

ESEMPIO DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA FINALIZZATA ALLA DEFINIZIONE DEL RISCHIO IN UN'AREA INTERESSATA DA FENOMENI DI SPROFONDAMENTO CATASTROFICO (TOR TRE PONTI, LATINA).

GARBIN F.°, SCARAPAZZI M.°, CIANCI S.°, CAPELLI G.*, SALVATI R.*, ALBANESE G.§ & STORONI S§.

° - *Geoplanning Servizi per il Territorio S.r.l.*

* - *Dipartimento di Scienze Geologiche, Università Roma TRE*

§ - *ANAS S.p.A.*

ABSTRACT

In questa nota vengono presentati i risultati di una collaborazione tra il Dipartimento di Scienze Geologiche dell'Università Roma TRE, l'ANAS Compartimento per la viabilità di Roma e del Lazio, e la Geoplanning Servizi per il Territorio S.r.l.

Scopo della collaborazione è stato lo studio delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni in un sito della Piana Pontina (Tor Tre Ponti, LT) in funzione della definizione dei parametri necessari alla modellizzazione numerica del rischio sinkhole.

Da un punto di vista squisitamente geotecnico la collaborazione di cui sopra ha permesso di acquisire dati di fondamentale importanza per l'implementazione del modello numerico di simulazione ma, allo stesso tempo, ha permesso anche di mettere a punto tecnologie e protocolli di analisi che possono rappresentare un contributo significativo nel panorama delle procedure applicative di laboratorio.

Cogliendo quindi l'opportunità offerta dalla realizzazione di un sondaggio profondo, spinto fino al tetto del bedrock carbonatico, eseguito nell'area in studio è stato pertanto delineato un razionale piano di prove geotecniche di laboratorio da eseguirsi sui campioni prelevati.

Tali prove hanno permesso di definire le caratteristiche fisiche delle varie litologie incontrate durante la perforazione, e di caratterizzarne alcuni aspetti meccanici con prove mirate in funzione dei requisiti richiesti dalla modellizzazione dei fenomeni di sprofondamento catastrofico. I test eseguiti sono generalmente riconducibili alla geotecnica classica, ma è stato altresì necessario realizzare prove speciali non normate, per la determinazione della permeabilità e della resistenza a trazione su terre. Per l'esecuzione di quest'ultima prova si è resa necessaria la progettazione e realizzazione "ex novo" di una strumentazione sperimentale che permettesse di raccogliere informazioni sulla resistenza e sulla deformazione di materiali saturi granulari e non.

Questo studio si inserisce in un più ampio progetto di ricerca condotto dal Dipartimento di Scienze Geologiche, volto ad analizzare le modalità di innesco e sviluppo dei fenomeni di sprofondamento catastrofico, nonché la definizione delle aree a rischio potenziale o conclamato. I dati raccolti vengono attualmente utilizzati per l'implementazione di un modello numerico di simulazione della propagazione della deformazione che porta alla genesi di un sinkhole, in collaborazione con il Prof. T.Tharp dell'Earth and Atmospheric Sciences Dept. della University of Purdue (West Lafayette, Indiana, USA).

1. PREMESSA

Nell'ambito del Progetto *Sinkhole* del Lazio (Delib. R.L. n° 4662, 08/31/1999) parallelamente alle attività di ricerca sviluppate direttamente in seno al Gruppo di Lavoro di Idrogeologia dell'Università di Roma TRE, sono state instaurate collaborazioni con gli Enti e le Amministrazioni Locali interessate allo studio, perché direttamente investite nei loro compiti istituzionali, dal problema degli sprofondamenti catastrofici.

Nell'ambito di questa attività di collaborazione, particolare interesse ed importanza ha assunto la sinergia con l'ANAS che ha portato alla realizzazione di una perforazione profonda in località Tor Tre Ponti al Km 67.000+300 della SS.7 Appia.

La perforazione, aveva lo scopo di acquisire informazioni dirette sulla stratigrafia della Piana Pontina, ricostruire la successione stratigrafica, identificare eventuali indicatori del rischio *sinkhole* e acquisire dati geomeccanici ad implementazione del modello matematico di simulazione che alcuni degli Autori stanno mettendo a punto in collaborazione con l'Università di Purdue in Indiana, U.S.A. ((Salvati R., 2001)). Il sondaggio ha permesso di verificare lo schema di circolazione delle acque sotterranee nella Piana.

In questa nota verranno presentati principalmente gli aspetti tecnici e tecnologici relativi alle analisi di laboratorio (per una trattazione estesa della perforazione vedi Albanese et al, stesso volume); verranno

comunque forniti elementi sulla geologia del sottosuolo e soprattutto verranno fatte considerazioni sul rischio da *sinkhole* legato alla perforazione in aree ad alta sensibilità.

Questo lavoro è stato possibile grazie agli stanziamenti dell'ANAS e al finanziamento del "Progetto *Sinkhole* del Lazio" da parte della Regione Lazio (Delib. n° 4662, 08/31/1999).

2. SCOPO DELLA PERFORAZIONE E PREMESSE TECNICO-SCIENTIFICHE

Come accennato nell'introduzione, la perforazione in oggetto è stata inquadrata nelle attività di studio e ricerca che il Gruppo di Lavoro di Idrogeologia ha condotto tra il 1999 e il 2002 nell'ambito del Progetto *Sinkhole* del Lazio ((Capelli G. & Salvati R., 2002)). Gli scopi che ci si era prefissi riguardavano aspetti diversi dello studio sui fenomeni di sprofondamento catastrofico. In primo luogo occorre ricostruire nel dettaglio la successione stratigrafica, che rappresenta l'elemento conoscitivo principale per l'analisi della pericolosità da *sinkhole*, stante il fatto che questi fenomeni dipendono direttamente sia dalla profondità del substrato carbonatico che ancor più dalle litologie e reologie dei materiali che costituiscono la copertura. In secondo luogo la perforazione aveva lo scopo di tarare le informazioni e le ricostruzioni provenienti dall'analisi gravimetrica e soprattutto di verificare che le profondità del substrato fossero quelle ricostruite attraverso le indagini geofisiche (Capelli G. & Salvati R., 2002). Terzo elemento, che si intendeva reperire, era la possibilità di raccogliere campioni rappresentativi dei terreni di copertura, per eseguire prove di laboratorio tese a determinarne le caratteristiche geomeccaniche, in particolare ad acquisire i dati relativi ad alcuni parametri geotecnici specifici, necessari alla implementazione del modello matematico di simulazione della propagazione della deformazione che porta ad uno sprofondamento catastrofico (Salvati R., 2001; Tharp T.M., 1997, 1999, 2000, 2001). Quarta finalità della perforazione, era il raggiungimento della falda profonda circolante nel bedrock carbonatico e la possibilità di analizzarne le caratteristiche chimiche, sia in relazione alla genesi e sviluppo dei *sinkhole* che, in senso più generale, per acquisire dati utili a raffinare il modello di circolazione idrogeologica della Piana Pontina ((Tuccimei P. & Salvati R., 2003)) già proposto a suo tempo da Boni et al. ((Boni C., 1980)). Quinto ed ultimo elemento di interesse era la verifica degli standard tecnici e tecnologici per la perforazione in sicurezza di fori profondi in aree ad altissimo rischio da *sinkhole* alla luce di quanto occorso nel 1993 in Località Tor Tre Ponti (Stabilimento Pettinicchio al Km 67.000+300 della S.S.4 Appia). Tali standard andranno inseriti nelle norme per i permessi di ricerca e per le concessioni di captazione degli acquiferi ((Albanese G. et al., 2004)).

La scelta dell'ubicazione del foro ha rispecchiato la necessità esplicita della Amministrazione ANAS di investigare il *framework* che nel 1993 portò al verificarsi di un *sinkhole*, limitrofo alla carreggiata, in seguito alla esecuzione di una perforazione.

I risultati raggiunti e i dati acquisiti si sono rivelati di rilevante interesse per lo studio e la comprensione dei fenomeni di sprofondamento catastrofico e hanno permesso di raffinare i modelli concettuali e matematici nonché di mettere a punto una metodologia per la perforazione in situazioni potenzialmente critiche.

3. ASSETTO GEOLOGICO-STRUTTURALE DELLA PIANURA PONTINA

Nella Pianura Pontina la natura del sottosuolo può essere ricostruita utilizzando i dati geofisici (Capelli G. & Salvati R., 2002; Compagnia Mediterranea Prospezioni, 1968; Di Filippo M. & Toro B., 1980) e le stratigrafie di numerose perforazioni (Barbieri M., 1999; Mouton J., 1973).

Lungo il margine nord-orientale della pianura si individua chiaramente un settore della struttura carbonatica lepino-ausona, debolmente ribassato e coperto da depositi quaternari recenti. Quest'area marginale della Pianura Pontina è stata oggetto di accurati studi condotti nei decenni passati e nel corso di questa ricerca. Tra i lavori storici si ricorda uno studio geoelettrico ((Mouton J., 1973)) supportato da una campagna di perforazioni, che fornisce un'eccellente ricostruzione di dettaglio dell'andamento del tetto dei calcari.

Dagli elementi raccolti risulta che lungo la Pianura Pontina si individua un solco profondo apertosi tra il margine della piattaforma lepina e le strutture sepolte più occidentali, formate da depositi in facies di transizione di tipo sabino. Pur mancando prove sicure, si può pensare che il solco sia stato parzialmente colmato da un flysch oligo-miocenico e da depositi caotici di tipo sicilide. Una fase tettonica contemporanea alla deposizione del flysch, costruisce le strutture oggi sepolte lungo la costa e che sembrano estendersi nel Tirreno.

A partire dal Pliocene inferiore una fase tettonica distensiva conferisce alla regione un assetto ad Horst e Graben. Con il riattivarsi delle vecchie linee tettoniche, si riapre gradualmente il solco pontino, con un processo discontinuo probabilmente non ancora del tutto esaurito. In questo periodo il mare ingredisce in gran parte della

regione, dove deposita un potente pacco di argille marnose di schietto ambiente pelagico (affioramento di Tor Caldara e sondaggio Foce Verde) che d'altra parte non sono state raggiunte dalle perforazioni eseguite nel settore centrale della depressione pontina .

Il Pliocene medio superiore è ben rappresentato nei sondaggi Foce Verde, Fogliano I, La Guardia, e Pontinia; in quest'ultimo, più prossimo al rilievo lepino, si trova una facie detritico-organogena (Macco) direttamente trasgressiva sul Mesozoico.

Il Calabriano argilloso-sabbioso, si estende con continuità lungo il settore costiero della pianura. Una considerazione particolare merita l'attività vulcanica che ha interessato la regione, soprattutto nella fase più recente della sua evoluzione. Numerosi affioramenti di piroclastiti, disseminati al margine del rilievo lepino e nelle depressioni interne, sono riferibili alla intensa attività vulcanica manifestatasi nell'area albana. Fanno tuttavia eccezione alcuni affioramenti che, per le loro caratteristiche vanno ricollegati ad un vulcanismo periferico, ad attività prevalentemente esplosiva, dovuta a centri di emissione assai prossimi alle aree di affioramento (Abbadia di Valvisciolo, Acquapuzza ecc.).

3.1 Il pericolo Sinkhole

Nella Piana Pontina sono storicamente presenti diverse aree a rischio di sprofondamento catastrofico:

3.1.1. Doganella-Via Ninfina (Comuni di Sermoneta e Cisterna)

Colpita da un recente sprofondamento (Bono P., 1995), questa zona è comprovatamente impostata su un'area tettonica che per lungo tempo è stata sede di fenomeni sorgivi idrotermali che hanno dato luogo a una serie di depositi travertinosi. Oltre ai banchi principali di travertino, nel sondaggio del 2001, realizzato presso il Centro Anziani di Doganella, sono stati intercettati livelli ritmici di travertino, spessi circa un metro intervallati a sabbie e argille molli ((Capelli G. & Salvati R., 2002)).

Uno studio geofisico eseguito per il Comune di Cisterna, ubicato a nord della Via Ninfina, ha individuato travertini e depositi terrigeni, nonché una depressione dai margini scoscesi, colmata di sedimenti rimaneggiati (*sinkhole* ?). Dallo studio emergono vari indizi di pericolosità geologica. Le acque dei pozzi controllati risultano sottosature e aggressive Tuccimei et al, in ((Capelli G. & Salvati R., 2002)). Per quanto risulta dalle stratigrafie disponibili, in alcuni casi i depositi sabbiosi poggiano direttamente sui calcari tettonizzati e carsificati, il cui tetto è posto a circa 140 metri dal piano campagna ((Capelli G. & Salvati R., 2002)). Verso la zona di Doganella convergono importanti linee di flusso idrico sotterraneo provenienti dal complesso travertino di Cisterna e dai Lepini ((Boni C., 1988)).

3.1.2. Contrada Ciocco – Contrada Talci, San Michele

Questa zona è posta sul proseguimento sepolto della conoide che da Valvisciolo scende verso Contrada Ciocco. La gravimetria indica chiaramente la presenza di una paleovalle che dovrebbe essere in parte colmata da una conoide sepolta (Di Filippo & Toro in (Capelli G. & Salvati R., 2002)). La depressione valliva, durante il basso stazionamento del livello marino, doveva essere sede di sorgenti, richiamando i flussi che ai nostri giorni alimentano Ninfa e le Acque Puzze. I processi tettonici e carsici hanno probabilmente prodotto, unitamente a una potente circolazione idrica di tipo termominerale, un'azione di dissoluzione e trasporto non solo nei carbonati, ma anche nei depositi di conoide, determinando in un recente passato i noti sprofondi, ancor oggi visibili tra Valvisciolo e Mola Monticchio, le cui acque, analizzate dagli autori nel 2001, sono risultate sottosature. Nel settembre 2002, nei pressi della chiesa di San Michele si è manifestato un piccolo sprofondamento su un'area di alcune decine di metri.

3.1.3. Gricilli-Mezzaluna-Tenuta Isabella-Cotarda

Questa area, compresa tra il Canale della Selcella, il Fiume Sisto, la Migliara 46 ed il Borgo della Cotarda, costituisce una piccola depressione strutturale, all'interno della quale, anche a seguito delle condizioni idrologiche ed idrogeologiche, si è depositato uno dei maggiori spessori di terre organiche e torbe della Piana Pontina. Sul lato pedemontano a sud del Fiume Uffente, che accresce la propria portata di alcuni metri cubi grazie alla presenza di un enorme flusso idrico, è nota la presenza di manifestazioni sorgive blandamente termominerali con forti venute di gas. Le torbe si associano a livelli di travertino fitoermale e/o lacustre collegati alla deposizione chimica sia delle sorgenti carsiche che idrotermali ubicate nella zona. La presenza di quasi tutti gli indicatori che favoriscono i fenomeni di sprofondamento, rende questa zona pericolosa per il cedimento dei suoli sia nel senso della subsidenza, che dello sprofondamento.

Nella piana sono state individuate altre zone a rischio, dove la situazione sembra meno grave. Queste realtà

vengono chiamate “aree di attenzione”. Esse si identificano con i toponimi di Casa Affonata e Laghi di Cotronia, entrambe in comune di Cisterna.

Più in generale va detto che esiste una pericolosità estesa, ma non grave, in tutti i settori dove i carbonati soggiacenti, sono direttamente a contatto con formazioni sabbiose prevalentemente poco addensate, se non addirittura sciolte ((Salvati R., 2004)).

4. MODELLO POROELASTICO

L'applicazione dell'algoritmo poroelastico ((Tharp T.M., 1999)) nel meccanismo di crollo catastrofico tipo sinkhole permette di quantificare gli sforzi radiali e tangenziali agenti sul bordo delle cavità ubicate al contatto tra copertura sedimentaria e *bedrock* carbonatico in presenza di falda.

L'algoritmo in particolare utilizza tre ipotesi geologiche ed idrogeologiche di partenza:

1. formazione preliminare di una cavità generata dall'asportazione del terreno da parte delle acque di circolazione attraverso le zone più fratturate e permeabili del sottostante acquifero carsico.
2. formazione di una zona a bassa densità generatasi per effetto dell'erosione e/o dissoluzione differenziale con genesi di una struttura granulo-sostenuta potenzialmente instabile. In tali condizioni, ed in seguito a perturbazioni (naturali o artificiali), il terreno potrebbe repentinamente collassare, con l'apertura della voragine catastrofica.
3. repentino abbassamento, per varie cause, della falda al di sotto di "cavità" presenti nel terreno sedimentario. In tal caso, le tensioni indotte dal peso dei terreni non sarebbero più controbilanciate dalla spinta esercitata dall'acqua inizialmente presente nella cavità; il fenomeno di sprofondamento catastrofico viene innescato se tale spinta, in zone molto prossime alla protocavità, risulta maggiore della resistenza a trazione del terreno stesso.

La soluzione poroelastica proposta nell'algoritmo deve soddisfare le equazioni costitutive che correlano le tensioni del terreno e la pressione dei pori alle deformazioni; nel complesso necessita di diversi dati di input costituiti dai alcuni parametri, ricavabili direttamente e/o indirettamente da prove geotecniche. In particolare, tra quelli ricavabili direttamente, si sottolinea l'importanza del coefficiente di permeabilità e la resistenza a trazione.

5. PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

La stesura del programma di prove è stata fatta in base ai parametri geotecnici richiesti dal modello analogico del *sinkhole*. Tali parametri si sono rivelati ricavabili, per la maggior parte di essi, da prove di laboratorio eseguibili con le metodologie di prova della geotecnica classica. Un iniziale piano prove è stato redatto solamente al termine della perforazione in sondaggio, al fine di ottenere un quadro stratigrafico più completo possibile e poter così indirizzare al meglio le prove di laboratorio in funzione dei parametri geotecnici richiesti.

In tal senso si è resa necessaria una intensa azione di coordinamento tra gli Enti committenti (ANAS – Compartimento per la Viabilità di Roma e del Lazio - e Università degli Studi “Roma Tre”) affinché le differenti modalità di gestione amministrativa delle risorse potessero soddisfare appieno gli obiettivi tecnici richiesti dalla modellistica. A tale sinergia si è affiancata la direzione del Laboratorio geotecnico della Geoplanning Servizi per il Territorio S.r.l., riuscendo a conciliare gli aspetti gestionali e tecnici grazie all'alta professionalità del proprio personale e alle attrezzature più innovative di cui la struttura dispone.

Ad esempio, la conservazione dei terreni campionati in una camera speciale ad umidità e temperatura controllata ha permesso di preservare le caratteristiche peculiari dei terreni durante i tempi tecnici (circa 4 mesi) necessari al completamento della perforazione e alla stesura dell'iniziale piano di prove. Quest'ultimo, in funzione dei dati di input del modello, ha richiesto, oltre alla definizione dei parametri indice (contenuto naturale d'acqua, peso di volume naturale, peso di volume dei grani, indice dei vuoti e porosità, grado di saturazione, contenuto d'acqua ai limiti di *Atterberg*) e della composizione granulometrica, la determinazione diretta del coefficiente di permeabilità e della resistenza a trazione.

Inoltre, per soddisfare il calcolo di alcuni elementi (moduli di elasticità, coefficiente di *Poisson*, ecc.) richiesti dal modello poroelastico, il piano delle prove ha previsto la determinazione di alcuni parametri geotecnici ricavabili attraverso:

- i valori di resistenza a taglio in condizioni drenate (c' e f');
- i valori di resistenza a compressione triassiale in condizioni non drenate, con basse pressioni di confinamento;

- i moduli di compressibilità edometrica.

5.1 Apertura e descrizione dei campioni

L'operazione di defustellamento è stata eseguita utilizzando un estrusore idraulico orizzontale dotato di pompa elettrica e manometro di controllo della pressione esercitata dallo strumento sul terreno: in questo modo si è potuto limitare al massimo l'eventuale disturbo del terreno indotto dall'apertura del contenitore.

Attraverso una prima, accurata descrizione del campione, si è potuto confermare o meno la fattibilità delle prove previste; in questa fase, quando tecnicamente realizzabile, sono stati eseguite prove speditive di resistenza a penetrazione (con *pocket penetrometer*) e scissometriche (con *torvane test*). L'esecuzione ripetuta di queste ultime nello stesso punto ha permesso di ottenere una valutazione, seppure indicativa, della resistenza residua, in termini di tensioni totali, del campione esaminato. Il grado di disturbo dei terreni è stato valutato anche mediante l'esecuzione di una serie di *pocket penetrometer test* su una o più sezioni trasversali della carota in esame. Frammenti della stessa sono stati immersi in acqua per 24 ore e successivamente sottoposti a blande sollecitazioni meccaniche: in questo modo è stato possibile riconoscere l'esistenza di cementazione, che in genere, ove presente, si è rivelata esigua. La fase di apertura dei campioni ha permesso peraltro di confermare quanto previsto dal piano prove; in alcuni casi la Direzione del laboratorio ha valutato la possibilità di eseguire prove alternative in funzione di quanto previsto dal modello poroelastico, comunicando tempestivamente le eventuali variazioni agli Enti committenti, e, nel caso di approvazione, procedendo alle lavorazioni secondo le nuove direttive tecniche.

5.2 Resistenza al taglio in condizioni drenate

I valori di resistenza, dovuti sia alla componente attrittiva sia coesiva, sono stati determinati attraverso prove di taglio diretto eseguite con scatola di *Casagrande* in condizioni consolidate drenate, e tramite prove di compressione triassiale in condizioni di consolidazione isotropa e di drenaggio (CID). La scelta di eseguire una tipologia di prova piuttosto che l'altra è stata dettata principalmente dalla litologia del campione: nel caso di campioni essenzialmente granulari o semilitoidi (per materiale semilitoide in questo caso si intende un terreno che, per cementazione o alti valori di precompressione, ottiene l'aspetto, ed in parte le caratteristiche, di una roccia "tenera"), si è preferito ricorrere alla prova di taglio diretto a causa delle ovvie difficoltà che si sarebbero incontrate nella realizzazione dei provini. Viceversa, i campioni prevalentemente coesivi e/o sovraconsolidati, sono stati sottoposti alla più esaustiva prova di compressione triassiale. Altro fattore discriminante nella scelta del *test* da eseguire è stata la quantità di materiale a disposizione, in quanto su uno stesso campione sono state sempre eseguiti almeno due tipi di prove differenti. Oltre ai classici parametri geotecnici (coesione ed angolo di attrito - necessari anche per il calcolo del coefficiente di *Poisson*), dalle prove triassiali citate si sono potuti calcolare, attraverso le curve di "sforzo-deformazione", i moduli elastici tangenziali; le prove sono state impostate affinché nella porzione iniziale della curva (corrispondente alla fase di deformazione elastica) potessero essere acquisiti un congruo numero di dati, al fine di ottenere una rappresentazione grafica ottimale.

5.3 Resistenza a compressione in condizioni non drenate

La resistenza in condizioni non drenate dei terreni è stata verificata attraverso l'esecuzione di prove triassiali in condizioni non consolidate - non drenate (UU): l'iniziale programma delle prove prevedeva di sottoporre i campioni a prove di compressione triassiale in assenza di pressioni di confinamento (modalità ad espansione laterale libera - ELL). Tuttavia si è preferito realizzare prove triassiali UU con pressioni di confinamento molto basse ($s_3 = 1 \text{ kg/cm}^2$), per di avere un maggiore controllo sull'esecuzione della prova (ed in particolare sulle condizioni di saturazione del mezzo), oltre che per ottenere dei parametri di resistenza al taglio non drenata che meno si prestassero ad interpretazioni. Inoltre, come già per le prove triassiali CID, è stato possibile acquisire un considerevole numero di dati per ottenere delle curve di "sforzo-deformazione", dalle quali poter successivamente calcolare i moduli elastici tangenziali con le modalità precedentemente descritte.

5.4 Compressibilità edometrica

Le prove di consolidazione monoassiale (edometriche) hanno permesso di misurare l'entità dei cedimenti indotti da un determinato carico, e conseguentemente, dal rapporto tra carico e cedimento, è stato possibile calcolare il parametro K_n di incompressibilità monoassiale drenato (*drained uniaxial incompressibility*) richiesto dal modello

poroelastico.

Attraverso la prova edometrica è stato peraltro possibile ottenere una iniziale stima del coefficiente di permeabilità: infatti tale parametro è stato ricavato calcolandolo attraverso le formule proposte dalla teoria della consolidazione monodimensionale, con tutte le eccezioni e le condizioni che l'applicazione di tale metodo di calcolo prevede. In ogni caso l'esecuzione delle prove edometriche è stata condizionata dalla litologia del campione: infatti, al fine di evitare grossolani errori di interpretazione dei dati, si è cercato, per quanto possibile, di evitare che terreni granulari o semilitoidi fossero sottoposti a questa prova. In alcuni casi, data la grande pressione litostatica alla quale i campioni prelevati soggiacevano, è stato necessario in laboratorio sottoporre i provini alla maggiore compressione possibile, sollecitando le strumentazioni fino ai massimi carichi di esercizio.

5.5 Permeabilità

Secondo il modello poroelastico, la conoscenza della permeabilità dei terreni è un fattore primario per la valutazione della probabilità di innesco del fenomeno, che porta alla formazione di voragini catastrofiche; di conseguenza la determinazione diretta del coefficiente di permeabilità è stata una delle principali prove alle quali sono stati sottoposti i terreni.

Data la esigua quantità di materiale a disposizione in ogni singolo campione, è stato subito evidente l'impossibilità di eseguire le determinazioni in permeometro: ciò ha portato alla ricerca di modalità di esecuzione alternative, ma, per quanto possibile, rigorose in riferimento all'attendibilità del risultato. Tale ricerca ha messo in evidenza principalmente due metodologie di esecuzione, che prevedono l'utilizzo di strumentazioni già note: in particolare per la prima è stato utilizzato lo strumento triassiale, per la seconda l'edometro.

Le prove per la determinazione diretta in cella triassiale prevedono che un provino, sottoposto ad una pressione di confinamento (pressione di cella s_3) pari, per quanto possibile, a quella litostatica, venga inizialmente consolidato con l'ausilio di una contropressione (*back pressure* – BP_1). Al termine della fase di consolidazione, il provino viene sottoposto ad un carico idraulico tramite l'imposizione di una seconda linea di contropressione idraulica (*back pressure* – BP_2).

La differenza tra i valori di contropressione imposti genera in questo modo un carico idraulico, che rimane costante per tutta la durata del test, mentre la pressione di confinamento permette al sistema di rimanere stabile. In particolare

$$i = \frac{dP}{9,81 \times 0,01 \times H} \quad (1)$$

dove:

i = gradiente idraulico

dP = differenza tra le contropressioni imposte (kPa)

H = altezza del provino (cm)

Attraverso misurazioni eseguite tramite burette presenti sul pannello di controllo dello strumento triassiale, è possibile quantificare il volume di acqua permeata nel tempo attraverso il campione. Conseguentemente si ricava il coefficiente di permeabilità:

$$k = \frac{q}{i \times A} \quad (2)$$

dove:

k = coefficiente di permeabilità (cm/s)

i = gradiente idraulico

q = velocità di flusso (cm³/sec)

A = sezione del provino (cm²)

La prova di permeabilità in cella triassiale quindi è descrivibile come a carico costante, anche se è eseguibile su materiali (argille e limi) che normalmente necessitano dell'imposizione di carichi idraulici variabili nel tempo.

Per l'esecuzione della prova di permeabilità in cella triassiale è stata inizialmente eseguita una ricerca bibliografica per verificare da un lato le modalità tecniche di svolgimento e dall'altro per ottenere riferimenti normativi tali da validare la prova stessa. Dal punto di vista delle modalità tecniche, la prova è descritta su diversi manuali di geotecnica, mentre non è stato possibile reperire per tempo normative nazionali o internazionali inerenti la prova in oggetto: pertanto sono state eseguite preliminarmente delle prove di permeabilità in cella triassiale al fine di controllare le metodologie di prova e validare le stesse. Tale procedura, peraltro prevista dalle norme UNI EN ISO 9001/2000, è stata prospettata dal Laboratorio ed accettata dagli Enti committenti.

Quando per tipologia di terreno o per mancanza di sufficiente materiale non è stato possibile eseguire la determinazione diretta della permeabilità tramite cella triassiale, si è adottata la seconda metodologia col test in cella edometrica. Tali prove sono state effettuate in condizioni di carico idraulico costante o variabile a seconda della quantità di materiale fino presente nel campione: anche in questo caso la validazione delle metodologie adottate ha seguito l'*iter* già descritto per le prove eseguite in cella triassiale.

La determinazione del coefficiente di permeabilità in edometro a carico variabile ha nella letteratura dei manuali di geotecnica ampio spazio, mentre non si è trovato cenno, nel tempo durante il quale si sono svolte le lavorazioni dei campioni, di metodologie associate nel caso di carichi idraulici costanti.

In particolare le prove a carico variabile sono state eseguite secondo procedure interne del Laboratorio già da tempo validate. La prova si esegue applicando un iniziale carico idraulico ad un provino di terreno posto in una cella edometrica, il quale in precedenza è stato sottoposto per almeno 24 ore ad un carico verticale per quanto possibile identico alla pressione litostatica. Il carico idraulico viene trasmesso attraverso una buretta di vetro posta lateralmente all'edometro, e riempita d'acqua. La preparazione del sistema di trasmissione del carico idraulico e della cella edometrica deve avvenire in modo che sia limitatissima la inevitabile presenza di aria e siano comunque ermetici i collegamenti tra i vari elementi costituenti il sistema.

La prova è condotta in condizione di completa saturazione: una volta imposto il carico idraulico iniziale, si misura la sua variazione nel tempo. Poiché i *test* hanno avuto luogo durante la stagione estiva, è stato necessario ricorrere al controllo dell'evaporazione dell'acqua predisponendo una o più burette di controllo e calibratura.

Per ogni valore di carico idraulico misurato ad un certo tempo, è possibile calcolare il coefficiente di permeabilità:

$$k = (H_0 - dH) \times \frac{A_b}{A_s} \times \frac{\log_e \frac{L_0}{L_1}}{T_1 - T_0} \quad (3)$$

dove:

k = coefficiente di permeabilità (cm/s)

H₀ = altezza iniziale del provino (cm)

dH = cedimento del provino (cm)

A_b = sezione della buretta (cm²)

A_s = sezione del provino (cm²)

L₀ = carico idraulico al tempo T₀ (cm)

L₁ = carico idraulico al tempo T₁ (cm)

T₀ = tempo iniziale (sec)

T₁ = tempo finale (sec)

Le prove per la determinazione diretta del coefficiente di permeabilità eseguite in edometro a carico costante hanno presentato diverse difficoltà, sia realizzative sia teoriche. Innanzi tutto per questo tipo di *test* non è stato possibile reperire per tempo normative o tecniche di esecuzione specifiche dalla bibliografia disponibile; per tali motivi la prova è stata impostata ipotizzando che l'attrezzatura a disposizione (peraltro la stessa utilizzata per le prove a carico variabile) fosse paragonabile, a scala minore, ad un permeametro. In tal senso è stata data massima attenzione e cura nella preparazione del provino e nella disposizione e saturazione dei circuiti e del sistema *in toto*. Inoltre è stata cura dei tecnici del Laboratorio, coadiuvati e sotto la supervisione della Direzione dello stesso, verificare di volta in volta le forze di filtrazione, che venivano applicate tramite il carico idraulico,

al fine di evitare l'imposizione di carichi idraulici critici e di mantenere il flusso dell'acqua in condizioni di regime stazionario. Una ulteriore attenzione è stata quella di verificare l'attendibilità delle linee di fede presenti sulla buretta al fine di poter calcolare con la massima precisione possibile la quantità di acqua immessa nel sistema nel tempo per mantenere costante il carico idraulico. La prova è stata poi eseguita riportando inizialmente il provino nelle condizioni di pressione litostatica presunta, e misurando i cedimenti prodotti. Al termine di questa fase si è provveduto ad imporre il carico idraulico definito in precedenza, aggiungendo nel tempo quantità d'acqua misurabili. In tale modo il coefficiente di permeabilità è stato ricavato come:

$$k = \frac{V \times (H_0 - dH)}{h \times A \times t} \quad (4)$$

dove:

- k = coefficiente di permeabilità (cm/s)
- V = volume di acqua immesso (cm³)
- H₀ = altezza iniziale del provino (cm)
- dH = cedimento del provino (cm)
- h = carico idraulico (cm)
- A = sezione del provino (cm²)
- t = tempo (sec)

Per tutte le prove di permeabilità è stato possibile ricavare il valore del coefficiente sia utilizzando i dati iniziali e finali ottenuti, sia calcolandolo per ogni coppia di letture acquisite: in tal modo per le prove a carico costante (in triassiale ed in edometro) è stato possibile verificare eventuali variazioni o anomalie eventualmente verificatesi nel corso dei test, mentre per le prove a carico costante sono state ricavate le curve a *trend* asintotico relative all'andamento della permeabilità.

5.6 Trazione

Studi precedenti (Salvati R., 2001) sostengono che il fenomeno tipo *sinkhole* può innescarsi e svilupparsi solamente in terreni con bassa resistenza a trazione, terreni cioè che non possiedono una intrinseca capacità di auto-sostenimento o comunque privi di orizzonti coesivi o cementati, che possano impedire o comunque rallentare il processo di creazione della voragine catastrofica.

Da tale presupposti teorici appare evidente l'importanza di un idoneo ed accurato processo di misura della resistenza a trazione. In tale contesto scientifico nasce il problema della scelta del metodo da utilizzare per la più corretta determinazione di tale parametro. In generale la resistenza a trazione può essere ricavata per mezzo della geotecnica classica con metodi diretti o indiretti, questi ultimi di più pratica attuazione anche se teoricamente meno precisi in quanto utilizzano una o più ipotesi semplificative di partenza. Tra questi metodi sono annoverati la prova di trazione indiretta detta "Brasiliana" applicabile su rocce e calcestruzzi, ed una prova triassiale speciale applicabile su terre, che presenta notevoli difficoltà sperimentali e di accuratezza di misura. I metodi diretti sono teoricamente più precisi, ma sperimentalmente molto complessi e difficilmente applicabili; ne risulta codificato e conosciuto solo uno valido per i provini lapidei naturali o artificiali oltretutto per le armature metalliche che per ovvie ragioni non risulta comunque applicabile ai terreni.

La necessità di eseguire prove di trazione su litotipi sedimentari ha quindi riproposto il problema della determinazione sperimentale del suddetto parametro mediante una idonea attrezzatura di misura.

La strumentazione per la determinazione diretta della resistenza a trazione è stata progettata, realizzata e validata in occasione di questo specifico lavoro dal Laboratorio Terre della Geoplanning Servizi per il Territorio S.r.l.; attualmente, sulla base di questa prima esperienza, presso la stessa Società è in sviluppo una nuova procedura, che si prefigge di perfezionare ulteriormente il metodo esposto e di migliorare l'accuratezza della misura della resistenza a trazione.

Su questo metodo, prima di sottoporlo all'approvazione degli Enti committenti, è stato chiesto il parere, risultato positivo, del Prof. T.M. Tharp, che tra i primi ha applicato il modello poroelastico nello studio della genesi degli sprofondamenti catastrofici.

Per la validazione si sono confrontati i valori della resistenza a trazione misurata direttamente con quelli ottenuti in modo indiretto mediante una prova "Brasiliana"; tale prova, che come detto non risulta facilmente applicabile

alle terre, fornisce comunque solo un valore di resistenza indicativamente confrontabile.

La progettazione della strumentazione è iniziata dalle basi teoriche dei principi fisici della meccanica secondo i quali la resistenza è uguale al rapporto del valore della forza, applicata perpendicolarmente alla sezione del campione, e l'area della superficie di rottura.

Per applicare un simile modello di forze ad un terreno è stata progettata e realizzata una strumentazione semplice e, per alcuni aspetti, originale al tempo stesso (Figura 1) che permette di applicare una forza nota ad una estremità di un provino di terreno, necessaria e sufficiente per produrre la rottura lungo una superficie all'incirca trasversale del provino stesso.

L'attrezzatura, totalmente costituita in acciaio, è composta da una robusta "torre" verticale, solidale ad un'ampia base metallica, munita di due pulegge sulle quali possa scorrere un cavo metallico di opportuna resistenza (comunque sempre maggiore del carico di trazione applicato) e per quanto possibile inestensibile, al fine di permettere la misura della deformazione del terreno precedentemente alla rottura; opportuni accorgimenti di

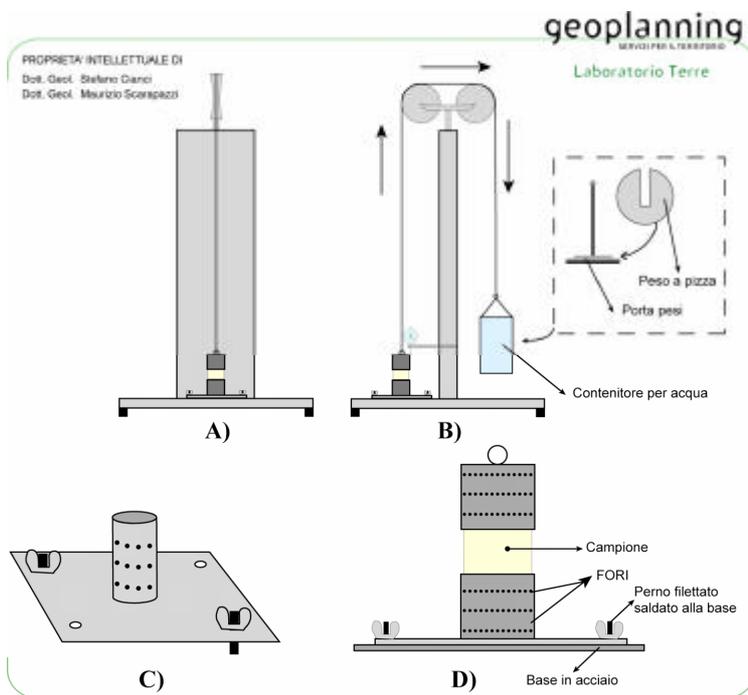


Figura 1 Schemi di progetto dello strumento per la prova di trazione diretta

- A) Vista frontale
- B) Vista laterale
- C) Semi-bicchiere inferiore con flangia
- D) Particolare del provino in fase di prova

scelta di materiali, di lubrificazione e di calibratura preliminare hanno permesso inoltre di minimizzare gli effetti degli attriti sia radente che volvente.

Al cavo metallico è connesso da un lato il semi-bicchiere superiore di contenimento del provino di terreno da analizzare e dall'altro un sistema porta pesi; su quest'ultimo le forze possono essere applicate sia con step di carico successivi mediante dei pesi metallici, sia progressivamente tramite volumi di acqua noti.

Il semi-bicchiere che contiene inferiormente il provino è dotato di una larga flangia che ne permette l'ammorsamento, mediante viti, sulla base dell'attrezzatura stessa.

Il provino viene reso solidale ai semi-bicchieri attraverso l'utilizzo di un collante estremamente tenace (Figura 2) che non produca significative reazioni esotermiche (come succede con alcune resine) o drenaggi diretti dell'acqua (tipo l'idrofilia del cemento in fase di presa): questo per non modificare le caratteristiche di umidità naturali del terreno sottoposto a prova.



Figura 2 Fase di incollaggio del semi-bicchiere superiore

In tal senso è importante precisare che una perdita di acqua in un terreno sabbioso riduce in generale la resistenza capillare (e quindi la resistenza a trazione) mentre in generale l'opposto avviene in terreni di natura argillosa. Il mastice deve garantire una sufficiente adesività sia sul terreno, sia sul bicchiere: la scelta del prodotto da utilizzare è stato quindi uno dei maggiori problemi da risolvere. Inizialmente è stato concepito anche un sistema di ancoraggio meccanico tramite l'inserimento nel provino di opportuni stilette: i semi-bicchieri sono stati pertanto dotati di una serie di fori necessari a tale operazione. L'inserimento degli stilette è però risultato dannoso a scapito della resistenza a trazione del terreno, in quanto ne modificava o ne rompeva la struttura. I fori nei semi-bicchieri si sono comunque rivelati utili in quanto il collante, riempiendoli, ha garantito una maggiore adesione del terreno con il bicchiere. Partendo da questa osservazione, sulla superficie dei provini, quando possibile, sono state eseguite sottili incisioni superficiali, al fine di ottenere la massima adesione. La strumentazione realizzata è stata progettata per avere una spiccata versatilità, potendo utilizzare provini anche di grandi diametri e carichi elevati. Ciò risulta particolarmente utile per terreni in cui la presenza di elementi ghiaiosi e/o cementati renda problematica la realizzazione del provino; in tal caso con tale strumentazione è possibile eseguire la prova direttamente su un tratto cilindrico del campione estruso dalla fustella campionatrice. La prova, risultata complessa nel suo intero svolgimento, è articolata in quattro fasi:

Equilibratura e calibrazione del sistema: inizialmente il sistema "porta pesi-cavo-semi-bicchiere" viene equilibrato da un contrappeso ad acqua, che permette di valutarne la componente inerziale causata dai vari attriti presenti tra le parti meccaniche (pulegge e cavo metallico); poiché la fase di calibrazione dello strumento è eseguita preliminarmente alla prova, quando cioè il campione non è ancora contenuto nei due semi-bicchieri, è necessario aggiungere al peso così calcolato una ulteriore aliquota costituita dalla metà del peso del provino di terreno (contenuto nel semi-bicchiere superiore) che agirà verso il basso in opposizione alla forza a trazione. Il contrappeso globale così determinato (peso di calibratura+semipeso del provino) sarà poi sottratto dalla forza peso che ha determinato la rottura a trazione.

Realizzazione del provino: sono state utilizzate fustelle a volume noto così come indicato dalla normativa esistente per le prove triassiali (A.G.I., 1994); il provino realizzato secondo tali standard ($f = 3.81\text{ cm}$, e $h = 7.62\text{ cm}$) viene quindi bloccato mediante incollaggio prima all'interno del semi-bicchiere superiore e poi, successivamente alla presa, alla base del secondo semi-bicchiere. Durante il tempo necessario alla presa del collante, il provino con i semi-bicchieri è conservato in camera ad umidità e temperature controllate ($T < 12^\circ\text{ C}$, ed umidità del 100 %).

Controllo della saturazione dei provini: tale condizione è risultata molto importante per ricreare il processo di rottura nelle condizioni fisiche, che i terreni sotto falda presentano al momento dell'innesco della fratturazione idraulica prevista nel modello poroelastico.

Nello specifico prima di ciascuna prova ed a corredo di essa è stato realizzato un completo monitoraggio delle caratteristiche fisiche del terreno, che ha messo in evidenza il mantenimento del grado di saturazione del 100% su tutti i terreni inizialmente saturi.

I terreni sopra falda e inizialmente non saturi non sono stati portati a saturazione, ma ne è stato ugualmente determinato il grado di saturazione.

Fase di rottura: dopo la calibratura (e l'eventuale posizionamento di un comparatore verticale per misurare il

decorso delle deformazioni) inizia la prova (Figura 3) con l'applicazione di carichi (in modo continuo mediante l'immissione di acqua o per step con l'applicazione di pesi metallici) fino a quando il provino pervenga a rottura mediante il distacco definitivo del terreno contenuto nei due semi-bicchieri.

Le prove di trazione nello studio geotecnico in oggetto sono state eseguite mediante l'applicazione di step rapidi, che meglio soddisfano le condizioni di rottura a breve termine su sabbie cementate, benché in generale si possono eseguire determinazioni con scansioni più lunghe al fine di caratterizzare anche il comportamento in condizioni tipo *creep*.

Il sistema per maggiore completezza è stato monitorato anche mediante l'applicazione di un comparatore centesimale (Figura 4) tarato con sensibilità 0.01 mm ed analogia accuratezza in un campo di misura di 10 mm, che ha permesso di determinare le deformazioni prodotte all'aumentare del carico fino all'istante di rottura del provino.

La misura delle deformazioni indotta dall'applicazione della forza permette inoltre di calcolare il modulo di elasticità a trazione (o di *Young*) definito nella porzione elastica della curva sforzo deformazione.



Figura 3 Esempio di prova a trazione



Figura 4 Comparatore centesimale per la misura delle deformazioni

5.7 Dati ottenuti

Durante l'esecuzione dei test di trazione diretta eseguiti sono state determinate le varie grandezze fisiche ed i parametri geotecnici che meglio tendono a mettere in luce il comportamento dei vari terreni esaminati. I campioni sono risultati in generale prevalentemente sabbioso-limosi e quindi a comportamento essenzialmente di tipo granulare non coesivo (ad eccezione del campione C5 che è caratterizzato da un alto grado di sovraconsolidazione e da una maggiore quantità di materiali fini).

I valori di trazione ottenuti sono restituiti nella Tabella 1, affiancati ai valori del coefficiente di permeabilità, della coesione e dell'angolo di attrito in termini efficaci, del peso di volume naturale (g) e del Grado di Saturazione (Gs).

Campione	Profondità (m)	Litologia	Resist. a trazione (kPa)	Coesione (kPa)	Attrito (gradi)	k (cm/sec)	Gs %	g (kN/m ³)
C2	13	Sabbia con limo	5,3	0	38	$1,3 \times 10^{-7}$	86	17,18
C4	31	Limo sabbioso argilloso	8,9	--	--	$1,4 \times 10^{-7}$	92	15,16
C5*	38	Sabbia con ghiaia limosa / Siltite semilitoide	121	0	33	--	100	20,99
C7**	46	Sabbia con argilla limosa	8,4	18	26	$2,2 \times 10^{-3}$	86	18,29
C8	62	Limo con sabbia	13	--	--	$7,1 \times 10^{-4}$	90	16,89
C9	68	Sabbia limosa	--	32	29	$1,4 \times 10^{-4}$	98	19,04
C10	82	Sabbia con limo argillosa**	3,4	--	--	$1,0 \times 10^{-3}$	91	18,88
C12	113	Limo con argilla sabbioso	7,1	50	28	$7,5 \times 10^{-5}$	98	19,89
C13**	121	Sabbia con limo	8,2	0	33	$6,6 \times 10^{-2}$	91	18,92
C14	139	Sabbia con limo	8,2	0	35	--	96	20,27
C15	150	Sabbia limosa	1,4	0	34	$6,0 \times 10^{-4}$	100	19,68
C16	166	Sabbia	6,4	0	35	$6,7 \times 10^{-3}$	81	18,58

Tabella 1: risultati delle principali prove geotecniche eseguite

* il campione è una siltite semilitoide con un livello di circa 10 cm di sabbia con ghiaia limosa (su quest'ultimo orizzonte sono state eseguite tutti i test esclusa la prova a trazione).

** il campione è caratterizzato da una struttura a livelli alternati più o meno sabbiosi.

6. Considerazioni conclusive

La collaborazione tra DSG, ANAS e Geoplanning ha portato alla definizione di procedure di perforazione a carotaggio continuo in regime di sicurezza, in un ambiente geologico ad alto rischio *sinkhole*. Per la prima volta, grazie ai campionamenti spinti fino a -190 metri, sono stati definiti parametri fisici e geomeccanici lungo tutta la serie che nel 1993 fu interessata da un caso di sprofondamento. L'esame dei dati ottenuti nel corso delle prove di laboratorio ha messo in evidenza che le caratteristiche geotecniche dei terreni appartenenti alla copertura sedimentaria (e cioè: scarsa cementazione, esigua resistenza a trazione e permeabilità nel complesso medio-alta) sono compatibili con le ipotesi iniziali del modello poroelastico applicato ai *sinkhole*. Tra le prove di laboratorio più importanti, realizzate nel corso di questa ricerca, vi è la resistenza a trazione, che raramente viene rilevata ma che risulta di particolare interesse per l'implementazione di un modello numerico di simulazione della propagazione delle deformazioni che portano alla genesi degli sprofondamenti catastrofici nelle aree di pianura. La definizione di tale modello è attualmente in corso ed è condotta in collaborazione con l'Earth and Atmospheric Sciences Department della West Lafayette University dell'Indiana.

7. Bibliografia

- A.G.I. (1994). *Raccomandazioni per l'esecuzione di prove geotecniche di laboratorio: prove di compressione triassiale su terre coesive*.
- Albanese G., Capelli G., Storoni S., Federico P., Salvati R. & Zalaffi M. (2004). *I fenomeni di sinkhole come elementi di rischio lungo le grandi arterie stradali*. APAT, Rome.
- Barbieri M., C. C., Castorina F., Dai Pra G., Esu D., Gliozzi E., Paganin G., & Sadori L. (1999). *Multidisciplinary study of Middle-Upper Pelistocene deposits in a core from the Piana Pontina (Central Italy)*. *Giornale di Geologia* **61**, 47-73.
- Boni C., B. P., Calderoni G., Lombardi S., Turi B. (1980). *Indagine idrogeologica e geochemica sui rapporti tra ciclo carsico e circuito idrotermale nella Pianura Pontina (Lazio Meridionale)*. *Geologia Applicata e Idrogeologia* **15**.
- Boni C., B. P., Capelli G., (1988). *Carta Idrogeologica del territorio della Regione Lazio*. Regione Lazio e Dip. Sc. della Terra - Univ. "La Sapienza"
- Bono P. (1995). *The sinkhole of Doganella (Pontina Plain, Central Italy)*. *Environmental Geology* **26**.
- Capelli G. & Salvati R. (2002). *Il Progetto Sinkhole del Lazio*. Dip. Sc. Geologiche Univ. Roma TRE & Regione Lazio Ass.to U.T.V.R.A., Rome.
- Compagnia Mediterranea Prospezioni. (1968). *Prospezione geoelettrica nella Pianura Pontina*, Roma.
- Di Filippo M. & Toro B. (1980). *Analisi gravimetrica delle strutture geologiche del Lazio meridionale*. *Geologica Romana* **19**.
- Mouton J. (1973). *Contributo allo studio delle acque sotterranee dell'Agro romano e pontino*. Provincia di Latina, Latina.
- Salvati R., C. G. G. M. (2004). *Carta delle aree a rischio sinkhole della Regione Lazio*. APAT, Rome.
- Salvati R., T. T., Capelli G. (2001). *Conceptual model for geotechnical evaluation of sinkhole risk in the Latium Region*, Louisville, Kentucky.
- Tharp T.M. (1997). *Mechanics of formation of cover-collapse sinkholes*. In "The engineering geology and hydrogeology of karst terranes." pp. 29-36. Proceedings of sixth multidisciplinary conference on sinkholes 6-9 April, 1997. A. A. Balkema Publishers, Brookfield, Vermont.
- Tharp T.M. (1999). *Mechanics of upward propagation of cover-collapse sinkholes*. *Engineering Geology* **52**.
- Tharp T.M. (2000). *Cover-collapse sinkhole formation and piezometric surface drawdown*. P.E.LaMoreaux and Associates, Louisville, Kentucky.
- Tharp T.M. (2001). *Cover-collapse sinkhole formation and piezometric surface drawdown*. In "Geotechnical and environmental applications of karst geology and hydrology." pp. 53-58. Proceedings of eighth multidisciplinary conference on sinkholes 1-4 April, 2001. A. A. Balkema, Lisse, The Netherlands.
- Tuccimei P. & Salvati R. (2003). *New Hydrochemical Data on the deep-seated groundwater circulation in the Pontina Plain (Central Italy)*. Geological Society of America, Seattle, WA.