S.Valentino, Cerqueto o dove si riconoscono versanti interessati da frane di scorrimento o scorrimento-colata (abitato di Ilici e Torgiano). Altra formazione vulnerabile del complesso postorogenico è quella costituita dai depositi marini sia in facies sabbioso-conglomeratica, dove si incontrano fenomeni di crollo sulle scarpate perimetrali degli abitati (Collungo, San Vito), sia in facies argillosa dove sono caratteristiche le fenomenologie calanchive (Palombara, Alleronia, Poggio della Fame).

Le situazioni di dissesto che si sviluppano sui terreni appartenenti al complesso carbonatico ricadono per la maggior parte nel territorio della Provincia di Terni. Nell'ambito di questo complesso la maggioranza dei casi riscontrati è legata alla presenza della formazione del Calcarea Massiccio (Cesi, Stifone, Narni, Pale ecc.).

Particolari problematiche presentano alcuni abitati posizionati al culmine di dorsali o di colli impostati su placche litoidi di natura vulcanica (Guadamello) o di natura travertinosi (Giove e Guardea) sovrapposte a depositi argillosi e argillo-limosi che affiorano lungo i pendii sottostanti l'abitato.

CONCLUSIONI

Il lavoro svolto come Unità Operativa all'interno del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche, oltre che promuovere la realizzazione in un unico volume della problematica dei centri abitati in Umbria, ha generato alcune riflessioni e considerazioni sul modo di gestire la materia del consolidamento degli abitati.

In primo luogo è apparsa evidente, nel panorama nazionale, la diversità concettuale e di comportamento da Regione a Regione operando alcune ancora con la Legge 445 del 1908 mentre altre dispongono di proprie leggi e regolamenti o si attivano solo in virtù di speciali ordinanze della Protezione Civile. Inoltre, salvo rare eccezioni, si riscontra che l'intervento di "consolidamento abitati" non risponde sempre ad una logica di tipo preventivo ma è legato all'emergenza, ovvero alla risoluzione di un danno avvenuto. Infine, per gli abitati in cui si è intervenuti è ancora irrisolto il problema relativo alla manutenzione delle opere realizzate per il consolidamento degli stessi.

La considerazione principale e forse la più complessa che emerge e che viene rivolta, con valenza sul campo nazionale e non solo sul territorio dell'Umbria, alla comunità scientifica è quella di stabilire, anche se con dei limiti, un metodo di riferimento chiaro, univoco, oggettivo e possibilmente semplice di "classificazione dell'instabilità dei centri abitati", ovvero di definizione del "rischio".

In questo senso occorrerebbe riprecisare il concetto di "abitato da consolidate", imponendo condizione analitiche e definite perchè ne scatti la classificazione, e stabilire procedure rigorose e semplificate perchè, una volta classificato, sia garantita la continuità dei flussi finanziari necessari per la realizzare le opere di consolidamento sulla base di progetti d'intervento globali e complessivi, basati tuttavia non soltanto sul "puro consolidamento", ma anche su opere ed azione di riequilibrio del rapporto tra territorio antropizzato e/o antropizzabile ed ambiente in dissesto idrogeologico.