

AEROPORTO INTERNAZIONALE DI PALERMO FALCONE BORSELLINO

PROGETTO DI RIMODULAZIONE (aree land side)
DEL MASTERPLAN AEROPORTUALE

STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE
Quadro di riferimento ambientale



MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI



ENTE NAZIONALE AVIAZIONE CIVILE
Direzione Centrale Regolazione Aeroporti
Direzione Pianificazione Aeroportuale
Ufficio Piani di Sviluppo



SOCIETÀ DI GESTIONE
AEROPORTO DI PALERMO S.P.A.
Aeroporto "Falcone Borsellino" di Palermo

ALLEGATO TECNICO **AI-SS** Ambiente idrico - suolo e sottosuolo



AEROPORTO INTERNAZIONALE DI PALERMO FALCONE BORSELLINO

PROGETTO DI RIMODULAZIONE (aree land side) DEL MASTERPLAN AEROPORTUALE STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE



Quadro di riferimento Ambientale - Allegato tecnico AI - SS : Ambiente Idrico – Suolo e Sottosuolo

Gennaio 2012

gruppo di lavoro



Direttore Generale Accountable Manager
Dott. CARMELO SCELTA

R.U.P. e Coordinatore Gruppo di Lavoro
Ing. ANTONINO TARAGNOLINI

P.H. Progettazione Infrastrutture e Sistemi
Arch. LEONIDA GIANNOBILE

P.H. Area Movimento
ANTONIO SAGLIOCCO

P.H. Terminal
Dott. NATALE CHIEPPA

P.H. Manutenzione
Ing. GIUSEPPE LIISTRO

COORDINAMENTO GENERALE SIA

Arch. Carlo Maria Sadich
Arch. Franca Fabrizi
Compagnia del Progetto

Elaborati grafici

Arch. Chiara Naseddu
Arch. Gaia Biancucci
Compagnia del Progetto

Editing

Dott. Giancarla Pomponi
Compagnia del Progetto

Grafica

Valentina Tata
CDP Design

STUDI SPECIALISTICI

Atmosfera

Responsabile scientifico
Prof. Massimo Andretta
Supervisore scientifico
Dott. Cacciamani Carlo
Coordinamento tecnico scientifico
PhD Alessandra Cavalletti
con
Ing. Rosa Vignoli
Ing. Matteo Rizzo
Dott. Samuele Marinello
Progea

Ambiente Idrico Suolo e sottosuolo

Responsabile scientifico geologia
Prof. Pietro Cosentino
Università di Palermo
Responsabile scientifico geotecnica
Ing. Sergio Gaudiano
Studio Gaudiano

Vegetazione Flora Fauna , Ecosistemi

Responsabile scientifico
Dott. Biologo Francesco Paolo Pinchera

Biocenosi Bentoniche

Responsabile scientifico
Prof. Carlo Cerrano
DIP.TE.RIS. Università di Genova
Con
Dott. Monica Previati
Dott. Marco Palma
Dott. Geol. Carlo del Grande
MED Ingegneria

Rumore

Responsabile tecnico scientifico
Prof. Ing. Massimo Coppi
con
Ing. Andrea Venditti
Ing. Ferdinando Salata
Ing. Andrea Vallati
Ing. Laura Peruzzi
Università di Roma - Sapienza

Vibrazioni, radiazioni non ionizzanti

Responsabile scientifico
Ing. Sergio Ferrini
Tecnogeco

Paesaggio

Responsabile scientifico
Prof. Arch. Franco Panzini

Studio Meteomarinario

Responsabile scientifico
Phd Ing. Marco Gonella
con
Phd Elisa Ulazzi
Ing. Paola Letizia
Dott. Michela Soldati
MED Ingegneria

Indagini topografiche e batimetriche

Responsabile scientifico
Dott. Geol. Alessandro Bertoni
con
Dott. Geol. Andrea Zamariolo
Watersoil

Studio trasportistico

Responsabile scientifico
Ing. Francesca Sirtori
Ing. Stefano Riva
One Works

AEROPORTO INTERNAZIONALE DI PALERMO "FALCONE BORSELLINO"

PROGETTO DI RIMODULAZIONE (AREE LAND SIDE) DEL MASTERPLAN AEROPORTUALE

STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE

Quadro di Riferimento Ambientale

Allegato tecnico AI - SS : Ambiente idrico – suolo e sottosuolo

Gennaio 2012

INDICE

ALLEGATO TECNICO AI-SS 1 :	Indagini geologiche sull'intero sedime aeroporto "Falcone e Borsellino" Punta Raisi - 4 ottobre 2004
ALLEGATO TECNICO AI-SS 2 :	Indagini geologiche intero sedime aeroportuale - Consulenza Geotecnica - Relazione geotecnica generale - 4 ottobre 2004
ALLEGATO TECNICO AI-SS 3 :	Nota geologica e geotecnica. Individuazione delle categorie del suolo di fondazione Decreto Ministero Infrastrutture e Trasporti 14 settembre 2005 – Norme tecniche per le costruzioni - dicembre 2006
ALLEGATO TECNICO AI-SS 4 :	Carta delle criticita sedime aeroportuale
ALLEGATO TECNICO AI-SS 5 :	Carta litologica sedime aeroportuale
ALLEGATO TECNICO AI-SS 6 :	Carta idrogeologica sedime aeroportuale
ALLEGATO TECNICO AI-SS 7 :	Planimetria generale - Individuazione dei terreni ai sensi dell'art 3.2.1. del Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14.09.2005 - Norme tecniche per le costruzioni - dicembre 2006



1

ALLEGATO
TECNICO

AI-SS1

Indagini geologiche sull'intero sedime aeroporto "Falcone e Borsellino" Punta Raisi - 4 ottobre 2004

Indagini geologiche sull'intero sedime aeroporto "Falcone e Borsellino" Punta Raisi – Palermo

GES.A.P. S.p.A.

Aeroporto Internazionale di Palermo

4 ottobre 2004

1.0 Premessa

La società GES.A.P. S.p.A., nella persona dell'Amministratore delegato pro-tempore Dott. Giovanni Maniscalco, con nota n. 89513 del 07 maggio 2003 ha incaricato lo Scrivente per supportare l'attività di progettazione e direzione lavori del progetto *Indagini geologiche sull'intero sedime, aeroporto "Falcone e Borsellino" – Punta Raisi – Palermo*, ed inoltre redigere la relazione geologica generale interpretativa dei dati ottenuti con le indagini dirette ed indirette previste nel progetto.

In data 10 dicembre 2003, avveniva regolare consegna dei lavori all'impresa IMPRETER s.r.l. di Caltanissetta, con sede alla via Francesco Paladini n. 274 che, vincitrice dell'appalto, ne procedeva all'esecuzione concludendo i lavori nella prima decade del luglio 2004.

Oggetto dello studio sono state le piste di volo, le vie di rullaggio, le bretelle di collegamento, le vie di circolazione, il piazzale di sosta aeromobili, le strisce di sicurezza ed alcune zone segnalate dalla Committenza come interessate da possibile espansione aeroportuale.

Gli studi eseguiti sono stati articolati seguendo le linee guida del disciplinare tecnico fornito dall'ENAC, che riprende la normativa I.C.A.O. (International Civil Aviation Organization).

Per l'espletamento dell'incarico si sono pertanto eseguite le seguenti indagini geognostiche geofisiche e geotecniche :

- trivellazioni a carotaggio continuo spinte fino a varie profondità dal p.c., con relativo campionamento di terreni rappresentativi, e posa di strumentazione geotecnica secondo come riportato nella planimetria in allegato (tav 2/a).
- analisi e prove geotecniche di laboratorio su campioni di terre sia "sciolte" che "lapidee" (per la cui trattazione si rimanda alla relazione geotecnica);
 - strisciate con georadar in modalità sia monostatica che bistatica;
 - sondaggi elettrici verticali (SEV);
 - sondaggi elettrici orizzontali (SEO);
 - stese sismiche a rifrazione;

Gli elaborati prodotti e riportati in allegato sono:

- ✓ Cartografie alla scala 1:25.000 e 1:10.000 (tav.2);
 - ✓ Carta litologica alla scala 1:5.000 con ubicazione dei sondaggi geognostici eseguiti (tav.2/a);
 - ✓ Carta idrogeologica alla scala 1:5.000 (tav. 2/b);
 - ✓ Planimetrie e sezioni aree di manovra alle scale 1:100/1:1.000 (tav.2c);
 - ✓ Planimetrie e sezioni sul piazzale di sosta aeromobili alle scale 1:2.000/1:1.000/1:100 (tav 2/d);
 - ✓ Carta della criticità alla scala 1:5.000 (tav.2/e);
 - ✓ Planimetria generale con indagini geofisiche (tav.2/f);
-
- Colonne stratigrafiche dei sondaggi geognostici eseguiti;
 - Graficizzazione ed interpretazione dei sondaggi elettrici verticali (SEV);
 - Graficizzazione ed interpretazione dei sondaggi elettrici orizzontali (SEO);
 - Graficizzazione ed interpretazione delle stese sismiche a rifrazione;
 - Risultati delle indagini georadar (solo su supporto informatico).

2.0 Assetto geomorfologico ed idrogeologico dell'area

Il supporto topografico di cui ci si è avvalsi, per correlare quanto visionato in sopralluogo con il quadro geomorfologico generale, è il Foglio n. 249, Quadr.te IV, Orient.to S.E. "*Punta Raisi*", alla scala 1: 25.000 della Carta d'Italia redatta dall'I.G.M., nonché la Carta Tecnica Regionale alla scala 1:10.000 foglio n. 594020 "Cinisi".

L'area aeroportuale ricade nel settore centro-occidentale delle tavolette suddette, limitata dal mar Tirreno che ne marca il suo confine naturale nella zona settentrionale, occidentale ed orientale. A sud, l'area, è invece limitata da una spianata che raccorda la linea di costa con la dorsale del gruppo montuoso cui fa capo Cima Bosco Tagliato (708 m slm) e seguono Pizzo Angelelli (670 m slm), le Portelle Scaletti (207 m slm) e la cima Del Trono (227 m slm).

Dal punto di vista morfologico l'area aeroportuale è stata ricavata livellando e modellando secondo un progetto geometrico ben definito un terrazzo marino di età quaternaria ottenuto per variazioni eustatiche ed interferenze tettoniche. Infatti, i ripetuti fenomeni di trasgressione e regressione marina avevano delineato macro-forme come ripe, solchi e piattaforme di erosione caratterizzate da abrasioni, escavazioni, fessure per azione chimico-fisica, disgregazioni per disseccamento e sommersione, disfacimento per l'impatto con onde arricchite in energia e trasporto di frammenti di roccia.

Ad ogni modo l'elemento geomorfico più significativo è senz'altro l'azione antropica che, in tempi brevissimi, ha saputo rimodellare la zona ottenendo una spianata ampia circa 3 kmq compresa tra le isoipse 25 m slm e 4 m slm. Non è un caso che risulti indaginosa sulla carta la ricerca delle isoipse principali, mentre è ricorrente l'utilizzo di quelle ausiliarie peraltro caratterizzate da ampie spaziature.

Riscontro di tale calma si evince anche dall'andamento delle direttrici delle rotabili che servono la zona, concepite prevalentemente con lunghi tratti rettilinei subenti variazioni solo per la presenza di strutture geologiche.

Risalendo invece verso l'interno, possono osservarsi tracce di accumuli litoidi ai piedi delle dorsali montuose con frequente rotolio di frammenti calcarei dovuto all'azione congiunta degli atmosferici con gli stress tettonici. Solo in queste zone sono registrabili notevoli incrementi delle pendenze con forti dislivelli in spazi ristretti. Infatti, una fascia di detrito a profilo longitudinale continuo ed omogeneo raccorda il tavolato suddetto con le espressioni montuose del gruppo dei Monti di Cinisi-Carini.

Per la relazione esistente tra assetto plano-altimetrico, morfologia e geologia dei luoghi non sono state riscontrate all'interno del sedime aeroportuale tracce di frane in atto o potenziali.

Dal punto di vista idrogeologico, il ruscellamento superficiale è legato in generale alle capacità meteoriche della zona ed alle linee di scolo, ma deflusso è ormai regimato e veicolato verso canali di gronda ben definiti, realizzati sia durante i lavori dell'autostrada A29 PA-TP che per la costruzione dell'aeroporto.

La circolazione sotterranea è invece ancora attiva, con un regime laminare che s'impone su linee tettoniche definendo un acquifero alla quota di circa 15 m dal p.c. nella zona orientale dell'aeroporto (coincidente con il livello del mare), ed un acquifero alla profondità di circa 30-32 m dal p.c. all'interno di un blocco calcareo dislocatosi tettonicamente. Gradatamente, attraverso un sistema di fessure e fratture il flusso idraulico travasa nel complesso delle brecce - calcareniti e sabbie plio-pleistoceniche, mezzo più permeabile anche per porosità, ed arriva sino alla costa con emergenze sottomarine.

Il continuo prelievo dell'acqua dolce, negli anni passati, ha causato il fenomeno dell'intrusione marina quindi l'inquinamento della falda e la sua trasformazione in acqua salmastra.

3.0 Caratteri geolitologici generali dell'area

Per risalire alla caratterizzazione geologica, petrografica e sedimentologica dell'area ci si è avvalsi di sopralluoghi integrati da quanto riportato nella bibliografia della letteratura accademica sui monti di Palermo. Di seguito, si descriverà brevemente l'assetto geologico, rimandando i dettagli alle trattazioni accademiche.

I terreni che costituiscono il comprensorio palermitano in questo settore, rappresentano una porzione della catena appenninico-maghrebide nella cui parte più esterna si è verificata una sovrapposizione di corpi geologici carbonatici e silico-carbonatici di età compresa tra il Mesozoico ed il Terziario. Tale sovrapposizione ha messo in posto, da nord verso sud, terreni appartenenti alla "Piattaforma Panormide" al "Bacino Imerese" ed alla "Piattaforma Carbonatica Pelagica Trapanese".

In corrispondenza della Piana di Palermo i terreni della Panormide ricoprono quelli del Bacino Imerese. In proposito gli studiosi hanno distinto le seguenti unità:

- a) *Monte Gallo-Monte Palmeto*, derivante dalla deformazione della Piattaforma Panormide;
- b) *Cozzo di Lupo*, derivante dalla deformazione del margine della Piattaforma Panormide;
- c) *Sagana-Belmonte Mezzagno*, derivante dalla deformazione della parte interna del Bacino Imerese;
- d) *Piana degli Albanesi*, derivante dalla deformazione del Bacino Imerese;
- e) *Monte Kumeta*, derivante dalla deformazione della Piattaforma Carbonatica e Carbonatica Pelagica Trapanese.

La Piattaforma Panormide è costituita da calcari, calcari dolomitici, dolomie, calcareniti e microbrecce, variamente dislocati e fratturati, databili dal Mesozoico al Paleogene. I termini del Bacino Imerese sono costituiti da calcari, brecce dolomitiche, calcareniti e brecce silicizzate, calcari marnosi, marne, argilliti ed arenarie quarzose, databili col Mesozoico, Paleogene e Neogene inf.

Le caratteristiche paleotettoniche e sedimentologiche per la prima serie indicano un ambiente di sedimentazione di piattaforma e di margine, mentre per la seconda un ambiente di sedimentazione di fianco di bacino.

I domini paleogeografici riportati sono stati deformati da Nord verso Sud a partire dal Neogene inf., dando luogo a diverse unità stratigrafico-strutturali.

Tali unità si sono appilate nell'intervallo Langhiano-Tortoniano inf.

Successivamente le fasi tettoniche plioceniche e quaternarie ne hanno variato gli originari rapporti geometrici.

Nell'area in studio si assiste alla copertura dei depositi predetti con una fascia di depositi quaternari di spessori variabili di calcarenite e/o sabbie e breccie di frizione cementate. Mentre le rocce carbonatiche sormontano, lungo il perimetro della piana, la formazione argillosa ed argillo-marnosa denominata "Ginolfo". Esso, peraltro, rappresenta il substrato dei terreni quaternari ed è caratterizzato da alti e bassi morfologici e da gradini di origine tettonica. Tale situazione in giacitura ne comporta talora l'affioramento talora lo rasenta, per l'affievolimento della copertura calcarenitica. Nella zona strettamente in esame non si hanno affioramenti di ginolfo, che è stato rintracciato solo molto più a sud-ovest, in un'area compresa tra la spiaggia di Magaggiari (margine occidentale della zona aeroportuale) e l'abitato di Cinisi.

I terreni in questione ricadono nell'ambito dell'Unità Stratigrafico Strutturale (U.S.S.) "Cozzo di Lupo", generatasi per deformazione del margine della Piattaforma Panormide. A questa U.S.S. appartengono i seguenti litotipi:

1) Depositi recenti;

A tale definizione sono afferibili:

- detrito di falda, affiora nella fascia pedemontana che borda le espressioni montuose presenti molto più a sud dell'area aeroportuale con una fascia a profilo trasversale continuo ed omogeneo costituito prevalentemente da elementi litoidi provenienti dallo smantellamento delle facies carbonatico/dolomitico;

- terre di riporto, si rinvergono ampiamente nell'area di sedime aeroportuale (tav.2/a) in quanto abbondantemente distribuiti per le operazioni di

spianamento e livellamento. In genere sono costituite da materiali di sbancamento a consistenza lapidea, spesso commisti a limi sabbiosi e terre pedogenizzate ricche di sostanza organica e frammenti calcari o calcarenitici. Talvolta più in superficie si rinvergono limi sabbiosi rossastri con sostanze organiche e calcarenite in pezzi.

- depositi costieri, si rinvergono nelle zone più prossime alle fasce costiere e sono costituiti da depositi colluviali mentre in vicinanza alle zone pedemontane vi sono più che altro sedimenti eluviali.

2) Depositi Olocenici

Costituiti da breccie calcaree grossolane molto angolose del tipo matrice-sostenute fortemente legate da cemento calcitico. Talora si presentano vacuolari, talora interessate da fratturazione e fessurazione, talora carsificate. Il loro rinvenimento è avvenuto nella zona orientale dell'aeroporto, quasi che la presenza dei calcari, affioranti in centralmente rispetto al sedime aeroportuale, abbia creato due ambiti di sedimentazione differenti tra questo settore e quello orientale dove si rinvergono le facies del complesso calcarenitico.

3) Depositi Plio-Pleistocenici

A questo lasso di tempo sono riconducibili i depositi più diffusi.

Si tratta del ben noto Complesso calcarenitico;

Il deposito calcarenitico è caratterizzato da notevole eterogeneità di facies sia in senso verticale che laterale. Nonostante ciò il complesso è riconducibile a tre fondamentali litotipi che delineano due distinte aree di affioramento.

- *Calcarenite propriamente detta giallastra*, ben classata, a prevalente contenuto calcitico e con rari livelli sabbiosi. La roccia è ben cementata e di grana uniforme, con stratificazione sub-orizzontale. Sono riconoscibili noduli più cementati a distribuzione irregolare e densità variabile da punto a punto. Spesso è rinvenibile tritume di fossili a guscio calcareo legato da matrice calcarea di natura detritica. A volte si hanno in corrispondenza dei piani di stratificazione livelli più cementati che sono dovuti alla deposizione di cemento calcitico secondario per la circolazione d'acqua. Spesso si

riconoscono calcareniti biancastre con intervallati livelli ruditici costituiti da ciottoli calcarei ben arrotondati. Affiorante nella zona orientale.

- Calcarenite detritica o calcarenite conglomeratica

Tale facies affiora costituita da clasti detritici arrotondati della taglia del ghiaietto di natura carbonatica e subordinatamente da un modesto contenuto di quarzo detritico variabile da luogo a luogo. In genere risulta abbondante il contenuto fossilifero con macrofossili addensati in nidi che se cementati costituiscono lenti o livelli di breccie conchigliari. La stratificazione appare in genere poco evidente o comunque dove visibile con giacitura sub-orizzontale o con pendenze prossime ai 10-15 gradi verso nord. Di norma tale complesso affiora talora grossolano, talora cavernoso, talora a grana fine, talora ricco in sabbie calcaree fini gialle o bianche, talora con minuti granuli quarzosi fortemente cementati da cemento calcitico e/o siliceo. Spesso compaiono in grosse bancate talora in strati molto sottili con interposizione di straterelli siltitici, oppure come sabbie sciolte a granulometria variabile da sabbie grossolane a siltiti argillose. Frequentemente si presentano nuclei o noduli calcarenitici di forma e dimensioni assai variabili. Per quanto riguarda la cementazione tale facies si presenta disomogenea sia in senso verticale che orizzontale così da determinare blocchi a fortissima cementazione dalle forme e dai volumi irregolari, noduli generalmente decimetrici saldati tra loro ed immersi in sabbie giallastre, strati calcarenitici con piccole cavità riempite da sabbia fine. Questa diversità del grado di cementazione determina anche una porosità variabile da luogo a luogo con conseguente variabilità della permeabilità. Affiorante nella zona orientale.

- Complesso sabbioso, sabbie e conglomerati, ghiaia di trasgressione

Tale roccia presenta colorazione che spazia dal giallastro al giallo ocra, nell'insieme si rinvencono livelli siltosi e/o sabbiosi con taglia da fine a grossolana. E' ricorrente il ritrovamento di tritume fossile, breccie conchigliari e ciottoli ben arrotondati di varia natura. Nella facies grossolana si tratta di conglomerati e ghiaie di natura calcarea, selci, quarzareniti, dolomie, di varie dimensioni e spigoli arrotondati. Affiorante nella zona occidentale.

Inizio:01.08.04	File: c:\lav. 2004\LL.PP.\Punta Raisi\Relazioni\Relazione conclusiva	
Fine:02.10.04	Argomento: sedime aeroporto	Pag.8

4) Depositi Mesozoici

A questi depositi si riferiscono le dorsali calcareo-dolomitiche presenti a sud dell'area aeroportuale, dove vengono raggiunte le quote più elevate della zona. Trattasi di calcari grigi talora dolomitizzati passanti a calcilutiti e calcareniti. Si presentano a stratificazione indistinta e con un grado di fessurazione e fratturazione molto acceso. Sono riscontrabili tracce di stromatoliti, megalodonti, biolititi ed alghe. Spesso vacuolari, con sottili livelli di calcite secondaria. Anche all'interno di questo deposito è stata notata una facies di micro e/o macro breccie angolose legate da cemento calcitico. L'ammasso è databile Lias sup. – Trias sup.

Inizio:01.08.04	File: c:\lav. 2004\LL.PP.\Punta Raisi\Relazioni\Relazione conclusiva	
Fine:02.10.04	Argomento: sedime aeroporto	Pag.9

4.0 L'indagine geognostica e geotecnica eseguita

Al fine di avere una ricostruzione dettagliata del substrato geologico e poterne stimare gli spessori e le proprietà geotecniche, si è condotta una campagna geognostica consistita nell'esecuzione di trivellazioni a carotaggio continuo per il recupero di carote di terreno rappresentativo poco disturbate (tav.2/a). Le perforazioni sono state eseguite con perforatrici cingolate semoventi munite di sistemi di avanzamento con roto-percussione guidato da gruppo idraulico. Il campionamento dei terreni è avvenuto sia a secco che a circolazione di fluido utilizzando sia un carotiere semplice munito di corona a denti widia con diametro esterno di 101 mm che ha consentito il recupero di carote poco disturbate di diametro pari a circa 81 mm, sia un carotiere del tipo doppio costituito da due tubi concentrici dei quali solo l'esterno ruota e taglia la roccia mentre l'interno accoglie il campione preservandolo dal degrado; anche in questo caso il diametro di perforazione è 101 mm ma il campione recuperato è di 84 mm.

Le carote estratte sono opportunamente catalogate e state riposte nelle apposite cassette catalogatrici quotate. Esse sono conservate presso aree di pertinenza alla società GES.A.P. S.p.A. Talora, e solo per alcuni tratti eccezionalmente tenaci è stata utilizzata una corona di taglio del tipo "diamantata". Durante le perforazioni sono stati prelevati su rocce sciolte campioni del tipo "indisturbato" con campionatore semplice "shelby tube" e campioni del tipo rimaneggiato su roccia lapidea.

I alcuni perfori sono stati collocati piezometri a tubo aperto dove si è quotata e monitorata la falda (tav.2/b).

5.0 L'indagine con tomografia elettrica (S.E.O.)

L'utilizzo di metodologie geofisiche quindi del tipo indiretto è stato previsto nel progetto generale per ampliare le informazioni di ricerca mantenendo bassi i costi di esecuzione (tav.2/f).

5.1 Principi generali

Il metodo geoelettrico consiste nella determinazione sperimentale dei valori di resistività elettrica che caratterizzano il sottosuolo mediante l'utilizzo di dispositivi elettronici per l'invio di una corrente elettrica artificiale nel sottosuolo e per la misura delle tensioni elettriche da tale flusso prodotte. La presenza di umidità nei primi metri del sottosuolo fa sì che i terreni interessati si presentino relativamente come dei buoni conduttori di elettricità. Viceversa, le strutture compatte, quali resti di fondazioni di edifici, mura, strade, etc., o i vuoti, quali quelli riferibili a cavità naturali o a tombe, si presentano come dei cattivi conduttori di elettricità, se non addirittura come degli isolanti. Pertanto, le geometrie sepolte rispondono al flusso di corrente artificiale immessa con diverse modalità proprio in funzione del parametro fisico che indica tale comportamento: la resistività elettrica.

Più in particolare la resistività elettrica delle rocce superficiali è controllata essenzialmente dalla conduzione elettrica di tipo elettrolitico attraverso i pori, le fratture, le faglie e le zone di debolezza strutturale. La conduzione elettrica nelle soluzioni elettrolitiche nelle formazioni rocciose avviene essenzialmente attraverso i pori interconnessi, lungo le superfici dei grani solidi, attraverso le fratture e le faglie. In generale per una roccia con una determinata porosità efficace, tanto maggiore è il contenuto di sali disciolti nell'acqua, tanto più elevata è la conducibilità.

Gli elementi principali che governano la resistività elettrica dei mezzi rocciosi sono pertanto riassumibili come segue:

- le condizioni di porosità, saturazione in acqua e contenuto salino;
- l'incremento della temperatura che abbassa la viscosità delle acque e aumenta la mobilità ionica, con il risultato che la resistività elettrica si abbassa;

- le formazioni calcaree con grani omogenei presentano numerosi spazi intergranulari vuoti e che, se saturi, danno bassi valori di resistività; viceversa formazioni calcaree con grani eterogenei presentano una porosità efficace ridotta e quindi alti valori di resistività;

- i fenomeni di dissoluzione lungo le fratture nei calcari e nelle arenarie aumentano la porosità e abbassano la resistività elettrica; mentre la precipitazione di alcuni minerali occlude i pori e tende ad aumentare i valori di resistività;

5.2 Metodologia

Le strumentazioni adoperate nel caso in questione permettono l'acquisizione dei dati geoelettrici anche in condizioni di basso rapporto segnale/rumore e di immagazzinare in rapida cascata un'ampia sequenza di misure mediante l'uso di flessibili dispositivi multielettrodici a multi-cavo. Il sistema è costituito da una serie di 32 elettrodi disposti secondo un allineamento, con una distanza interelettrodica di 1,5 m. I vari elettrodi sono collegati tramite cavi all'unità di acquisizione "A 3000 E" della M.A.E, che provvede ad acquisire i dati e permette agli elettrodi di funzionare alternativamente come elettrodi di corrente (AB) e di misura (MN). In questo modo le misure lungo un allineamento possono procedere in maniera automatica, secondo la configurazione desiderata, ottenendo valori di resistività apparente, espressa in (ohm. m), a differenti profondità e a tratti successivi lungo lo stesso allineamento. Il risultato finale dell'elaborazione di questi dati, mediante l'utilizzo di un software dedicato, dà luogo ad una pseudosezione bidimensionale che rappresenta la distribuzione dei valori di resistività assoluta e che permette, in prima approssimazione, una ricostruzione della sezione geolitologica del sito indagato, attribuendo ad ogni intervallo di resistività un litotipo o un'anomalia (cavità, infiltrazioni d'acqua, strutture murarie, ecc.). I dati ottenuti dall'esecuzione della tomografia elettrica superficiale in questione con il metodo "Dipolo-Dipolo", in cui il quadripolo, costituito dagli elettrodi AB ed MN, allineati ed equidistanti tra di loro, interessa alternativamente tutti i 32 elettrodi, ha consentito l'acquisizione di 321 letture di resistività apparente lungo lo stendimento ed una profondità massima di

investigazione (nella zona mediana dello stendimento) pari 9,35 m. dal p.c. I risultati ottenuti sono stati interpretati attraverso il software RES2DINV.

5.3 Sintesi dei risultati

Dopo un opportuno filtraggio dei dati, è stato possibile ricostruire tre diagrammi (con in ascissa la distanza e in ordinata la profondità):

- nel primo viene rappresentata una maglia ideale impostata su diciassette livelli, contenenti i valori di resistività apparente misurata, distinti mediante differenti toni di colore (Pseudosezione in alto, denominata: Measured Apparent Resistivity Pseudosection)

- nel secondo (Pseudosezione in mezzo, denominata: Calculated Apparent Resistivity Pseudosection) sono visualizzati i valori di resistività apparente teorici, calcolati sulla base di modelli ottenuti mediante l'uso di complessi algoritmi;

- nel terzo (Pseudosezione in basso, denominata: Inverse Model Resistivity Section) si ha la distribuzione della resistività reale o assoluta, ottenuta attraverso l'elaborazione, "inversione", dei dati.

Dall'estrapolazione di quest'ultimo si può tentare la ricostruzione della sezione geolitologica del sito indagato, attribuendo ad ogni intervallo di resistività o un litotipo o un'anomalia (cavità, infiltrazioni d'acqua ecc.).

Rimandando all'esame delle singole pseudosezioni per l'interpretazione dei risultati emersi, si può, in generale, dire che usualmente vengono considerate come anomale (eventuali presenza di cavità) quelle zone in cui la resistività supera i 5000 ohm*m.

Di contro, valori estremamente bassi misurati tra pochi ohm.m e meno di 100 ohm*m fanno ipotizzare elevati gradi di saturazione in acqua. Mentre valori di resistività misurati in cui si possono individuare intervalli di variazione della resistività da 600 ohm*m a 1.000/1.200 ohm*m sono riconducibili a quelli caratteristici dei sedimenti a grana grossa sciolti o male addensati (sabbie e ghiaie), da bagnate ad asciutte.

Valori di resistività compresi tra 1.500 e 3.500 ohm*m sono invece stati utilizzati per riconoscere le calcareniti ed i calcari variamente cementati.

6.0 L'indagine con georadar

Le prospezioni Georadar sono tecniche d'indagine "non distruttiva ed invasiva" per fornire informazioni utili per la caratterizzazione del sottosuolo. Nello specifico durante la campagna eseguita sono state utilizzate due diverse modalità di acquisizione dei segnali radar ed in particolare la modalità monostatica (antenna singola con frequenza di 200 MHz), che ha permesso di raggiungere una profondità di indagine massima di circa 8 m, e la modalità bistatica cross-polare (array di antenne con frequenza di 200 MHz e di 600 MHz), che ha consentito di raggiungere una profondità di indagine approssimativa di circa 4 m con maggiore dettaglio.

6.1 Principi e metodi dell'attrezzatura Georadar

Il classico Radar (Radio detecting and ranging, radio misuratore e rivelatore a distanza) è uno strumento che consente di rilevare le informazioni relative alla posizione di un oggetto nello spazio.

Ciò viene realizzato mediante il confronto tra un segnale di riferimento, emesso da un trasmettitore di onde elettromagnetiche e quello riflesso dall'oggetto da localizzare sul quale avviene la riflessione delle onde elettromagnetiche.

Il Georadar, noto con la sigla GPR (Ground Penetrating Radar, radar che penetra nel terreno) è un particolare radar che sfrutta i fenomeni fisici, quali la riflessione, rifrazione e diffrazione che può subire un'onda elettromagnetica quando incontra delle discontinuità all'interno del mezzo indagato legate a variazioni delle proprietà elettriche e magnetiche dei terreni o dei materiali attraversati (cavità, variazioni litologiche, corpi sepolti, ecc.) ed in particolare alla variazione della permittività (o costante dielettrica relativa). Quest'ultime dipendono a loro volta dal diverso contenuto d'acqua.

In generale un sistema Georadar è costituito da:

- un'unità di controllo alla quale tramite cavi caratterizzati da particolari caratteristiche, sono collegate le antenne (trasmittente e ricevente);
- un sistema di antenne che hanno la funzione di inviare impulsi elettromagnetici e captare i segnali riflessi o rifratti;

- un'unità di acquisizione, registrazione e visualizzazione dei dati sperimentali ottenuti.

Il Georadar può essere adoperato con varie tecniche applicative:

- monostatiche se all'unità di controllo è collegata una sola antenna che, alternativamente, funziona sia da antenna trasmittente sia da antenna ricevente. Questa tecnica, detta anche RSAD (Radar Surface Arrival Detection) è molto simile alla tecnica SONAR utilizzata per i rilievi batimetrici.

- bistatiche se sono collegate due antenne, una trasmittente e l'altra ricevente.

Utilizzando il sistema monostatico, l'antenna trasmittente invia un treno di impulsi elettromagnetici di breve durata ad intervalli regolari; la frequenza di ripetizione di questi impulsi è elevata (di circa 50 kHz).

Questa è alimentata da un generatore di impulsi elettrici che, nella stessa antenna, vengono trasformati in impulsi elettromagnetici. Tali impulsi si propagano all'interno del terreno finché non sono riflessi da un'eventuale discontinuità e, se caratterizzati da sufficiente energia, ritornano verso la superficie del terreno dove vengono captati dall'antenna ricevente e dopo essere stati trasformati nuovamente in impulsi elettrici, trasferiti all'unità di controllo digitalizzati, amplificati e registrati in funzione del tempo in modo da potere essere visualizzati come una funzione del loro Two-Way Travel Time (TWTT), cioè il tempo intercorso dall'istante di trasmissione all'istante di ricezione, nella forma di un radargramma.

Esistono due modalità di visualizzazione del segnale:

- modalità "line scan" a colori, in cui ad ogni ampiezza del segnale viene attribuito un colore in funzione della sua entità e polarità;

- modalità "wiggle", in cui il segnale è rappresentato con delle tracce, nelle quali nelle quali sono annerite o le ampiezze positive o quelle negative (o entrambe).

Gli impulsi elettromagnetici si propagano nel terreno con una velocità ricavabile dall'espressione:

$$V = \frac{1}{\sqrt{\mu\epsilon r}} = \frac{c}{\sqrt{\epsilon r}}$$

Dove μ è la permeabilità magnetica del mezzo attraversato, c è la velocità di propagazione delle onde elettromagnetiche nel vuoto ed ϵ_r è la costante dielettrica relativa. Gli impulsi si attenuano tanto più rapidamente quanto maggiore è la frequenza dell'onda, la conducibilità elettrica e la permittività del mezzo. Sulle superfici di discontinuità del sottosuolo in cui la permittività varia da un valore ϵ_1 a un valore ϵ_2 , l'impulso elettromagnetico subisce una riflessione, con un coefficiente di riflessione r che risulta definito dalla relazione:

$$r = \frac{\sqrt{\epsilon_1} - \sqrt{\epsilon_2}}{\sqrt{\epsilon_1} + \sqrt{\epsilon_2}}$$

Quindi se è nota la velocità di propagazione delle onde elettromagnetiche, utilizzando i tempi di percorso delle onde è possibile calcolare la profondità dei riflettori.

Quando l'antenna passa sopra un oggetto riflettente, essa riceve una riflessione anche quando non è sulla verticale passante per

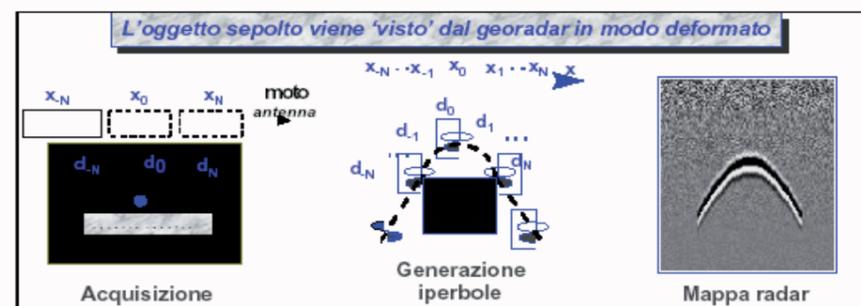


Fig. 1 - Principio di funzionamento del georadar

quest'ultimo. Il risultato è una tipica iperbole di riflessione.

Infine i dati sperimentali ottenuti vengono opportunamente processati con filtri ed amplificatori. In particolare, i filtri hanno la funzione di migliorare la qualità dei segnali ricevuti, attenuando le componenti del segnale caratterizzate da frequenze indesiderate (noise o rumore elettromagnetico), mentre gli amplificatori sono utilizzati per amplificare gli impulsi più deboli provenienti da

riflessioni da parte di superfici di discontinuità più profonde, o da parte di litotipi particolarmente assorbenti.

Per ottenere buone informazioni, e quindi buoni risultati, è essenziale valutare attentamente le caratteristiche della litologia indagata (proprietà fisiche dei terreni, quantità di acqua in essi contenuta che caratterizza il comportamento conduttivo o dielettrico) e la scelta delle antenne da utilizzare, in base alla loro frequenza principale.

La metodologia Georadar ha il vantaggio di essere molto spedita e di essere assolutamente non distruttiva e non invasiva in quanto consente di ottenere informazioni sul sottosuolo senza alcuna alterazione dello stesso.

Si devono, tuttavia, evidenziare alcuni limiti:

- la limitata profondità a cui si può spingere l'indagine, da in considerazione delle caratteristiche dielettriche del sottosuolo indagato;
- l'influenza che le variazioni spaziali delle proprietà elettriche e magnetiche dell'ambiente in prossimità delle antenne (trasmittente e ricevente) esercitano sulla sensibilità efficace della registrazione dei segnali captati e dunque sulla qualità dei dati e quindi sull'interpretazione dei risultati.

6.2 L'indagine eseguita

Prima di eseguire le sezioni georadar è stato necessario definire le linee d'indagine lungo le quali effettuare i profili e scegliere il tipo di antenna da adoperare, in funzione della risoluzione desiderata e della massima profondità di indagine ipotizzata.

Le indagini georadar sono state effettuate utilizzando l'unità di acquisizione RIS2K/MF nella configurazione:

- o Multi-Antenna (200 – 600 MHz) con unità multiplexer;
- o Software di acquisizione IDSGRED\IN\ROAD v. 5.1.

Questo sistema è capace di generare, captare, amplificare, filtrare ed archiviare i segnali e permette di visualizzare in tempo reale i dati acquisiti attraverso uno schermo a cristalli liquidi. Ciò consente una valutazione immediata dei dati, permettendo quindi la modifica dei parametri di acquisizione direttamente in sito. In questo modo è possibile ottimizzare la qualità dell'acquisizione, evitando

ulteriori ripetizioni delle misure e riducendo i tempi necessari per le operazioni di indagine.

I profili sono stati eseguiti applicando una tecnica di campionamento denominata RSAD (Radar Surface Arrive Detection), con una configurazione di antenne sia monostatica (con antenna da 200 MHz) che bistatica (antenne da 200 – 600 MHz). In particolare, l'acquisizione dei dati in modalità monostatica prevede che il campionamento dei dati sia effettuato facendo scorrere sulla superficie del mezzo da indagare una antenna che funge alternativamente da trasmittente e da ricevente. Mentre l'acquisizione dei dati in modalità bistatica prevede l'uso di due antenne (in questo caso caratterizzate da frequenze centrali diverse), una che funge da trasmittente e una da ricevente.

I sistemi RIS sono stati progettati per impiegare durante l'acquisizione dei dati radar un array composto da un numero di antenne compreso tra 2 ed 8; le configurazioni più usate impiegano 2, 3 o 4 antenne, eventualmente caratterizzate da una frequenza di lavoro diversa.

L'impiego di più antenne in luogo di una singola, permette di ottenere numerosi vantaggi:

- Incremento della probabilità di detezione dei bersagli estesi

La teoria classica radar dimostra che la probabilità di detezione aumenta in funzione del numero di impulsi sul bersaglio che è possibile integrare. Applicando tale teoria al caso del georadar, si comprende facilmente come l'impiego di diverse antenne operanti simultaneamente faciliti l'individuazione di bersagli estesi presenti nel sottosuolo. L'estensione di target localizzati, quali sassi, cavità, ecc., può parimenti essere determinata con sufficiente precisione, dato che l'eco da essi prodotta non compare su tutte le sezioni radar acquisite contemporaneamente.

- Riconoscimento dei bersagli in funzione delle caratteristiche polarimetriche

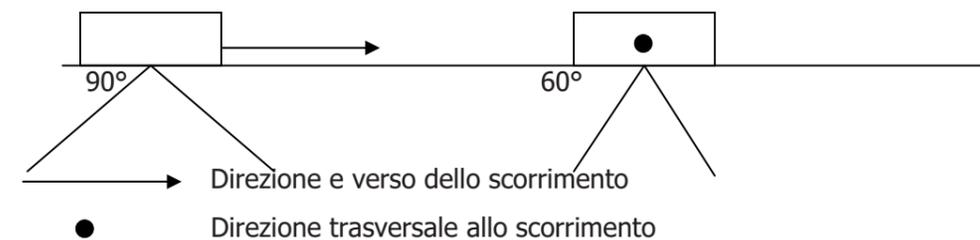
Ulteriore vantaggio consentito dall'impiego di un array è quello di poter disporre le antenne in modo da acquisire dati copolari e crosspolari e quindi permettere il riconoscimento dei bersagli sulla base delle loro caratteristiche polarimetriche.

- Impiego contemporaneo di antenne a frequenza di lavoro diversa

E' ben noto che l'attenuazione introdotta dal mezzo è, nel caso del georadar, funzione della frequenza di funzionamento dell'antenna.

L'impiego di un array composto da antenne a frequenza di lavoro diversa (ad es. 200 MHz e 600 MHz, come nel caso dell'array utilizzato) consente di integrare le informazioni raccolte dai vari sensori; in questo modo, si riesce ad esplorare con un notevole dettaglio la zona superficiale del terreno e, al contempo, di identificare target anche ad elevata profondità.

In generale, le antenne inviano all'interno del sottosuolo un cono di onde elettromagnetiche detto "cono di emissione" la cui apertura forma un angolo di 90° lungo la direzione di spostamento delle stesse e di 60° nella direzione trasversale, così come mostrato nella figura seguente.



Si è ritenuto che tale sistema potesse garantire una qualità ed una quantità dei dati sufficiente rispetto al carattere diagnostico desiderato per l'indagine, consentendo, contemporaneamente, un'elevata velocità di esecuzione delle operazioni di acquisizione. Inoltre, le antenne sono state collocate all'interno di un carrello munito di ruote.

Considerate le elevate distanze da investigare, lo strumento utilizzato è stato munito di un sensore di posizione (ruota metrica) collocato lateralmente al carrello. La sua funzione è stata di segnalare all'unità centrale e di visualizzare sul monitor la posizione del carrello lungo la linea di indagine.

Allo scopo di ottimizzare il segnale durante la fase di acquisizione, sono stati eseguiti dei profili di prova, finalizzati alla scelta dei parametri di acquisizione come i parametri dei filtri in frequenza passa-banda del tipo Butterworth, i

parametri di Stacking orizzontale, il parametro Range Gain, (che serve a definire una legge di variazione del guadagno in funzione del tempo in modo da compensare approssimativamente l'attenuazione dello spreading geometrico di fondo) ed infine il parametro "Range", che stabilisce la durata di registrazione del segnale dopo ogni energizzazione.

Inoltre per ricavare il valore di profondità dei riflettori e delle anomalie elettromagnetiche presenti nel sottosuolo dai tempi di andata e ritorno delle onde riflesse occorre stimare il valore della costante dielettrica media ϵ_r . In particolare, nel caso in esame si è utilizzato un Range di 80 ns, per i profili effettuati utilizzando le antenne da 200 – 600 MHz in modalità bistatica, e di 120 ns, per i profili effettuati utilizzando l'antenna da 200 MHz in modalità monostatica. Per tutti i profili è stato considerato un valore di costante dielettrica media pari a 9. Di conseguenza le profondità di indagine raggiunte sono approssimativamente di 4 m, per i profili acquisiti in modalità bistatica (utilizzando le antenne da 200 – 600 MHz), e di circa 8 m, per i profili acquisiti in modalità monostatica (utilizzando l'antenna da 200 MHz).

Per i profili radar acquisiti, l'elaborazione dei dati è consistita nell'applicazione di:
Funzione di linear gain per l'amplificazione temporale dei singoli radargrammi;
Filtro orizzontale tipo background removal, per eliminare eventuali risonanze del sistema di acquisizione, la prima riflessione dalla superficie ed eventuale rumore a bassa frequenza;
Filtro in FD (frequency domain).

Nel supporto informatico allegato si riportano i risultati delle prospezioni con georadar mentre nella tav.2/f le ubicazioni.

7.0 L'indagine con i sondaggi elettrici verticali (SEV)

La prospezione geoelettrica verticale ha come scopo quello di ottenere informazioni sulla natura e sulla struttura del sottosuolo immettendo energia elettrica (corrente continua) tramite opportuni elettrodi acciaio inox (elettrodi di corrente) e rilevando le differenze di potenziale, indotte dal campo elettrico generato, attraverso un'altra coppia di elettrodi in rame.

La prospezione geoelettrica effettuata è stata eseguita con il quadripolo simmetrico di Schlumberger. Tale configurazione permette di effettuare una serie di determinazioni della resistività apparente distanziando progressivamente, rispetto al centro che rimane fisso, gli elettrodi di corrente e di potenziale lungo un allineamento costante. Aumentando la distanza tra gli elettrodi, secondo uno schema prestabilito, aumenta la profondità d'investigazione.

Lo strumento utilizzato (georesistivometro), collegato ad un generatore di corrente e completamente gestito da un microprocessore, provvede automaticamente all'energizzazione del terreno, prima in un senso e successivamente nel verso opposto, visualizzando al termine i valori dell'Intensità (I) della corrente circolante nel sottosuolo e della differenza di Potenziale (ΔV), misurati rispettivamente in mA ed in mV, dai quali, applicando la legge di Ohm, si ottiene la resistività apparente (ρ_a) misurata in $\Omega \cdot m$ (Ohm*metro) .

Successivamente tali valori di resistività apparente vengono riportati insieme ai rispettivi valori della semi distanza interelettrodica su di un grafico binario a scala logaritmica per la costruzione della curva del sondaggio elettrico, definita curva di resistività apparente.

Dalla successiva interpretazione dei valori di resistività apparente e dallo studio della curva ottenuta si determinano i valori di resistività (espressi in Ωm) degli strati, associati alla profondità d'investigazione.

8.0 L'indagine con la sismica a rifrazione

Nell'ambito della campagna d'indagine generale si sono eseguiti sondaggi sismici a rifrazione. L'apparecchiatura utilizzata è un sismografo gestito da un microprocessore, con dodici canali di acquisizione simultanea, a risoluzione 100 microsec., 8 bits, scale dei tempi variabili ed incremento di segnale variabile per ogni canale.

I geofoni utilizzati sono del tipo verticale a 10 Hz. L'energizzazione è stata ottenuta tramite una mazza di 9 kg dotata di starter piezoelettrico battente su un piattello in alluminio.

Per l'elaborazione dei dati è avvenuta con un programma interpretativo computerizzato "GRM" distribuito dalla CIS di Varese.

8.1 Metodologie d'indagine

La sismica a rifrazione eseguita considera i tempi di propagazione delle onde elastiche generate al suolo da impatti con una mazza battente su un piatto in ferro. Le onde generate si rifrangono su superfici di discontinuità, condizione necessaria affinché se ne abbia la rifrazione lungo tali superfici, incrementando la velocità di propagazione con l'aumentare della profondità. Dalla misura dei tempi di percorso esistenti tra la stazione energizzante ed una successione di stazioni riceventi (geofoni) è possibile dedurre la velocità delle Onde Sismiche Primarie (VOSP) e Secondarie (VOSS) e gli spessori degli orizzonti in cui si propagano le onde elastiche generate e quindi ottenere informazioni sulla natura e sulla struttura del sottosuolo.

Nel campo della sismica a rifrazione finalizzata alla conoscenza della stratigrafia locale vengono utilizzate le onde di compressione o longitudinali i cui tempi di percorso possono rilevarsi con buona accuratezza essendo le più veloci. Tale metodo mira, quindi, a determinare la distribuzione nello spazio delle velocità delle onde sismiche nel substrato. Le velocità delle onde sismiche possono essere correlate a parametri geologici e petrofisici quali tipo di roccia, porosità, fessurazioni ed elasticità.

Per quanto riguarda le modalità pratiche della prospezione effettuata, questa è stata eseguita disponendo lungo i vari allineamenti definiti 12 geofoni ed eseguendo gli scoppi secondo la seguente geometria degli stendimenti:

- ✓ interesse tra i geofoni compreso tra 2 e 3 metri;
- ✓ n. 2 punti d'energia relativi allo scoppio di andata ed a quello di ritorno.

Con le apparecchiature usate è stato possibile ottenere i primi impulsi sufficientemente netti anche quando i rumori di fondo erano elevati. Questo si è potuto realizzare in quanto la registrazione veniva immagazzinata da una memoria elettronica e successivamente tracciata su un display con la possibilità di discernere i segnali veri da quelli spuri. Le misure rilevate hanno consentito di costruire le curve tempi/distanze (Dromocrone) relative allo scoppio di andata e di ritorno e di determinare, tramite il metodo reciproco, gli spessori dei vari rifrattori. Per l'interpretazione dei sondaggi, si sono riportate sulle ordinate di un diagramma cartesiano i tempi di percorrenza impiegati dai fronti d'onda generati dalla massa battente, mentre sulle ascisse si sono disposte le distanze tra il punto in cui è avvenuto lo scoppio e la posizione in cui si trovano i geofoni che hanno rilevato le onde sismiche.

Per i dettagli si rimanda alle schede grafiche allegate.

9.0 La carta litologica

Nell' allegato "tav.2/a" viene riportato il rilievo geologico di superficie del sedime aeroportuale integrato con il responso dei sondaggi geognostici e delle indagini geofisiche alla scala 1:5.000. Come visibile le litologie mappate sono tre.

Volendo definire una colonna stratigrafica dall'alto verso il basso riconosciamo:

depositi recenti

- terreni di riporto, depositi antropici di sterro sabbia e trovanti lapidei

depositi plio-pleistocenici

- depositi di brecce calcaree angolose ben legate da cemento calcitico
- complesso delle calcareniti e sabbie

depositi mesozoici (lias sup. – trias sup.)

- calcilutiti, calciruditi e doloruditi, brecce calcaree grigie

Il bed-rock dell'area è costituito dai calcari mesozoici, campiti in verde nella cartografia; essi affiorano in posizione intermedia nell'ambito del sedime aeroportuale. La loro messa in posto è probabilmente legata a motivi tettonici, correlabile alle fasi plicative mio-plioceniche con dislocazione di blocchi a gradinata. Il rilievo di campagna ha infatti evidenziato tre presunte faglie che trovano comunque supporto dalle indicazioni presenti sulla dorsale dei monti di Cinisi, prospiciente alla zona aeroportuale, sui quali si è inoltre riconosciuta anche una faglia ortogonale alle precedenti.

L'affioramento predetto, così come presente, sembra aver creato due distinte aree cui possono riconoscersi ambiti di sedimentazione differenti: l'area occidentale, con bed-rock calcareo dislocato più in profondità, legata ad un ambiente di trasgressione e regressione marina che ha permesso la deposizione del complesso delle calcareniti bioclastiche nelle facies rinvenute; l'area orientale, con bed-rock calcareo dislocato a profondità minore che, interposta tra due faglie vicine, è stata probabilmente oggetto di frizione frattura e deposizione di prodotti milonitici poi cementati da legante calcitico per circolazione d'acqua. Questo

darebbe spiegazione alla presenza di brecce eterometriche angolose legate da cemento calcitico biancastro o grigiastro e più in profondità giallastro rinvenute o su sabbie bianche e/o gialle plio-pleistoceniche o direttamente sul bed-rock in posto. Il motivo tettonico spiegherebbe inoltre il rinvenimento in questa zona racchiusa tra due faglie di una falda filtrante con tetto impostatosi a circa 12-14 dal p.c. quindi coincidente con il livello del mare, mentre dove limitrofanamente sono presenti i calcari grigi la falda ha il suo acquifero a circa 30-32 m dal p.c. quindi ben 15 m al di sotto del livello del mare. Ad ogni modo l'utilizzo dissennato della falda ha comunque causato il processo irreversibile dell'ingressione marina inquinando l'acqua e rendendola salmastra.

Come detto, superiormente al bed-rock calcareo è avvenuta la deposizione del complesso calcarenitico sabbioso plio-pleistocenico, affiorante in ben tre facies meglio descritte al paragrafo "3.0 *Caratteri geolitologici generali dell'area*" e probabilmente in modo coevo o di poco successivo è avvenuta la deposizione delle brecce calcaree di cui si accennato nel paragrafo precedente. Nella cartografia il complesso calcarenitico è stato mappato con il colore giallo, ma si è omessa la differenziazione con le brecce calcaree per la scarsa quantità di dati necessari alla corretta mappatura. Per tale motivo si è preferito riconoscere due zone come già accennato.

Al culmine dell'assetto stratigrafico riscontrato è presente il materiale di riporto. Di chiara origine antropica, costituito da quanto rinvenuto dai lavori di sbancamento e livellamento locali, è servito a raggiungere quote prestabilite ed a colmare la depressione presente sotto la testata 25 della pista 07-25. Infatti le cartografie antecedenti alla realizzazione dell'aeroporto mappano la presenza di una depressione probabilmente dovuta alla presenza di una cava per l'ottenimento di materiale da costruzione (tufo calcareo), con dislivello di circa 6-7 m rispetto all'originaria quota del p.c.

Lo spessore del materiale di riporto è irregolare ma oscilla tra qualche decimetro e circa 10 m sulla testata 25 della pista 07-25.

10.0 La carta idrogeologica

L'allegato 2/b riporta le proprietà idrogeologiche dei terreni predominanti che ne marcano il comportamento nell'ambito dei processi di filtrazione delle acque di falda. Trascurando il terreno di riporto, troppo eterogeneo nella composizione e per il quale è poco veritiero ogni tentativo di schematizzazione, gli acquiferi dell'area sono rappresentati da:

- complesso calcarenitico-sabbioso plio-pleistocenico, caratterizzato da valori della permeabilità primaria per porosità piuttosto elevati ($k = 10^{-2} - 10^{-3}$ m/sec) e permeabilità secondaria per fessurazione e fratturazione medio-elevati in relazione al minor disturbo tettonico ($k = 10^{-3} - 10^{-4}$ m/sec) ;
- calcari grigi triassici, caratterizzati da valori della permeabilità secondaria per fessurazione e fratturazione piuttosto elevati e correlabili al disturbo tettonico ($k = 10^{-2} - 10^{-3}$ m/sec) .

Come già precedentemente discusso nel paragrafo precedente, la falda presente nella zona orientale dell'aeroporto (lato Palermo) si attesta intorno ai 12-14 dal p.c. quindi coincidente con il livello del mare, mentre dove limitrofamente sono presenti prevalentemente i calcari grigi la falda si attesta a circa 30-32 m dal p.c. quindi circa 15 m al di sotto del livello del mare. I rinvenimenti del livello della falda sono stati eseguiti con misure specifiche in piezometri del tipo a tubo aperto in pvc preforato fatti predisporre nei centri di sondaggio, mentre con metodologie indirette quali i SEV è stato completato il quadro generale.

Ad ogni modo l'utilizzo dissennato della falda ha comunque causato il processo irreversibile dell'ingressione marina inquinando l'acqua e rendendola salmastra.

Inizio:01.08.04	File: c:\lav. 2004\LL.PP.\Punta Raisi\Relazioni\Relazione conclusiva	
Fine:02.10.04	Argomento: sedime aeroporto	Pag.26

11.0 La carta Sezioni pavimenti in cls Testate 02 e 20 e Aree manovra

Nell'allegato 2/c vengono riportate le aree di manovra che coinvolgono le porzioni terminali del raccordo Tango, le Holding-bay Alfa ed Eco e tratti della pista 07-25. Nel dettaglio trattasi di aree con presenza di pavimentazione in calcestruzzo soggette a forte usura. Nella stessa tavola e per motivi omologhi sono presenti anche le testate 02 e 20 dove presentavano anch'esse pavimentazione in cls.

Il quadro sinottico delle indagini eseguite, supportate dai rilievi di campagna, hanno mostrato accettabili condizioni del cls. Infatti esso mostra spessore compreso tra 25 e 30 cm, ed ancora una certa "difficoltà" nel lasciarsi attraversare da indagini indirette (georadar, SEO) quindi una scarsa porosità efficace (per maggiore compattezza della struttura).

Al di sotto della pavimentazione in cls si rinviene la sotto-struttura costituita da materiale poligenico sciolto eterometrico (sabbia, brecciole calcaree e calcarenitiche ecc.), questo ha spessore variabile tra 50 e 80 cm.

Sotto questa fascia talvolta si rinviene il terreno di riporto, talvolta direttamente il complesso calcarenitico.

Si rimanda alle colonne stratigrafiche in allegato ed alla carta 2/c per i dettagli

Inizio:01.08.04	File: c:\lav. 2004\LL.PP.\Punta Raisi\Relazioni\Relazione conclusiva	
Fine:02.10.04	Argomento: sedime aeroporto	Pag.27

12.0 La carta Planimetrie e Sezioni sul Piazzale

Nell'allegato 2/d si riporta l'area piazzale di sosta interessata da studi ed approfondimenti con indagini geognostiche e geofisiche. Anche questa zona rientra tra le aree interessate dalla presenza di pavimentazione in calcestruzzo soggetta ad usura per continuo utilizzo. Tutta la pavimentazione è stata ampiamente indagata sia con diffusione di onde elettromagnetiche (strisciate georadar) che per diffusione di corrente elettrica artificiale (misure della resistività attraverso SEO), non ultimi una serie di carotaggi con esecuzione di prove penetrometriche in foro.

Sulla base dei risultati l'area è stata divisa in due zone:

- 1) una zona perimetrata con una linea rossa, che racchiude l'area con spessore medio del cls di 30 cm;
- 2) una zona perimetrata con una linea blu, che racchiude l'area con spessore medio del cls di 50 cm.

All'interno di questa suddivisione, sulla base dei valori di resistività misurati si sono campite tre sub-zone:

- a) un'area campita con tratto verde inclinato il cui valore di resistività del cls è compreso tra 1.000 e 1.200 ohm*m, interpretabile con una maggiore "porosità efficace" e probabilmente un arricchimento in sabbia della miscela cementizia.
- b) un'area campita con tratto rosso inclinato il cui valore di resistività del cls è compreso tra 1.500 e 2.000 ohm*m, interpretabile con una minore "porosità efficace".
- c) un'area campita con tratto azzurro inclinato il cui valore di resistività del cls è compreso tra 2.000 e 3.500 ohm*m, interpretabile con una scarsa "porosità efficace" e probabilmente un arricchimento in buona miscela cementizia.

Si evince che quando la resistività è maggiore il calcestruzzo è migliore.

Dalle informazioni ottenute sempre con la misura della resistività sulla sottostruttura e sul materiale di riporto utilizzato per regolarizzare e portare alla quota prescelta il piano di campagna, si è invece ottenuta una mappatura della diffusione di umidità correlabile con la filtrazione di acque meteoriche che si raccolgono sul piazzale durante le piogge. Sempre con i valori di resistività si è

inoltre ottenuta una misura dello stato di addensamento del sottofondo. E' emerso che in coincidenza alla presenza di umidità, il deposito è meno addensato. Ciò lascia supporre che l'acqua, filtrando, è capace di dilavare l'ammasso asportando gradualmente il materiale più fine. Parossisticamente potrebbe verificarsi un ammanco di materiale tale da causare un cedimento della fondazione della pavimentazione.

Riguardo i terreni campionati al di sotto della pavimentazione, e della sottostruttura, si riconoscono terreni di riporto, terre argillo-umiche ed il complesso calcarenitico già descritto in precedenza.

Si rimanda alla tavola in allegato per maggiori chiarimenti e dettagli.

13.0 La carta delle criticità

Nell'allegato 2/e si riportano le criticità riconosciute poiché emerse dal quadro sinottico di tutte le informazioni raccolte nella campagna geognostica e geofisica eseguita. Nella carta sono state cerchiare in verde le indagini puntuali sia dirette che indirette che hanno evidenziato anomalie geofisiche o discontinuità stratigrafiche interpretabili come cavità. Queste zone sono presenti in prossimità dell'area di manovra Eco, lungo la pista 02-20 in prossimità del raccordo Tango, sia alla destra che alla sinistra del raccordo Tango nella zona prossima alla vecchia galleria di servizio, lungo la perimetrale in direzione della testata del raccordo Tango lato Palermo. Esami più approfonditi hanno riconosciuto un carattere isolato o comunque poco rilevante del dato quindi una criticità trascurabile. Con una perimetrazione poligonale di colore azzurro chiaro, sono state campite quelle aree indagate con metodi sia diretti che indiretti dove sono state riconosciute anomalie o discontinuità stratigrafiche interpretabili come cavità con carattere di correlabilità e/o continuità, comunque di modesta entità, quindi a criticità bassa. Queste aree si riscontrano in prossimità della testata 20, lungo la pista 02-20 in prossimità del raccordo Foxtrot, lungo il raccordo Delta in prossimità del piazzale di sosta. Nella zona settentrionale dell'aeroporto, dove sono presenti la centrale Telecom ed altre palazzine per uffici e servizi, si è perimetrata con una linea di colore blue un'area indagata con metodi sia diretti che indiretti dove sono state riconosciute anomalie o discontinuità stratigrafiche interpretabili come cavità con carattere di correlabilità e/o continuità, comunque di media entità, ma soggette ad evoluzione quindi definibili a criticità media. Nella porzione orientale del sedime aeroportuale è stata perimetrata con una linea di colore magenta una vasta area che comprende parte della pista 07-25 in prossimità della bretella Bravo, parte del raccordo Tango e della bretella Hotel, una vasta area antistante il piazzale per la sosta degli aeromobili tra gli hangar e la perimetrale, tutta la zona dove sono presenti i depositi carburanti ed una zona adiacente a questi ancora libera da insediamenti, il parcheggio per i pullman lato Palermo ed una porzione del parcheggio per le auto a noleggio antistante l'aerostazione. Quest'area storicamente è quella maggiormente interessata da

Inizio:01.08.04	File: c:\lav. 2004\LL.PP.\Punta Raisi\Relazioni\Relazione conclusiva	
Fine:02.10.04	Argomento: sedime aeroporto	Pag.30

rinvenimenti di grosse cavità, addirittura in passato un serbatoio per la dimora del carburante ha subito un'inclinazione per il crollo della volta di una cavità sottostante. Altri interventi sono stati realizzati durante i lavori di realizzazione della stazione metropolitana e lungo la pista 07-25. Sia le strisciate georadar che le indagini SEO ed i sondaggi geognostici hanno avvalorato l'ipotesi della maggiore pericolosità dell'area in una porzione compresa tra il piazzale di sosta degli aeromobili e l'autostrada A29 lato Palermo. Quest'area è stata campita con linee parallele inclinate di colore Magenta. Nel dettaglio il sondaggio n. 1 LS ha attraversato una cavità con tetto a 6,70 m dal p.c. e letto a 13,8 m dal p.c., parzialmente riempita da sabbia bianca sciolta ed acqua a circa 10,5 m dal p.c. (quasi coincidente con il livello del mare). Gli approfondimenti eseguiti con i sondaggi elettrici orizzontali (SEO) n. 8-14-25 e con i sondaggi geognostici di approfondimento n. 4-5-6-7 zona PAR hanno confermato l'entità e la vastità della caverna. Per questi motivi l'area viene considerata a pericolosità elevata. Studi approfonditi e correlazioni stratigrafiche sulle informazioni raccolte, hanno permesso di ipotizzare una correlazione tra la presenza della faglia passante per questa zona e la zona stessa. Peraltro tutta questa zona ricade all'interno di due linee di faglia attigue. Si potrebbe supporre, infatti, un degrado del corpo roccioso per disgregazione dell'ammasso dovuto allo stress tettonico, ed inoltre l'impostarsi di un flusso idraulico lungo una linea di massima debolezza o lungo una linea tettonica. L'evoluzione naturale nei tempi geologici potrebbe essere stato il fenomeno carsico che ha generato le cavità riscontrate. Non si esclude, ma al momento non si conferma, che una situazione omologa possa aversi nella zona occidentale dell'aeroporto, dove un'altra faglia attraversa la pista 07-25 quando questa interseca la pista 02-20. Dal punto di vista strettamente geologico, l'analisi statistica dei dati disponibili sulle faglie di questa zona ha definito queste linee tettoniche come "non attive".

Inizio:01.08.04	File: c:\lav. 2004\LL.PP.\Punta Raisi\Relazioni\Relazione conclusiva	
Fine:02.10.04	Argomento: sedime aeroporto	Pag.31

14.0 La petrografia dei terreni riconosciuti

Rimandando alla relazione geotecnica per una trattazione appropriata sulle caratteristiche geotecniche e sul relativo comportamento geomeccanico dei terreni, si traccia di seguito un quadro schematico emerso dalle osservazioni di campagna durante i sondaggi.

✓ **i terreni di riporto**, definibili geotecnicamente come "sciolti", spaziano nell'assortimento in tutte le classi granulometriche con variabilità nella forma e distribuzione dei singoli clasti, non ultima la presenza di una elevata percentuale di terre umiche o di terre rosse rimaneggiate.

Nei carotaggi si sono rinvenute argille umiche marroni con patine sabbiose biancastre, limo beige con esile frazione sabbiosa, sabbie fini e/o grossolane sia calcaree che calcarenitiche angolose o sub arrotondate, ghiaia o brecce calcaree e/o calcarenitiche spigolose, blocchi calcarei e/o calcarenitici, tutto materiale proveniente dai lavori di movimento terra per la sistemazione dell'area aeroportuale. I termini anisotropi nelle tre dimensioni sono privi di coesione propria mentre il mutuo incastro tra i clasti determina l'equilibrio secondo un angolo di natural declivio. Per l'ammasso si considera una permeabilità elevata. La caratterizzazione geomeccanica della roccia viene meglio descritta nella relazione geotecnica.

✓ **le brecce calcaree** grossolane angolose eterometriche, del tipo a matrice-sostenute, legate da cemento calcitico talora biancastro talora grigiastro. Spesso si presentano vacuolari con vuoti riempiti da materiale limoso marrone, sono apparse interessate da fratturazione e talvolta carsificate. Il loro rinvenimento è avvenuto nella zona orientale dell'aeroporto, quasi che la presenza dei calcari mesozoici affioranti centralmente rispetto al sedime aeroportuale, abbia creato due ambiti di sedimentazione differenti tra questo settore e quello orientale dove si rinvengono le facies del complesso calcarenitico.

La caratterizzazione geomeccanica della roccia viene meglio descritta nella relazione geotecnica.

✓ **il complesso delle calcareniti bioclastiche e sabbie del plio-pleistoceniche**, dal punto di vista geologico è una roccia afferibile ad una successione arenaceo-sabbiosa tipica di ambiente litoraneo o sub-litoraneo caratterizzata da calcarenite organogena di colore dal giallastro al biancastro con toni variabili ed interposizione di sabbia in straterelli decimetrici depostasi a seguito di processi di trasgressione e regressione marina. I granuli costituenti lo scheletro della roccia sono petrograficamente vari ma predominano quelli spigolosi di calcare e calcare dolomitico. I frammenti fossili sono anch'essi a composizione calcitica. Anche il cemento, che conferisce alla roccia consistenza quasi lapidea, è generalmente calcitico, di origine secondaria, dovuto per precipitazione nei vuoti intergranulari di soluzioni sature di CaCO₃ provenienti dalle acque d'infiltrazione e di circolazione sotterranea.

Da quanto osservato il litotipo ha giacitura sub-orizzontale e non sembra che questa abbia subito mutamenti di assetto per motivi tettonici. Sono presenti diaclasi normali alla stratificazione che tendono a chiudersi a decorsi brevi.

Idrogeologicamente il litotipo è permeabile sia per porosità (permeabilità primaria) che per fessurazione e fratturazione (permeabilità secondaria) con coefficiente elevato ($k = 10^{-2} - 10^{-3}$ m/sec) tranne nelle zone dove i vuoti sono stati occlusi dal cemento carbonatico.

Il litotipo calcareo, se cementato, può considerarsi, nella risoluzione di problemi applicativi, per nulla deformabile con un comportamento monoliticamente rigido.

Nel dettaglio i rinvenimenti calcarenitici sono stati di tre tipi :

- *Calcarenite propriamente detta giallastra*, ben classata, a prevalente contenuto calcitico e con rari livelli sabbiosi. La roccia è ben cementata e di grana uniforme, con stratificazione sub-orizzontale. Sono riconoscibili noduli più cementati a distribuzione irregolare e densità variabile da punto a punto. Spesso è rinvenibile tritume di fossili a guscio calcareo legato da matrice calcarea di natura detritica. A volte si hanno in corrispondenza dei piani di stratificazione livelli più cementati che sono dovuti alla deposizione di cemento calcitico secondario per la circolazione d'acqua. Talvolta si

riconoscono calcareniti biancastre con intervallati livelli ruditici costituiti da ciottoli calcarei ben arrotondati. Affiorante nella zona orientale.

- Calcarenite detritica o calcarenite conglomeratica

Tale facies affiora costituita da clasti detritici arrotondati della taglia del ghiaietto di natura carbonatica e subordinatamente da un modesto contenuto di quarzo detritico variabile da luogo a luogo. In genere risulta abbondante il contenuto fossilifero con macrofossili addensati in nidi che se cementati costituiscono lenti o livelli di breccie conchigliari. La stratificazione appare in genere poco evidente o comunque dove visibile con giacitura sub-orizzontale o con pendenze prossime ai 10-15 gradi verso nord. Di norma tale complesso affiora talora grossolano, talora cavernoso, talora a grana fine, talora ricco in sabbie calcaree fini gialle o bianche, talora con minuti granuli quarzosi fortemente cementati da cemento calcitico e/o siliceo. Spesso compaiono grosse bancate talora in strati molto sottili con interposizione di straterelli siltitici, oppure come sabbie sciolte a granulometria variabile da sabbie grossolane a siltiti argillose. Frequentemente si presentano nuclei o noduli calcarenitici di forma e dimensioni assai variabili. Per quanto riguarda la cementazione tale facies si presenta disomogenea sia in senso verticale che orizzontale così da determinare blocchi a fortissima cementazione dalle forme e dai volumi irregolari, noduli generalmente decimetrici saldati tra loro ed immersi in sabbie giallastre, strati calcarenitici con piccole cavità riempite da sabbia fine. Questa diversità del grado di cementazione determina anche una porosità variabile da luogo a luogo con conseguente variabilità della permeabilità. Affiorante nella zona orientale.

- Complesso sabbioso, sabbie e conglomerati, ghiaia di trasgressione

Tale roccia presenta colorazione che spazia dal giallastro al giallo ocra, nell'insieme si rinvencono livelli siltosi e/o sabbiosi con taglia da fine a grossolana. E' ricorrente il ritrovamento di tritume fossile, breccie conchigliari e ciottoli ben arrotondati di varia natura. Nella facies grossolana si tratta di conglomerati e ghiaie di natura calcarea, selci, quarzareniti, dolomie, di varie dimensioni e spigoli arrotondati. Affiorante nella zona occidentale.

La caratterizzazione geomeccanica della roccia viene meglio descritta nella relazione geotecnica.

✓ ***i calcari, calcari dolomitici e breccie calcaree*** spesso fossiliferi del trias sup-lias sup. Sono una roccia carbonatica di genesi sedimentaria formata essenzialmente da elementi clastici cementati di dimensioni oscillanti intorno ad 1/16 del millimetro. L'ambiente di sedimentazione è di lagunare forse di retroscogliera. Il colore talora biancastro ma predomina il grigio ghiaccio, se alterato si presenta rossastro. L' ammasso ha consistenza lapidea con ottime caratteristiche meccaniche; talora è interessato da fratture più o meno accentuate dai processi di dissoluzione di CaCO₃ con andamento a 45 gradi. Il terreno è scarsamente erodibile per la tenacità e di buona stabilità complessiva. Presenta una permeabilità secondaria "alta" per fessurazione e fratturazione che tende a diminuire in presenza di minor disturbo tettonico. Le caratteristiche geomeccaniche di tale litotipo, come da prove a compressione libera a rottura su provini variamente orientati hanno dato valori di pressione limite variabili ma sempre molto elevati. Il litotipo può considerarsi, nella risoluzione di problemi applicativi, praticamente indeformabile con un comportamento monoliticamente rigido.

La caratterizzazione geomeccanica della roccia viene meglio descritta nella relazione geotecnica.

15.0 Le fasce di sicurezza (Strips)

Si rimanda alla relazione preliminare già prodotta in data 09.08.2004

Inizio:01.08.04	File: c:\lav. 2004\LL.PP.\Punta Raisi\Relazioni\Relazione conclusiva	
Fine:02.10.04	Argomento: sedime aeroporto	Pag.36

16.0 Conclusioni

Nell'ambito del progetto "Indagini Geologiche intero sedime aeroportuale" è stata condotta una campagna d'indagini il cui obiettivo è l'acquisizione di specifici dati stratigrafici geomeccanici e tecnologici sulle infrastrutture di volo, circolazione e sosta degli aeromobili e delle relative aree di sicurezza che, di complemento a rilievi strutturali geometrici plano-altimetrici ed idrologici, consentiranno alla struttura aeroportuale di Palermo – Punta Raisi "Falcone e Borsellino" di adeguarsi alla classificazione riportata nella normativa I.C.A.O. (International Civil Aviation Organization), al recente regolamento aeroportuale del 30.09.2002, non ultima la necessità di supportare eventuali proposte sugli interventi di manutenzione e/o ripristino da eseguirsi.

Oggetto dell'intervento è stato pertanto l'esecuzione di :

- a) Indagini geofisiche geognostiche e geomeccaniche sulla pavimentazione esistente (Air Side) per verificare lo stato di "salute" o di degrado della struttura e del relativo sottofondo;
- b) Indagini geofisiche geognostiche e geomeccaniche con relative analisi e prove geotecniche di laboratorio dei terreni che verranno interessati dalla realizzazione di nuovi manufatti sia nell'area Air Side che in area Land Side;
- c) Indagini geofisiche geognostiche e strutturali atte ad indagare una profondità ritenuta significativa per l'individuazione di eventuali cavità naturali presenti nell'area di sedime aeroportuale.

Le informazioni tecniche acquisite con la campagna d'indagine di cui sopra, sono state raccolte interpretate e rielaborate nella presente relazione generale conclusiva e sono stati prodotti elaborati grafici illustrativi che meglio descrivono l'esito delle indagini dirette ed indirette, lo status delle opere esistenti, dei terreni di pertinenza alle stesse ed alle future opere nonché promuovano eventuali proposte di interventi. In allegato si riportano i risultati e le interpretazioni dei rilievi con apparecchiatura georadar, con i sondaggi elettrici verticali (SEV) ed orizzontali (SEO), con le stese sismiche a rifrazione e con i sondaggi geognostici a carotaggio continuo, eseguiti sia sulle pavimentazioni che sulle zone interessate dalla futura espansione aeroportuale (nuova viabilità air side e land side,

Inizio:01.08.04	File: c:\lav. 2004\LL.PP.\Punta Raisi\Relazioni\Relazione conclusiva	
Fine:02.10.04	Argomento: sedime aeroporto	Pag.37

parcheggi, hangar o magazzini), non ultime tutte quelle zone che nel corso degli studi indiretti sono state caratterizzate come "anomale" o nell'attraversamento con le sonde è apparsa la presenza di discontinuità stratigrafiche; tutte quelle aree considerate quindi "potenzialmente pericolose" e da approfondire con ulteriori studi. Eseguiti i necessari approfondimenti ed interpretati i risultati, si sono poi classificate alcune zone a "criticità bassa", "criticità media" e "criticità elevata", perimetrando infine una zona all'interno di un'area a "criticità elevata" come a "pericolosità elevata" (tav.02/e – Carta delle criticità) sulla quale si sconsiglia ogni attività o qualora necessaria si vincola ogni intervento ad ulteriori accertamenti mirati e finalizzati. Tutta la zona è infatti attraversata da cavità e gallerie con carattere di correlabilità e continuità, ancora sede di una falda filtrante con pelo libero quasi coincidente con il livello del mare tanto da risentirne l'andamento delle maree (ulteriori chiarimenti al paragrafo "13.0").

Le informazioni di campagna congiuntamente a quelle di cantiere hanno poi permesso di elaborare una Carta dei litotipi (tav.02/a) ed una Carta idrogeologica (tav. 02/b). Il quadro sinottico delle indagini dirette ed indirette in zona Air Side e Land Side hanno permesso di supportare gli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria sulle fasce di sicurezza (Strips), sulle pavimentazioni in calcestruzzo esistenti e sulle aree interessate da nuove progettazioni elaborando i suggerimenti e le note tecniche riportate nei paragrafi precedenti e meglio illustrate nelle tavole in allegato (tav.02/c – tav. 02/d).

L'elaborato prodotto è illustrativo e conclusivo sulle problematiche riscontrate e sulle proposte suggerite dell'Amministrazione sino alla data del 04.10.2004; si rimane in attesa delle ulteriori proposte legate all'evoluzione del redigendo Piano di Espansione Aeroportuale essendo il progetto "Indagini Geologiche intero sedime aeroportuale" uno strumento elastico che ha accresciuto le conoscenze sull'area ed offre la possibilità di affiancare e supportare esigenze future.

Dott.Geol. Francesco Zerilli



2

ALLEGATO
TECNICO

AI-SS2

Indagini geologiche intero sedime aeroportuale - Consulenza
Geotecnica - Relazione geotecnica generale - 4 ottobre 2004



REPUBBLICA ITALIANA



MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI



ENTE NAZIONALE AVIAZIONE CIVILE

AEROPORTO CIVILE "FALCONE E BORSELLINO"
PALERMO – PUNTA RAISI

PROGETTO :

INDAGINI GEOLOGICHE INTERO SEDIME AEROPORTUALE

COMMITTENTE :

GES.A.P. spa

DELIBERA N. :

89512

DATA :

07.05.2003

OGGETTO :

CONSULENZA GEOTECNICA

TITOLO :

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

ELABORATO :

R2

DATA

04.10.2004

N. REV.

00

REDAZIONE

F. Cafiso

NOTE

F:\23020\Relazione Generale

COMMITTENTE



Società di gestione Aeroporto di Palermo S.p.A.
Aeroporto "Falcone e Borsellino" di Palermo

IL CONSULENTE GEOTECNICO

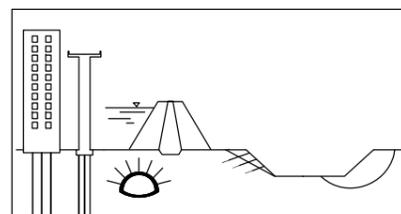
Dott. Ing. Fabio CAFISO

Il Responsabile del Procedimento :

Dott. Ing. A. TARAGNOLINI

Il Progettista e Direttore Lavori :

Dott. Ing. A. SANFILIPPO



PRO - GEO

progettazione geotecnica

studio di ingegneria in associazione fra gli ingg.: Fabio Cafiso, Guido Umiltà, Pietro Umiltà

INDICE

1 - PREMESSA ED OGGETTO	1
2 - POSIZIONE DEL PROBLEMA.....	2
3 - CENNO GEOLOGICO	4
4 - INDAGINI ESEGUITE	5
4.1 GENERALITÀ.....	5
4.2 SONDAGGI MECCANICI.....	6
4.3 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SPT	9
4.4 PROVE DI LABORATORIO.....	10
5 - CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI	12
5.1 GENERALITÀ.....	12
5.2 TERRENI DELLA COLTRE SUPERFICIALE CS.....	13
5.2.1 Parametri ottenuti mediante le prove di laboratorio	13
5.2.2 Parametri ottenuti mediante le prove SPT.....	15
5.3 DEPOSITI QUATERNARI IN FACIES DI ROCCE SCIOLTE SG	16
5.4 DEPOSITI QUATERNARI IN FACIES DI ROCCE LAPIDEE CA	17
5.4.1 Parametri ottenuti mediante le prove di compressione monoassiale.....	17
5.4.2 Parametri ottenuti mediante le prove di trazione indiretta.....	20
5.4.3 Parametri ottenuti mediante le prove di taglio lungo giunti.....	20
5.5 CALCARI MESOZOICI CM.....	24
5.5.1 Parametri ottenuti mediante le prove di compressione monoassiale.....	24
5.5.2 Parametri ottenuti mediante le prove di trazione indiretta.....	25
5.5.3 Parametri ottenuti mediante le prove di taglio lungo giunti.....	26
6 - CONSIDERAZIONI SUGLI INDICI DI "PORTANZA" DEI TERRENI.....	27
7 - INDICAZIONI SULLE MODALITA' DI INTERVENTO A RISOLUZIONE DELLE PROBLEMATICHE DI CARATTERE GEOTECNICO	29
7.1 GENERALITÀ.....	29
7.2 INTERVENTI SULLE CAVITÀ.....	31
7.2.1 Cenni ad interventi già eseguiti	31
7.2.2 Indicazioni sugli interventi da adottare	35
7.2.3 Monitoraggio	37

1 - PREMESSA ED OGGETTO

Con nota assunta al protocollo n° 895132 del 7 maggio 2003 la società GESAP, per tramite dell'Amministratore Delegato pro-tempore dott. Giovanni Maniscalco, ha incaricato lo scrivente della consulenza geotecnica di supporto alla progettazione e alla direzione dei lavori relativi alle *“Indagini geologiche sull'intero sedime dell'aeroporto Falcone e Borsellino – Punta Raisi di Palermo”*. L'incarico comprende, altresì, la redazione, a conclusione delle indagini, di *“una relazione geotecnica che interpreti i risultati ottenuti dalle indagini e relative analisi di laboratorio, indicando eventuali modalità di intervento a risoluzione delle problematiche riscontrate”* nonché di una *“relazione separata che indichi le caratteristiche geotecniche e di portanza delle strips”*.

La fase progettuale si è conclusa nel mese di dicembre 2003; le indagini, condotte dall'Impresa IMPRETER s.r.l. di Caltanissetta, sono state completate nel luglio 2004. Nel settembre u.s. lo scrivente ha consegnato all'Amministrazione committente la relazione R1 riguardante le strips, con l'allegato A1. Il presente elaborato R2 costituisce la Relazione Geotecnica Generale, prevista nell'incarico a conclusione delle indagini.

Nel seguito, dopo un inquadramento generale del problema, si riporta un cenno geologico, estratto dalla relazione del dott. Francesco Zerilli. Si riferisce, quindi, sulla campagna di indagine eseguita evidenziandone i risultati, mediante i quali sono state desunte le proprietà geotecniche dei terreni presenti nell'area aeroportuale. Si riportano, poi, alcune considerazioni sugli *“indici di portanza”* dei terreni, utili per la progettazione delle pavimentazioni dell'aeroporto, ottenuti mediante le prove eseguite (indice californiano CBR; modulo di elasticità longitudinale E) o, indirettamente, mediante le correlazioni riportate in lettura che legano tali indici a parametri misurati in laboratorio (modulo di reazione K). Infine, si affrontano le problematiche di carattere geotecnico connesse con l'interazione *“terreno-infrastrutture aeroportuali”* esistenti o da costruire, indicando possibili modalità di intervento con riferimento al problema di maggiore interesse, relativo alla presenza di cavità nella fascia di terreno *“rappresentativo”* ai fini della citata interazione.

In calce sono riportate due Appendici; la prima contiene copia della memoria presentata dai professori R Jappelli e V. Liguori al Simposio Internazionale di Capri del 1977, riguardante il rinvenimento di una grossa cavità nell'area dell'aeroporto di Palermo e i relativi interventi; nella seconda sono raccolte le correlazioni empiriche per l'elaborazione dei risultati di prove penetrometriche dinamiche SPT.

Alla presente relazione sono allegati gli elaborati A2, A3 ed A4, contenenti i profili *“geotecnici”* dei sondaggi eseguiti nell'area aeroportuale, con l'andamento dell'indice RQD (*“Rock Quality Designation”*).

Prima di concludere si rileva che si è ritenuto superfluo allegare anche i certificati delle prove di laboratorio, in quanto essi sono stati forniti allo scrivente dall'Amministrazione committente. Si coglie, tuttavia, l'occasione di evidenziare che in tali certificati i campioni sottoposti a prove di compressione monoassiale S87 ST m 0.70÷1.00, S92 ST m 2.20÷2.50 e S101 ST m 0.40÷0.70, prelevati lungo sondaggi eseguiti in corrispondenza delle strips, sono erroneamente indicati con la sigla AS in luogo di ST. Inoltre, coerentemente con quanto presentato dal geologo nei suoi elaborati, ai campioni prelevati lungo i sondaggi di approfondimento di 1^a fase è stata attribuita la sigla PAR anziché la AP riportata nei certificati.

Al presente studio ha collaborato l'ing. Angelo Buccheri.

2 - POSIZIONE DEL PROBLEMA

Al fine di acquisire tutti gli elementi di carattere tecnico, geometrico, strutturale, idraulico, geologico e geotecnico necessari per un'uniforme classificazione delle infrastrutture aeroportuali *air side* e per la conseguente programmazione degli interventi di adeguamento e/o manutenzione, l'ENAC, Ente Nazionale per l'Aviazione Civile, ha predisposto un Disciplinare Tecnico; in esso vengono codificate, nelle vie generali, le tipologie di indagini e l'ubicazione delle stesse

PRO-GEO

progettazione geotecnica

con riferimento al complesso delle infrastrutture aeroportuali *air side* (piste di volo; vie di rullaggio; bretelle di collegamento; vie di circolazione; piazzali di sosta degli aerei; strisce di sicurezza). Tale Disciplina è stato recepito dalla GESAP, società che gestisce l'Aeroporto Civile "Falcone e Borsellino" – Punta Raisi di Palermo (figg. 1 e 2), che si è attivata:

- in una prima fase, dando incarico a ditte specializzate di effettuare le prove finalizzate a verificare le caratteristiche strutturali (capacità portante) delle piste e delle relative fasce di sicurezza (strips). Contestualmente sono stati avviati i rilievi topografici dell'area aeroportuale;
- in una seconda fase, predisponendo un progetto di indagini finalizzate ad acquisire le informazioni di natura geologica, geotecnica ed idraulica.

Poiché è prevista un'espansione della zona aeroportuale *land side*, le indagini sono state estese all'intera area dell'aeroporto di Palermo. Il progetto è stato redatto dall'ing. Alessandro Sanfilippo, dipendente della GESAP, con la consulenza del geologo Francesco Zerilli e dello scrivente ingegnere geotecnico, ciascuno per le proprie competenze. Dopo l'approvazione del progetto da parte dell'ENAC, i lavori di indagini sono stati aggiudicati all'impresa IMPRETER s.r.l. di Caltanissetta, che li ha completati nello scorso mese di luglio.

Nella scelta delle indagini e delle prove di laboratorio si è tenuto conto della finalità delle stesse, ossia di acquisire gli elementi di carattere geologico e geotecnico per il controllo (adeguamento e/o manutenzione) delle strutture ed infrastrutture esistenti, nonché per la progettazione di nuovi manufatti, pavimentazioni aeroportuali ed infrastrutture viarie. Dal punto di vista geotecnico, in particolare, si è fatto riferimento ad un complesso di prove di laboratorio mediante le quali sono state ottenute informazioni relative alle caratteristiche dei terreni:

- correlabili ai cosiddetti "indici di portanza", indispensabili per le verifiche e il progetto delle pavimentazioni aeroportuali;
- necessari per le scelte, il dimensionamento e la stima dei costi delle opere di sostegno degli scavi e delle fondazioni dei nuovi manufatti previsti nel

PRO-GEO

progettazione geotecnica

progetto di espansione dell'aeroporto "Falcone e Borsellino" di Palermo. Inoltre, uno degli scopi prioritari della campagna di indagini è stata la ricerca, nella fascia di terreno "rappresentativa" ai fini dell'interazione "terreno-struttura esistente o realizzanda", di eventuali cavità di origine carsica. Infatti, come evidenziato in dettaglio nel seguito, la presenza di vuoti è stata accertata già in passato:

- al di sotto della pista principale;
- nella zona degli hangar;
- nella trincea ferroviaria, in prossimità della stazione.

3 - CENNO GEOLOGICO

Dallo studio geologico, curato dal dott. Zerilli, risulta che in tutta l'area aeroportuale la Formazione di Base è costituita da **depositi carbonatici mesozoici** (Trias sup – Lias sup.): si tratta di calcari grigi, talora dolomitizzati, passanti a calcilutiti e a calcareniti, caratterizzati da stratificazione indistinta e grado di fratturazione elevato. Talora sono vacuolari, in genere ben cementati e presentano sottili livelli di calcite secondaria e tracce di stromatoliti, megalodonti, biolititi ed alghe.

Sui terreni innanzi descritti della Formazione di Base giacciono i **depositi plio-pleistocenici**, costituiti:

- a) dal complesso sabbioso-calcarenitico presente su tutta la piana di Palermo, caratterizzato, in generale, da notevole eterogeneità di facies sia in senso verticale che orizzontale. In corrispondenza dell'area in argomento sono presenti le facies appresso descritte:
 - *calcarenite propriamente detta*: si tratta di roccia mediamente cementata di colore giallastro o biancastro, a grana uniforme, con stratificazione suborizzontale, contenente rari livelli sabbiosi. Contiene, altresì: livelli ben cementati da calcite secondaria depositatasi per la circolazione idrica; tritume di fossili a guscio calcareo legato da matrice calcarea di natura detritica; livelli ruditici costituiti di ciottoli calcarei ben arrotondati;

PRO-GEO

progettazione geotecnica

- *calcarenite detritica o calcarenite conglomeratica*: la roccia, costituita di clasti detritici a spigoli arrotondati con elevato contenuto di fossili, è caratterizzata da notevole eterogeneità sia nella composizione granulometrica che nel grado di cementazione. Livelli a grana fina si alternano a livelli grossolani, talora fortemente cementati, altrimenti scarsamente cementati o addirittura sciolti. I piani di stratificazione sono suborizzontali, con inclinazioni inferiori a 15°;
 - *complesso sabbioso, sabbie e conglomerati, ghiaia di trasgressione*: si tratta di conglomerati e ghiaie di natura calcarea, quarzarenitica, dolomitica, di varia pezzatura, a spigoli arrotondati, di colorazione variabile dal giallastro al giallo ocra, contenenti tritume fossile e breccie conchigliari.
- b) da breccie calcaree grossolane eterometriche, legate da cemento calcitico biancastro o grigiastro, vacuolari, con vuoti riempiti di materiale limoso, intensamente fratturate e, talora, carsificate.

A tetto dei depositi quaternari e/o mesozoici si rinvengono **depositi recenti** che, nell'area di interesse, sono costituiti di *terreni di riporto*, estremamente eterogenei essendo costituiti di materiali lapidei di natura poligenica, tra i quali frammenti e trovanti calcarei e calcarenitici, limi sabbiosi, terre pedogenizzate ricche di sostanza organica e, nei livelli più superficiali, limi sabbiosi rossastri con sostanze organiche e frammenti di calcarenite. Localmente si rinvengono terreno vegetale, costituito di limo bruno con inclusi lapidei e, nelle fasce di passaggio con i depositi quaternari, "*terre rosse*".

4 - INDAGINI ESEGUITE

4.1 Generalità

Il complesso delle indagini eseguite comprende:

- **sondaggi meccanici a carotaggio continuo**;
- **prospezioni geofisiche** (georadar, sondaggi elettrici verticali ed orizzontali,

PRO-GEO

progettazione geotecnica

- sismica a rifrazione);
- **il rilievo della superficie libera della falda in piezometri a tubo aperto**;
- **prove penetrometriche dinamiche tipo SPT**;
- **prove di laboratorio** su campioni indisturbati e rimaneggiati estratti lungo le verticali esplorate con i sondaggi meccanici e su materiale superficiale prelevato mediante idonea attrezzatura.

I risultati relativi alle indagini geofisiche sono illustrati in dettaglio nella relazione geologica, alla quale si rinvia. Per quanto riguarda i sondaggi e il rilievo della falda, nel seguito vengono rimarcati gli aspetti prettamente geotecnici, rimandando alla relazione appena citata per quelli di carattere geologico. Infine, si dà ampio spazio ai risultati delle prove in situ ed in laboratorio ed alla relativa elaborazione, mediante la quale sono state individuate le proprietà geotecniche dei terreni presenti nell'area aeroportuale.

4.2 Sondaggi meccanici

Complessivamente sono stati effettuati n° 294 sondaggi meccanici a carotaggio continuo, distribuiti come indicato nella planimetria di fig. 3 e appresso illustrato in dettaglio:

- n° 41 in corrispondenza dell'area *air side*, di profondità pari a circa m 10 (sondaggi AS);
- n° 38, in genere di 20 m di profondità, nella zona *land side* (sondaggi LS);
- n° 125, ciascuno della profondità di m 3, in corrispondenza delle *strips* (sondaggi ST);
- n° 15 nei *piazzali*, ciascuno di lunghezza pari a m 4 (sondaggi PZ);
- n° 44 in corrispondenza delle *piste*, delle *bretelle* e dei *raccordi*, in genere di lunghezza pari a m 4, a cui è stato attribuito il nome della viabilità in cui ciascuno di essi è stato effettuato;
- n° 4, ciascuno di 10 m di profondità, nella zona *sabesa*;
- n° 7, di m 3 di profondità, nelle *fasce antipolvere* (sondaggi FA);
- n° 8 di *approfondimento di 1ª fase*, dei quali n° 7 di lunghezza pari a m 15

PRO-GEO

progettazione geotecnica

(sondaggi PAR) e n° 1 di profondità di m 8 circa (sondaggio S8 Holding bay alfa);

- n° 15 di *approfondimento di 2ª fase*, di lunghezza compresa tra m 5 circa e m 15 (sondaggi AP).

Le perforazioni sono state effettuate mediante perforatrice cingolata semovente ad avanzamento in foro a rotopercolazione; per il campionamento del materiale si è utilizzato in generale:

- un *carotiere semplice* di diametro esterno pari a 101 mm, che consente il recupero di carote di circa 81 mm di diametro, in corrispondenza dei livelli di *rocce sciolte*;
- un *carotiere doppio*, del diametro esterno sempre di 101 mm, in corrispondenza dei livelli di *rocce lapidee*, in modo da limitarne il disturbo e consentire la valutazione dell'indice RQD (v. appresso).

Le carote estratte sono state posizionate nelle cassette catalogatrici, attualmente in depositi GESAP.

Per il recupero di campioni indisturbati nei livelli di materiale sciolto con sufficiente componente pelitica si è utilizzato un campionario in metallo del tipo *Shelby Tube* del diametro di 83 mm, operando a secco. I campioni rimaneggiati sono stati prelevati con la medesima attrezzatura utilizzata per il carotaggio continuo.

I risultati ottenuti con i sondaggi sono illustrati nelle colonne stratigrafiche di carattere geologico, allegate allo studio del dott. Zerilli, al quale si rinvia, e nei profili di carattere geotecnico, raccolti negli elaborati A2, A3 ed A4 allegati alla presente relazione.

In corrispondenza di ciascun profilo geotecnico sono indicati:

- i terreni intercettati, in maniera schematica (per la descrizione di dettagli si rimanda alle stratigrafie a cura del geologo). A tale proposito va rilevato che i terreni sono stati distinti sulla base delle specifiche caratteristiche geotecniche, sulla quali si riferisce al capitolo seguente; di conseguenza non si è fatta differenza per i singoli litotipi dei depositi recenti, indicati nel loro

PRO-GEO

progettazione geotecnica

complesso con la sigla CS, né per i termini lapidei dei depositi plio-pleistoceni, individuati con la sigla Ca, a differenza della facies "*sciolta*" del complesso sabbioso calcarenitico, alla quale è stata attribuita la sigla SG. Infine, per i depositi mesozoici è stato utilizzato il simbolo CM;

- la presenza di cavità, con le caratteristiche dell'eventuale materiale di riempimento;
- il livello della superficie libera della falda, (limitatamente alle verticali in corrispondenza delle quali è stato inserito il piezometro a tubo aperto);
- i valori dell'indice RQD (*Rock Quality Designation*) misurati in corrispondenza dei livelli di rocce lapidee. Tale indice, riferito ad un tratto di foro di lunghezza L, è definito come rapporto percentuale tra la sommatoria della lunghezza h delle carote con $h \geq 10$ cm e la lunghezza complessiva L:

$$RQD = 100 \times \frac{\sum h_i}{L}$$

Nel caso specifico si è posto $L = 1$ m, cioè si è valutato il valore di RQD per ciascun metro di sondaggio.

Il valore di RQD è funzione del grado di fratturazione dell'ammasso roccioso e, quindi, della "*qualità della roccia*", distinta, secondo quanto indicato nella letteratura tecnica, in "*molto scadente*", "*scadente*", "*media*", "*buona*", "*eccellente*" (v. profili geotecnici).

E' risultato quanto appresso:

1. **nell'area di pertinenza dell'aeroporto affiorano tutti e tre i depositi descritti al cap. 3 (mesozoici; plio-pleistoceni; recenti)**, come illustrato nella planimetria di fig. 4, estratta dallo studio geologico citato. In particolare, i calcari mesozoici affiorano nella parte centrale dell'area aeroportuale, mentre i depositi quaternari alle due estremità;
2. **i terreni recenti sono presenti a copertura delle formazioni carbonatiche talora con spessori inferiori al metro, talora con spessori maggiori, anche fino a m 10**. Gli spessori maggiori sono stati rinvenuti in corrispondenza della testata 25 della pista 07-25 ove si presume che fosse originariamente presente una cava di calcarenite con il fondo posto diversi metri al di sotto dell'attuale p.c.;

PRO-GEO

progettazione geotecnica

3. **i depositi superficiali si presentano estremamente eterogenei sia a piccola che a grande scala;** infatti sono costituiti di terreno vegetale e/o terreno di riporto e/o terre rosse. Il terreno di riporto è a sua volta costituito di alternanze caotiche di frammenti di blocchi calcarenitici e calcarei, sabbia e terre rosse;
4. **tra i depositi pleistocenici, le facies lapidee sono nettamente predominanti su quella “sciolta”, costituita dalle sabbie calcarenitiche.** Esse, infatti, sono state rinvenute in un numero limitato di verticali e con spessori contenuti;
5. **la qualità della roccia appartenente sia ai depositi quaternari che mesozoici è in generale variabile tra “scadente” ed “eccezionale”,** a testimonianza della elevata variabilità del grado di fratturazione degli ammassi rocciosi, certamente maggiore in prossimità delle faglie individuate dal geologo. **Tuttavia, in corrispondenza delle zone air side e land side nella maggior parte dei casi i valori di RQD sono elevati, maggiori del 75% (roccia di qualità “buona” ed “eccellente”). Valori che oscillano in un intervallo più ampio sono stati misurati in corrispondenza dei sondaggi eseguiti nelle altre zone (piazzali, piste, bretelle, raccordi);**
6. **sono state intercettate cavità in varie zone dell’area aeroportuale.** I dati ottenuti con i sondaggi meccanici sono stati interpretati insieme a quelli ricavati con i metodi geofisici; in tal modo il geologo è pervenuto alla definizione di una “*carta delle criticità*”, nella quale vengono classificate le zone in cui sono presenti vuoti con grado di pericolosità variabile in funzione delle dimensioni delle cavità. Per i dettagli si rinvia allo studio geologico, mentre al cap. 7 della presente relazione si affrontano le problematiche connesse con l’eventuale presenza di cavità nell’area aeroportuale in relazione ai manufatti ed alle infrastrutture esistenti e realizzandi.

Per quanto concerne le considerazioni relative alla superficie libera della falda,

PRO-GEO

progettazione geotecnica

si rinvia allo studio geologico, in quanto i dati misurati in corrispondenza dei piezometri inseriti nei fori di sondaggio sono stati correlati a quelli ricavati con le indagini geofisiche.

4.3 Prove penetrometriche dinamiche SPT

In corrispondenza di alcune verticali di sondaggio effettuate in corrispondenza di piste, bretelle, raccordi e piazzali sono state effettuate prove penetrometriche dinamiche SPT.

La prova SPT, Standard Penetration Test, viene eseguita al fondo di un foro spinto alla profondità scelta e consiste nel far penetrare nel terreno, sotto i colpi di un maglio con peso di 72 kg e volata di 75 cm, un campionatore standardizzato detto Raymond dal nome della Società che lo introdusse originariamente. L’attrezzo viene infisso per tre avanzamenti consecutivi di 15 cm ciascuno, contando i tre valori N_1 , N_2 , N_3 del numero di colpi di maglio necessari per ciascun avanzamento. I valori relativi al primo tratto non vengono presi in considerazione, in ragione del fatto che il fondo foro è, in genere, ricoperto da detrito di perforazione. A caratterizzare la resistenza alla penetrazione si assume, pertanto, il numero di colpi $N_{30} = N_2 + N_3$.

Nel caso in cui non si riesce a fare avanzare la punta della profondità prevista si dice che la prova va “a rifiuto” e si assume convenzionalmente $N_{30} = 60$.

In letteratura esistono numerose correlazioni empiriche che legano le principali caratteristiche geotecniche dei terreni (angolo di resistenza al taglio; grado di addensamento; modulo di elasticità longitudinale) ai valori di N_{30} . Le principali sono richiamate nell’Appendice riportata in calce.

Nella tab. 0 sono indicati:

- la sigla delle verticali di sondaggio in cui sono state eseguite le prove;
- la profondità di inizio prova, computata dalla quota boccaforo del sondaggio, che coincide con la quota del p.c.;
- i terreni interessati dalla prova, su cui si riferisce appresso; i risultati ottenuti, in termini di N_1 , N_2 , N_3 .

I terreni interessati dalle prove SPT appartengono alla coltre superficiale CS.

PRO-GEO

progettazione geotecnica

Tuttavia, per i motivi illustrati nei capitoli seguenti, sono stati distinti il materiale di riporto TR, il terreno vegetale TV e la sottofondazione della pavimentazione aeroportuale St.

Sull'elaborazioni dei risultati di prova si riferisce nei capitoli seguenti.

4.4 Prove di laboratorio

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti nell'area in studio sono state effettuate prove presso i laboratori GEOCIMA s.a.s e METRO, entrambi di Palermo. L'elenco dei campioni sottoposti a prove è riportato nella tab. I; in particolare, in essa sono indicati:

- la sigla del campione, comprendente quella del sondaggio di prelievo e la profondità di estrazione. Nel caso dei campioni prelevati in superficie si è fatto, comunque, riferimento alla sigla del sondaggio più vicino;
- le caratteristiche del campione: prelevato lungo la verticale di sondaggio, indisturbato I o rimaneggiato R, oppure in superficie PS;
- la sigla del terreno in cui è stato prelevato il campione: calcari mesozoici CM; complesso calcarenitico Ca; depositi recenti della coltre superficiale CS;
- il tipo e il numero di prove eseguite su ciascun campione.

Con riferimento alla simbologia adottata per le prove di laboratorio, si osserva quanto appresso:

- le sigle Id e G stanno ad indicare, rispettivamente, le prove di identificazione e l'analisi granulometrica;
- la TD è la prova di taglio diretto di tipo drenato eseguita su provini di "rocce sciolte" nella scatola di Casagrande;
- la prova CBR serve per determinare l'omonimo indice (*Californian Bearing Ratio*). Essa consiste nel sottoporre il campione di terreno, opportunamente preparato all'interno di una fustella metallica, ad una penetrazione effettuata a mezzo di apposito pistone o ago del diametro di 50 mm, ricavando il carico corrispondente a valori di affondamento di 2.5 mm e 5.0 mm. Tali carichi vengono, poi, riferiti ad analoghi carichi ottenuti su un terreno prestabilito; il

PRO-GEO

progettazione geotecnica

relativo rapporto percentuale rappresenta l'indice CBR, che consente una valutazione delle caratteristiche di "portanza" del terreno di sottofondo delle pavimentazioni stradali ed aeroportuali, come evidenziato nel seguito;

- con la sigla DL sono state indicate le prove di rottura per compressione monoassiale con misura della deformazione longitudinale, eseguite su campioni cilindrici di roccia lapidea previa sagomatura delle basi mediante sega diamantata;
- le TDA e TDN sono prove di taglio eseguite nella scatola di Hook su campioni di "rocce lapidee", rispettivamente lungo discontinuità artificiali e naturali: le prime vengono realizzate in laboratorio mediante sega diamantata, mentre le seconde sono quelle presenti nella roccia in situ.

Sui risultati ottenuti con le prove innanzi citate si riferisce al capitolo seguente a proposito delle caratteristiche geotecniche dei terreni. Prima di concludere, si ritiene opportuno precisare le prove CBR sui materiali della coltre superficiale sono state effettuate su campioni ricostituiti in laboratorio; infatti, per la notevole eterogeneità del materiale, caratterizzato da livelli incoerenti con frammenti e elementi lapidei di natura poligenica (prevalentemente calcarea e calcarenitica), non è stato possibile prelevare campioni indisturbati se non in pochi casi e in spessore ridotto, a cui corrispondono quantitativi di materiale insufficienti ad effettuare le prove. In particolare, la determinazione dell'indice di portanza californiano è stata effettuata su campioni costipati con valori del contenuto d'acqua w variabili in modo tale ottenere valori del peso secco γ_d compresi tra l'80% e il 100% della densità massima AASHO Modificato. Per ulteriori dettagli sulle modalità di prova si rinvia alla relazione dell'ing. Vincenzo Canzoneri, direttore del laboratorio presso il quale sono state eseguite le prove, riportata insieme ai certificati di prova.

5 - CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

5.1 Generalità

Ai capitoli precedenti è stato evidenziato che i terreni presenti nell'area

PRO-GEO

progettazione geotecnica

dell'Aeroporto Falcone e Borsellino di Palermo sono:

- materiali della coltre superficiale (CS);
- depositi quaternari appartenenti al complesso sabbioso-calcareo, sia in facies lapidea che "sciolta", e brecce calcaree;
- calcari mesozoici (CM).

I materiali della coltre superficiale sono costituiti soprattutto di terreno di riporto; localmente da terre rosse e terreno vegetale. La maggior parte dei campioni riguardano il materiale di riporto; in ogni caso, in generale non sono emerse sensibili differenze nei riguardi delle proprietà geotecniche delle singoli litotipi e ciò in ragione della notevole eterogeneità che caratterizza ciascuno di essi. Inoltre il materiale di riporto si compone anche degli altri litotipi. Di conseguenza, i risultati relativi ai depositi recenti vengono esaminati nel loro complesso.

Va sin d'ora precisato che differenti proprietà geotecniche sembrano, invece, competere ai terreni CS a seconda se soggetti o meno a carichi ciclici, quali il carico dinamico trasmesso dal transito degli aeromobili. Su tale aspetto si ritorna al paragrafo 5.2.

Non sono emerse differenze significative neppure per i due litotipi in facies lapidea dei depositi plio-pleistocenici (calcarei e brecce calcaree), né in termini di proprietà geotecniche né nei riguardi del grado di fratturazione, correlato all'indice RQD. Di conseguenza i due litotipi non vengono distinti ed indicati con la sigla Ca; alla facies "sciolta" è stata, invece, attribuita la sigla SG. Nei paragrafi seguenti si riferisce sulle relative caratteristiche geotecniche, desunte mediante prove in situ e in laboratorio.

5.2 Terreni della coltre superficiale CS

5.2.1 Parametri ottenuti mediante le prove di laboratorio

Prima di esaminare i risultati ottenuti va evidenziato che per i depositi recenti si è indagato soprattutto nei riguardi delle caratteristiche dei materiali di interesse ai fini delle verifiche inerenti le strips ("portanza" del terreno), nell'ottica della valutazione di eventuali interventi di bonifica e/o di pavimentazione delle fasce

PRO-GEO

progettazione geotecnica

di sicurezza, come espressamente richiesto dalla committenza. Su tale argomento si è riferito nella relazione R1, a cui si rinvia.

Sono state effettuate:

- prove di identificazione, analisi granulometriche e prove di taglio diretto sui campioni indisturbati;
- prove CBR, secondo le modalità descritte al paragrafo 4.4, sui campioni ricostituiti in laboratorio.

I risultati delle prove eseguite sui campioni indisturbati sono illustrati nella tab. II e nelle figg. 5, 6 e 7.

Nella fig. 6 sono riportate le curve granulometriche relative ai singoli campioni e la fascia all'interno della quale esse ricadono: la composizione del materiale oscilla da sabbia argillosa con limo a limo con argilla e sabbia. L'attività della frazione fina è scarsa e la plasticità media (fig. 5); il peso dell'unità di volume γ differisce poco da 20 kN/m^3 (tab. II). Il peso specifico dei grani e il peso secco dell'unità di volume sono mediamente pari, rispettivamente, a $24,64 \text{ kN/m}^3$ e $17,66 \text{ kN/m}^3$.

Il contenuto naturale d'acqua w_n oscilla tra circa 12,8% (S3 PAR m 0,10÷0,30) a poco più del 20% (S99 m 0,80÷1,00). Per quanto ci si attenda una riduzione di w_n con la profondità, il dato sperimentale ottenuto in corrispondenza del campione S99 m 2,40÷2,60 non appare significativo. Nei casi in cui sono stati determinati i limiti di consistenza, il contenuto naturale d'acqua è risultato superiore al limite di plasticità, per cui l'indice di consistenza I_c è risultato inferiore all'unità. La porosità oscilla tra il 25% (S20 LS m 1,50÷2,00) e il 32% circa (S28 LS m 1,20÷1,60), mentre il grado di saturazione è prossimo all'unità. Va rilevato che i risultati innanzi indicati sono relativi ai livelli più fini del materiale di riporto, contenenti cioè una buona percentuale di limo e argilla, nei quali è stato possibile effettuare il campionamento. Valori minori del contenuto naturale d'acqua e del grado di saturazione possono competere ai livelli sabbiosi e ghiaiosi.

Nella fig. 7 sono riportati i punti sperimentali ottenuti mediante le prove di taglio diretto di tipo drenato: essi ricadono all'interno di un dominio delimitato da due

PRO-GEO

progettazione geotecnica

rette alle quali competono i seguenti parametri:

- $c' = 0$ $\varphi' = 27^\circ$
- $c' = 0$ $\varphi' = 35^\circ$

Si può porre mediamente:

$$c' = 0 \quad \varphi' = 30^\circ$$

Nelle tabb. IIIa, IIIb sono indicati:

- l'elenco dei campioni sottoposti a prove CBR; poiché tutti i campioni sono stati prelevati in corrispondenza dei sondaggi eseguiti nelle strips, per semplicità si è omessa la sigla ST. In alcuni casi con un campione è stato possibile effettuare più prove, per cui il provino relativo a ciascuna di esse è stato individuato con la sigla del campione seguita da una lettera maiuscola; in altri casi il campione si compone di materiale prelevato in corrispondenza di sondaggi diversi, per quanto di analoghe caratteristiche granulometriche: ciò si è reso necessario per l'esigenza di avere un quantitativo di materiale sufficiente ad effettuare la prova, come descritto in dettaglio nella citata relazione a cura del direttore del Laboratorio Metro, ing. Canzoneri;
- il contenuto d'acqua e il peso secco dell'unità di volume del campione ricostituito in laboratorio;
- i valori percentuali dell'indice CBR relativi alle penetrazioni di 2,5 mm, che è stato indicato con la sigla $CBR_{2,5}$, e di 5,0 mm, a cui è stata attribuita la sigla $CBR_{5,0}$;
- l'indice $CBR = \max \{ CBR_{2,5}, CBR_{5,0} \}$, come riportato in letteratura per i casi in cui i due indici relativi alle penetrazioni di 2,5 mm e 5,0 mm non differiscono molto tra di loro.

Dall'esame dei risultati delle 68 prove eseguite si evince quanto appresso:

1. i valori dell'indice CBR oscillano in un intervallo piuttosto ampio, compreso tra 1 (S75/1D m 0,80÷1,30) e 59 (S112 m 2,60÷3,00 + S114 m 2,00÷2,50), a conferma della notevole eterogeneità dei terreni di riporto della coltre superficiale: il carico necessario alla penetrazione dell'ago delle quantità standard varia, infatti, con la granulometria del materiale e con la presenza

PRO-GEO

progettazione geotecnica

di materiale lapideo, anche in frammenti;

2. i valori di CBR non sembrano dipendere in maniera significativa dal contenuto d'acqua del materiale ricostituito in laboratorio e ciò conferma che **l'indice CBR è influenzato principalmente dalle caratteristiche granulometriche del materiale.**

Nella fig. 8 è riportata l'elaborazione statistica dei valori dell'indice percentuale CBR indicati nelle tabelle citate: la legge di distribuzione delle frequenze dei valori sperimentali di CBR è di tipo *unimodale*, con massimo in corrispondenza dell'intervallo $CBR < 10$, all'interno del quale ricade il 55,9% dei dati. Va, altresì, evidenziato che nel 95,5% dei casi risulta $CBR < 30$.

5.2.2 Parametri ottenuti mediante le prove SPT

A differenza delle prove di laboratorio in generale e delle prove CBR in particolare, che hanno riguardato materiale in affioramento nell'area aeroportuale in zone in cui non transitano gli aerei, le prove SPT sono state effettuate in corrispondenza delle piste, delle bretelle, dei raccordi e dei piazzale. Il terreno, sul quale è presente la pavimentazione, è stato, quindi già costipato in fase di collocazione della pavimentazione stessa ed è continuamente soggetto ai carichi ciclici trasmessi dagli aeromobili. Le sue proprietà geotecniche, pertanto, sono risultate migliori di quelle ottenute con le prove di laboratorio, innanzi illustrate, e ciò indipendentemente del singolo litotipo dei terreni CS (terreno di riporto propriamente detto TR; terreno vegetale TV; sottofondazione della pavimentazione St – v. tab. 0). Ed infatti praticamente in tutti i casi la prova è andata "a rifiuto", ossia non è stato possibile far avanzare la punta penetrometrica di 45 cm.

Utilizzando le correlazioni empiriche riportate nell' Appendice 2 sono stati ottenuti i valori dei parametri geotecnica appresso riportati:

1. indice di addensamento $D_r \approx 100$;
2. angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 39^\circ \div 45^\circ$;
3. modulo di elasticità longitudinale $E = 30 \div 40 \text{ N/mm}^2$.

5.3 Depositi quaternari in facies di rocce sciolte SG

Ai fini della caratterizzazione meccanica delle sabbie, ghiaie e conglomerati con grado di cementazione variabile (terreni SG), che costituiscono la facies "sciolta" del complesso sabbioso-calcarenitico quaternario, si è fatto riferimento ai risultati di prove penetrometriche dinamiche a punta conica (tipo SCPT) eseguite dallo scrivente sui medesimi terreni nell'ambito del progetto del collegamento ferroviario tra Palermo e l'aeroporto di Punta Raisi.

Dall'elaborazione di tali prove, spesso andate a rifiuto (R), è risultato quanto appresso:

- l'indice di compattezza D_r risulta compreso tra un minimo di 0.7 ed un massimo di 1;
- l'angolo di attrito ϕ' varia tra 35° e 45° ;
- il modulo E di elasticità longitudinale oscilla tra 20 N/mm^2 e 40 N/mm^2 .

Si osserva, tuttavia, che le caratteristiche sopra indicate vanno considerate come orientative, a causa dell'approssimazione legata al tipo di prova ed alla relativa elaborazione, nonché all'eterogeneità del materiale; infatti, la presenza di ghiaia e/o di noduli di calcarenite nei livelli sabbiosi provoca un incremento del numero di colpi necessario all'avanzamento della punta penetrometrica e, quindi, comporta una sovrastima delle proprietà meccaniche. Ai fini della resistenza al taglio del materiale, si ritiene, pertanto, prudentiale assumere, ovviamente con coesione nulla:

$$\phi' = 35^\circ$$

Per quanto concerne la rigidità, può porsi:

$$E = 30 \text{ N/mm}^2$$

5.4 Depositi quaternari in facies di rocce lapidee Ca**5.4.1 Parametri ottenuti mediante le prove di compressione monoassiale**

Nella tabb. IVa,b,c,d sono riportati i risultati delle prove di compressione monoassiale; in particolare, nella citata tabella, in corrispondenza di ciascun campione, univocamente determinato con la sigla del sondaggio e la profondità di prelievo, sono indicati:

- le dimensioni h = altezza e d = diametro del provini di forma cilindrica;
- il valore del rapporto h/d ;
- il peso dell'unità di volume γ ;
- la tensione di rottura σ_f^p ottenuta con la prova;
- il fattore di correzione f , funzione del rapporto h/d ;
- la tensione di rottura $\sigma_f = f \times \sigma_f^p$, rappresentativa della effettiva resistenza a compressione del materiale;
- la deformazione ε_f del campione in corrispondenza della quale si è verificata la rottura del provino;
- il modulo tangente di elasticità longitudinale E_t ;
- il modulo secante di elasticità longitudinale E_s ;
- il tipo di rottura del campione secondo gli schemi indicati in fig. 9.

I risultati delle prove sono stati elaborati statisticamente (fig. 10, relativa alla tensione di rottura ed al modulo di elasticità longitudinale; fig. 11, riguardante il peso dell'unità di volume), come appresso illustrato.

a) peso dell'unità di volume

I valori di γ oscillano in un intervallo piuttosto ampio, compreso tra circa $17,0 \text{ kN/m}^3$ (S26 hotel m 1,70÷2,00) e oltre $27,0 \text{ kN/m}^3$ (S34 AS m 2,20÷2,50). La maggiore concentrazione, di poco superiore al 35%, corrisponde all'intervallo $24,0 \text{ kN/m}^3 \leq \gamma < 26,0 \text{ kN/m}^3$ (fig. 11).

Quasi il 90% dei dati sperimentali ricadono all'interno dell'intervallo $20,0 \text{ kN/m}^3 \leq \gamma < 26,0 \text{ kN/m}^3$ (fig. 11). La maggiore concentrazione, di poco superiore al 35%, corrisponde all'intervallo $24,0 \text{ kN/m}^3 \leq \gamma < 26,0 \text{ kN/m}^3$

b) tensione di rottura per compressione monoassiale

Prima di commentare i risultati ottenuti si ritiene di interesse puntualizzare il concetto relativo alla resistenza a rottura "rappresentativa".

E' stato verificato sperimentalmente che la tensione di rottura per compressione uniassiale di un qualunque materiale relativa a provini cilindrici dipende dal valore del rapporto h/d delle dimensioni del provino; in generale essa

diminuisce al crescere di tale rapporto. Al fine di standardizzare i risultati ottenuti i vari autori suggeriscono di evitare provini "snelli" (caratterizzati da valori di h/d maggiori di 2,5) e provini "tozzi" (con h/d minori di 1,5) e di normalizzare i risultati ottenuti con riferimento ad un valore di h/d = 2. Esistono diverse relazioni che legano il valore della σ_f^p ottenuta con provini con h/d \neq 2 con il valore σ_f "normalizzato" per h/d = 2. La più accreditata è quella di Protodyakonov (1969):

$$\sigma_f = f \times \sigma_f^p$$

ove:

$$f = 8/(7+2 \times d/h)$$

A tale espressione si è fatto riferimento per l'elaborazione dei dati del laboratorio (tabb. IVa,b,c,d).

I risultati ottenuti con

Nella fig. 10 sono riportati i risultati dell'elaborazione statistica dei valori delle tensioni di rottura "normalizzate": l'andamento dei valori di σ_f sembra seguire una legge di distribuzione di tipo "unimodale", con massimo assoluto in corrispondenza dell'intervallo $10 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_f < 20 \text{ N/mm}^2$, nel quale ricadono il 28,9% dei valori. Poco meno dell'75% dei dati è compreso tra 10 N/mm^2 e 50 N/mm^2 . In base alle classificazioni di Miller (1966) e ISRM (1979), la roccia risulta di resistenza compresa tra "molto bassa" e "bassa", come si evince dal diagramma di Miller di fig. 12.

Va precisato che nell'elaborazione statistica dei valori della tensione di rottura di fig. 10 non si è tenuto conto del risultato anomalo ottenuto in corrispondenza del campione S4 AS m 1,30÷1,60: infatti, il relativo valore della tensione normalizzata di rottura, pari a $107,81 \text{ N/mm}^2$, è nettamente superiore a tutti gli altri 76 risultati sperimentali.

Sul piano σ_f , γ , i punti sperimentali sono interpolati dalla curva esponenziale di equazione (fig. 13):

$$\sigma_f = 0,0272e^{0,2869\gamma}$$

Ne segue che la tensione di rottura sembra dipendere dal peso dell'unità di volume γ .

c) modulo di elasticità longitudinale

Nelle tabb. IVa,b,c,d sono riportati i valori dei moduli di elasticità longitudinale tangente E_t e secante E_s , con i primi ovviamente maggiori dei secondi. Per quanto in meccanica delle rocce si fa riferimento ai valori di E_t (v. diagramma di Miller di fig. 12) a favore di sicurezza sono stati elaborati statisticamente i valori di E_s (fig. 10). La legge di distribuzione è di tipo unimodale con massimo in corrispondenza dell'intervallo $E < 2.500 \text{ N/mm}^2$, ove ricadono il 36,4% dei dati. Va, altresì, osservato che nel 91% dei casi E è risultato maggiore di 1.500 N/mm^2 , come si ricava dall'esame delle tabb. IVa,b,c,d.

La maggior parte dei punti sperimentali ricadono nella fascia del diagramma di Miller caratterizzata da valori di $N = E_t/\sigma_f$ compresi tra 200 e 500, per cui il materiale è caratterizzato da proprietà di resistenza ed elastiche confrontabili.

Anche i valori di E sembrano essere in relazione con il peso dell'unità di volume γ , come risulta dalla fig. 14, anche se i punti sperimentali sono un po' dispersi intorno alla curva ottenuta per interpolazione ai minimi quadrati.

d) tipologia di rottura dei provini

Nella fig. 9 sono riportate le tipologie di rottura di campioni di roccia sottoposti a prove di compressione monoassiale riportate nella specifica letteratura tecnica. Le tipologie di rottura riscontrate in laboratorio in corrispondenza dei campioni in argomento sono indicate nelle già citate tabb. IVa,b,c,d, ove si è fatto riferimento alle sigle della figura innanzi citata.

5.4.2 Parametri ottenuti mediante le prove di trazione indiretta

Nella tab. V sono riportati i risultati delle prove di trazione indiretta; in particolare, nella citata tabella, in corrispondenza di ciascun campione, sono indicati:

- le dimensioni t = altezza e D = diametro del provini di forma cilindrica;
- il carico di rottura T ;
- la tensione di rottura σ_t ottenuta con la prova.

I valori sono compresi tra circa 1,5 N/mm² e circa 7,5 N/mm². I risultati dell'elaborazione statistica dei valori di prova sono illustrati nella fig. 11: la massima concentrazione, pari al 42,1% dei dati, compete all'intervallo $3,5 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_f < 5,0 \text{ N/mm}^2$.

5.4.3 Parametri ottenuti mediante le prove di taglio lungo giunti

In generale, in un ammasso lapideo, la roccia intatta è frequentemente interrotta da superfici di discontinuità di natura sedimentaria (piani di stratificazione) o tettonica (giunti e faglie). Rocce fessurate sono sia i terreni Ca in argomento che i depositi mesozoici CM, come risulta dalle descrizioni di dettaglio riportate nei profili geologici dei sondaggi e dai valori di RQD evidenziati in corrispondenza dei profili geotecnici raccolti negli elaborati A2, A3, A4.

Il comportamento degli ammassi rocciosi fessurati è ben rappresentato dal "modello rigido discontinuo", in base al quale eventuali dissesti possono verificarsi per fenomeni di rottura lungo le discontinuità medesime: è, pertanto, di fondamentale importanza conoscere la resistenza al taglio della roccia lungo le discontinuità.

I parametri di **resistenza al taglio lungo le discontinuità** dipendono da vari fattori, quali:

- i valori di apertura delle discontinuità;
- lo spessore dell'eventuale materiale di riempimento e le relative caratteristiche meccaniche;
- la rugosità delle pareti dei giunti almeno, come ha dimostrato Goodman, nei casi in cui l'altezza delle asperità in esse presenti è superiore allo spessore del materiale di riempimento (*Goodman R.E. - the deformability of joints in "Determination of the in situ modulus of deformation of rock". American Society for Testing and Materials Special Technical Publication, n° 477, 1970*).

Nel caso specifico è stato osservato che, in generale, le discontinuità si presentano con valori di apertura molto bassi e, comunque, lo spessore

dell'eventuale riempimento è inferiore all'altezza delle asperità. Tale constatazione, basata sull'esame diretto delle superfici di discontinuità presenti nelle carote estratte lungo le verticali esplorate con i fori di sondaggio, ha trovato conferma dall'analisi di laboratorio condotta sui campioni. Di conseguenza, la sperimentazione di laboratorio è stata sviluppata con l'obiettivo di risalire alle caratteristiche di resistenza la taglio della roccia lungo le discontinuità.

Prima di riferire sulle prove effettuate e sui risultati ottenuti, si ritiene opportuno introdurre alcune considerazioni sui parametri che influenzano la resistenza al taglio lungo i giunti, secondo i vari Autori che si sono occupati del problema.

In letteratura, numerosi sono i criteri di rottura finalizzati a modellare la resistenza al taglio lungo le superfici di discontinuità presenti in un ammasso roccioso, per lo più a carattere sperimentale. Tra essi, quelli più noti perché di più semplice applicazione si devono a Patton ed a Barton.

Patton⁽¹⁾ ha evidenziato l'importanza dell'inclinazione delle asperità mediante misure del valore medio dell'angolo "i" rilevabile dai profili di scabrezza dei piani di stratificazione presenti in ammassi di rocce calcaree, nei quali si erano verificati fenomeni di instabilità. Dall'esame di tali tracce l'autore rilevò che l'inclinazione del pendio era tanto più elevata quanto più scabra risultava la superficie dello strato. L'inclinazione degli strati e della superficie naturale del pendio era approssimativamente pari alla somma dell'angolo "i" medio delle asperità e dell'angolo di attrito base ϕ'_b , ricavato con prove di laboratorio su superfici piane.

Basandosi su tali osservazioni egli propose, per la resistenza al taglio, la semplice relazione:

$$\tau = \sigma' \cdot \text{tg}(\phi'_b + i) \quad (1)$$

La quantità $\phi'_b + i = \phi'_p$ prende il nome di angolo di attrito apparente della roccia lungo la discontinuità.

Lo stesso autore verificò sperimentalmente che la (1) risulta valida per valori di tensione bassi rispetto alla resistenza del materiale; infatti, i punti sperimentali

relativi a valori della tensione normale prossimi alla resistenza uniassiale del materiale si dispongono, invece, nell'intorno di una retta caratterizzata da una inclinazione inferiore a quella indicata dalla (1) ed, in particolare, definita da un angolo ϕ'_r , che l'autore chiama angolo di attrito residuo e che risulta prossimo a quello base, determinato con prove di attrito radente su superfici piane.

Al variare della tensione σ , Patton individua, quindi, un involucro bilineare: in un primo tratto è prevalente lo scorrimento tra le pareti delle asperità che caratterizzano la geometria della superficie della discontinuità e il fenomeno di rottura è associato ad un comportamento fortemente dilatante; in tale tratto vale la (1). Nel secondo, la dilatanza è impedita per l'aumento della tensione normale e si verifica prevalentemente il tranciamento delle asperità.

L'equazione di questa seconda porzione dell'involucro risulta del tipo:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \text{tg} \phi'_r \quad (2)$$

Un ulteriore contributo alla comprensione dei meccanismi che presiedono alla rottura per taglio lungo una discontinuità si deve a Barton⁽²⁾.

Poiché le discontinuità naturali presentano asperità del I e del II ordine con differenti valori di inclinazione, l'autore individua l'angolo di dilatanza al picco d_n come grandezza da sostituire all'inclinazione "i" nella espressione (1) proposta da Patton.

L'angolo di attrito base si ricava da prove di taglio lungo giunti "lisci", ossia privi di asperità, che vengono provocati artificialmente in laboratorio mediante sega diamantata. Mediante prove di taglio su giunti naturali è possibile risalire direttamente all'angolo di attrito apparente e alla dilatanza.

Premesso quanto sopra, indispensabile per comprendere i parametri che intervengono nella resistenza al taglio della roccia lungo la discontinuità, di seguito si presentano i risultati ottenuti con le prove eseguite.

⁽¹⁾ (Patton, F.D. "Multiple modes of shear failure in rock" - Proc. 1st Intl. Congress of Rock Mechanics. Lisbon 1966, vol. 1)

⁽²⁾ (Barton N.R., "A relationship between joint roughness and joint shear strength". Proc. Int. Symp. on Rock Mech, Rock Fracture; Nancy 1971)

Nella tab. VI sono raccolti i risultati delle prove di taglio lungo giunti "artificiali"; in particolare, sono indicati:

- i provini sottoposti a prove di taglio, sempre univocamente individuati tramite la sigla della verticale di prelievo e la profondità di estrazione;
- la tensione verticale σ mantenuta costante durante la prova;
- i valori delle tensioni tangenziali: τ_{le} al limite elastico della curva tensioni tangenziali-spostamenti orizzontali; τ_p al limite plastico della medesima curva; $\tau_{\delta 0=8mm}$ finale, raggiunte nel corso della prova.

Mediante l'elaborazione dei dati sperimentali è stata ottenuta la fig. 15: nel piano di Mohr (τ, σ) i punti ricadono nel dominio la cui frontiera è rappresentata dalla due rette:

$$\tau = \sigma' \cdot \text{tg} 24^\circ \text{ e } \tau = \sigma' \cdot \text{tg} 45^\circ$$

La retta che meglio interpola la nuvola di punti sperimentali ha equazione:

$$\tau = \sigma' \cdot \text{tg} 35^\circ$$

Tenuto conto che i punti che prossimi alla frontiera inferiore sono quelli relativi alla tensione tangenziale al limite elastico, che quindi non corrispondono alla rottura del campione, con buona approssimazione per l'angolo di attrito base si può assumere:

$$\phi'_b = 35^\circ$$

Nel caso delle calcareniti, l'angolo di attrito base non differisce sensibilmente da quello apparente, e ciò per la scarsa resistenza delle asperità che, pertanto, a seguito dell'azione di taglio, si tranciano immediatamente non determinando un comportamento dilatante. Di conseguenza, a favore di sicurezza si può porre, altresì:

$$\phi'_p = \phi'_b = 35^\circ$$

5.5 Calcri mesozoici CM

5.5.1 Parametri ottenuti mediante le prove di compressione monoassiale

I risultati ottenuti mediante le prove di rottura per compressione monoassiale sono illustrati nella tab. VII, ove sono stati utilizzati i medesimi simboli della già menzionate tabb. IVa,b,c,d.

PRO-GEO

progettazione geotecnica

I risultati delle prove sono stati elaborati statisticamente (fig. 16, relativa alla tensione di rottura ed al modulo di elasticità longitudinale; fig. 17, riguardante il peso dell'unità di volume), come appresso illustrato.

a) peso dell'unità di volume

I valori di γ oscillano tra 24,4 kN/m³ (S26 AS m 1,10÷1,30) e 27,3 kN/m³ (S20 AS m 8,00÷8,30 e S 23AS m 7,40÷7,70); nel 70% dei casi esso è superiore a 26,0 kN/m³ (fig. 17). Il valore medio è pari a 26,3 kN/m³.

b) tensione di rottura per compressione monoassiale

Nella fig. 16 sono riportati i risultati dell'elaborazione statistica dei valori delle tensioni di rottura "normalizzate": l'andamento dei valori di σ_f segue una legge di distribuzione di tipo *unimodale*, con massimo in corrispondenza dell'intervallo $20 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_f < 40 \text{ N/mm}^2$, nel quale ricadono il 41,1% dei valori. Poco meno dell'77% dei dati sperimentali è compreso tra 20 N/mm^2 e 60 N/mm^2 . In base alle classificazioni di Miller (1966) e ISRM (1979), la roccia risulta di resistenza compresa tra "molto bassa" e "media", come si evince dal diagramma di Miller di fig. 18.

Sul piano σ_f, γ , i punti sperimentali sono interpolati, con il metodo ai minimi quadrati, dalla curva esponenziale di equazione (fig. 19):

$$\sigma_f = 0,0276e^{0,2777\gamma}$$

Tuttavia la curva interpolante non approssima bene i punti sperimentali; di conseguenza rimane dubbia la dipendenza della tensione di rottura dal peso dell'unità di volume γ .

c) modulo di elasticità longitudinale

Nella tab. VII sono riportati i valori dei moduli di elasticità longitudinale tangente E_t e secante E_s , con i primi ovviamente maggiori dei secondi. I risultati dell'elaborazione statistica dei valori di E_s sono illustrati nella fig. 16: la legge di distribuzione è di tipo *unimodale* con massimo in corrispondenza dell'intervallo compreso tra circa 4.000 N/mm^2 e 8.000 N/mm^2 , ove ricadono il 29,4% dei dati.

PRO-GEO

progettazione geotecnica

Circa l'88% dei valori di E_s è superiore a 4.000 N/mm^2 .

La maggior parte dei punti sperimentali ricadono nella fascia del diagramma di Miller (fig. 18) caratterizzata da valori di $N = E_t/\sigma_f$ compresi tra 200 e 500 mentre soltanto 3 di essi nella zona del diagramma caratterizzata da $N > 500$ per cui, in generale, il materiale è caratterizzato da proprietà di resistenza ed elastiche confrontabili.

Come risulta dalla fig. 20, rimangono dubbi sulla dipendenza di E dal peso dell'unità di volume γ .

d) tipologia di rottura dei provini

Nell'ultima colonna della tab. VII sono riportate le sigle delle tipologie di rottura dei campioni riscontrate in laboratorio.

5.5.2 Parametri ottenuti mediante le prove di trazione indiretta

Nella tab. VIII sono riportati i risultati delle prove di trazione indiretta, avendo adottato la medesima simbologia della tab. V, già commentata.

I valori sono compresi tra poco più di $1,5 \text{ N/mm}^2$ e poco meno di $7,5 \text{ N/mm}^2$. I risultati dell'elaborazione statistica dei valori di prova sono illustrati nella fig. 17: la massima concentrazione, pari al 33,3% dei dati, compete all'intervallo $3,5 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_f < 5,0 \text{ N/mm}^2$.

Va rilevato che i dati sperimentali innanzi illustrati coincidono perfettamente con gli analoghi dati ottenuti nei terreni Ca: ciò implica che i due materiali hanno differente resistenza a compressione (quella degli CM è mediamente doppia), ma identica resistenza a trazione.

5.5.3 Parametri ottenuti mediante le prove di taglio lungo giunti

I risultati delle prove di taglio diretto lungo giunti artificiali sono illustrati nella tab. IX e nella fig. 21; per il significato dei simboli si rinvia a quanto già illustrato per i terreni Ca.

Nel piano di Mohr (τ, σ), rappresentato in fig. 21, i punti ricadono nel dominio la cui frontiera è costituita da due rette caratterizzate entrambe da coesione

PRO-GEO

progettazione geotecnica

intercetta nulla e angolo di resistenza al taglio rispettivamente pari a 24° e 45°.

La retta che meglio interpola la nuvola di punti sperimentali ha equazione:

$$\tau = \sigma' \cdot \text{tg } 37^\circ$$

Sulla base delle medesime considerazioni evidenziate al paragrafo 5.4.3, con buona approssimazione per l'angolo di attrito base si può assumere:

$$\varphi'_b = 37^\circ$$

Tale valore è compreso all'intervallo indicato in letteratura per la roccia calcarea, compreso tra 33° e 40°.

Alle prove di taglio lungo giunti naturali si riferisce la tab. X, nella quale sono indicati:

- i provini sottoposti alle prove, sempre univocamente individuati tramite la sigla della verticale di prelievo e la profondità di estrazione;
- la tensione verticale σ mantenuta costante durante la prova;
- i valori della tensione tangenziale di picco τ_p e finale τ_f raggiunte nel corso della prova;
- l'angolo di dilatanza d_n determinato come illustrato nel seguito.

I risultati dell'elaborazione delle prove sono illustrati nelle figg. 22, ..., 25. Per ciascuna prova, l'elaborazione comprende:

- il grafico $\arctg (\tau/\sigma) = f(\delta_0)$, essendo δ_0 lo spostamento orizzontale misurato nel corso della prova;
- il grafico $\arctg (\Delta\delta_v/\Delta\delta_0) = f(\delta_0)$, essendo δ_v lo spostamento verticale misurato nel corso della prova;
- la descrizione della superficie di discontinuità lungo la quale si è provocato lo scorrimento;
- la rappresentazione grafica del profilo di scabrezza del giunto.

Mediante il primo dei due grafici si ottengono informazioni sull'angolo di attrito apparente sia di picco (massimo valore), sia finale, relativo, cioè alle grandi deformazioni; tramite il secondo, sull'angolo di dilatanza, i cui valori sono stati riportati nella tab. X. Poiché l'angolo di attrito dipende in maniera sensibile dalla tensione normale, i punti sperimentali sono stati introdotti nel piano di Mohr

PRO-GEO

progettazione geotecnica

(diagramma τ, σ) di fig. 26. Si è ottenuto:

- angolo di attrito apparente di picco $\varphi'_p \cong 54^\circ + 60^\circ$;
- angolo di attrito apparente finale $\varphi'_f \cong 48^\circ + 54^\circ$.

Come valore medio della dilatanza può assumersi (tab. X):

$$d_n = 13^\circ$$

Si osserva che:

$$\varphi'_b + d_n = 37^\circ + 13^\circ = 50^\circ < \varphi'_p \cong 54^\circ$$

Ciò implica che alla resistenza complessiva al taglio lungo le discontinuità ha contribuito, oltre all'attrito base e alla dilatanza, la resistenza propria delle asperità.

Sulla base di quanto innanzi ottenuto, si ritiene possibile, a favore di sicurezza, caratterizzare la resistenza al taglio della roccia calcarea lungo le discontinuità con i seguenti valori apparenti di c' e φ' :

1. nel caso in cui lungo il giunto non si siano già verificati spostamenti:

$$c' = 0 \qquad \varphi' = 54^\circ$$

2. se, invece, si è manifestata una traslazione lungo la superficie di discontinuità:

$$c' = 0 \qquad \varphi' = 48^\circ$$

6 - CONSIDERAZIONI SUGLI INDICI DI "PORTANZA" DEI TERRENI

Per il calcolo delle sovrastrutture aeroportuali la "portanza" del sottofondo viene di solito caratterizzata con uno dei seguenti indici:

1. **E = modulo di elasticità longitudinale** o, come definito nella letteratura specifica, di deformazione, espresso in kg/cm^2 o in N/mm^2 ;
2. **CBR = California Bearing Ratio**, che è un valore percentuale, come illustrato in precedenza;
3. **K = modulo di reazione (Westergaard)** o costante di Winkler, espresso usualmente in kg/cm^3 .

Esistono numerose relazioni che legano a coppie gli indici innanzi illustrati; si citano le più utilizzate:

a) relazioni tra E e CBR

PRO-GEO

progettazione geotecnica

- $E = 30 \text{ CBR}$ con E espresso in kg/cm^2 , che diviene $E = 3 \text{ CBR}$ se si esprime E in N/mm^2 , valida per terreni coerenti;
- $E = 50 \text{ CBR}$ con E espresso in kg/cm^2 , che diviene $E = 5 \text{ CBR}$ se si esprime E in N/mm^2 , valida per terreni incoerenti;
- $E = 65 \text{ CBR}^{0.65}$ sempre con E espresso in kg/cm^2 , suggerita da Jeuffroy.

b) relazioni tra E e K

- $E = 52 K$ con E espresso in kg/cm^2 e K in kg/cm^3 , valida per valori del modulo di Poisson $\mu = 0,35$;
- $E = 45 K$ con E espresso in kg/cm^2 e K in kg/cm^3 , valida per valori del modulo di Poisson $\mu = 0,50$.

c) relazioni tra K e CBR

- $K = (0,58 \div 0,67) \text{ CBR}$, valida per terreni coerenti;
- $K = (0,96 \div 1,11) \text{ CBR}$, valida per terreni incoerenti;
- $K = (1,25 \div 1,44) \text{ CBR}^{0.65}$;
- $K = 5,13 \log \text{ CBR} + 0,41$, per $2 \leq \text{CBR} \leq 30$;
- $K = 26,67 \log \text{ CBR} - 31,47$, per $30 \leq \text{CBR} \leq 100$.

In tutti i casi K è espresso in kg/cm^3 ; le prime tre relazioni sono state ottenute combinando le a) e le b), mentre le ultime due sono suggerite dall'AASHTO.

Nel caso specifico i risultati ottenuti riguardano: l'indice CBR per i terreni CS delle strips e, in generale, in affioramento nelle zone dell'area aeroportuale non soggette al transito degli aerei; il modulo E per tutti gli altri terreni (CS immediatamente al di sotto di piste, bretelle, raccordi e piazzali; SG; Ca; CM).

Pertanto si fornisce una valutazione cautelativa della "portanza" dei terreni di sottofondo in termini di modulo E . Tali valori sono quelli ottenuti con le prove di cui al capitolo precedente o ricavati con le correlazioni a) laddove si conosce l'indice californiano:

1. terreni CS delle strips e, in generale, in affioramento nelle zone dell'area aeroportuale non soggette al transito degli aerei:

$$E < 300 \text{ kg/cm}^2 = 30 \text{ N/mm}^2$$

2. terreni CS al di sotto di piste, bretelle, raccordi, piazzale:

PRO-GEO

progettazione geotecnica

$$300 \text{ kg/cm}^2 \leq E \leq 400 \text{ kg/cm}^2$$

ossia:

$$30 \text{ N/mm}^2 \leq E \leq 40 \text{ N/mm}^2$$

3. terreni SG:

$$E = 300 \text{ kg/cm}^2 = 30 \text{ N/mm}^2$$

4. terreni Ca:

$$E > 15.000 \text{ kg/cm}^2 = 1.500 \text{ N/mm}^2$$

5. terreni CM:

$$E > 40.000 \text{ kg/cm}^2 = 4.000 \text{ N/mm}^2$$

Prima di concludere si rileva che in letteratura la "portanza minima" sul piano di posa della soprastruttura, cioè del sottofondo, si assume in genere pari a (G. Tesoriere, G. Boscaino - "Strade Ferrovie Aeroporti - Le soprastrutture negli aeroporti" - Vol. 3, pag. 66):

- $E \geq 300 \text{ kg/cm}^2 = 30 \text{ N/mm}^2$, in termini di modulo di elasticità longitudinale;
- $\text{CBR} \geq 10$, in termini di indice percentuale CBR;
- $K \geq 5 \text{ kg/cm}^3$, se si fa riferimento al modulo di reazione.

7 - INDICAZIONI SULLE MODALITA' DI INTERVENTO A RISOLUZIONE DELLE PROBLEMATICHE DI CARATTERE GEOTECNICO

7.1 Generalità

Le indagini eseguite hanno fornito un quadro di insieme della geologia del sito, delle cavità carsiche presenti, come risulta dallo studio del dott. Zerilli, al quale si rinvia, e delle caratteristiche geotecniche dei terreni, innanzi illustrate.

Per quanto riguarda gli interventi progettuali, si possono distinguere vari casi:

- fondazioni e opere di sostegno;
- bonifica e/o consolidamento del sottofondo di pavimentazioni aeroportuali esistenti o costruende;
- consolidamento di cavità a protezione dell'esistente o di nuovi manufatti.

PRO-GEO

progettazione geotecnica

I problemi connessi con le fondazioni di nuovi manufatti e con opere di sostegno degli scavi sono relativamente semplici. Infatti, in generale, i terreni hanno consistenza lapidea e, pertanto, sono idonei a sostenere sovraccarichi anche di elevata entità. E' solo da verificare che il terreno di imposta sia omogeneo e, nel caso di eterogeneità orizzontale, si dovranno adottare sistemi atti ad evitare cedimenti, quali, bonifiche e sottofondazioni della porzione di struttura ricadente sul terreno sciolto, in modo che l'intero manufatto trasmetta i carichi al substrato lapideo.

E' appena il caso di sottolineare che le valutazioni si dovranno fare caso per caso con eventuali indagini di dettaglio e con verifica diretta alla apertura degli scavi.

Per le opere di sostegno, si dovranno valutare le condizioni di stabilità nel corso degli scavi, tenendo conto della presenza e della orientazione delle discontinuità rispetto alla superficie di scavo. Con gli stessi criteri, usuali nella meccanica delle rocce, si potranno calcolare le spinte sulle opere di sostegno e dimensionare, quindi, le opere di sostegno medesime.

Circa la "portanza" del sottofondo, lo scrivente ha avuto notizia dalla committenza che sono in corso studi da parte di altri professionisti; di conseguenza sono stati forniti soltanto, come richiesto, alcuni parametri di supporto alla progettazione.

Si coglie, tuttavia, occasione per segnalare la possibilità di fare ricorso a resine espansive nel caso in cui dovesse risultare necessario consolidare il sottofondo. In questa eventualità, occorre preventivamente realizzare "campi prova" in situ, in modo da tarare i fattori che influenzano il comportamento delle resine in relazione ai terreni da trattare.

Infine, ben più rilevante è il problema connesso con la presenza di cavità nella fascia di terreno di interesse ai fini dei problemi di interazione con manufatti e/o infrastrutture.

Tale problematica viene di seguito affrontata in maniera dettagliata, a partire dai

PRO-GEO

progettazione geotecnica

riferimenti alle metodologie già impiegate con successo negli anni passati per il consolidamento delle cavità rinvenute nell'area aeroportuali o in prossimità della stessa.

7.2 Interventi sulle cavità

7.2.1 Cenni ad interventi già eseguiti

Come osservato innanzi, nell'area aeroportuale sono presenti cavità carsiche, la cui presenza era già nota, in quanto rinvenute nel passato, fin dal 1970, e successivamente, in tempi recenti, nel corso dei lavori di costruzione della linea ferroviaria che collega Palermo con l'Aeroporto e delle indagini per la costruzione di un hangar.

La prima delle cavità citate è descritta in una pubblicazione di Jappelli R. e Liguori V., presentata all'International Symposium "The geotechnics of structurally complex formations", tenutosi a Capri nel 1977 (pubblicazione della Associazione Geotecnica Italiana). Nel lavoro si legge che la cavità, rinvenuta nel 1970, era ubicata al di sotto della pista principale, in una posizione non precisata che dovrebbe trovarsi in una zona prossima al centro della pista. Essa aveva una forma appiattita e allungata, vagamente triangolare, con base del triangolo di circa m 50 e altezza, sempre del triangolo, di poco inferiore a m 30. L'altezza della cavità era dell'ordine dei metri e raggiungeva un massimo di circa m 4; il volume complessivo era di circa 12.000 m³.

La cavità si trovava a piccola profondità dal piano di campagna e lo spessore della volta variava da un minimo di circa m 2 a massimi di m 4 - 5, al contorno. Dalla fig. 27, si rileva che la grotta era ubicata ben al di sopra del livello della falda, che nella zona si trova a circa m 1 sul l.m.m., con la quale la grotta era collegata da un cunicolo di piccole dimensioni.

Nella nota in argomento si riferisce sulle modalità seguite nell'intervento di consolidamento, che è consistito nel riempimento del vuoto con calcestruzzo. Si segnala che le operazioni furono rese complesse per la presenza di stalattiti e stalagmiti, che furono in parte demolite, dalla presenza di depositi a grana

PRO-GEO

progettazione geotecnica

fina sul fondo, che furono asportati ed allontanati, dalla presenza dei cunicoli, che furono chiusi preventivamente al getto.

Nel corso dei lavori, si provvide a misurare spostamenti della base della caverna con semplici assestimetri, controllati topograficamente dall'esterno. Le misure servivano a verificare che il riempimento non provocasse assestamenti e/o crolli di eventuali cavità sottostanti.

In conclusione, l'intervento, benché semplice, non deve indurre a sottovalutarne le difficoltà esecutive. Infatti, nel caso descritto, si avevano non trascurabili condizioni favorevoli:

- la caverna era posta la di sopra del livello dell'acqua, mentre altre, sulle quali si riferirà nel seguito, si trovano in corrispondenza del livello idrico o più in basso;
- la caverna era tanto ampia da consentire l'accesso e l'ispezione. Non sempre ciò è possibile.

Nonostante ciò, è stato necessario affrontare vari problemi, fra i quali quello che riveste particolare importanza per motivi di sicurezza, consistente nella presenza delle stalattiti, la cui stabilità deve essere verificata, in quanto esse, singole o in gruppo, possono staccarsi dalla volta e trafiggere chi si trovi al di sotto.

Andando da monte verso valle si segnala quanto riscontrato nel corso di indagini finalizzate allo studio di un'area scelta per la costruzione di un hangar, che avrebbe dovuto sorgere in prossimità di quelli esistenti all'estremità nord – est del piazzale. In quella occasione si rinvennero cavità a quota inferiore a quella del livello della falda idrica.

Per individuarne le dimensioni, si tentò di utilizzare una videocamera subacquea, che fu inserita nei fori di sondaggio.

Tuttavia, quella disponibile all'epoca era ad asse verticale e, pertanto, non era possibile individuare le dimensioni orizzontali del vuoto, ma solo quelle verticali che erano di alcune decine di centimetri.

PRO-GEO

progettazione geotecnica

Si pensò, quindi, di versare calcestruzzo nel foro, per verificare se vi fossero segni di parziale riempimento. La prova ebbe esito negativo perché fu immesso un volume di calcestruzzo di diverse decine di metri cubi, senza alcun effetto visibile.

Elementi più precisi sulle cavità si ottennero nel corso dei lavori di costruzione della trincea ferroviaria e della stazione.

Nella stazione le cavità rinvenute erano di modesta entità e, quindi, trascurabili. Qualche decina di metri dall'inizio della stazione, invece, si rinvenne una prima cavità alla quota del fondo della trincea ferroviaria, qualche decimetro al di sopra del livello medio del mare.

La grotta, di forma lenticolare, aveva un'altezza prossima al metro circa e diametro di circa m 30. Con lo scavo della trincea fu asportato un lato della copertura rocciosa della caverna che era, interessato da discontinuità verticali, prodotte da fenomeni carsici, riempite di terreno vegetale ("*rundkarren*").

La volta, indebolita dallo scavo e priva di continuità, subì un collasso parziale facendo restare a sbalzo i serbatoi di kerosene della Mobil, che, pur non avendo subito danni, furono prontamente vuotati.

L'intervento di consolidamento della cavità, fu eseguito, anche in questo caso con calcestruzzo, previa chiusura dell'apertura lungo la trincea ferroviaria con mezzi di fortuna, resi necessari per l'urgenza di rendere operativi i serbatoi di kerosene nel più breve tempo possibile.

Ancora, poco più avanti, in corrispondenza della stessa trincea, fu rinvenuta una seconda cavità, che aveva caratteristiche geometriche analoghe alla prima. Anche in questo caso, si verificò un crollo che, tuttavia, interessò una porzione di roccia della larghezza di circa m 2 e dello sviluppo di alcune decine di metri lungo la parete di scavo. Il crollo era delimitato da un taglio che era stato eseguito in superficie per la collocazione di un collettore fognante.

Il crollo non produsse danni, perché il blocco si adagiò sulla superficie di rottura verticale.

Tali eventi misero in evidenza il problema della stabilità delle cavità carsiche; infatti, nel corso dei sondaggi esse erano state rinvenute, ma per il loro modesto spessore erano state ritenute stabili in quanto non si pensava che esse potessero avere dimensioni planimetriche tanto grandi.

Pertanto, quando nella stessa zona furono rinvenuti vuoti anche sul fondo della trincea, si ritenne necessario approfondire lo stato delle conoscenze, anche se non si verificarono altri crolli, nonostante il transito di mezzi di scavo molto pesanti con i quali si esercitarono sollecitazioni molto elevate per eseguire lo scavo in una roccia che, come è emerso dalle indagini, aveva resistenza molto elevata.

Si tentarono vari metodi per la individuazione delle cavità; per primo quello di fori eseguiti con il sistema della “*roto-percussione*”, con spurgo del foro ad aria compressa. Il metodo non dette buoni risultati; infatti, si avevano gli stessi eventi (abbassamento repentino dell’attrezzo di perforazione) sia in presenza del vuoto, sia di livelli o strati di sabbia e ghiaia fina, sott’acqua.

In sequenza cronologica, si procedette ad una ispezione diretta di alcune cavità di maggiori dimensioni, nelle quali si immerse un subacqueo.

Dalla ispezione risultò che le caverne subacquee erano molto estese e si estendevano anche al di fuori della trincea. Inoltre, in un caso si rinvennero frammenti di poseidonie, che denunciarono un diretto collegamento con il mare, la cui connessione era stata supposta per il fatto che il livello della falda seguiva l’andamento delle maree.

A causa dell’importanza delle opere in progetto, si diede corso ad altri studi, ricorrendo a un complesso coordinato di metodologie comprendenti sondaggi meccanici e vari sistemi di indagine geofisica, dal georadar, alla geoelettrica, alla microgravimetria. Tale complesso sistema di indagine fu necessario per vari motivi, in quanto l’uno o l’altro dei metodi geofisici veniva “*disturbato*” dalla contemporanea presenza, alla stessa quota, di varie anomalie e precisamente: il passaggio dalla roccia lapidea ad alternanze di rocce sciolte e lapidee; la presenza dell’acqua; lo scavo della trincea.

Rinvenute le cavità, si progettarono due interventi diversi per il sostegno della linea ferroviaria e della roccia a fianco della trincea medesima.

La necessità del sostegno della linea ferroviaria era evidente; altrettanto lo era quello relativo alle zone limitrofe la trincea in quanto un eventuale crollo in prossimità della trincea avrebbe potuto danneggiare la costruenda linea ferroviaria.

La linea ferroviaria fu realizzata su una struttura tipo viadotto, costituita da una piattaforma fondata su pile interne al terreno. Le pile furono realizzate con iniezioni, ripetute, tipo “*jet-grouting*” previo isolamento del terreno da trattare con un sistema di micropali affiancati lungo il contorno, circolare, della pila medesima. Per assicurare l’isolamento del terreno da trattare e non fare disperdere la malta iniettata, le armature dei micropali erano rivestite con “*calze*” di geotessile pressofiltrante, che tratteneva la fase solida della malta di riempimento, facendo uscire l’acqua. Le “*calze*”, dilatandosi in corrispondenza dei vuoti, venivano a contatto realizzando la struttura di contenimento.

Nelle cavità poste ai lati della trincea, furono, invece impiegati sostegni, realizzati con una tecnica messa a punto dalla Ditta Rodio.

Rinvenuta la cavità, si eseguiva un foro di diametro di circa 30 cm e si procedeva all’alesaggio del fondo e della sommità del vuoto per un diametro di circa un metro, secondo un profilo di forma conica. Veniva, quindi, inserita l’armatura, costituita da un tubo metallico di grosso spessore, forato in corrispondenza delle quote del vuoto. Nel tratto forato, al tubo veniva fissato un sacco di geotessile pressofiltrante, bloccato alle estremità e tenuto stretto al tubo medesimo con un filo di lana. Posto il tubo nel foro, si iniettava la malta che riempiva il sacco rompendo il filo di lana.

Esiste una ripresa subacquea che documenta gli effetti raggiunti.

7.2.2 Indicazioni sugli interventi da adottare

Per gli interventi sulle cavità si dovranno adottare tecniche analoghe a quelle

PRO-GEO

progettazione geotecnica

descritte nei casi illustrati innanzi.

In linea generale, con gli affinamenti che dovranno essere valutati caso per caso, si possono, quindi, prevedere:

- riempimenti delle cavità poste al di sopra del livello della falda;
- sostegni discontinui di cavità subacquee.

La diversa metodologia di intervento e, in particolare, l'adozione dei sostegni discontinui nelle cavità sotto falda, dipende da varie considerazioni. La prima e la più ovvia riguarda la difficoltà di riempire cavità sott'acqua senza fare disperdere il calcestruzzo o la malta di riempimento, anche per la possibile presenza di connessioni con altre cavità e, addirittura, con il mare per quelle più vicine alla costa.

Inoltre, riempire del tutto una cavità subacquea potrebbe interrompere il flusso naturale dell'acqua proveniente da monte, il cui percorso non è noto.

In linea generale il progetto dell'intervento, da mettere a punto caso per caso, dovrà svilupparsi nelle fasi indicate negli schemi delle figg. 28 e 29, alle quali si rimanda per i dettagli.

Nel primo caso (cavità asciutta), dopo eventuali indagini di dettaglio nel sito di intervento, si propone di:

- eseguire di uno o più fori di grosso diametro (800 mm ÷ 1.000 mm), dai quali accedere alla cavità, per individuarne le dimensioni e le caratteristiche geometriche. In presenza di roccia fratturata, dovrà valutarsi l'opportunità o la necessità di proteggere il foro con una camicia metallica a protezione nei riguardi di possibili crolli di elementi lapidei. La camicia dovrà avere una apertura alla quota della cavità per consentire l'accesso alla cavità medesima;
- nel caso in cui sia possibile percorrere la cavità, individuare eventuali cunicoli attraverso i quali può disperdersi il calcestruzzo, e chiuderne le bocche;
- eseguire fori del diametro di 400 ÷ 600 mm, opportunamente disposti in relazione all'andamento della cavità, attraverso i quali effettuare il getto del

PRO-GEO

progettazione geotecnica

riempimento;

- effettuare il getto del riempimento, con la necessaria gradualità per ridurre gli effetti del ritiro. Il getto dovrà essere eseguito gradualmente, effettuandone il controllo tramite videocamera o videocamere, inserite in fori prossimi a quelli di iniezione;
- eseguire sondaggi di controllo per la verifica del riempimento ed eventuali iniezioni di intasamento per compensare gli effetti del ritiro.

Si tratta, quindi, di adottare, con qualche lieve modifica, la medesima tecnica impiegata nel passato e riportata nella pubblicazione Jappelli – Liguori, citata innanzi (fig. 28).

Nel secondo caso (cavità sotto falda), si propone di:

- eseguire uno o più fori di grosso diametro per verificare se sia possibile individuare le cavità ed accedervi;
- eventuale ispezione delle cavità;
- realizzazione dei sostegni discontinui, come indicato nella fig. 29.

E' appena il caso di rilevare che nella progettazione di nuovi interventi in aree dove sono presenti le cavità, si dovranno valutare tutti gli aspetti a partire dalla valutazione del rapporto costi/benefici, valutando la possibilità di escludere le aree a rischio da future edificazioni. E' certo, infine, che sono da evitare scavi in zone a rischio di cavità per evitare che gli scavi inneschino processi di rottura che possono estendersi alle aree vicine, come nel caso della trincea ferroviaria.

7.2.3 Monitoraggio

Prima di concludere l'argomento relativo agli interventi nelle cavità appare opportuno fare un cenno all'argomento monitoraggio che si suggerisce di adottare:

- nelle aree a rischio per la presenza delle cavità per individuare eventuali movimenti che preludono a dissesti. E' sufficiente una semplice livellazione di precisione da eseguire, in via preliminare, una volta all'anno;

PRO-GEO

progettazione geotecnica

- nelle zone di intervento, specie nel caso di sostegni discontinui delle cavità subacquee per verificarne il comportamento nel tempo. Un controllo semplice potrebbe effettuarsi realizzando a fianco di sostegni tipo, in numero significativo, fori di piccolo diametro, nei quali sia possibile inserire una videocamera subacnea. In alternativa, si potrebbero lasciare alcuni fori di grande diametro dai quali accedere alle cavità subacquee di maggiori dimensioni. Accendendo alle cavità e, quindi, ai sostegni, se ne potrebbe verificare l'eventuale degrado nel tempo.

Palermo, 4 ottobre 2004

Dott. Ing. Fabio Cafiso

23020\Relazione general

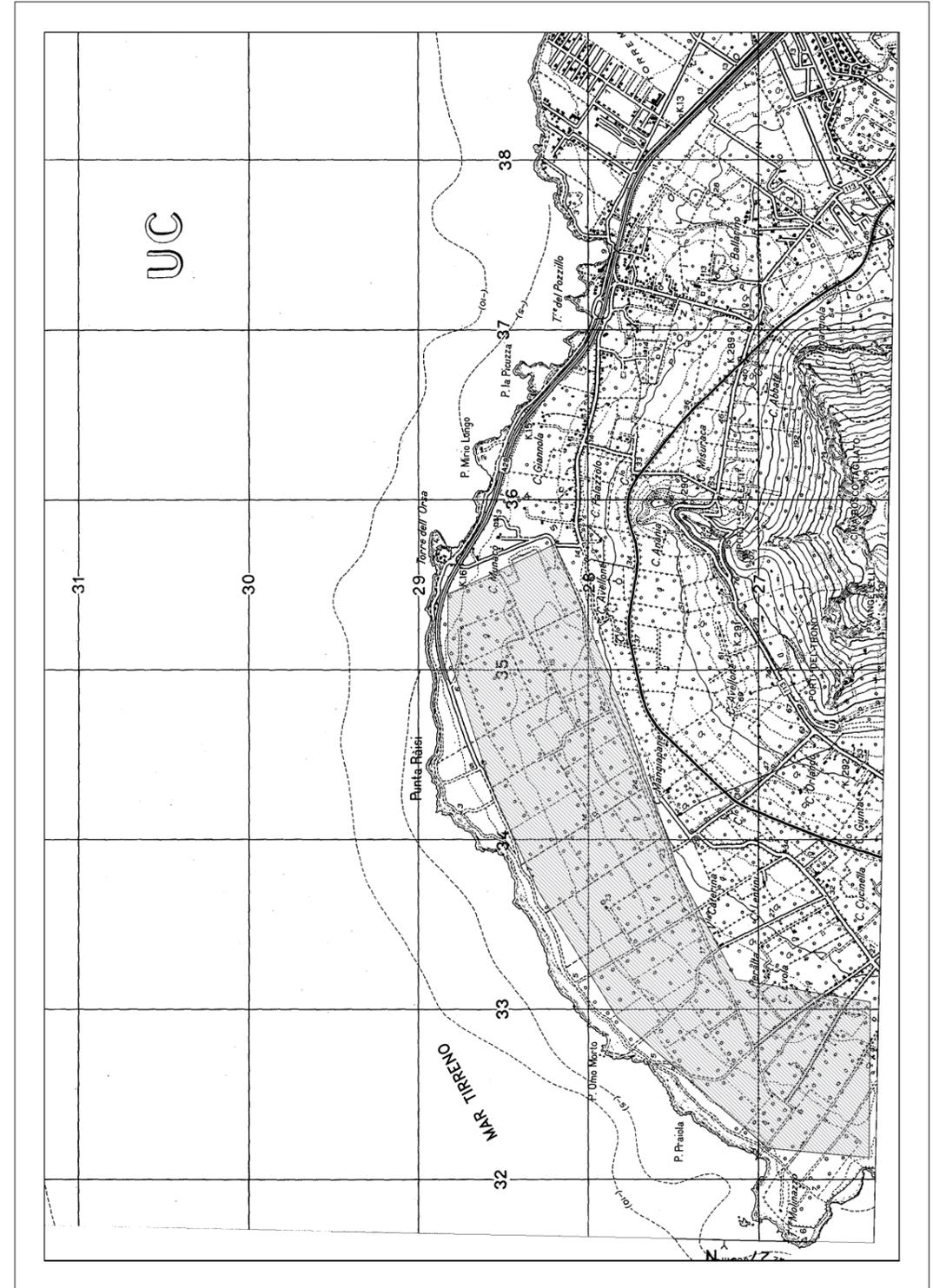


Fig. 1 - Corografia con ubicazione della zona aeroportuale - scala 1:25.000

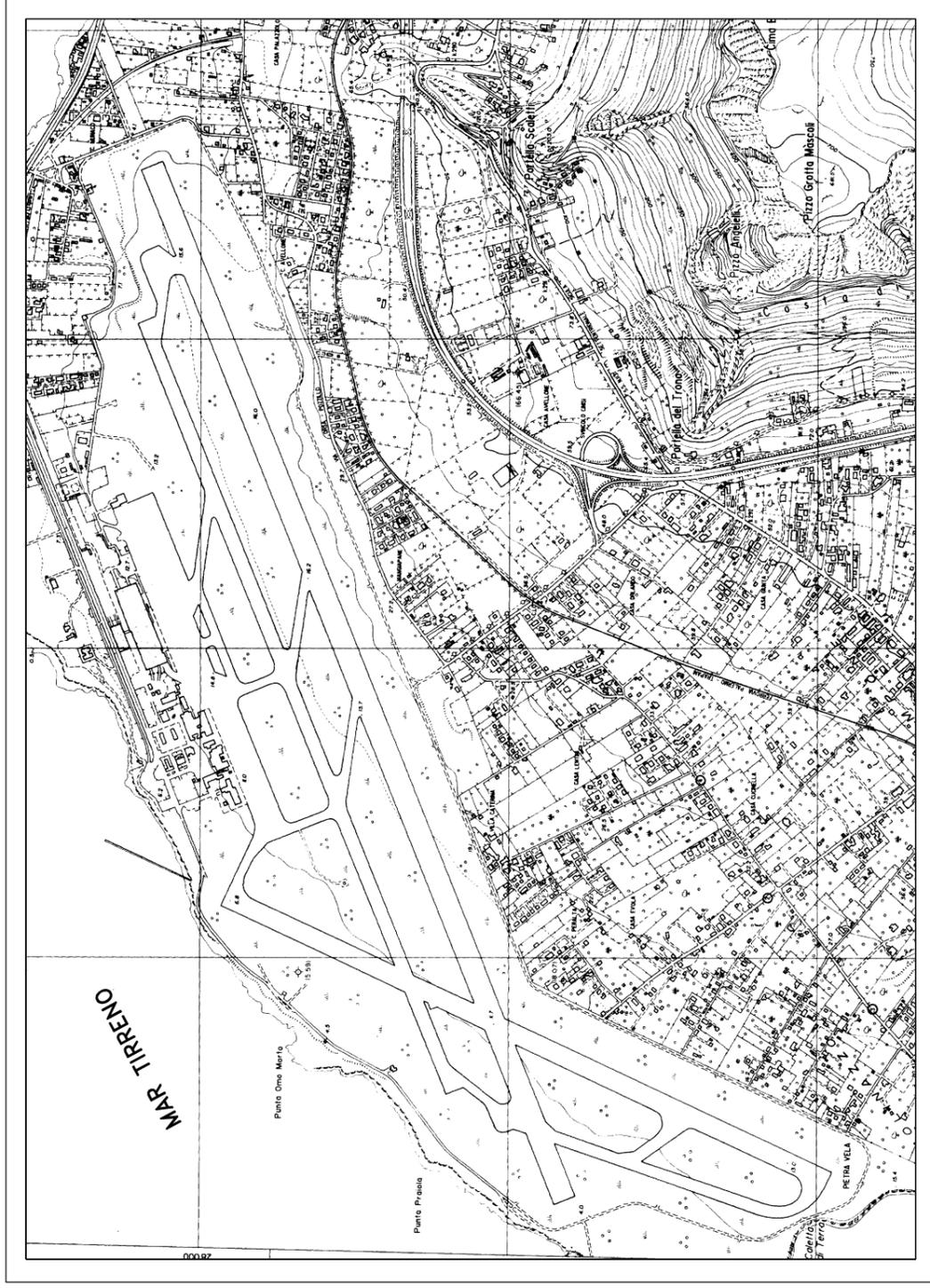
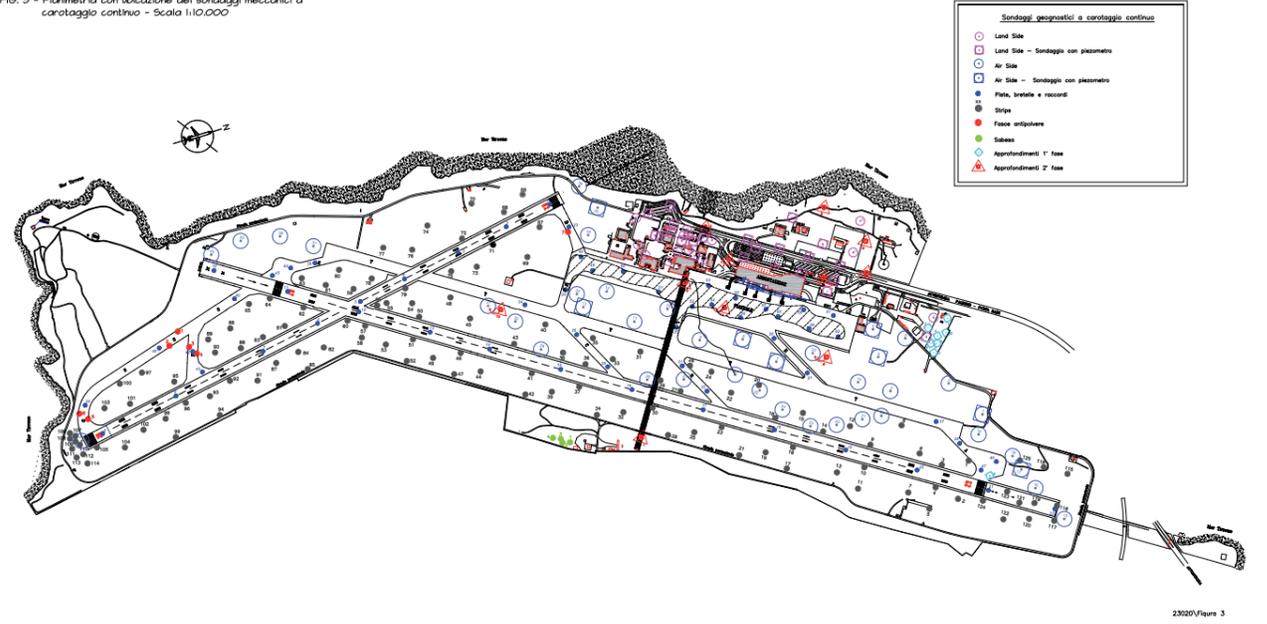


Fig. 2 - Corografia con le strutture aeroportuali - scala 1:20.000

23020\Carta corografie ...

Fig. 3 - Planimetria con ubicazione dei sondaggi meccanici a carotaggio continuo - Scala 1:10.000



23020\Figures 3

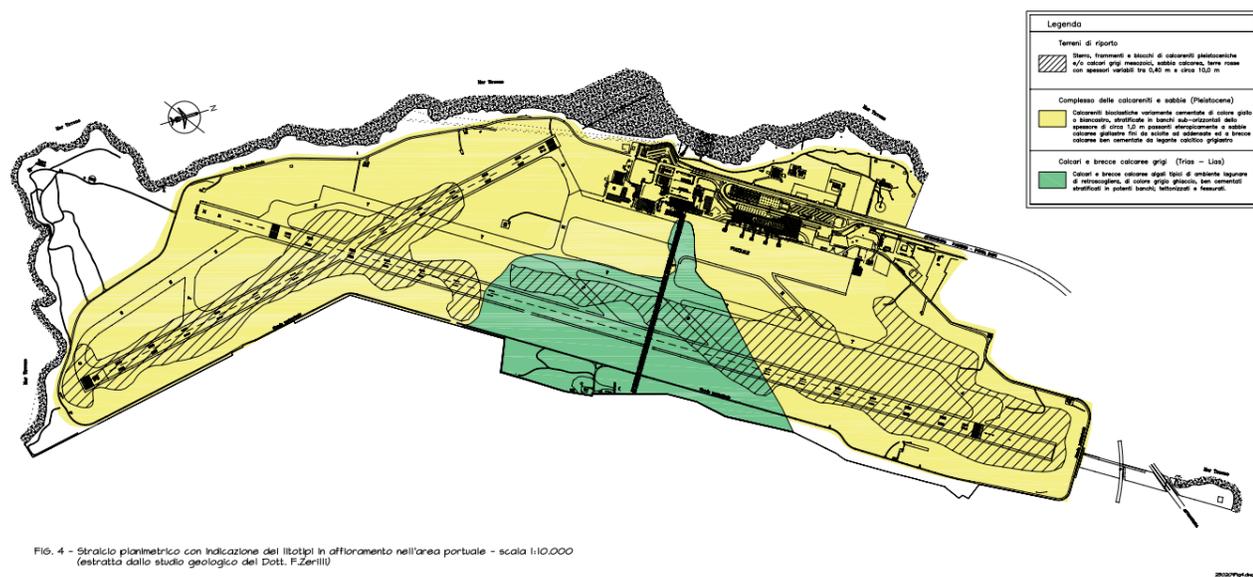


Fig. 4 - Stralcio planimetrico con indicazione dei litotipi in affioramento nell'area portuale - scala 1:10.000 (estratto dallo studio geologico del Dott. F.Zerilli)

Sondaggio	Profondità inizio prova dalla quota boccaforo	Terreni	N
Sigla	(m)	Sigla	
S4 Pista 02 - 20	0,70	TR	R
S5 Pista 02 - 20	0,50	St	R
S6 Pista 02 - 20	0,80	TR	R
S10 Pista 02 - 20	0,50	TR	32/R
S11 Pista 07 - 25	0,50	St	R
S12 Pista 07 - 25	0,50	TR	R
S16 Pista 07 - 25	0,50	TR	R
S17 Pista 07 - 25	0,50	TR	R
S20 Pista 07 - 25	0,50	St	R
S21 Pista 07 - 25	0,80	TR	R
S22 Pista 07 - 25	0,30	TR	47/R
S24 Mike	1,00	TR	R
S27 Hotel	0,60	St	R
S28 Alfa	0,50	TR	R
S29 Charlie	0,60	TR	R
S30 Charlie	0,60	St	38/R
S31 Bravo	0,50	TR	R
S32 Bravo	0,20	St	R
S34 Tango	0,80	TV	38/26/16
S37 Tango	0,80	TR	R
S44 H. Bay Eco	1,00	TR	R
S45 H. Bay Eco	0,80	TR	R
S51 Piazzale	0,70	St	R
S52 Piazzale	0,70	St	R
S53 Piazzale	0,70	St	R
S54 Piazzale	0,70	St	R

TAB. 0 - Risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT effettuate lungo alcune delle verticali esplorate con i sondaggi meccanici

CAMPIONE		TERRENO	PROVA
Sigla	Caratteristiche	Sigla	Tipo (n. prove eseguite)
S1 AS m 1,50÷1,90	R	Ca	DL
S1 AS m 3,70÷4,00	R	Ca	TDA
S1 AS m 5,70÷6,00	R	Ca	DL
S2 AS m 2,60÷3,00	R	Ca	TDA
S2 AS m 6,00÷6,30	R	Ca	TR
S3 AS m 0,60÷0,90	R	Ca	DL
S3 AS m 2,10÷2,40	R	Ca	TDA
S3 AS m 7,50÷7,80	R	Ca	DL
S4 AS m 1,30÷1,60	R	Ca	DL
S4 AS m 5,40÷5,80	R	Ca	TR
S6 AS m 1,40÷1,80	R	Ca	DL
S8 AS m 2,60÷3,00	R	Ca	DL
S11 AS m 4,10÷5,00	R	CM	TR
S12 AS m 2,20÷2,50	R	Ca	TDA
S13 AS m 3,70÷4,00	R	CM	TDA
S13 AS m 4,40÷4,70	R	CM	TR
S19 AS m 5,20÷5,40	R	Ca	TR
S20 AS m 3,00÷3,30	R	Ca	DL
S20 AS m 8,00÷8,30	R	CM	DL
S21 AS m 5,70÷6,00	R	CM	DL
S22 AS m 2,30÷2,60	R	CM	TDA
S23 AS m 7,40÷7,70	R	CM	DL
S24 AS m 1,30÷1,50	R	Ca	DL
S24 AS m 4,00÷4,30	R	CM	DL
S26 AS m 1,10÷1,30	R	CM	DL
S26 AS m 7,00÷7,30	R	CM	DL
S28 AS m 4,00÷4,30	R	CM	DL
S28 AS m 6,30÷6,60	R	CM	TR
S31 AS m 5,30÷5,50	R	CM	TDA
S31 AS m 7,70÷8,00	R	CM	DL
S32 AS m 4,70÷5,00	R	CM	TR
S33 AS m 3,80÷4,00	R	Ca	DL
S34 AS m 2,20÷2,50	R	CM	DL
S34 AS m 2,20÷2,50	R	Ca	DL
S34 AS m 5,50÷5,90	R	CM	DL
S35 AS m 2,00÷2,30	R	Ca	TDA
S35 AS m 7,50÷7,80	R	CM	DL
S36 AS m 2,50÷2,90	R	Ca	TDA
S37 AS m 8,70÷9,00	R	Ca	DL
S38 AS m 7,10÷7,40	R	Ca	DL
S39 AS m 0,20÷0,50	R	Ca	DL
S39 AS m 3,10÷3,50	R	Ca	DL

TAB. Ia - Elenco dei campioni e delle prove eseguite in laboratorio

CAMPIONE		TERRENO	PROVA
Sigla	Caratteristiche	Sigla	Tipo (n. prove eseguite)
S1 LS m 1,40÷1,80	R	Ca	TDA
S1 LS m 3,40÷3,70	R	Ca	DL
S2 LS m 3,40÷3,70	R	Ca	TDA
S3 LS m 2,00÷2,30	R	Ca	TDA
S3 LS m 2,30÷2,60	R	Ca	TDA
S4 LS m 0,40÷0,70	R	Ca	TDA
S4 LS m 3,40÷3,60	R	Ca	DL
S5 LS m 3,50÷3,90	R	Ca	TDA
S5 LS m 5,30÷5,60	R	Ca	TR
S6 LS m 8,00÷8,50	R	CM	DL
S9 LS m 1,60÷2,00	R	Ca	DL
S10 LS m 3,20÷3,50	R	Ca	TR
S11 LS m 1,60÷2,00	R	Ca	DL
S11 LS m 5,70÷6,00	R	CM	DL
S12 LS m 1,10÷1,40	R	Ca	DL
S13 LS m 5,40÷6,00	R	CM	DL
S14 LS m 3,00÷3,50	R	Ca	TR
S15 LS m 2,50÷2,90	R	Ca	TDA
S17 LS m 1,50÷1,95	I	CS	Id+G+TD
S17 LS m 3,50÷3,80	I	CS	Id+G+TD
S18 LS m 3,50÷3,80	R	Ca	DL
S19 LS m 3,70÷4,00	R	Ca	TR
S20 LS m 1,50÷2,00	I	CS	Id+G+TD
S20 LS m 3,20÷3,50	R	Ca	TDA
S21 LS m 3,70÷4,00	R	Ca	TR
S22 LS m 1,20÷1,70	I	CS	Id+G+TD
S22 LS m 2,50÷2,80	R	Ca	TDA
S23 LS m 2,60÷3,00	R	Ca	TDA
S23 LS m 4,70÷5,00	R	Ca	DL
S25 LS m 2,50÷2,80	R	Ca	DL
S28 LS m 1,20÷1,60	I	CS	Id+G+TD
S28 LS m 2,00÷2,50	R	Ca	TDA
S28 LS m 5,00÷5,30	R	Ca	DL
S29 LS m 2,70÷3,00	R	Ca	DL
S30 LS m 3,50÷4,00	R	Ca	DL
S31 LS m 3,80÷4,10	R	Ca	TDA
S32 LS m 2,70÷3,00	R	Ca	TDA
S32 LS m 4,50÷4,80	R	Ca	DL
S33 LS m 2,70÷3,00	R	Ca	TR
S34 LS m 2,20÷2,50	R	Ca	TDA
S35 LS m 0,60÷1,00	R	Ca	DL
S36 LS m 2,20÷2,50	R	Ca	TDA
S38 LS m 4,10÷4,40	R	Ca	DL

TAB. Ib - Elenco dei campioni e delle prove eseguite in laboratorio

CAMPIONE		TERRENO	PROVA
Sigla	Caratteristiche	Sigla	Tipo (n. prove eseguite)
S10 ST m 0,00÷0,40	PS	CS	CBR (5)
S10 ST m 0,40÷0,80	PS	CS	CBR (5)
S10 ST m 1,50÷1,80	R	Ca	DL
S11 ST m 1,00÷1,30	R	Ca	DL
S12 ST m 0,00÷0,50	PS	CS	CBR (5)
S16 ST m 1,60÷1,90	R	Ca	DL
S22 ST m 0,00÷0,50	PS	CS	CBR (4)
S31 ST m 0,00÷0,50	PS	CS	CBR (5)
S33 ST m 0,00÷0,50	PS	CS	CBR (5)
S35 ST m 1,30÷1,60	R	CS	CBR (4)
S66 ST m 0,00÷0,50	PS	CS	CBR (5)
S66 ST m 0,60÷1,00	R	Ca	DL
S67 ST m 1,50÷1,80	R	Ca	DL
S68 ST m 1,60÷2,00	R	Ca	DL
S70 ST m 2,60÷3,00	R	Ca	DL
S71 ST m 0,30÷0,60	R	Ca	DL
S72 ST m 1,00÷1,30	R	Ca	DL
S73 ST m 0,50÷0,80	R	Ca	DL
S74 ST m 2,00÷2,30	R	Ca	DL
S75 ST m 0,80÷1,30	R	CS	CBR (5)
S76 ST m 2,00÷2,40	R	Ca	DL
S77 ST m 2,00÷2,40	R	Ca	DL
S87 ST m 0,70÷1,00	R	Ca	DL
S89 ST m 0,70÷1,00	I	CS	Id
S90 ST m 1,20÷1,50	R	Ca	DL
S92 ST m 0,00÷0,50	PS	CS	CBR (5)
S92 ST m 2,20÷2,50	R	Ca	DL
S96 ST m 0,50÷0,65	R	CS	CBR (5)
S96 ST m 0,65÷0,80	R	CS	CBR (5)
S99 ST m 0,80÷1,00	I	CS	Id
S99 ST m 2,40÷2,60	I	CS	Id
S100 ST m 1,00÷1,40	R	Ca	DL
S101 ST m 0,40÷0,70	R	Ca	DL
S109 ST m 0,60÷0,80	I	CS	Id
S20 LS m 0,80÷1,10 + + S17 LS m 3,50÷3,70 + + S22 LS m 1,50÷1,80	R	CS	CBR
S45 ST m 0,00÷0,50 + + S21 AS m 1,00÷1,70 + + S60 ST m 0,00÷0,80 + + S5 ST m 0,00÷0,80 + + S44 ST m 0,70÷1,80	R	CS	CBR (5)
S89 ST m 0,70÷1,00 + S96 ST m 0,50÷0,80	R	CS	CBR

TAB. Ic - Elenco dei campioni e delle prove eseguite in laboratorio

CAMPIONE		TERRENO	PROVA
Sigla	Caratteristiche	Sigla	Tipo (n. prove eseguite)
S99 ST m 0,80÷1,10 + S113 ST m 2,40÷2,90	R	CS	CBR
S109 ST m 0,60÷1,60 + S111 ST m 0,60÷1,00	R	CS	CBR
S112 ST m 2,60÷3,00 + S114 ST m 2,00÷2,50	R	CS	CBR
S1 PAR m 5,50÷5,80	R	Ca	DL
S2 PAR m 2,30÷2,60	R	Ca	DL
S2 PAR m 3,70÷4,00	R	Ca	DL
S3 PAR m 0,10÷0,30	I	CS	Id+G
S3 PAR m 3,00÷3,30	R	Ca	DL
S4 PAR m 3,10÷3,40	R	Ca	DL
S5 PAR m 0,50÷0,80	R	Ca	DL
S5 PAR m 3,70÷4,00	R	Ca	DL
S6 PAR m 1,50÷1,70	I	CS	Id+G
S6 PAR m 4,00÷4,40	R	Ca	DL
S7 PAR m 2,00÷2,30	R	Ca	DL
S49 PZ m 3,70÷3,90	R	Ca	DL
S50 PZ m 3,20÷3,40	R	Ca	DL
S53 PZ m 1,10÷1,30	I	CS	Id+G
S55 PZ m 3,10÷3,40	R	Ca	DL
S57 PZ m 3,15÷3,35	R	Ca	DL
S58 PZ m 1,50÷1,80	R	Ca	DL
S59 PZ m 2,20÷2,40	R	Ca	DL
S61 PZ m 2,10÷2,40	R	Ca	DL
S62 PZ m 2,10÷2,40	R	Ca	DL
S3 FA foxtrot m 2,50÷2,80	R	Ca	DL
S4 FA foxtrot m 2,20÷2,50	R	Ca	DL
S6 FA golf m 2,70÷3,00	R	Ca	DL
S7 FA delta m 1,00÷1,30	R	Ca	DL
S5 pista 02-20 m 2,30÷2,70	R	Ca	DL
S6 pista 02-20 m 2,40÷2,60	R	Ca	DL
S6 pista 02-20 m 3,30÷3,80	R	Ca	DL
S10 pista 07-25 m 3,60÷4,00	R	Ca	DL
S11 pista 07-25 m 2,00÷2,40	R	Ca	DL
S15 pista 07-25 m 3,50÷4,00	R	CM	TDN
S19 pista 07-25 m 3,70÷4,00	R	Ca	DL
S1 sabesa m 4,60÷5,00	R	CM	DL
S2 sabesa m 3,70÷4,00	R	CM	DL
S3 sabesa m 1,20÷1,40	I	CS	Id+G
S4 sabesa m 3,00÷3,40	R	CM	DL
S24 mike m 1,20÷1,50	R	Ca	DL
S26 hotel m 1,70÷2,00	R	Ca	DL
S30 charlie C1/a m 3,40÷4,00	R	CM	TDN
S30 charlie C1/b m 3,40÷4,00	R	CM	TDN
S37 tango m 2,00÷2,40	R	CM	TDN
S44 H. bay Eco m 2,20÷2,70	R	Ca	DL

TAB. Id - Elenco dei campioni e delle prove eseguite in laboratorio

CAMPIONE	γ (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	W _n (%)	W _p (%)	W _L (%)	I _p (%)	I _c	n (%)	S	%d < 0,002 mm
S17 LS m 1,50	20,52	24,66	17,71	15,54	15,26	32,30	17,04	0,984	28,18	1,00	35,86
S17 LS m 3,50	20,34	24,54	17,51	16,02	14,10	36,44	22,34	0,914	28,65	0,99	34,74
S20 LS m 1,50	21,00	24,64	18,48	13,58	10,97	30,36	19,39	0,865	25,00	1,00	35,99
S22 LS m 1,20	20,80	24,53	17,97	15,54	14,39	30,49	16,10	0,929	26,74	1,00	36,90
S28 LS m 1,20	19,64	24,62	16,63	17,16	16,21	34,50	18,29	0,948	32,45	0,95	29,75
S89 ST m 0,70	19,89	-	-	17,49	-	-	-	-	-	-	-
S99 ST m 0,80	19,99	-	-	20,35	-	-	-	-	-	-	-
S99 ST m 2,40	20,81	-	-	5,73	-	-	-	-	-	-	-
S109 ST m 0,60	19,92	-	-	18,05	-	-	-	-	-	-	-
S3 PAR m 0,10	19,51	24,57	-	12,76	12,26	30,12	17,86	0,972	-	-	40,84
S6 PAR m 1,50	19,71	24,78	-	19,54	14,77	33,05	18,28	0,739	-	-	44,79
S3 SABESA m 1,20	19,63	24,54	-	13,36	13,12	24,35	11,23	0,979	-	-	23,92
S53 PIAZ m 1,10	20,61	24,88	-	19,23	13,46	40,12	26,66	0,784	-	-	45,02

TAB. II - Terreni CS - Risultati delle prove di identificazione

PRO - GEO progettazione geotecnica

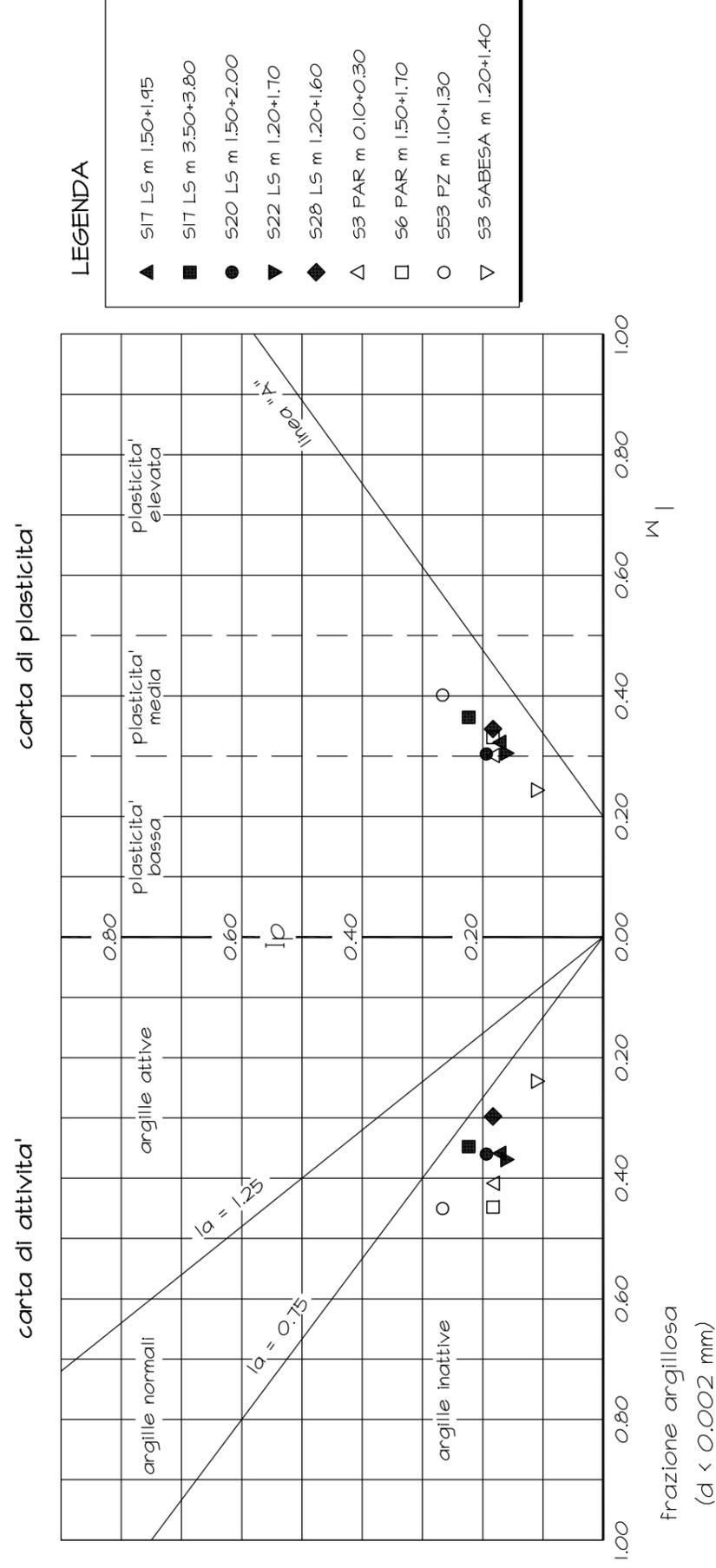
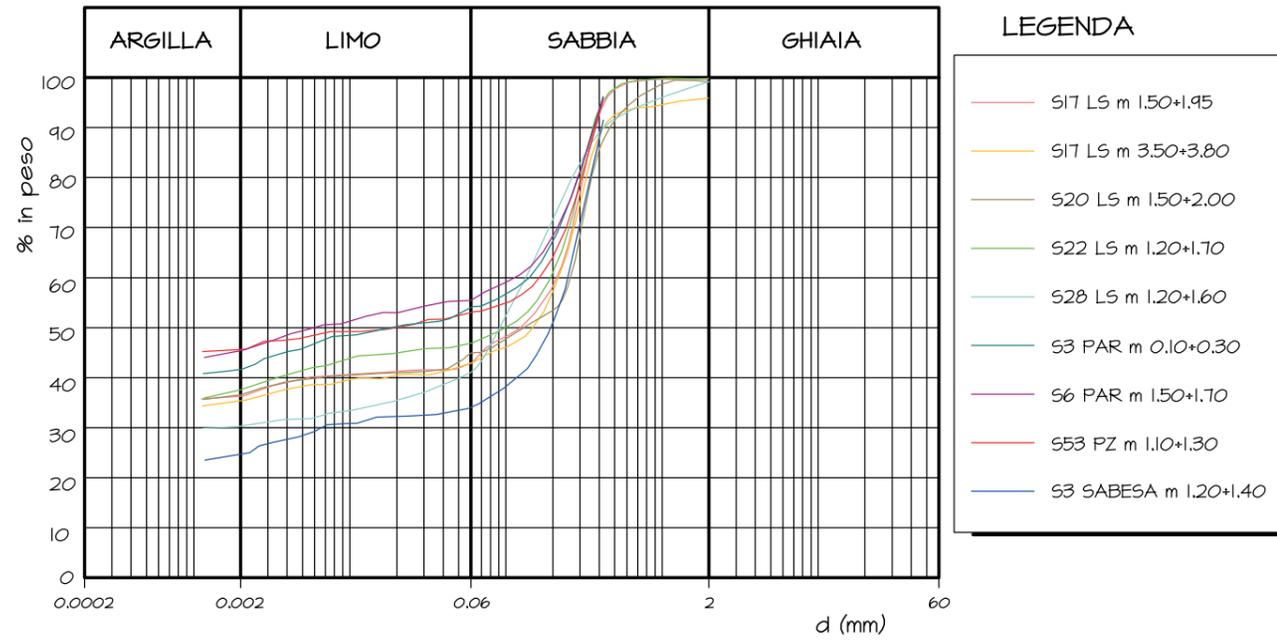
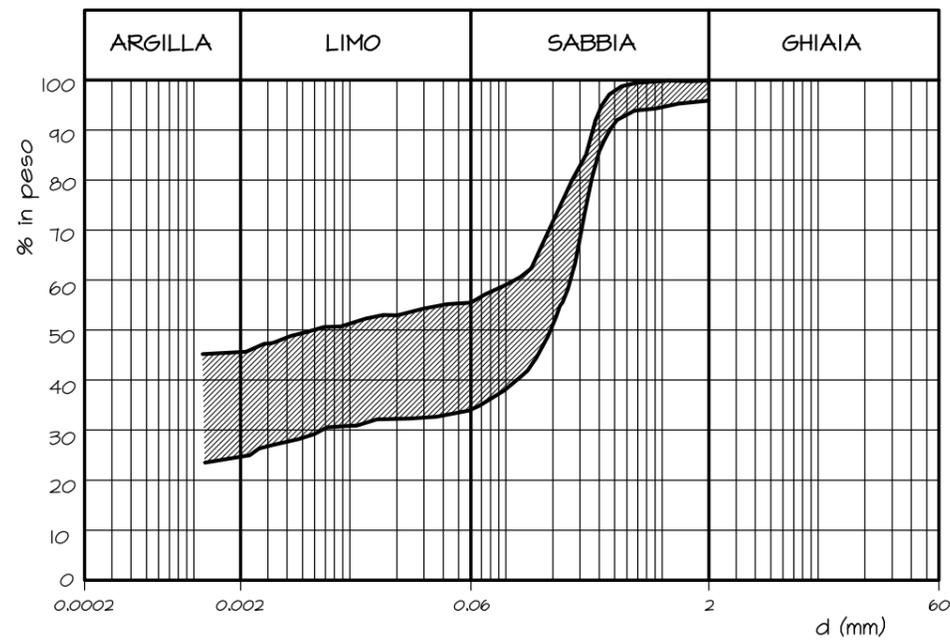


FIG. 5 - Terreni CS - Carte di attivita' e plasticita'



a) Curve granulometriche relative ai singoli campioni



b) Fascia granulometrica

FIG. 6 - Terreni CS - Risultati delle analisi granulometriche

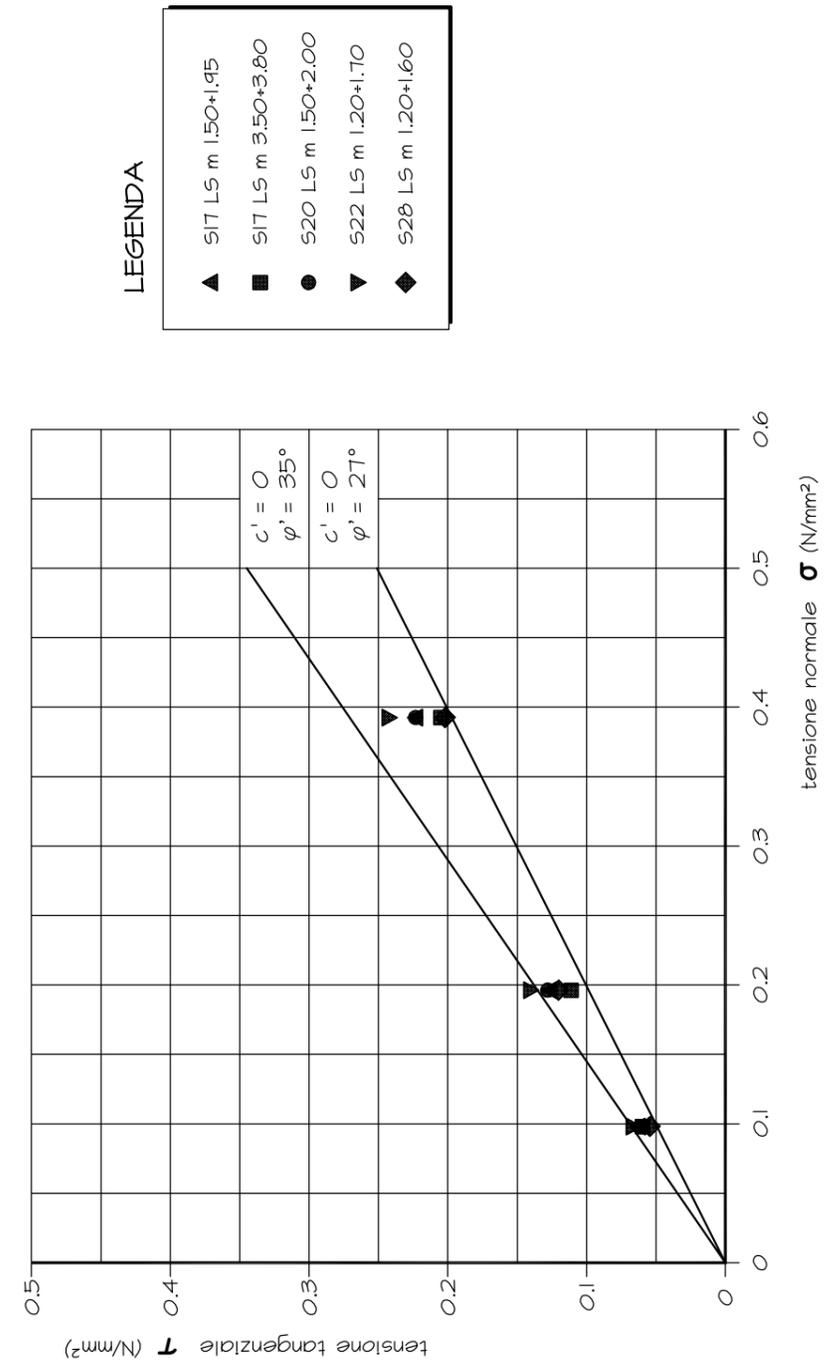


FIG. 7 - Terreni CS - Prove di taglio diretto di tipo drenato

CAMPIONE (sigla)	W _{cost}	γ _{d cost} (kN/m ³)	CBR _{2,5} (%)	CBR _{5,0} (%)	CBR (%)
S10/1A m 0,00+0,40	0,147	17,96	4	4	4
S10/1B m 0,00+0,40	0,152	17,51	3	3	3
S10/1C m 0,00+0,40	0,160	17,39	3	3	3
S10/1D m 0,00+0,40	0,165	17,29	2	2	2
S10/1E m 0,00+0,40	0,169	17,39	2	2	2
S10/2A m 0,40+0,80	0,129	18,60	3	4	4
S10/2B m 0,40+0,80	0,139	18,44	3	3	3
S10/2C m 0,40+0,80	0,147	18,12	2	3	3
S10/2D m 0,40+0,80	0,150	17,93	2	2	2
S10/2E m 0,40+0,80	0,156	17,68	2	2	2
S12/1A m 0,00+0,50	0,152	17,95	3	4	4
S12/1B m 0,00+0,50	0,143	17,88	4	5	5
S12/1C m 0,00+0,50	0,161	17,59	2	2	2
S12/1D m 0,00+0,50	0,157	17,63	3	3	3
S12/1E m 0,00+0,50	0,165	17,22	2	2	2
S22/A m 0,00+0,50	0,129	18,73	8	9	9
S22/B m 0,00+0,50	0,125	18,63	26	22	26
S22/C m 0,00+0,50	0,157	17,77	2	2	2
S22/D m 0,00+0,50	0,116	18,80	19	19	19
S31/1A m 0,00+0,50	0,141	18,53	5	6	6
S31/1B m 0,00+0,50	0,135	18,46	3	3	3
S31/1C m 0,00+0,50	0,155	18,16	2	3	3
S31/1D m 0,00+0,50	0,150	18,03	2	2	2
S31/1E m 0,00+0,50	0,166	17,66	1	2	2
S33/A m 0,00+0,50	0,143	18,09	6	6	6
S33/B m 0,00+0,50	0,152	17,69	8	7	8
S33/C m 0,00+0,50	0,154	17,86	4	4	4
S33/D m 0,00+0,50	0,158	17,89	6	7	7
S33/E m 0,00+0,50	0,140	18,27	10	11	11
S35/A m 1,30+1,60	0,143	18,26	3	4	4
S35/C m 1,30+1,60	0,154	17,98	2	2	2
S35/D m 1,30+1,60	0,147	18,16	3	3	3
S35/E m 1,30+1,60	0,158	17,68	2	2	2
S66/A m 0,00+0,50	0,130	18,88	7	6	7
S66/B m 0,00+0,50	0,135	18,62	5	5	5
S66/C m 0,00+0,50	0,140	18,41	4	4	4
S66/D m 0,00+0,50	0,144	18,07	3	2	3
S66/E m 0,00+0,50	0,141	18,13	3	3	3
S75/1A m 0,80+1,30	0,120	18,63	21	22	22
S75/1B m 0,80+1,30	0,149	18,03	4	4	4
S75/1C m 0,80+1,30	0,129	18,73	13	14	14
S75/1D m 0,80+1,30	0,170	17,24	1	1	1
S75/1E m 0,80+1,30	0,109	18,93	14	15	15
S89 m 0,70+1,10 + S96 m 0,50+0,90	0,113	20,36	13	13	13
S92/1A m 0,00+0,50	0,093	18,04	17	17	17
S92/1B m 0,00+0,50	0,098	18,74	15	16	16

TAB. IIIa - Terreni CS -Risultati delle prove CBR

CAMPIONE (sigla)	W _{cost}	γ _{d cost} (kN/m ³)	CBR _{2,5} (%)	CBR _{5,0} (%)	CBR (%)
S92/1C m 0,00+0,50	0,103	19,01	13	14	14
S92/1D m 0,00+0,50	0,112	18,95	12	13	13
S92/1E m 0,00+0,50	0,120	18,94	9	11	11
S96/1A m 0,50+0,65	0,078	16,05	33	35	35
S96/1B m 0,50+0,65	0,108	17,31	25	29	29
S96/1C m 0,50+0,65	0,112	17,70	26	29	29
S96/1D m 0,50+0,65	0,104	17,48	26	26	26
S96/1E m 0,50+0,65	0,117	18,12	22	22	22
S96/2A m 0,65+0,80	0,103	18,29	23	23	23
S96/2B m 0,65+0,80	0,112	18,76	24	25	25
S96/2C m 0,65+0,80	0,119	18,82	21	23	23
S96/2D m 0,65+0,80	0,123	18,83	17	16	17
S96/2E m 0,65+0,80	0,136	18,61	15	14	15
S20* m 1,50+1,70 + S17* m 3,50+3,70 + S22* m 1,50+1,80	0,169	17,99	8	9	9
S99 m 0,80+1,10 + S113 m 2,40+2,90	0,160	18,16	13	10	13
S109 m 0,60+1,60 + S111 m 0,60+1,00	0,143	17,82	47	42	47
S112 m 2,60+3,00 + S114 m 2,00+2,50	0,148	17,94	59	50	59
S45 m 0,00+0,50 + S21 m 1,00+1,70 + S60 m 0,00+0,80 + S9 m 0,00+0,90 + S44 m 0,70+1,80/A	0,098	18,06	19	19	19
S45 m 0,00+0,50 + S21** m 1,00+1,70 + S60 m 0,00+0,80 + S9 m 0,00+0,90 + S44 m 0,70+1,80/B	0,124	18,77	18	17	18
S45 m 0,00+0,50 + S21** m 1,00+1,70 + S60 m 0,00+0,80 + S9 m 0,00+0,90 + S44 m 0,70+1,80/C	0,127	18,80	16	15	16
S45 m 0,00+0,50 + S21** m 1,00+1,70 + S60 m 0,00+0,80 + S9 m 0,00+0,90 + S44 m 0,70+1,80/D	0,147	18,47	10	10	10
S45 m 0,00+0,50 + S21** m 1,00+1,70 + S60 m 0,00+0,80 + S9 m 0,00+0,90 + S44 m 0,70+1,80/E	0,137	18,82	15	15	15

* campioni prelevati su sondaggio LS (Land Side)

** campioni prelevati su sondaggio AS (Air Side)

TAB. IIIb - Terreni CS -Risultati delle prove CBR

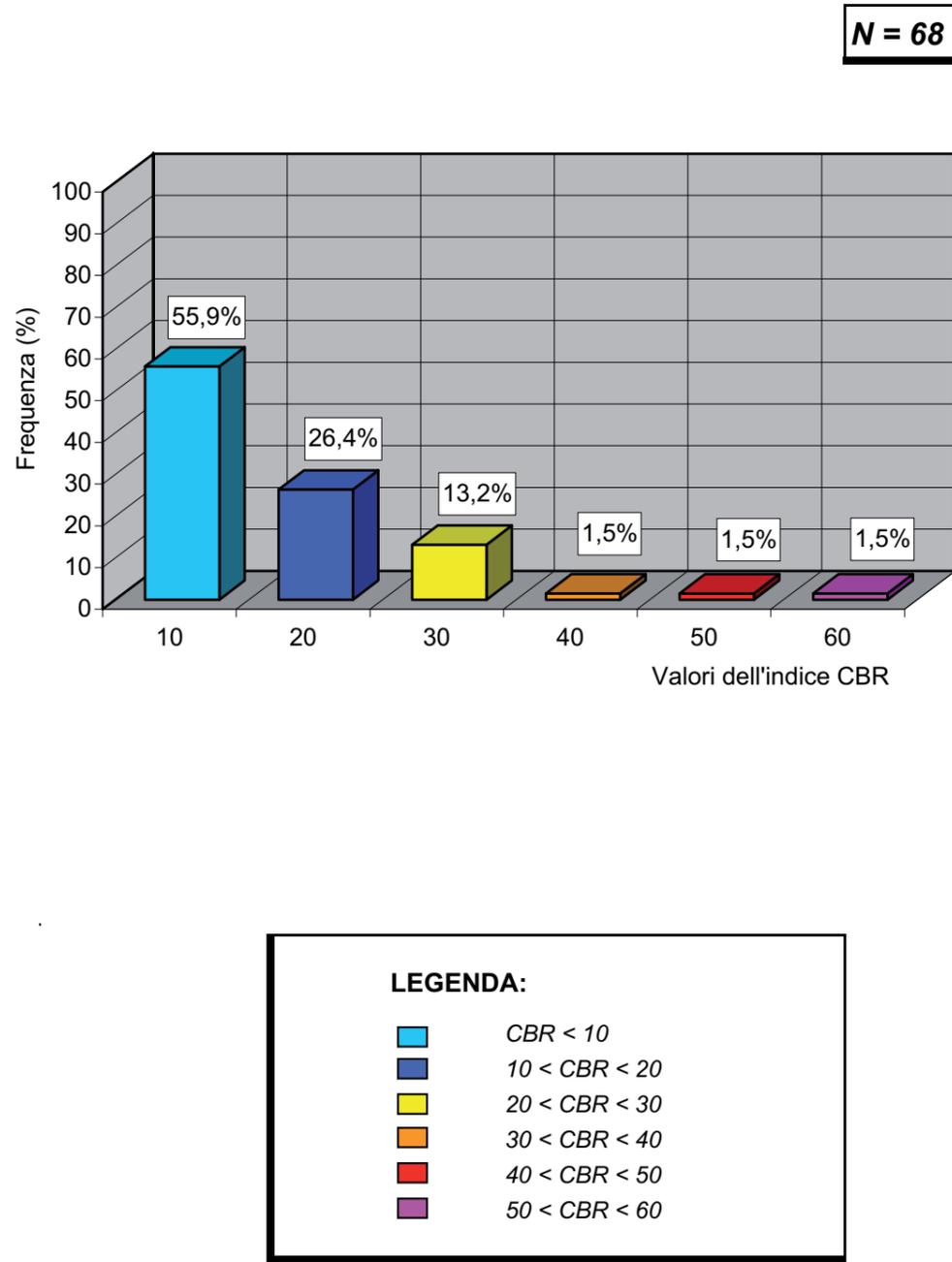


FIG. 8 - Terreni CS - Elaborazione statistica delle prove CBR

CAMPIONE (sigla)	h (mm)	d (mm)	h/d	γ (kN/m ³)	f	σ^p_f (N/mm ²)	σ_f (N/mm ²)	ε_f (%)	E_t (N/mm ²)	E_s (N/mm ²)	TIPO DI ROTTURA
S1 AS m 1,50±1,90	161	78	2,06	25,0	1,004	52,43	52,63	0,87	10.170	4.450	b
S1 AS m 5,70±6,00	136	78	1,74	21,5	0,982	22,51	22,10	0,69	5.040	2.490	a
S3 AS m 0,60±0,90	160	78	2,05	23,2	1,003	27,91	28,00	0,67	6.540	2.920	c
S3 AS m 7,50±7,80	160	78	2,05	23,4	1,003	25,40	25,48	0,78	5.470	2.520	c
S4 AS m 1,30±1,60	133	78	1,71	26,9	0,979	107,81	105,53	1,15	13.120	7.000	b
S6 AS m 1,40±1,80	116	77	1,51	21,6	0,961	8,79	8,44	0,82	1.740	980	a
S8 AS m 2,60±3,00	173	78	2,22	24,8	1,012	14,35	14,53	0,55	8.980	8.150	b
S20 AS m 3,00±3,30	170	78	2,18	24,5	1,010	17,93	18,12	0,29	8.230	5.180	c
S24 AS m 1,30±1,50	167	78	2,14	17,9	1,008	4,83	4,87	0,39	1.710	900	b
S33 AS m 3,80±4,00	169	78	2,17	18,7	1,010	6,88	6,95	0,99	1.229	819	c
S34 AS m 2,20±2,50	160	78	2,05	27,2	1,003	49,63	49,79	0,30	22.810	14.810	b
S37 AS m 8,70±9,00	161	78	2,06	18,1	1,004	4,85	4,87	0,39	2.400	850	a
S38 AS m 7,10±7,40	173	78	2,22	23,4	1,012	19,18	19,42	0,20	12.260	7.730	c
S39 AS m 0,20±0,50	134	78	1,72	20,9	0,980	5,05	4,95	0,38	1.630	1.640	a
S39 AS m 3,10±3,50	161	78	2,06	24,3	1,004	35,48	35,62	0,35	13.320	8.030	a
S1 LS m 3,40±3,70	161	78	2,06	24,1	1,004	29,51	29,63	0,25	20.020	11.070	a
S4 LS m 3,40±3,60	143	78	1,83	24,1	0,989	18,52	18,31	0,29	8.110	5.100	c
S9 LS m 1,60±2,00	161	78	2,06	21,7	1,004	9,42	9,46	0,53	2.650	1.530	b
S11 LS m 1,60±2,00	159	79	2,01	23,1	1,001	14,69	14,70	0,55	4.710	1.800	a
S12 LS m 1,10±1,40	159	78	2,04	20,9	1,002	14,38	14,41	0,58	3.470	1.950	a
S18 LS m 3,50±3,80	163	79	2,06	22,3	1,004	22,46	22,55	0,60	5.160	2.710	c
S23 LS m 4,70±5,00	155	79	1,96	22,2	0,998	7,07	7,05	0,22	3.750	2.780	b

TAB. IVa - Terreni Ca - Risultati delle prove di compressione monoassiale

CAMPIONE (sigla)	h (mm)	d (mm)	h/d	γ (kN/m ³)	f	σ^p_f (N/mm ²)	σ_f (N/mm ²)	ε_f (%)	E_t (N/mm ²)	E_s (N/mm ²)	TIPO DI ROTTURA
S25 LS m 2,50÷2,80	168	78	2,15	25,7	1,009	48,16	48,59	0,30	28.770	12.970	c
S28 LS m 5,00÷5,30	160	79	2,03	23,5	1,002	23,41	23,45	0,73	6.200	2.260	c
S29 LS m 2,70÷3,00	162	78	2,08	24,3	1,005	23,36	23,47	0,29	9.870	8.200	a
S30 LS m 3,50÷4,00	168	78	2,15	20,1	1,009	6,09	6,14	0,21	3.320	2.840	a
S32 LS m 4,50÷4,80	159	79	2,01	25,4	1,001	39,72	39,75	0,86	7.530	3.330	a
S35 LS m 0,60÷1,00	163	79	2,06	25,7	1,004	58,54	58,77	0,92	11.290	4.960	b
S38 LS m 4,10÷4,40	159	79	2,01	23,2	1,001	21,39	21,41	0,62	5.400	2.410	a
S10 ST m 1,50÷1,80	169	78	2,17	24,1	1,010	21,79	22,00	0,55	4.990	2.970	b
S11 ST m 1,00÷1,30	173	78	2,22	25,3	1,012	44,55	45,10	0,60	10.820	5.400	c
S16 ST m 1,60÷1,90	179	78	2,29	22,9	1,016	28,88	29,35	0,77	6.720	2.540	c
S66 ST m 0,60÷1,00	172	78	2,21	23,0	1,012	10,77	10,90	1,42	2.693	2.410	b
S67 ST m 1,50÷1,80	179	78	2,29	20,1	1,016	14,82	15,06	0,50	4.520	2.050	b
S68 ST m 1,60÷2,00	176	78	2,26	23,8	1,014	44,30	44,94	0,68	9.210	4.930	a
S70 ST m 2,60÷3,00	169	78	2,17	21,1	1,010	11,43	11,54	0,45	3.090	2.200	b
S71 ST m 0,30÷0,60	179	78	2,29	24,2	1,016	29,20	29,68	0,56	7.610	4.200	a
S72 ST m 1,00÷1,30	175	78	2,24	22,2	1,014	18,93	19,19	0,48	5.570	3.010	a
S73 ST m 0,50÷0,80	179	78	2,29	23,7	1,016	36,61	37,21	0,62	9.020	4.310	c
S74 ST m 2,00÷2,30	177	78	2,27	20,0	1,015	7,06	7,17	0,48	1.860	1.620	b
S76 ST m 2,00÷2,40	176	78	2,26	22,2	1,014	21,79	22,10	0,48	6.500	3.700	c
S77 ST m 2,00÷2,40	176	78	2,26	24,7	1,014	51,96	52,71	0,73	10.140	6.030	c
S87 ST m 0,70÷1,00	174	78	2,23	20,2	1,013	7,44	7,54	0,46	1.600	1.140	b

TAB. IVb - Terreni Ca - Risultati delle prove di compressione monoassiale

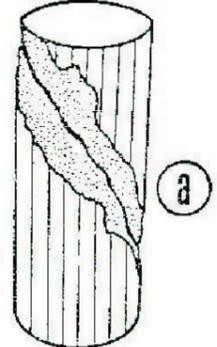
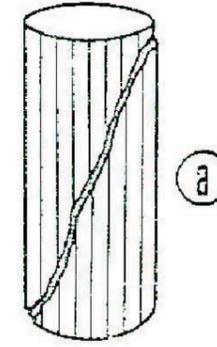
CAMPIONE (sigla)	h (mm)	d (mm)	h/d	γ (kN/m ³)	f	σ^p_f (N/mm ²)	σ_f (N/mm ²)	ε_f (%)	E_t (N/mm ²)	E_s (N/mm ²)	TIPO DI ROTTURA
S90 ST m 1,20÷1,50	160	78	2,05	23,7	1,003	19,28	19,34	0,54	5.210	2.650	c
S92 ST m 2,20÷2,50	172	78	2,21	20,9	1,012	12,28	12,42	0,62	2.520	1.610	a
S100 ST m 1,00÷1,40	170	78	2,18	22,5	1,010	15,95	16,12	0,78	2.360	2.030	c
S101 ST m 0,40÷0,70	169	78	2,17	24,1	1,010	46,90	47,36	0,69	9.960	5.000	b
S1 PAR m 5,50÷5,80	146	78	1,87	20,6	0,992	4,19	4,15	0,29	2.010	1.350	b
S2 PAR m 2,30÷2,60	161	78	2,06	24,3	1,004	29,73	29,85	0,28	14.820	8.100	c
S2 PAR m 3,70÷4,00	162	78	2,08	21,1	1,005	9,54	9,58	0,17	7.520	6.200	a
S3 PAR m 3,00÷3,30	159	78	2,04	22,6	1,002	21,94	21,99	0,28	10.570	6.000	a
S4 PAR m 3,10÷3,40	149	78	1,91	23,5	0,994	18,11	18,00	0,31	7.770	5.160	b
S5 PAR m 0,50÷0,80	148	78	1,90	24,7	0,993	27,81	27,62	0,34	13.560	9.300	b
S5 PAR m 3,70÷4,00	159	78	2,04	24,2	1,002	18,18	18,22	0,25	8.480	6.780	a
S6 PAR m 4,00÷4,40	161	78	2,06	25,3	1,004	46,15	46,33	0,24	24.390	14.220	c
S7 PAR m 2,00÷2,30	159	78	2,04	25,1	1,002	39,59	39,68	0,33	15.940	10.670	a
S49 PZ m 3,70÷3,90	161	78	2,06	21,2	1,004	19,62	19,70	0,68	4.350	2.070	c
S50 PZ m 3,20÷3,40	160	78	2,05	21,6	1,003	16,51	16,56	0,65	3.520	1.970	a
S55 PZ m 3,10÷3,40	197	78	2,53	19,0	1,027	7,82	8,03	0,39	2.240	1.640	a
S57 PZ m 3,15÷3,35	151	79	1,91	24,2	0,994	31,18	31,00	0,76	7.210	3.090	c
S58 PZ m 1,50÷1,80	160	79	2,03	22,4	1,002	29,07	29,12	0,77	6.820	3.060	a
S59 PZ m 2,20÷2,40	164	78	2,10	19,0	1,006	8,29	8,34	1,08	2.271	1.184	a
S61 PZ m 2,10÷2,40	161	78	2,06	22,7	1,004	19,50	19,58	0,56	4.980	2.360	a
S62 PZ m 2,10÷2,40	143	78	1,83	19,0	0,989	9,45	9,34	0,61	2.360	1.130	a

TAB. IVc - Terreni Ca - Risultati delle prove di compressione monoassiale

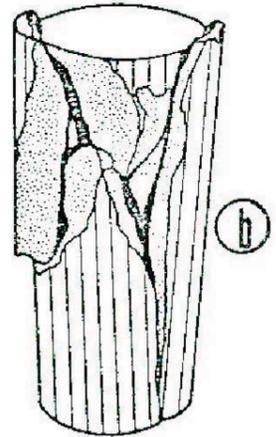
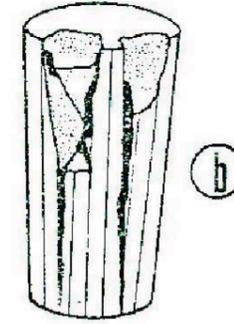
CAMPIONE (sigla)	h (mm)	d (mm)	h/d	γ (kN/m ³)	f	σ_{p_f} (N/mm ²)	σ_f (N/mm ²)	ε_f (%)	E_t (N/mm ²)	E_s (N/mm ²)	TIPO DI ROTTURA
S3 FA foxtrot m 2,50÷2,80	161	78	2,06	24,2	1,004	26,68	26,78	0,47	13.060	4.140	b
S4 FA foxtrot m 2,20÷2,50	142	78	1,82	21,9	0,988	6,56	6,48	0,36	3.080	2.300	a
S6 FA golf m 2,70÷3,00	160	78	2,05	24,6	1,003	33,69	33,80	0,32	14.740	8.070	a
S7 FA delta m 1,00÷1,30	162	78	2,08	22,6	1,005	18,08	18,16	0,48	4.480	3.310	a
S5 pista 02-20 m 2,30÷2,70	170	78	2,18	21,8	1,010	17,24	17,42	0,23	9.820	7.000	a
S6 pista 02-20 m 2,40÷2,60	168	78	2,15	22,8	1,009	19,84	20,02	0,23	9.420	6.820	a
S6 pista 02-20 m 3,30÷3,80	172	78	2,21	21,3	1,012	11,77	11,91	0,23	7.510	3.910	a
S10 pista 07-25 m 3,60÷4,00	170	78	2,18	24,5	1,010	20,69	20,91	0,24	11.940	6.160	c
S11 pista 07-25 m 2,00÷2,40	171	78	2,19	24,6	1,011	33,75	34,12	0,57	9.210	4.650	b
S19 pista 07-25 m 3,70÷4,00	145	78	1,86	24,6	0,991	24,27	24,04	0,81	4.140	2.100	b
S24 mike m 1,20÷1,50	164	78	2,10	21,5	1,006	11,42	11,49	0,64	2.650	3.350	a
S26 hotel m 1,70÷2,00	159	76	2,09	16,9	1,006	3,53	3,55	0,33	1.650	1.030	c
S44 H. bay Eco m 2,20÷2,70	158	78	2,03	25,2	1,002	39,52	39,58	0,54	13.160	5.470	c

TAB. IVd - Terreni Ca - Risultati delle prove di compressione monoassiale

a) Frattura di taglio lungo un piano obliquo



b) Rottura per sgretolamento in piu' parti



c) Rottura per sfaldamento assiale

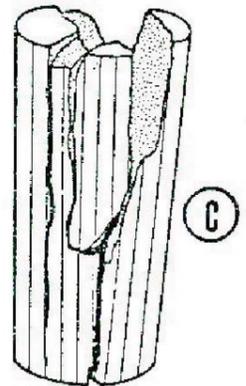
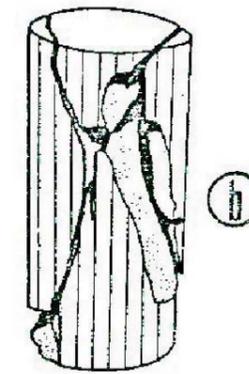
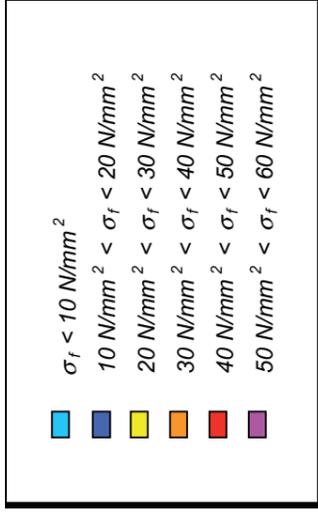
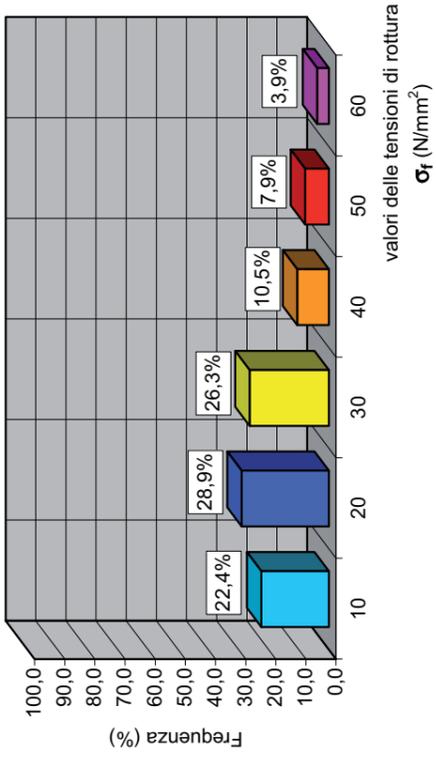


FIG. 9 - Tipologie di fratture in campioni di roccia sottoposti a prove di compressione monoassiale

N = 76



N = 77

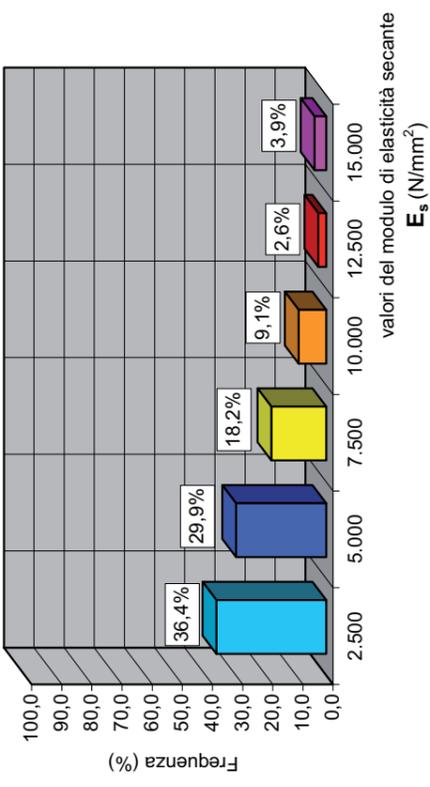
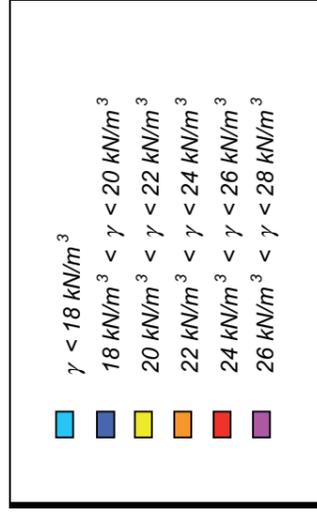
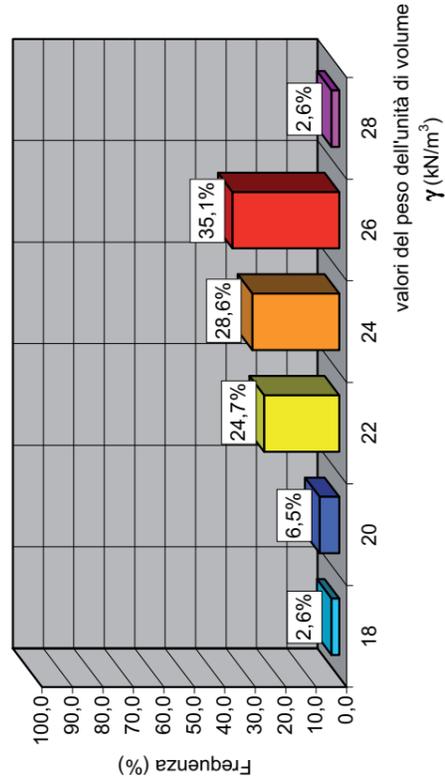


FIG. 10 - Terreni Ca - Elaborazione statistica delle prove di compressione monoassiale

N = 77



N = 38

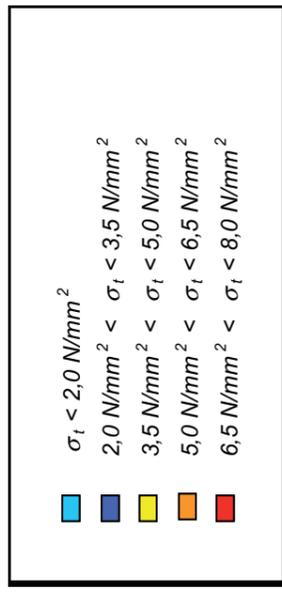
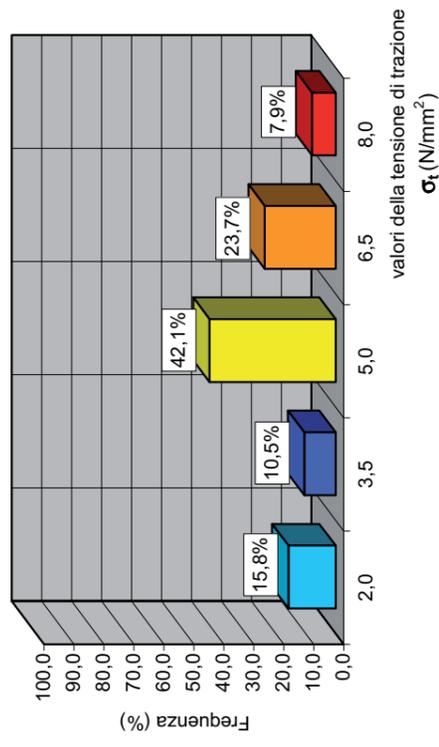


FIG. 11 - Terreni Ca - Elaborazione statistica dei valori del peso dell'unità di volume e della tensione di trazione

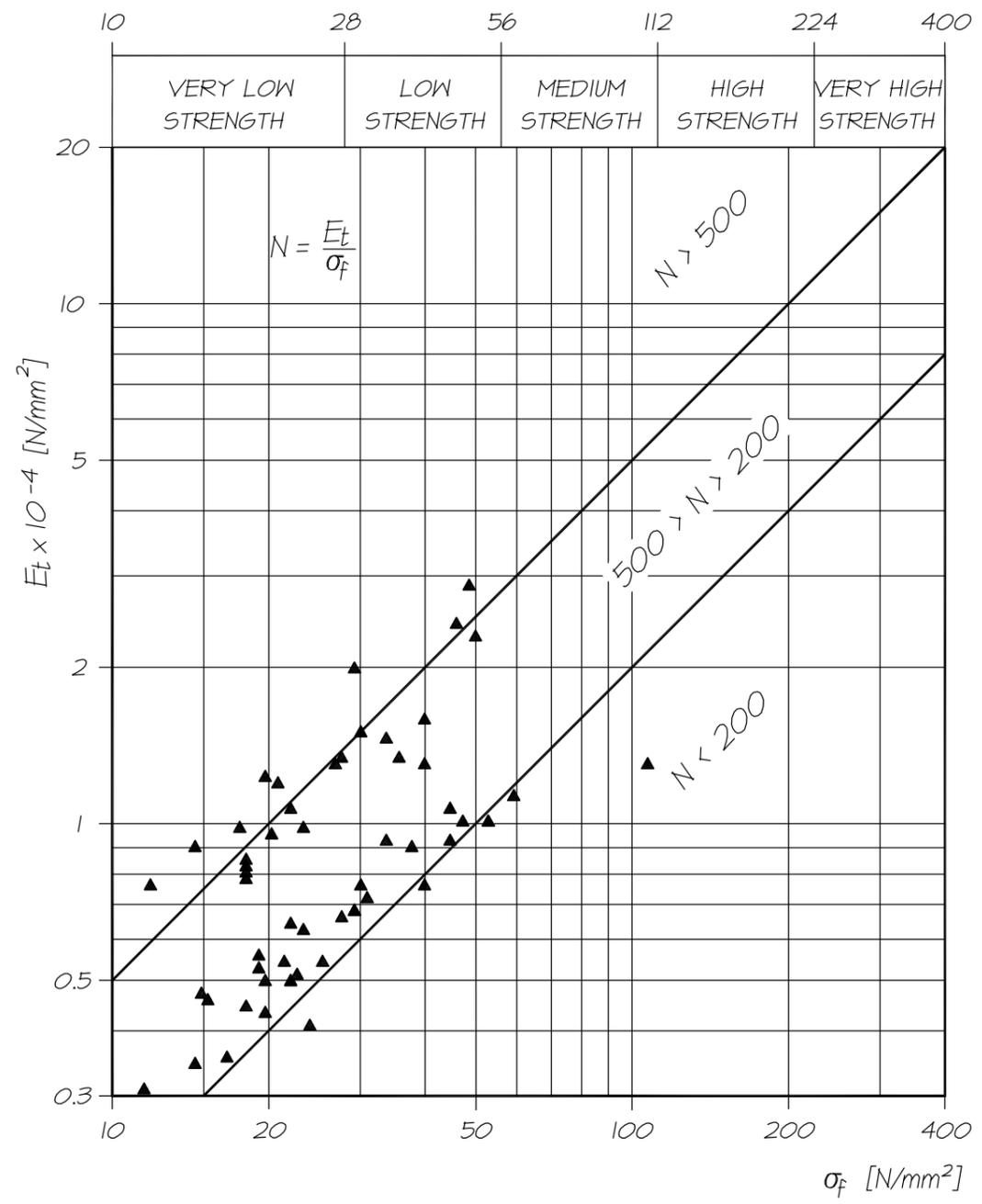


FIG. 12 - Terreni Ca - Risultati delle prove di compressione monoassiale - Diagramma di Miller

23020\Miller.dwg

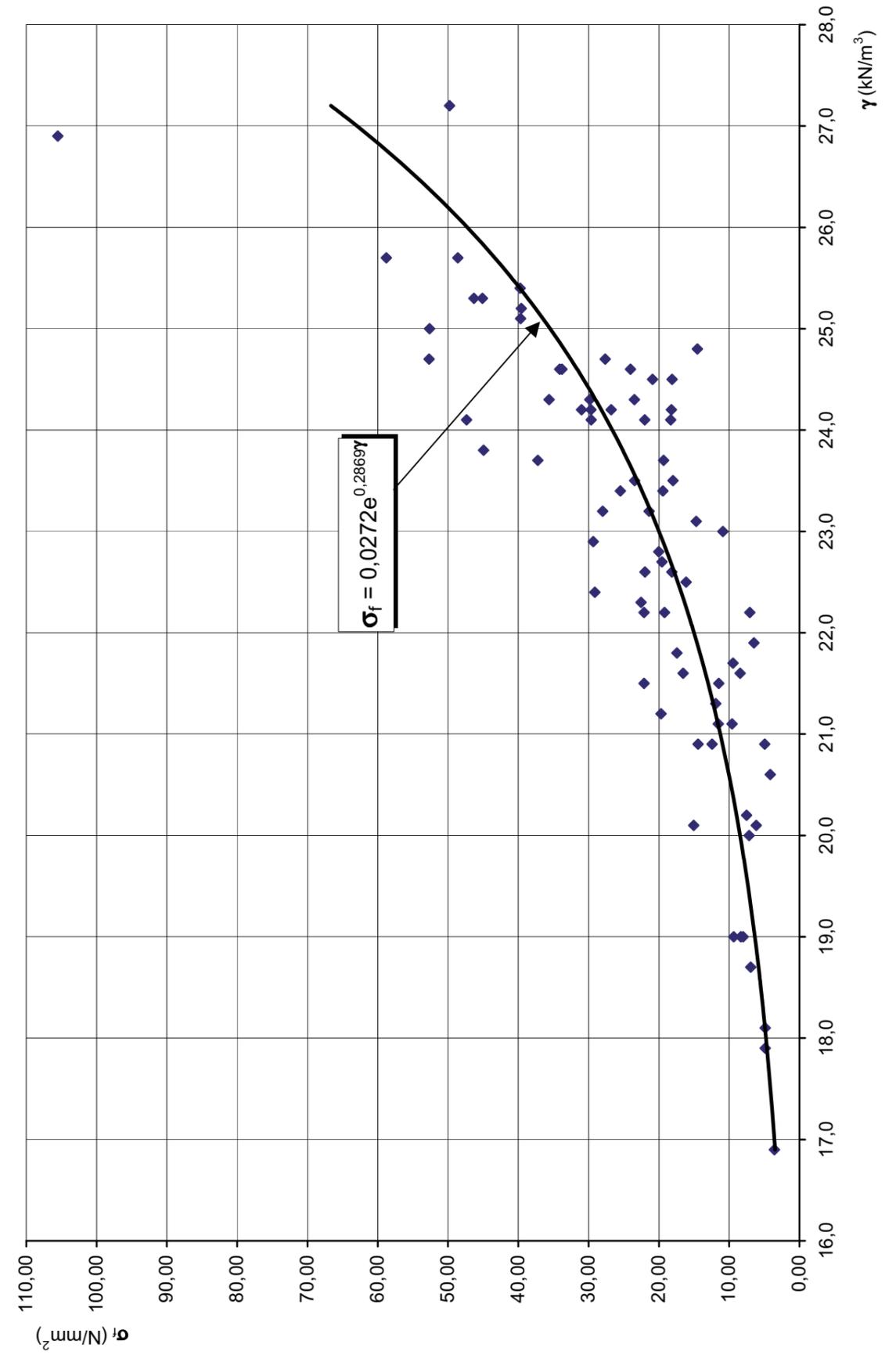


FIG. 13 - Terreni Ca - Resistenza a compressione in funzione del peso dell'unità di volume

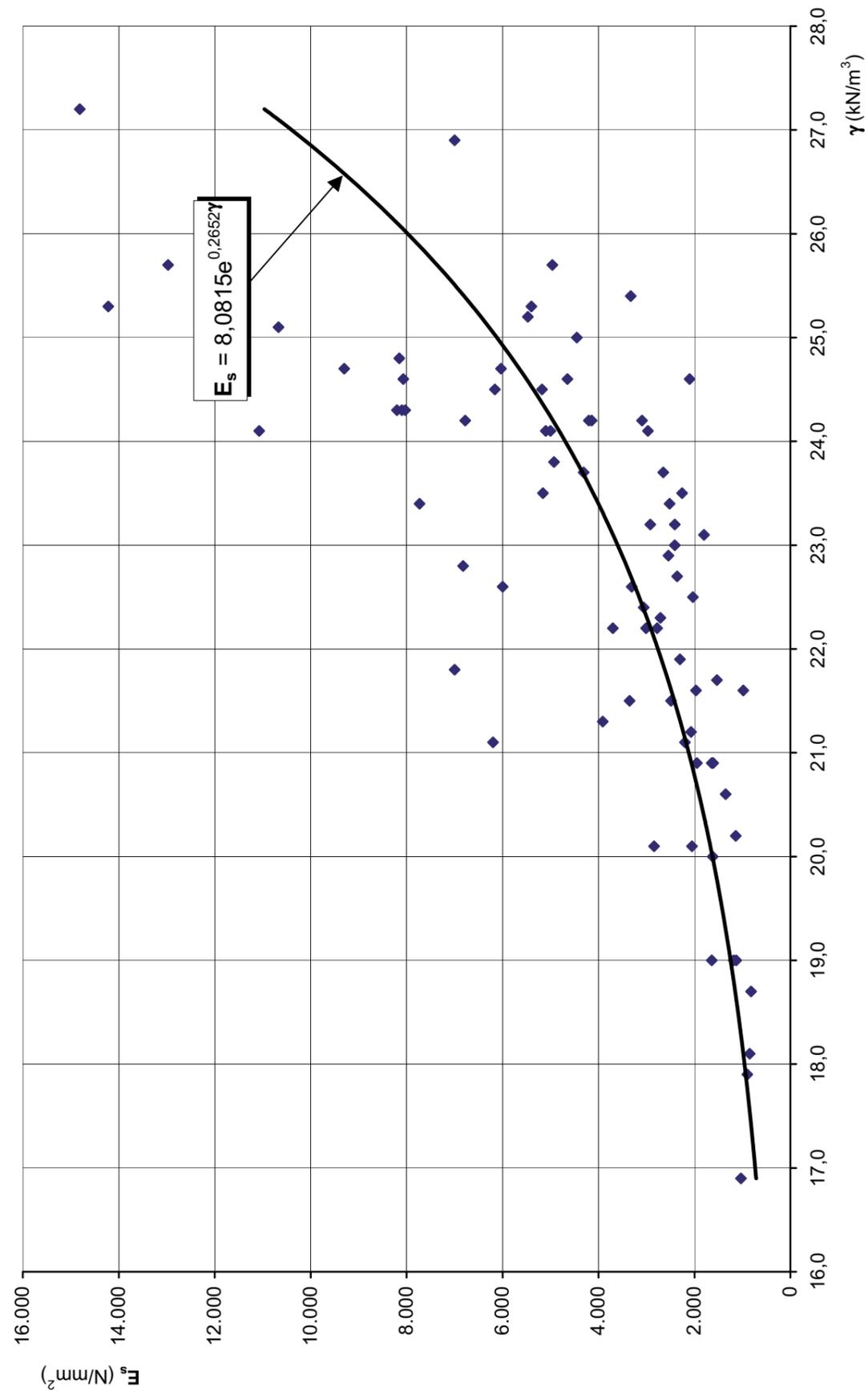


FIG. 14 - Terreni Ca - Modulo di elasticità secante in funzione del peso dell'unità di volume

CAMPIONE	Altezza t [mm]	Diametro D [mm]	Carico di rottura P [N]	Tensione di trazione σ_t [N/mm ²]
S2 AS C2/A m 6,00 + 6,30	32	78	22.920	5,85
S2 AS C2/B m 6,00 + 6,30	31	78	24.650	6,49
S2 AS C2/C m 6,00 + 6,30	28	78	12.570	3,66
S2 AS C2/D m 6,00 + 6,30	31	78	10.440	2,75
S2 AS C2/E m 6,00 + 6,30	34	78	23.715	5,69
S2 AS C2/F m 6,00 + 6,30	28	78	20.985	6,12
S4 AS C2/A m 5,40 + 5,80	30	78	27.660	7,53
S4 AS C2/B m 5,40 + 5,80	32	78	18.240	4,65
S4 AS C2/C m 5,40 + 5,80	32	78	21.420	5,46
S4 AS C2/D m 5,40 + 5,80	31	78	15.090	3,97
S4 AS C2/E m 5,40 + 5,80	32	78	16.020	4,09
S4 AS C2/F m 5,40 + 5,80	31	78	20.610	5,43
S19 AS C1 m 5,20 + 5,40	33	79	6.735	1,64
S5 LS C2/A m 5,30 + 5,60	45	78	22.350	4,05
S5 LS C2/B m 5,30 + 5,60	39	78	33.650	7,04
S5 LS C2/C m 5,30 + 5,60	40	78	20.250	4,13
S5 LS C2/D m 5,30 + 5,60	35	78	18.135	4,23
S5 LS C2/E m 5,30 + 5,60	34	78	20.565	4,94
S10 LS C1/A m 3,20 + 3,50	31	79	6.885	1,79
S10 LS C1/B m 3,20 + 3,50	31	79	14.400	3,74
S10 LS C1/C m 3,20 + 3,50	31	79	6.315	1,64
S10 LS C1/D m 3,20 + 3,50	31	79	7.500	1,95
S14 LS C1/A m 3,00 + 3,50	31	79	25.395	6,60
S14 LS C1/B m 3,00 + 3,50	32	79	17.340	4,37
S14 LS C1/C m 3,00 + 3,50	34	79	22.335	5,29
S14 LS C1/D m 3,00 + 3,50	32	79	23.520	5,92
S14 LS C1/E m 3,00 + 3,50	30	79	16.980	4,56
S14 LS C1/F m 3,00 + 3,50	31	79	12.285	3,19
S19 LS C1/A m 3,70 + 4,00	34	79	19.725	4,68
S19 LS C1/B m 3,70 + 4,00	33	79	8.085	1,97
S21 LS C1/A m 3,70 + 4,00	30	79	8.310	2,23
S21 LS C1/B m 3,70 + 4,00	32	79	15.525	3,91
S21 LS C1/C m 3,70 + 4,00	31	79	11.130	2,89
S21 LS C1/D m 3,70 + 4,00	32	79	16.285	4,10
S21 LS C1/E m 3,70 + 4,00	28	79	5.100	1,47
S33 LS C1/A m 2,70 + 3,00	37	78	17.070	3,77
S33 LS C1/A m 2,70 + 3,00	36	78	26.865	6,09
S33 LS C1/A m 2,70 + 3,00	40	78	22.380	4,57

TAB. V - Terreni Ca - Risultati delle prove di trazione indiretta

CAMPIONE sigla	σ (N/mm ²)	τ_{ie} (N/mm ²)	τ_{ip} (N/mm ²)	$\tau_{\delta_0=8mm}$ (N/mm ²)
S1 AS m 3,70+4,00	0,350	0,177	0,189	0,286
S2 AS m 2,60+3,00	0,100	0,065	0,086	0,132
S3 AS m 2,10+2,40	0,330	0,218	0,242	0,316
S12 AS m 2,20+2,50	0,200	0,097	0,121	0,181
S35 AS m 2,00+2,30	0,200	0,150	0,171	0,198
S36 AS m 2,50+2,90	0,350	0,253	0,309	0,348
S1 LS m 1,40+1,80	0,300	0,185	0,247	0,274
S2 LS m 3,40+3,70	0,300	0,183	0,229	0,322
S3 LS m 2,00+2,30	0,100	0,039	0,045	0,061
S3 LS m 2,30+2,60	0,250	0,123	0,133	0,170
S4 LS m 0,40+0,70	0,250	0,160	0,177	0,223
S5 LS m 3,50+3,90	0,400	0,326	0,339	0,381
S15 LS m 2,50+2,90	0,200	0,083	0,089	0,117
S20 LS m 3,20+3,50	0,300	0,131	0,133	0,164
S22 LS m 2,50+2,80	0,150	0,059	0,073	0,138
S23 LS m 2,60+3,00	0,330	0,202	0,209	0,227
S28 LS m 2,00+2,50	0,200	0,118	0,124	0,183
S31 LS m 3,80+4,10	0,330	0,286	0,295	0,353
S32 LS m 2,70+3,00	0,300	0,192	0,220	0,245
S34 LS m 2,20+2,50	0,150	0,064	0,070	0,080
S36 LS m 2,20+2,50	0,250	0,136	0,144	0,177

LEGENDA

- τ_{ie} - tensione tangenziale in corrispondenza del limite elastico
- τ_{ip} - tensione tangenziale in corrispondenza del limite plastico
- $\tau_{\delta_0=8mm}$ - tensione tangenziale in corrispondenza di uno spostamento orizzontale pari ad 8 mm

TAB. VI - Terreni Ca - Risultati delle prove di taglio lungo giunti artificiali

PRO - GEO progettazione geotecnica

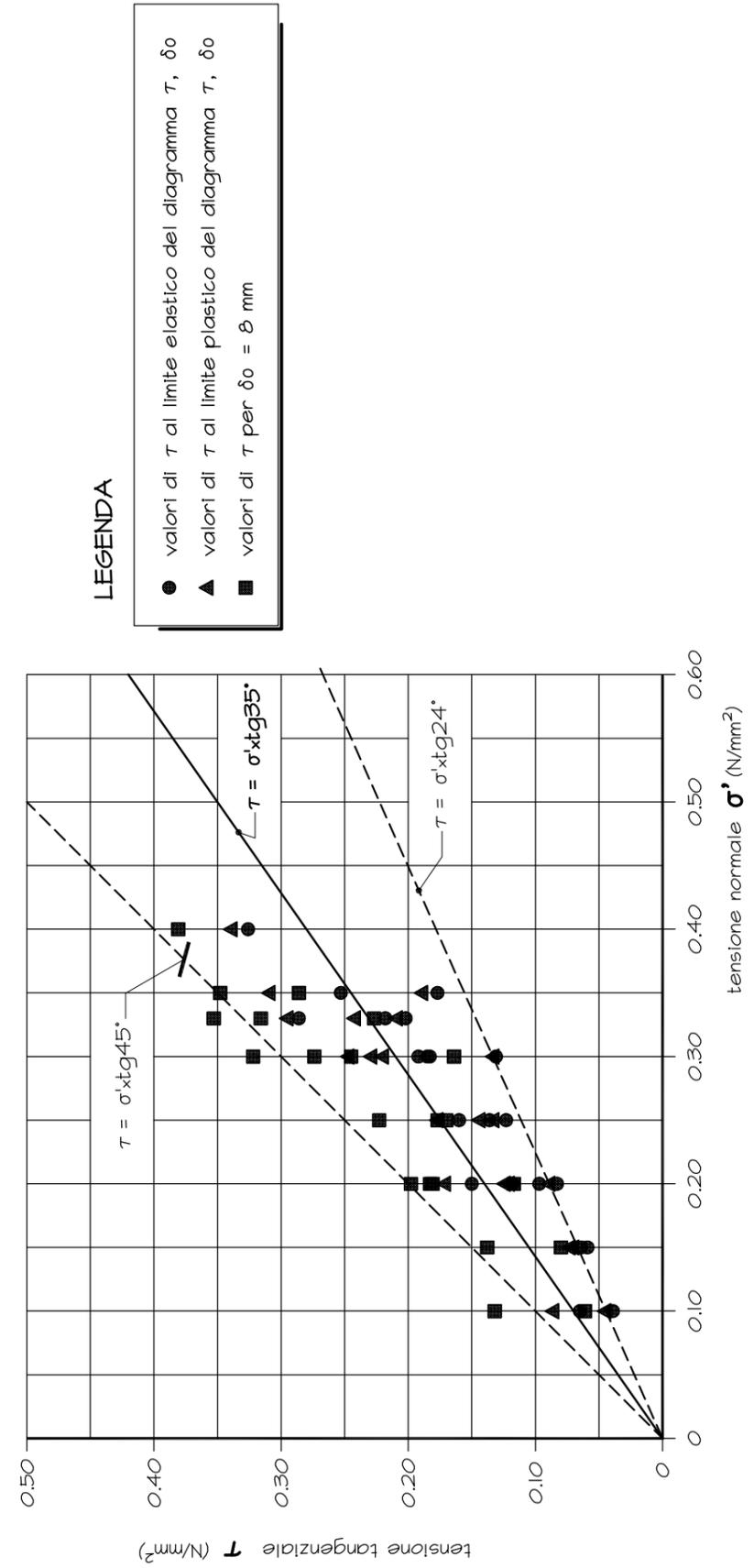


FIG. I5 - Terreni Ca - Risultati delle prove di taglio diretto lungo giunti artificiali

CAMPIONE (sigla)	h (mm)	d (mm)	h/d	γ (kNm ³)	f	σ_f^p (N/mm ²)	σ_f (N/mm ²)	ε_f (%)	E_t (N/mm ²)	E_s (N/mm ²)	TIPO DI ROTTURA
S20AS m 8,00÷8,30	172	78	2,21	27,3	1,012	110,19	111,49	0,39	47.500	21.780	b
S21AS m 5,70÷6,00	168	78	2,15	25,1	1,009	48,75	49,19	0,32	25.340	11.510	a
S23AS m 7,40÷7,70	170	78	2,18	27,3	1,010	40,97	41,40	0,24	23.920	14.540	b
S24AS m 4,00÷4,30	168	78	2,15	25,8	1,009	45,18	45,59	0,44	20.360	7.390	b
S26AS m 1,10÷1,30	139	78	1,78	24,4	0,985	22,29	21,95	0,45	6.860	3.570	a
S26AS m 7,00÷7,30	166	78	2,13	26,4	1,008	24,55	24,74	0,22	16.610	11.000	b
S28AS m 4,00÷4,30	165	78	2,12	27,2	1,007	65,33	65,78	0,32	33.360	16.400	c
S31AS m 7,70÷8,00	170	78	2,18	27,1	1,010	36,45	36,83	0,30	15.700	8.670	b
S34AS m 2,20÷2,50	160	78	2,05	27,2	1,003	49,63	49,79	0,30	22.810	14.810	b
S34AS m 5,50÷5,90	171	78	2,19	26,3	1,011	32,40	32,76	0,27	12.490	9.270	a
S35AS m 7,50÷7,80	144	78	1,85	24,7	0,990	17,39	17,21	0,34	7.310	4.280	a
S6LS m 8,00÷8,50	164	78	2,10	26,3	1,006	35,59	35,81	0,62	7.890	4.500	b
S11LS m 5,70÷6,00	157	78	2,01	24,5	1,001	36,90	36,93	0,66	8.270	4.550	b
S13LS m 5,40÷6,00	160	78	2,05	26,3	1,003	41,52	41,65	0,78	9.930	3.860	b
S1sab. m 4,60÷5,00	162	78	2,08	26,9	1,005	50,17	50,40	0,40	19.430	13.050	b
S2sab. m 3,70÷4,00	159	78	2,04	27,0	1,002	88,34	88,55	0,34	33.090	19.910	a
S4sab. m 3,00÷3,40	160	78	2,05	26,5	1,003	22,79	22,86	0,30	8.980	6.590	a

TAB VII - Terreni CM - Risultati delle prove di compressione monoassiale

N = 17

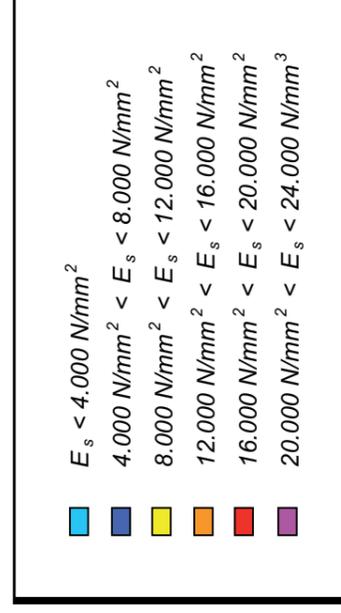
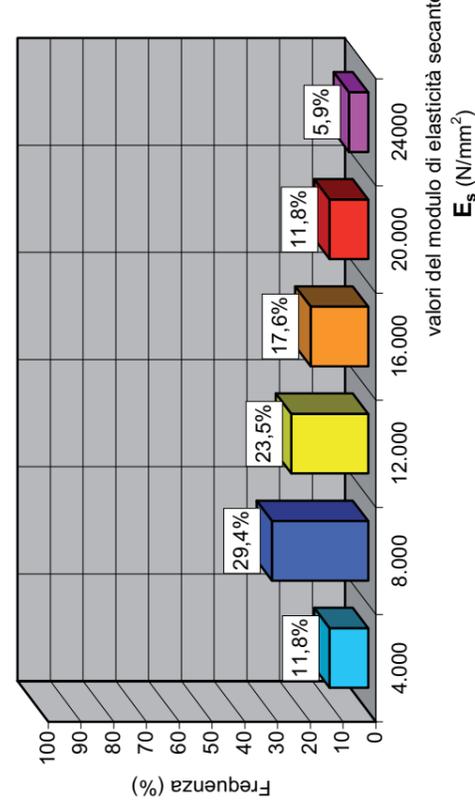
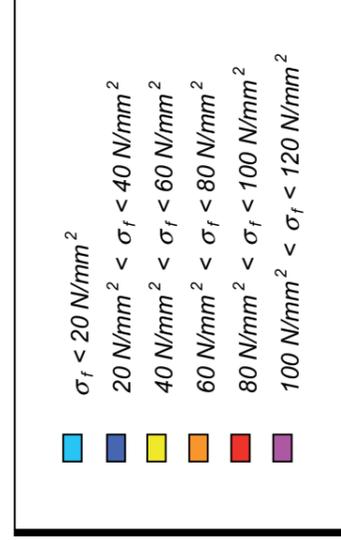
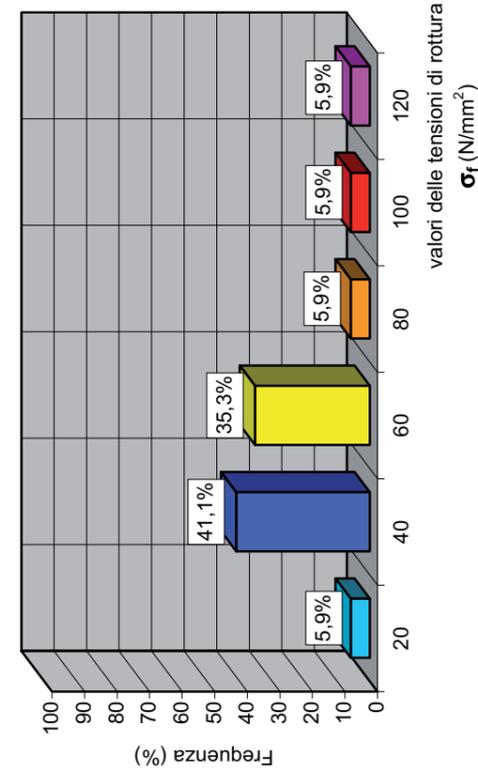
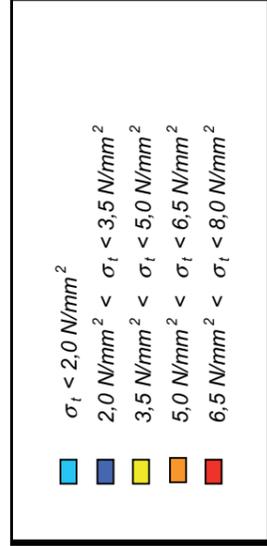
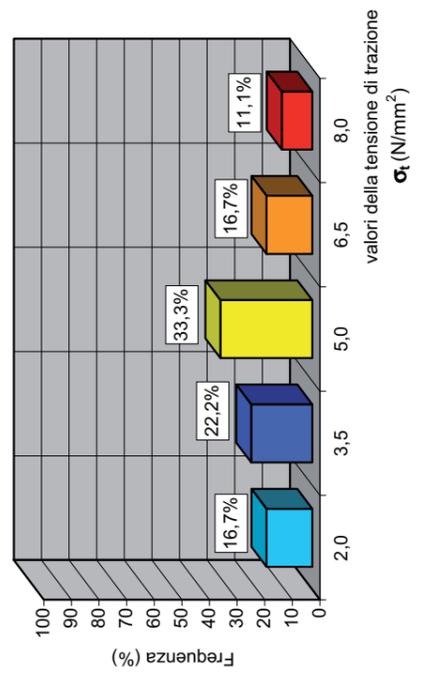


FIG. 16 - Terreni CM - Elaborazione statistica delle prove di compressione monoassiale

N = 18



N = 17

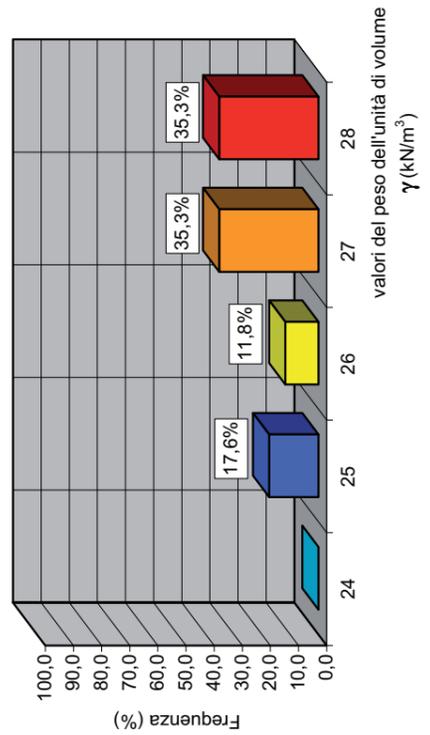


FIG. 17 - Terreni CM - Elaborazione statistica dei valori del peso dell'unità di volume e della tensione di trazione

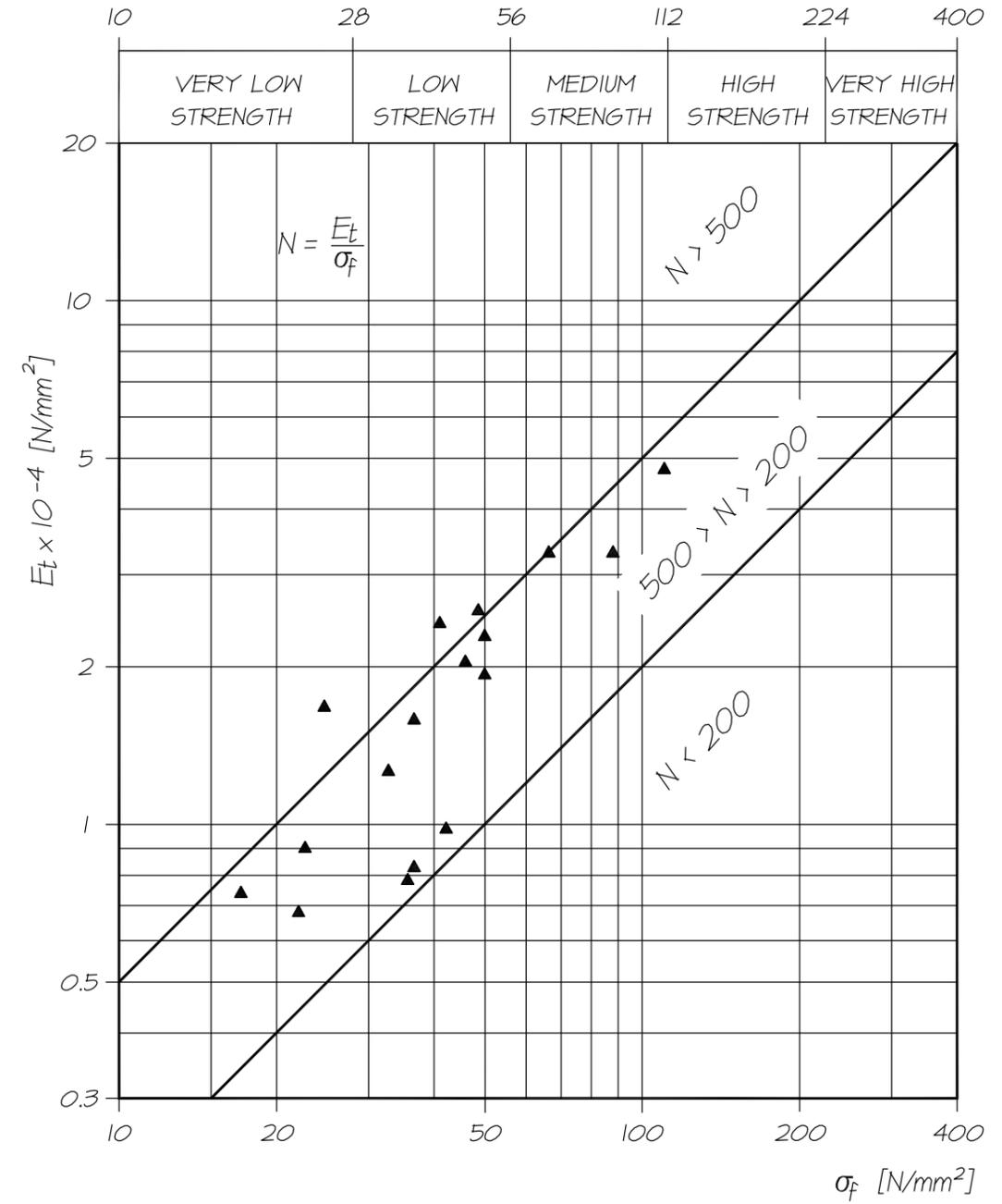


FIG. 18 - Terreni CM - Risultati delle prove di compressione monoassiale - Diagramma di Miller

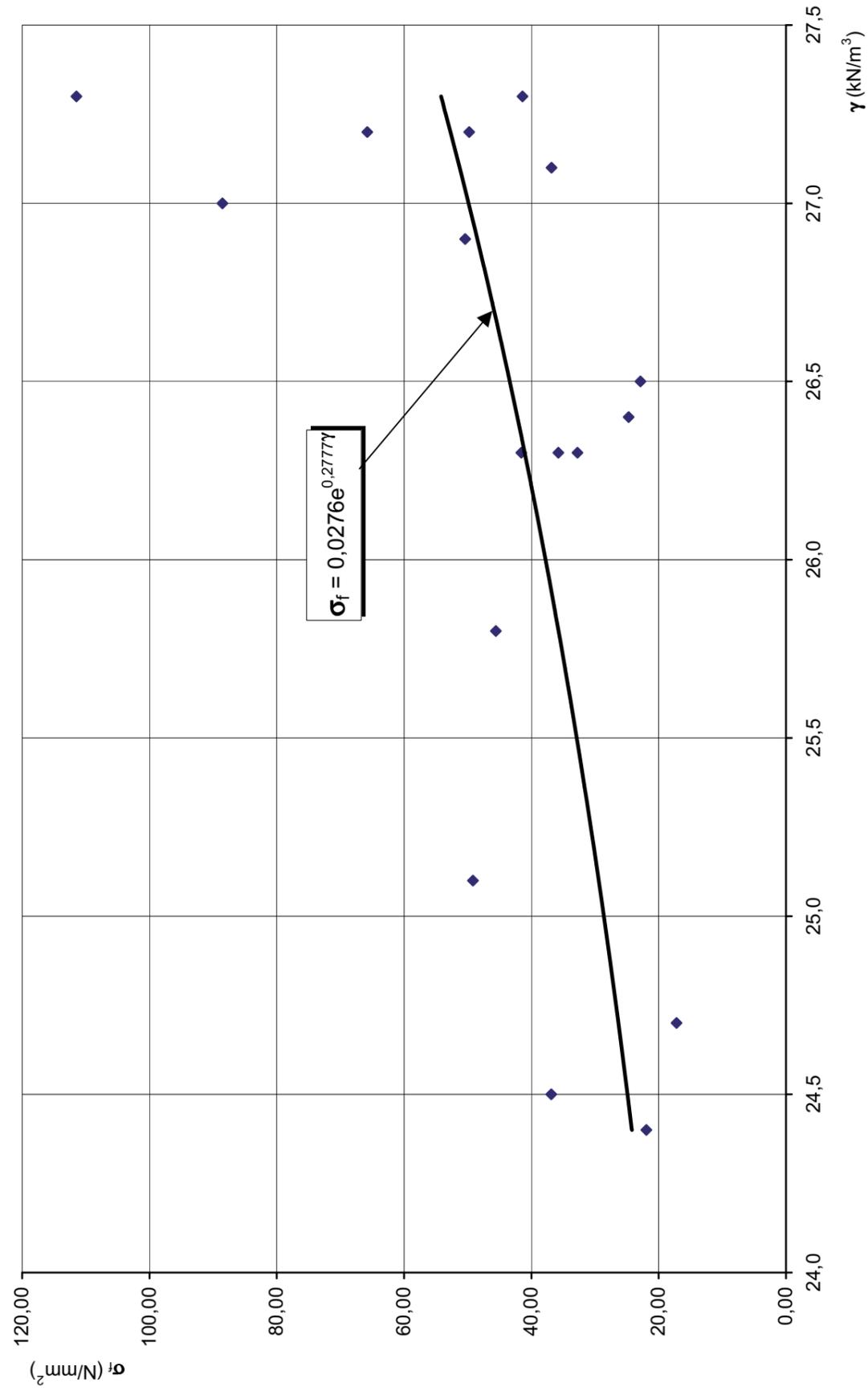


FIG. 19 - Terreni CM - Resistenza a compressione in funzione del peso dell'unità di volume

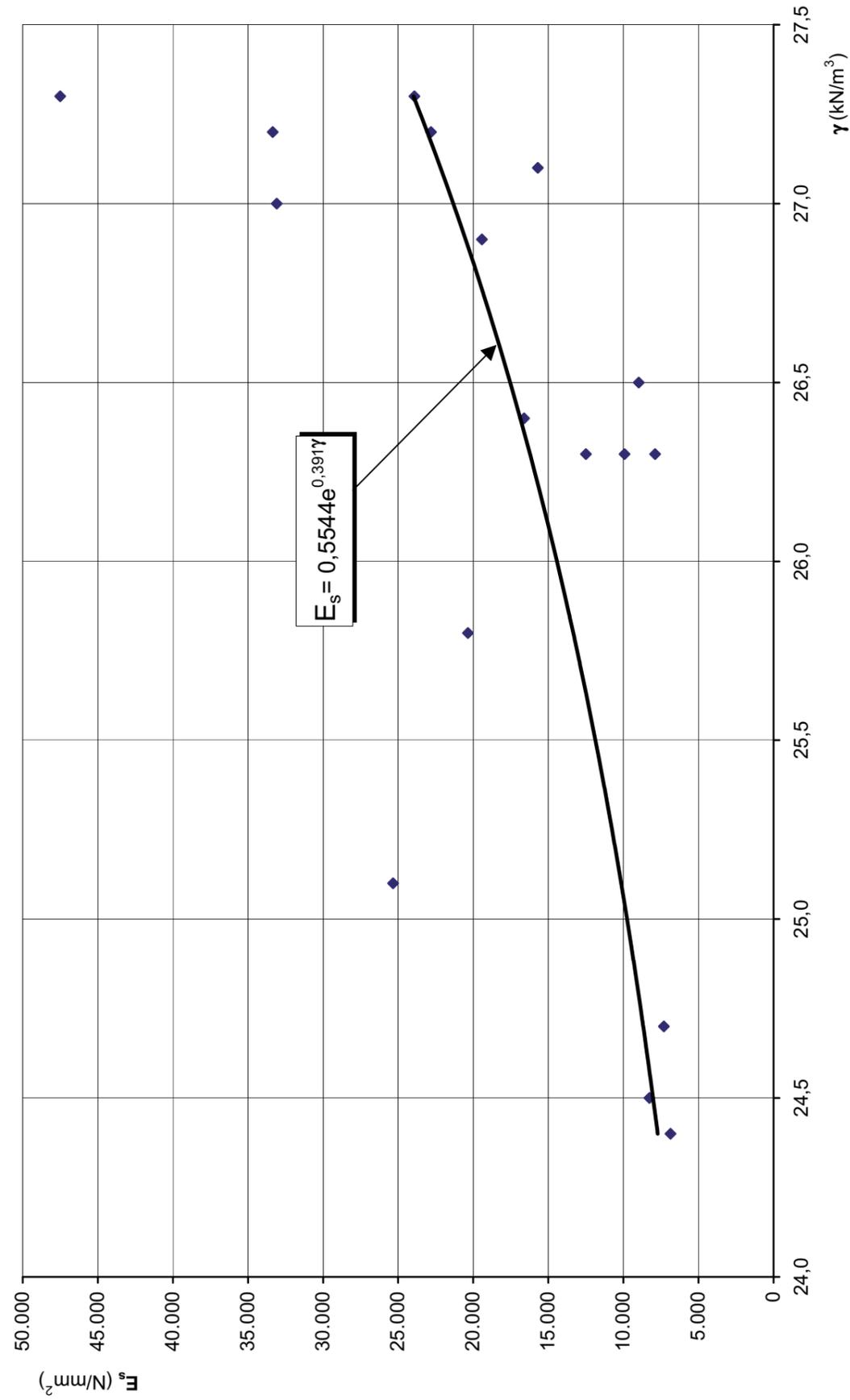


FIG. 20 - Terreni CM - Modulo di elasticità secante in funzione del peso dell'unità di volume

CAMPIONE	Altezza t [mm]	Diametro D [mm]	Carico di rottura P [N]	Tensione di trazione σ_t [N/mm²]
S11 AS C2/A m 4,10 ÷ 5,00	32	79	21.690	5,46
S11 AS C2/B m 4,10 ÷ 5,00	31	79	6.825	1,77
S11 AS C2/C m 4,10 ÷ 5,00	32	79	14.250	3,59
S11 AS C2/D m 4,10 ÷ 5,00	32	79	6.420	1,62
S11 AS C2/E m 4,10 ÷ 5,00	32	79	28.890	7,28
S11 AS C2/F m 4,10 ÷ 5,00	29	79	14.685	4,08
S13 AS C2/A m 4,40 ÷ 4,70	31	79	25.700	6,68
S13 AS C2/A m 4,40 ÷ 4,70	28	79	9.480	2,73
S13 AS C2/A m 4,40 ÷ 4,70	31	79	9.480	2,46
S13 AS C2/A m 4,40 ÷ 4,70	30	79	20.730	5,57
S13 AS C2/A m 4,40 ÷ 4,70	35	79	11.959	2,75
S13 AS C2/A m 4,40 ÷ 4,70	31	79	19.095	4,96
S28 AS C3/A m 6,30 ÷ 6,60	39	78	20.250	4,24
S28 AS C3/B m 6,30 ÷ 6,60	36	78	24.375	5,53
S28 AS C3/C m 6,30 ÷ 6,60	35	78	19.450	4,54
S28 AS C3/D m 6,30 ÷ 6,60	35	78	15.990	3,73
S32 AS C1/A m 4,70 ÷ 5,00	31	79	8.280	2,15
S32 AS C1/B m 4,70 ÷ 5,00	33	79	7.540	1,85

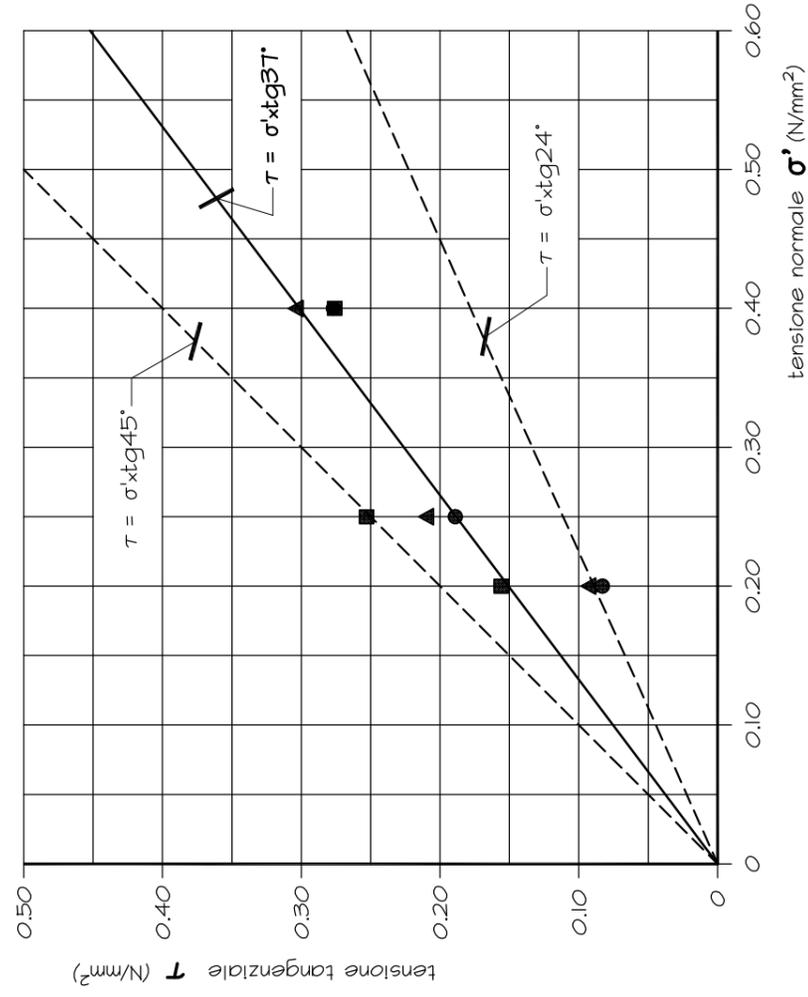
TAB. VIII - Terreni CM - Risultati delle prove di trazione indiretta

CAMPIONE sigla	σ (N/mm ²)	τ_{ie} (N/mm ²)	τ_{ip} (N/mm ²)	$\tau_{\delta_0=8mm}$ (N/mm ²)
S13 AS m 3,70÷4,00	0,200	0,083	0,092	0,156
S22 AS m 2,30÷2,60	0,250	0,189	0,209	0,253
S31 AS m 5,30÷5,50	0,400	0,277	0,303	0,276

LEGENDA

- τ_{ie} - tensione tangenziale in corrispondenza del limite elastico
- τ_{ip} - tensione tangenziale in corrispondenza del limite plastico
- $\tau_{\delta_0=8mm}$ - tensione tangenziale in corrispondenza di uno spostamento orizzontale pari ad 8 mm

TAB. IX - Terreni CM - Risultati delle prove di taglio lungo giunti artificiali



LEGENDA

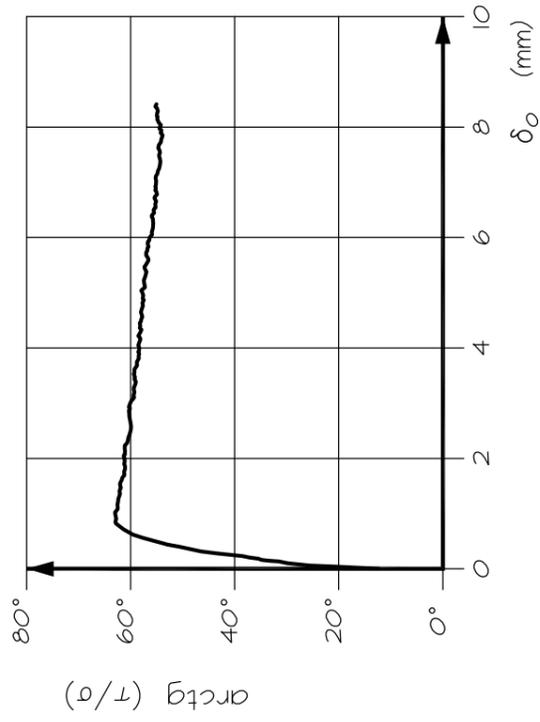
- valori di τ al limite elastico del diagramma $\tau, \delta\sigma$
- ▲ valori di τ al limite plastico del diagramma $\tau, \delta\sigma$
- valori di τ per $\delta\sigma = 8 \text{ mm}$

FIG. 21 - Terreni CM - Risultati delle prove di taglio diretto lungo giunti artificiali

23020\Tausi 2.dwg

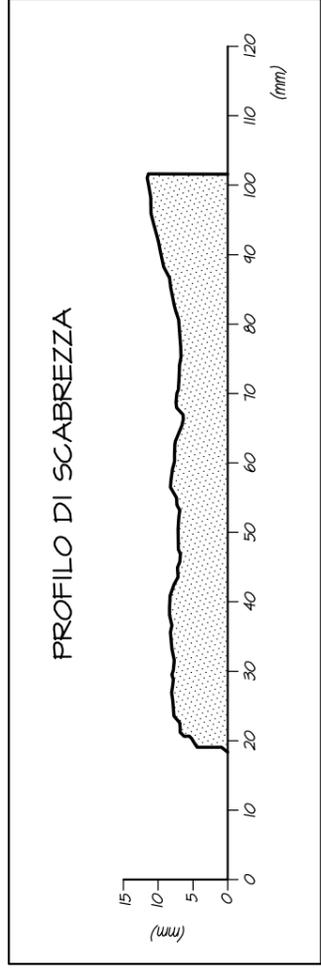
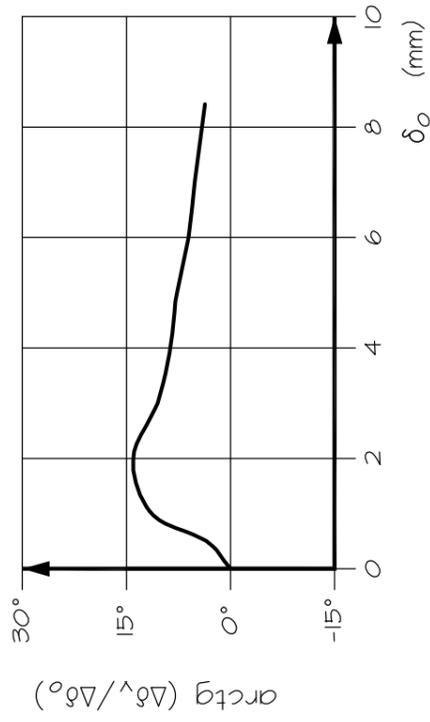
CAMPIONE sigla	σ (N/mm ²)	τ_p (N/mm ²)	τ_f (N/mm ²)	d_h (°)
S30 charlie C1/a m 3,40±4,00	0,300	0,589	0,418	14
S30 charlie C1/b m 3,40±4,00	0,200	0,309	0,264	12
S15 pista 07-25 m 3,50±4,00	0,350	0,391	0,396	6
S37 tango m 2,00±2,40	0,250	0,640	0,362	20

TAB. X - Terreni CM - Risultati delle prove di taglio lungo giunti naturali



DESCRIZIONE

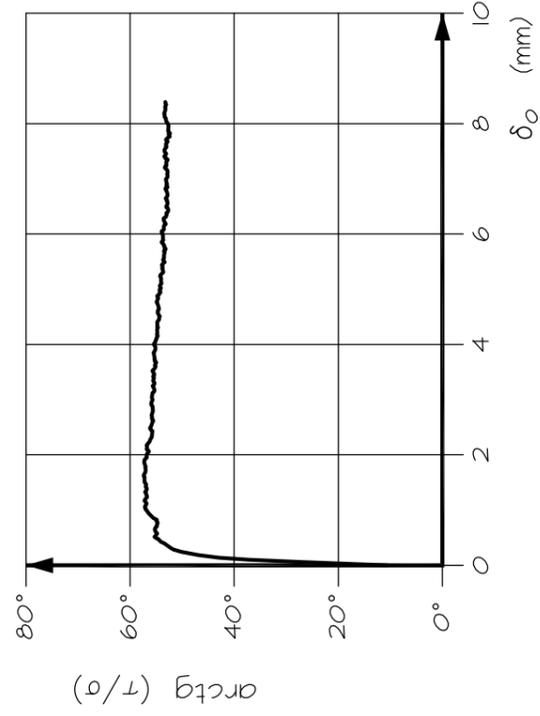
Superfici di discontinuità naturali, di colore giallo ocra, molto ossidate, con patine nerastre e depositi di sabbia fina. Le superfici sono da ondulate ad irregolari, scabre. Dopo la prova si osservano striature bianche e il distacco, in corrispondenza di un angolo e lungo un bordo, di frammenti di dimensioni comprese tra il mm ed il cm.



PROFILO DI SCABREZZA

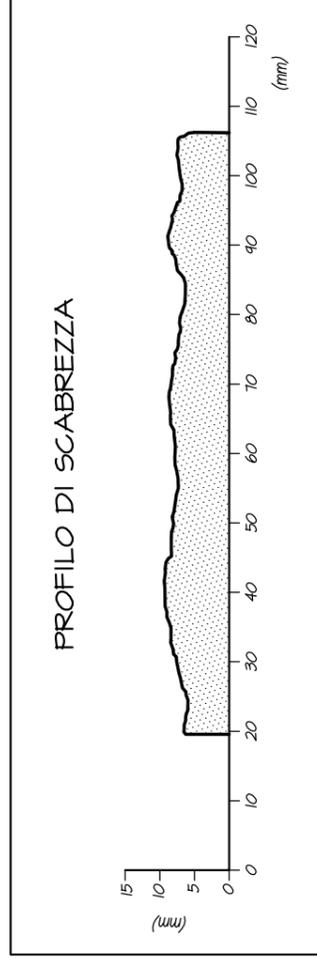
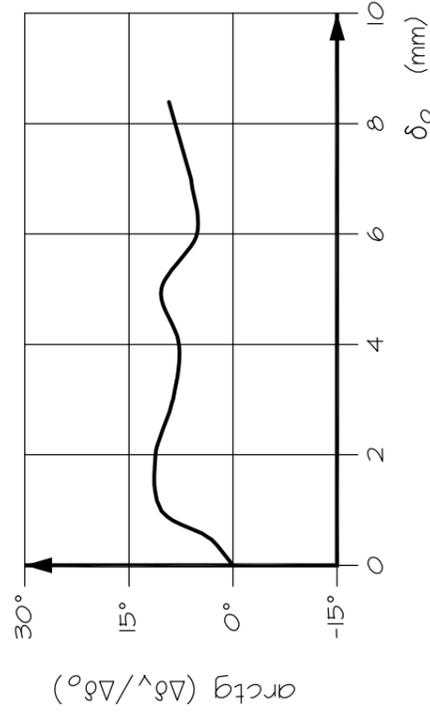
FIG. 22 - Terreni CM - Risultati della prova di taglio lungo i giunti naturali del campione S30 charlie C1/a m 3.40-4.00

23020\Taglio.dwg



DESCRIZIONE

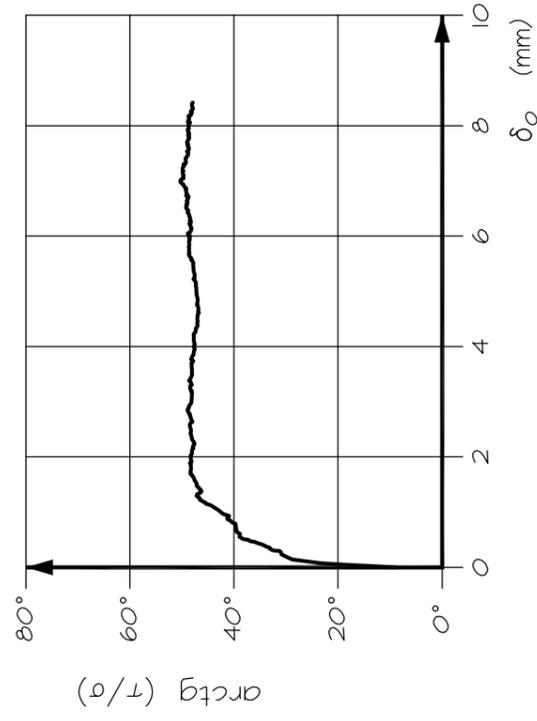
Superfici di discontinuità naturali, molto ossidate, di colore giallo ocra, con patine rossastre ed abbondante pigmento. Le superfici sono scabre ed irregolari. Dopo la prova si sono riscontrate striature bianche.



PROFILO DI SCABREZZA

FIG. 23 - Terreni CM - Risultati della prova di taglio lungo i giunti naturali del campione S30 charlie C1/b m 3.40-4.00

23020\Taglio.dwg



DESCRIZIONE

Superfici di discontinuità naturali, ondulate, poco scabre, di colore grigio giallastro, a tratti vacuolari, con patine giallo ocra e pigmento. Dopo la prova si sono riscontrate striature bianche e si e' verificato il distacco, da uno spigolo, di una scheggia di forma prismatica lunga circa 10 mm.

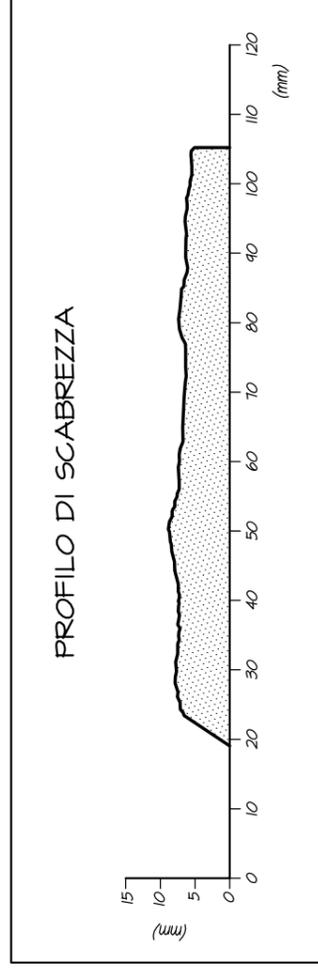
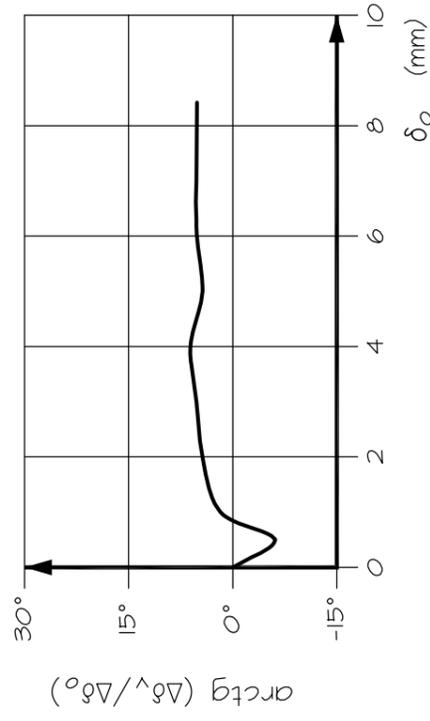
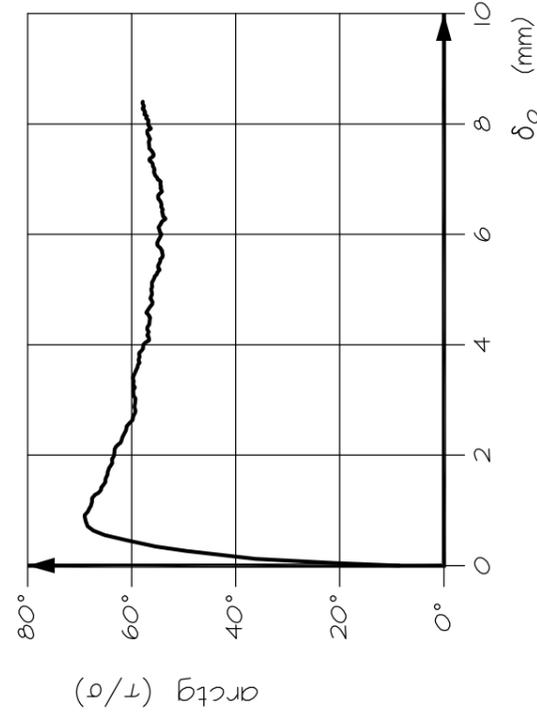


FIG. 24 - Terreni CM - Risultati della prova di taglio lungo i giunti naturali del campione S15 pista 07-25 m 3.50-4.00

23020\Taglio.dwg



DESCRIZIONE

Breccia calcarea in matrice carbonatica. Superfici di prova, naturali, sono scabre ed irregolari. Dopo la prova si sono riscontrate striature bianche.

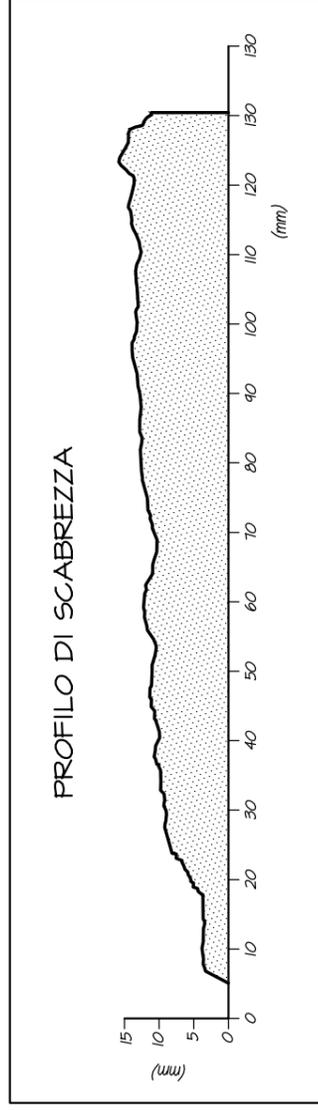
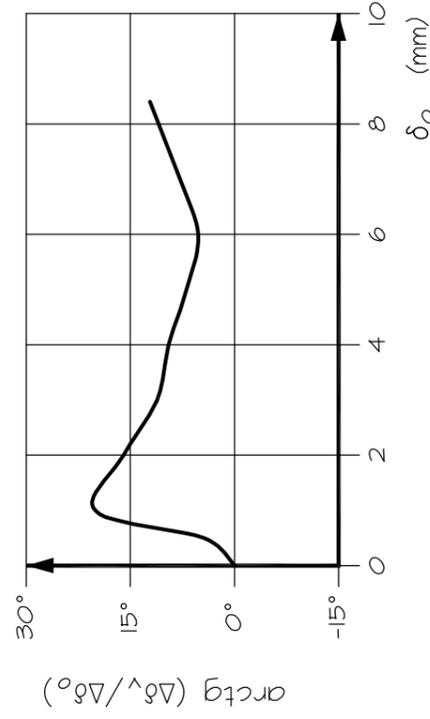
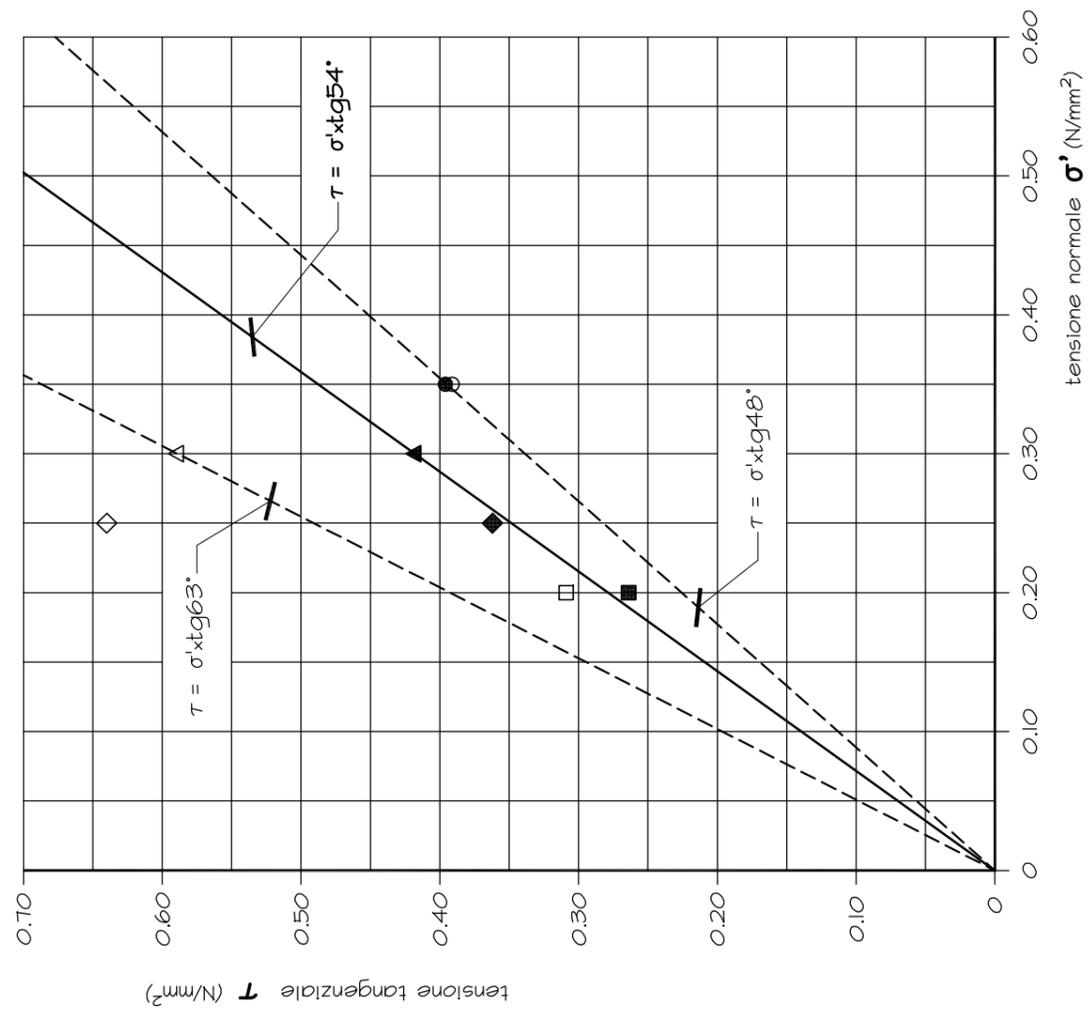


FIG. 25 - Terreni CM - Risultati della prova di taglio lungo i giunti naturali del campione S37 tango m 2.00-2.40

23020\Taglio.dwg



SONDAGGI	VALORI	
	finali	di picco
S30 charlie C1/A 3.40-4.00 m	▲	△
S30 charlie C1/B 3.40-4.00 m	■	□
S15 pista OT-25 C1 3.50-4.00 m	●	○
S37 tango C1 2.00-2.40 m	◆	◇

FIG. 26 - Terreni CM - Risultati delle prove di taglio diretto lungo giunti naturali

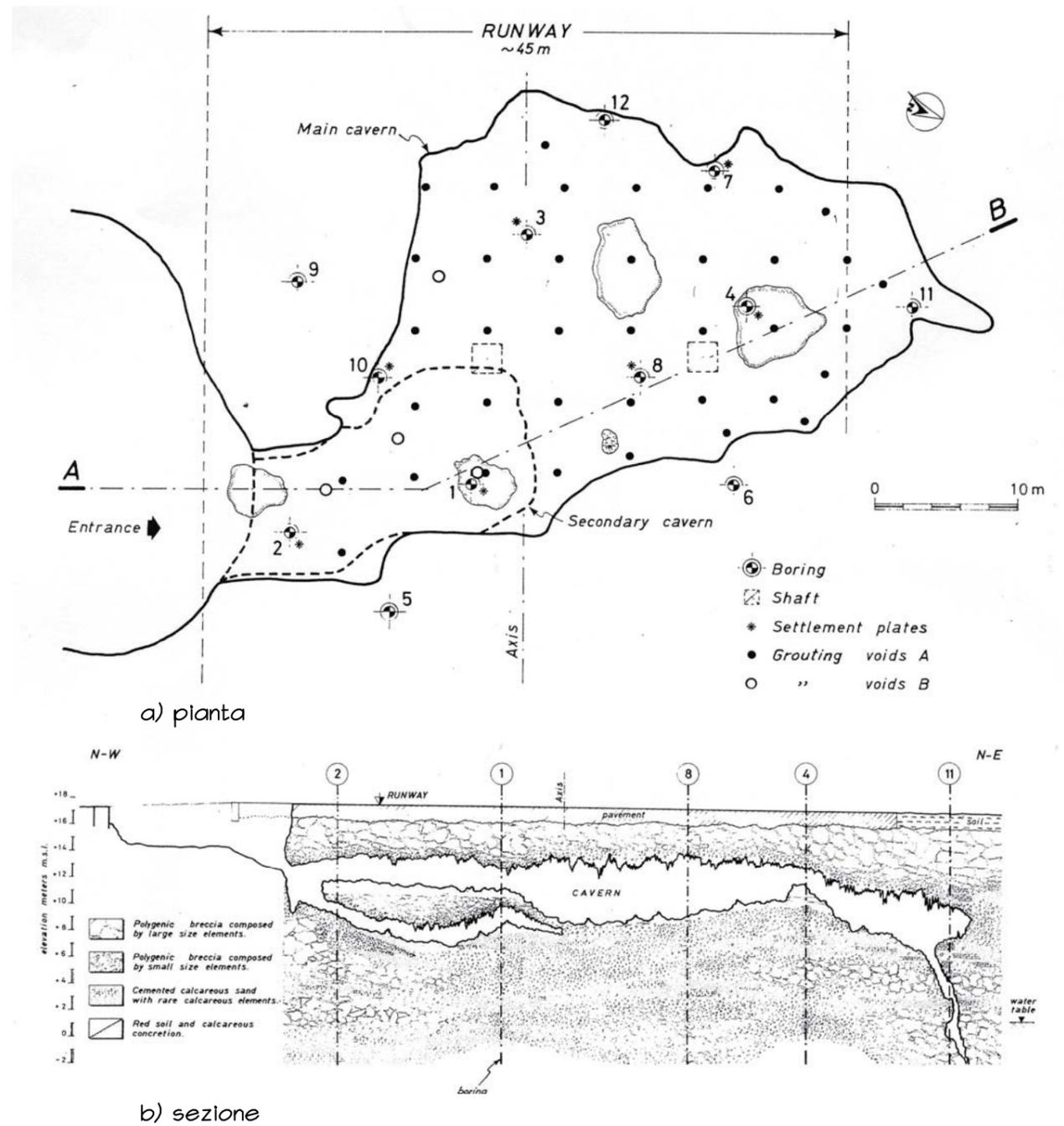


FIG. 27 - Cavita' rinvenute al di sotto della pista principale (da Jappelli R., Liguri V. - International Symposium "The geotechnics of structurally complex formations" - Associazione Geotecnica Italiana)

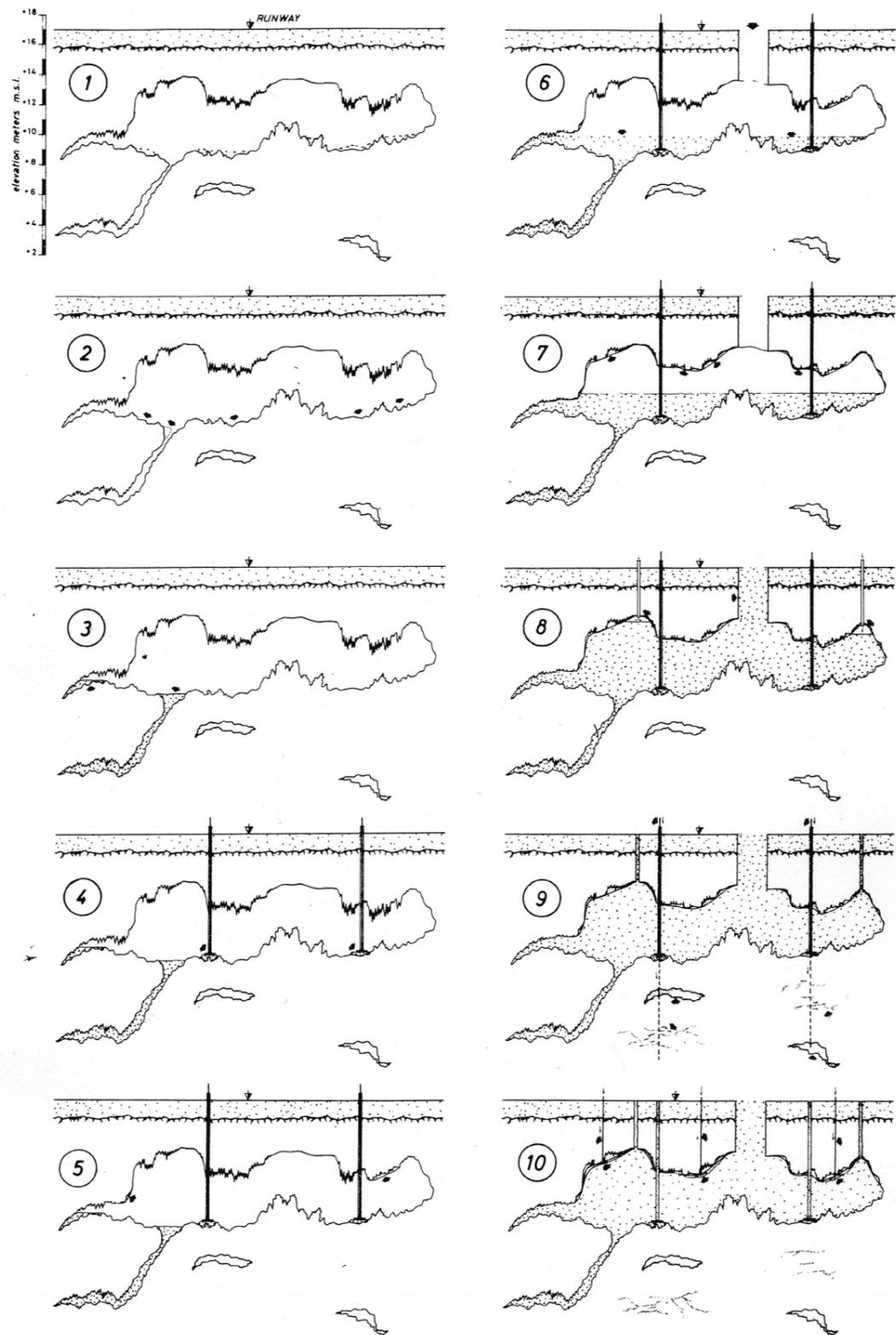


FIG. 28 - Fasi di lavoro eseguite nel riempimento della cavita' della fig. 27
(da Jappelli R., Liguori V. - International Symposium "The geotechnics of structurally complex formations" - Associazione Geotecnica Italiana)

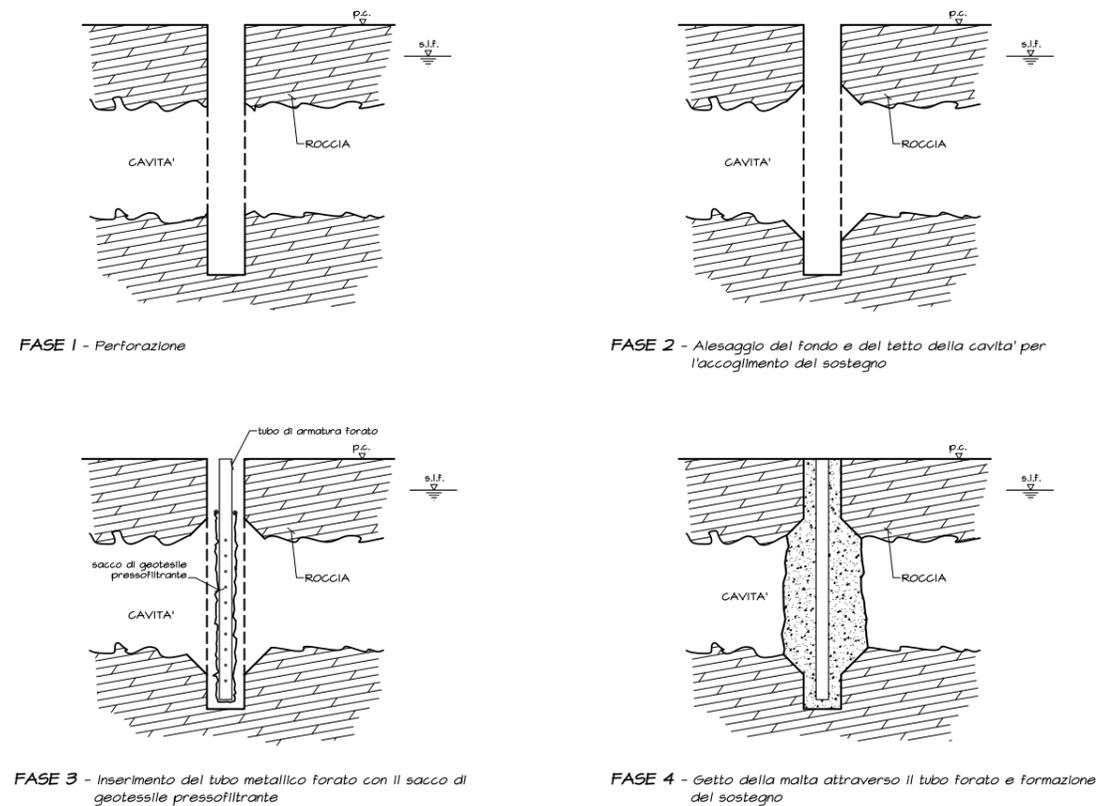


FIG. 29 - Sostegni discontinui nelle cavita' sotto falda

APPENDICE 1

“An unusually complex underground cavity” - Estratta dagli Atti dell’International Symposium “The Geotechnics of Structurally Complex Formations” - Capri 1977

AN UNUSUALLY COMPLEX UNDERGROUND CAVITY

R. JAPPELLI

Prof. of Soil Mechanics

V. LIGUORI

Ass. Prof. of Applied Geology

Institute of Geotechnical and Mining Engineering, University of Palermo, Italy

SUMMARY

The accidental discovery of a large underground cavity in the subsoil of Palermo - Punta Raisi airport and the consequent necessity of remedial measures give the opportunity to describe the problems encountered in exploration, design and construction operations in a very complex geotechnical situation.

The cavern is located in the subsoil of a wide coastal terrace cut by quaternary sea in the Panormide complex, few meters above sea level, and was originated by karstic phenomena in a polygenic calcareous breccia.

The difficulties encountered in the engineering approach have arisen from location, geometry and distribution of voids in the subsoil; heterogeneity of rocks composition and scattering of mechanical properties; evaluation of effects of loads transmitted by landing aircrafts; selecting a suitable mode of intervention and a reliable sequence of construction operations.

After careful examination of various possible solutions the subsoil stabilization was actuated by a complete filling of the voids with poured concrete and subsequent grouting.

The working sequences and final grouting operations following a period of controls and observations are briefly described.

1. INTRODUCTION

In year 1970, during ordinary maintenance works at Palermo - Punta Raisi airport, a large underground natural cavity with the roof at a distance of a few meters under the pavement of one of the main runways was accidentally discovered.

The cavity, the volume of which was about 12,000 m³, interrupted the continuity of the rock formation underlying the runway, approximately in the section where the pavement is subjected to the impact of landing aircrafts.

Safety measures were immediately taken by airport authorities and the runway was closed to traffic operations. A program of exploration of the cavern and of the surrounding subsoil was immediately developed.

After a general geological survey of Punta Raisi platform, investigations in the site of the cavern were conducted with 12 borings to maximum depth of about 40 m. At the same time a direct detailed exploration of main cavity and of immediately accessible minor surrounding openings was accomplished. The geotechnical survey was completed by an accurate topographical and by an exhaustive photographic documentation.

The investigation was concluded with a proposal of subsoil stabilization, which has been recently carried to completion.

The writers believe that a brief description of the problem and an illustration of the geotechnical approach to the solution might be of some interest for the scope of this Symposium.

2. GENERAL GEOLOGY OF THE SITE

The zone under discussion is located at Punta Raisi, in the neighbourhood of the two small villages of Cinisi and Terrasini (Palermo).

The site belongs geologically to Palermo Mountains, formed by a mesozoic-eocenic complex in recifal facies (Panormide platform) overthrust, from North to South on a coeve complex in a basin facies (Imerese basin). The top of the latter is composed of an Oligo-Miocenic flysch, on which the overthrust panormide nappe bears (Ruggieri, 1966a, 1966b).

The cavern is located in a wide coastal terrace, cut by the quaternary sea in the Panormide complex, few meters above sea level.

Deposition and erosion processes, resulted in a cover of variable thickness of calcarenites and calcirudites, in which two cycles of sedimentation, dated, respectively, Calabrian and Sicilian, have been recognized (Ruggieri-Cicala, 1963). On the land side the platform terminates under the thick mantel of debris at the toe of the steep mountains chain in Panormide facies (M. Pecoraro).

The stratigraphy of the site in its main lines is composed from top to bottom of a very thin panchina, probably of Tirrenian age. It follows a sandy calcarenitic-conglomeratic succession, sometimes well cemented, yellow to red coloured, rich in fossils, passing to coarser levels, vacuolar, with scarce calcitic cement. To this a gravelly calcarenitic level is overimposed in a sharp discontinuity. Such sediments are datable to Sicilian - Lower Calabrian (Ruggieri-Cicala, 1962); (Ruggieri, 1967).

Along the coast the described sediments are transgressive on a Paleogenic Numidian Flysch and sometimes on the Eocenic red "scaglia". Proceeding from the sea toward the mountains the calcarenites assume generally a coarser grain size and are composed of fragments of limestones and dolomite limestones the size of which increase rapidly, reaching sometime very large dimensions, with volumes of several cubic meters: in the latter case calcarenite assumes the function of a cement, filling joints, fissures and openings.

Underneath the calcarenites an older complex is found, consisting of breccia, conglomerates, calcirudites and, sometimes, calcarenites having a variable degree of cementation. The complex originated from the reworking of thick detritic covers of Pecoraro Mount.

A formation of limestone, dolomitic limestones,

loferitic and stromatolitic dolomites, fossiliferous, in facies of platform (Panormide platform) of Trias-Lias age follows. This bears in turn on an argillaceous-arenaceous formation (Numidian Flysch) composed of clays and sandstones (Oligocene-Miocene) and of clays and clayey marls, in fragments, partially tectonized (Burdigalian and Langhian).

Sometimes, between the two just mentioned formations, lenses of calcilutites ("scaglia rossa" of Terrasini) are included; these are more or less rich in clay fraction, highly tectonized, red coloured, containing thin intercalations of gray biocalcarenes of turbiditic transport.

A tectonic overthrust contact has been recently detected between the sediments of Panormide platform and the underlying formation of Numidian Flysch (Catalano et al., 1973, 1974).

Within the area under study, the borings have encountered, to a depth of more than 30 m, a quaternary complex given by an alternation, sometimes cyclic, of coarse grained sediments, lithologically very variable.

Variability and depth of deposits are due to the particular depositional process, characterized by occasional and conspicuous contributions of detritic materials of extremely variable origin, extraneous to the normal sedimentation process. The deposit can be described from top to bottom as a polygenic breccia with a calcareous cement, composed of calcareous, calcareous-dolomitic, dolomite and marly limestones elements of dimensions variable from some mm to 30 ÷ 40 cm, reaching sometimes the dimensions of a meter or more; this passes to a breccia with the same characteristics, but with elements ranging from some mm to 3 ÷ 4 cm, passing in turn to white, scarcely cemented sands, containing sometimes calcareous cobbles.

This regressive sequence is repeated and can be lacking of one of the three mentioned terms, depending on the marine ingression and regression and on the sea transport capacity.

In fact, concerning the geological events producing the present status of the above described rocks, it may be worth to mention that in age preceding Pleistocene, the calcareous formation of M. Pecoraro and its detritic covering were emerging about a hundred of meters above sea level. During the subsequent Calabrian, Sicilian and Tirrenian periods the place was repeatedly submerged by marine water, determining the deposition of breccia, cemented sands and calcarenites on the limestone for-

mation. Finally, the region emerged once again, giving origin to the present platform.

The cavity has been encountered at an average depth of about 4 m from ground surface and it is approximately located between the coarse and fine grained polygenic breccias, with prevailing horizontal dimensions.

3. KARSTIC PHENOMENA AND GENESIS OF THE CAVITY

The karstic network developing in the carbonatic facies of Panormide platform is composed of cavities with very different shapes and dimensions, variably distributed in the subsoil and differently located along the vertical. The features of cavities are related to primary structure (stratification, etc.), to textural and structural characters and to successive deformational processes.

In the zone under study, prior to Pleistocene, the sea level was appreciably lower than present, allowing karstic phenomena originating the caverns located within calcareous marine breccias.

In coincidence with the lowering of sea level, the surface water exercised an action of dissolution on calcium carbonate, giving origin to an intricate subterranean hydrography with strong erosive capacity, and extending gradually to higher depths.

In the site of the cavity under study the karstic phenomenon has been clearly recognized up to about 16 m, with a probable extension to even greater depths. This considerable vertical development can be explained by recalling that sea level, representing the base of erosion of surface and ground waters, has undergone a noticeable lowering in the course of the quaternary regression.

The cavity, whose original shape was probably different from the present, was once submerged by groundwater, which developed their usual dissolutive and erosive actions to increasing depth through openings, fissures and various types of discontinuities.

On the bottom of the cavity, the circulating water deposited lime, silt, red soil, produced by the disintegration of limestones, of vertebrates bones and of blocks fallen from the roof. The deposits were covered by a continuous plate of calcareous concretions, subsequently partially destroyed as a consequence of a new water invasion. Water removed partially the underlying

ossiferous deposits giving origin to a second order of voids under the stalagmitic plate. This is proved by the rests of ossiferous cemented breccia visible underneath the mentioned plate, which acts as roof of the underlying second cavity.

Both in main and minor cavities new terrigenous deposits, rich in rests of prehistoric animals accumulated successively. The material filling of the sinkholes is composed mainly of detritic deposits.

The rests of the stalagmitic plate bear on red soil deposits and have undergone considerable phenomena of subsidence and settlement: particularly significant under this respect is the separation (40 ÷ 50 cm) of a large column from the roof.

During the evolution of the cavern rock fragments frequently collapsed and failed from the roof; in the sites where these breakdowns happened in an earliest stage one can observe the intense deposition of calcareous concretions in the interspaces between the roof and the failed blocks. The most recent collapses are revealed by the absence or by the relative scarcity of concretions.

From above it can be concluded that the cavity is of a composite type, as the karstic phenomenon developed in already existing voids, originating a new system of openings as an effect of dissolution.

The cavity extends considerably in a horizontal direction and this is a consequence of the particular lithologic types prevailing at the site; the vertical extension (sinkholes, secondary voids, etc.) appears sensibly related to the fluctuation of ground water, presently at -15.40 m, as a consequence of the relative movements between land and sea.

In fact, the gradual oscillation of sea level exercised their influence on the vertical evolution of the karstic phenomenon in the subsoil, as a consequence of the floating of fresh water on continental invasion sea water; the regression of the sea from the land created a water flow toward the sea causing an action of erosion and of karstic dissolution to progressively greater depths.

Summing up, it can be said that the cavern has been generated as an effect of water action on the fissured and discontinuous lithotypes prevailing in the area, combined with relative movements between sea and land. Areal distribution and recurrence of karstic forms in the zone depends, beside the mentioned factors, on

the succession of lithologic cycles, the evolution of which has been conditioned by sea movements.

4. DESCRIPTION OF THE CAVITY

A general layout of the site and a vertical simplified section of the cavity are represented in

Fig. 1 and 2. It can be seen that the large opening extends over the full width of the runway. Its geometry is very complex; as a first approximation it can be roughly assimilated to a very shallow spheroid ($\frac{a}{c} \approx 8$) originated from the rotation of a semiellipse around its vertical minor axis $2c \approx 6$ m and with the major horizontal axis $2a \approx 50$ m directed normally to the runway.

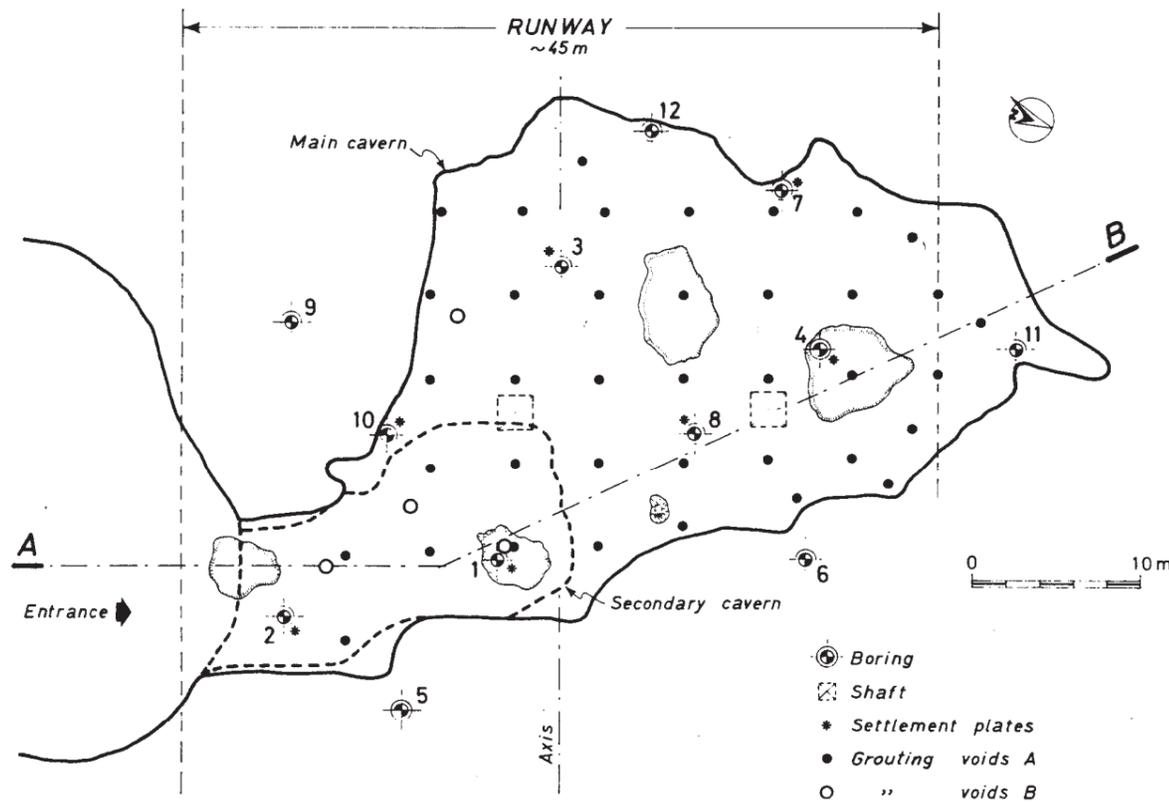


Fig. 1 - General layout of the cavern

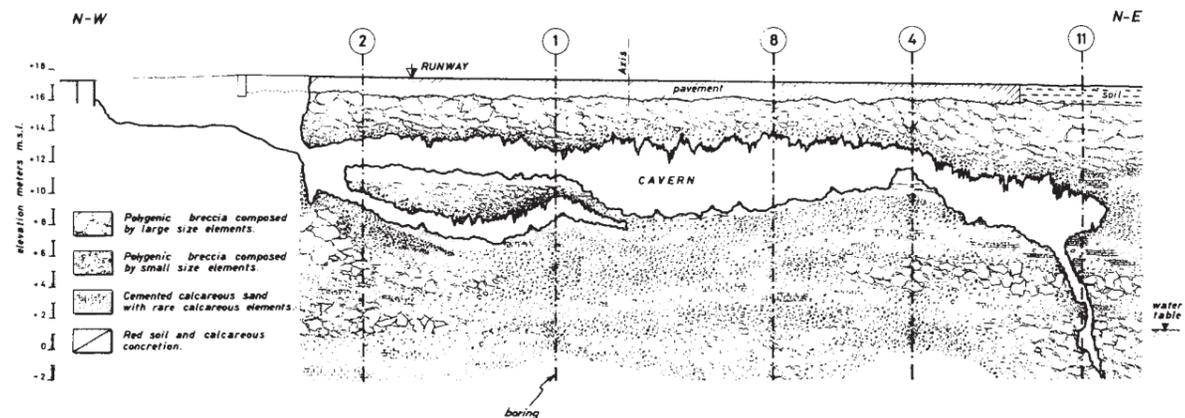


Fig. 2 - Section A-B of the subsoil

The thickness H of the roof varies from a minimum of about 2 m in the central zone of the cavern to a maximum of approximately $4 \div 5$ m at the contour. As a consequence the ratio H/a reaches values as low as 0.15.

From the photos it can be seen that the walls and the roof of the cavern were lined with a closely spaced forest of stalactites with diameters reaching several decimeters, with the consequence that the surface appeared extremely irregular with prominences and indentations up to several meters of depth.

On the floor of the cavern there was an accumulation of very large blocks originated from fallen broken stalactites and from stalagmites with diameters up to several meters and of many tons of weight. The single rock fragments formed an extremely chaotic and unstable deposit, to such an extent that many recesses of the cavern were almost inaccessible for a direct exploration.

The appearance was as if the material accumulated on the bottom of the cavern were originated by an earthquake applied to a structure made of originally vertical large columns.

In some sites the floor of the cavity was made of softer rock, such as sand, silt and clay; the same materials were partially filling some of the large voids.

The rock, in which the cavern is located, is apparently intact, but a detailed examination showed the existence of a closely spaced network of microfractures.

Moreover, the exploratory borings and the direct speleological inspection have revealed that under the floor of the cavern a secondary very complicate system of voids existed.

These second order voids have a very variable shape and are randomly located in the subsoil up to a depth at least equal to the width of the main cavern.

5. GEOTECHNICAL CHARACTERS OF THE SUBSOIL

The lithological types encountered in the subsoil of the cavern are summarized in the following table.

It can be seen that the subsoil consists fundamentally of a polygenic calcareous breccia which is found in a number of varieties differing in dimensions and shape of constituents and in the type and degree of cementation.

TABLE I
Lithological types

T	Top soil
A	Poligenic breccia with calcareous cement, constituted by angular elements of limestone, marly limestone, dolomitic limestone, with size ranging between $30 \div 40$ cm and 1 meter
A'	Idem, vacuolar
B	Poligenic breccia with calcareous cement constituted by subangular elements of grey limestone dolomite, red marly limestone with size ranging between few mm and $3 \div 4$ cm
C	Calcareous concretion
O	Bone breccia
D	Cemented calcareous sand with rare calcareous elements
D'	Idem, without calcareous elements
E	Calcareous puddingstone, maximum size 5 cm
E'	Idem, with large calcareous elements
G	Grey calcareous breccia
H	Grey brecciated limestone
R	Red soil

A detailed reconstruction of subsoil profile is very difficult because of the extremely complex fabric. However, the situation can be well sketched through the idealized profile represented in Fig. 3.

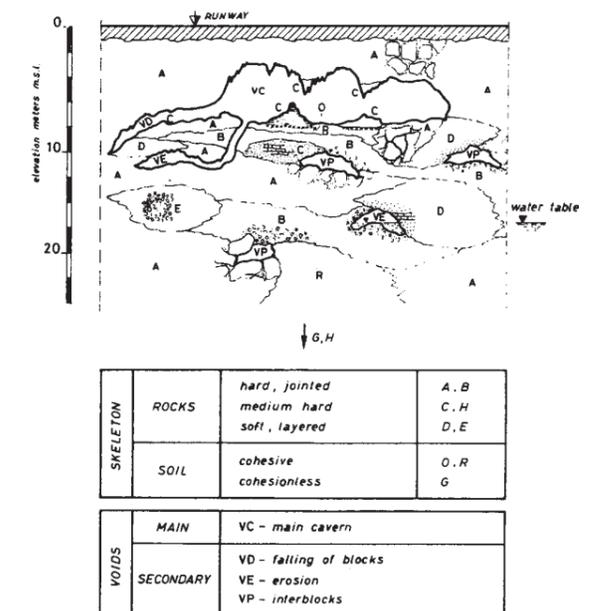


Fig. 3 - Idealized subsoil profile and classification of complexities

The roof and the walls of the cavern are composed of the breccia which is fundamentally intact, even though locally microfractured.

The surface of the walls and of the roof of the cavern is extremely irregular, with prominences and indentations of very variable thickness up to a maximum of some meters.

The subsoil of the cavern is a chaotic deposit of rocks of types A, A', B, D, E and of concretions C in blocks of dimensions of several cubic meters and different shapes. The blocks constitute in the whole a solid skeleton, the continuity of which is interrupted by large voids, partly due to the porosity of the accumulation and partly originated by phenomena of erosion and dissolution. Many of these voids are in turn the seat of deposits of different materials, composed of rocks (D) softer than the constituents of the main skeleton, passing often to soft rocks (R, O).

At the depth of about 30 m the deposit bears in turn on a brecciated limestone (H), whose upper portion (G) is partly cemented. The deep-seated limestone outcropping on the M. Pecoraro at a relatively short distance from the site of the airport has not been reached with the borings.

The geotechnical complexity of the subsoil can be synthetically described as in Fig. 3, imagining the last as composed by a solid skeleton interrupted by large voids.

The skeleton is composed of rocks of very different strength, from hard to soft.

Hard rocks are in turn mainly composed of soft granular rocks with a more or less high degree of cementation. Among the soft rocks typically non cohesive sand and gravel and cohesive silts and clays can be distinguished.

Porosity of hard rocks is generally very low, depending on the well graded composition of the single constituents and on the amount of cementing bond; soft rocks on the contrary are very porous and the non cohesive terms have a very low relative density.

The voids have very different shapes and dimensions depending on their origin; beside the main cavity many other voids, described here as second order voids, are present in the subsoil.

The origin of the voids can be ascribed to three different causes.

The first, due to the subsidence of what could be named a central "core", has given rise to a solution of continuity (VD) between the core itself and the walls of the cavern.

The second cause is due to erosion taking place in subsoil, giving origin to a series of voids (VE) particularly under the stalagmitic plate still lying on the floor of the cavity.

Finally, many voids (VP) exist as large interstices among the blocks composing the central core. The shape of these various types of second order voids is very different in the three cases and variable, as shown in Fig. 3.

There is a geological evidence that the described complex bears on a limestone bedrock.

The water table has been found overall at the elevation of (15.00) m above sea level.

6. DESIGN PHILOSOPHY

A conventional approach to evaluate the states of tension and deformation existing in a so highly complex subsoil would have been of very limited help for three main reasons.

The first derives from the difficulty of an accurate description of the geometry of voids, including the main cavern; moreover, any forecast of the mechanical response of the subsoil would have been very hazardous, especially for the necessity of considering the interaction between the relatively rigid roof-wall system and the central core, the behaviour of which, of very difficult evaluation, should be better approximated to a relatively loose, deformable and perhaps locally somewhat unstable material; finally, it should have been considered the necessity of taking into account the effect of repeated dynamic loads transmitted to the subsoil by the landing aircrafts.

The same uncertainties existed in every tentative definition of the involved risk.

Therefore, after a careful evaluation of the components of a calculated geotechnical risk (Casagrande, 1965) in a case in which the latter should be undoubtedly kept at a very low level, the necessity and urgency of adopting some kind of safety measure to stabilize the subsoil were clearly recognized.

At this aim three main different solution with possible variants were fully studied and compared in the preliminary drafts.

The most obvious approach included the dismantlement of pavement, the excavation of a wide open trench transversely to the runway, the filling of the trench with well compacted free draining material, and finally the relocation of the pavement.

The second possible set of solutions consisted in the building of an adequately strong lining of the walls and of the roof of the main cavern.

The third solution was based on the idea of a complete filling of main cavern and of secondary voids with poured concrete.

The difference between the first and other remedial measures consisted mainly in the fact that in the last two cases the original intact pavement could be left in place.

In comparing the different solutions, safety considerations were regarded as largely prevalent with respect to cost differences, yet not very large.

The main factors, which have been evaluated for the choice of the final solution, were the following:

- difficulties of ensuring good performance in placing operations of fill material (rockfill, concrete), because of geometrical irregularities of the cavity and of the surface of its walls;

- difficulties of conducting underground works under very hazardous conditions;

- uncertainties of any forecast on subsoil behaviour under load application due to fill materials;

- uncertainties in the behaviour of a new pavement to be built on quite different foundation conditions, with possible large differential settlements with respect to the existing structures.

After thorough investigations, the convincement was reached that a safe solution could be searched among those of the third group, consisting in a complete filling of the cavities with concrete.

7. WORKING SEQUENCES AND CONTROLS

In the choice of technology and of working sequences, the major geotechnical problems arising from the unusually complex underground situation were carefully considered.

The first problem was originated by the existence of large voids, irregularly distributed in the subsoil to a depth at least equal to the width of the cavern.

After an extensive exploration, the convincement was reached on the practical impossibility of obtaining a satisfactory degree of saturation of all the voids at reasonable cost. A realistic forecast was only of a partial success in the filling operations performed by introducing and

letting concrete flow through the openings and passages directly accessible from the floor of cavern.

This consideration left some open difficult questions on the possible settlements of the subsoil under the weight of the concrete plug to be imposed on the floor of the cavern.

The problem was solved by recourse to an observational approach, based on an accurate control of settlements of the subsoil during and after the completion of the concrete pouring operations. The control was executed by means of a number of settlement plates installed on the floor of the cavern.

The second problem was connected to the extremely high degree of irregularity of the inner surface of the cavern, which was lined and paved by a closely spaced forest of stalactites and stalagmites with maximum prominences and indentations of the order of some meters. These irregularities could rise problems in concreting operation and uncertainties in the success of the operation, for the difficulty of obtaining a perfect rock-concrete contact. The problems arising from these types of complexity of the subsoil have been solved with accurate operations of demolition of prominences and of flattening of indentations by application of projected concrete; moreover, some special operations with short borings from the surface of the pavement for the filling of isolated un-accessible domes were planned.

In the description of the single phases of work, reference is made to typical section represented in Fig. 4.

The original situation of the subsoil is illustrated in (1). The work started with the partial removal of the fine grained deposits covering the floor of the cavern and the enlargement of the access to some voids of second order directly communicating with the main cavity (2). These voids were than filled with gravity flowing concrete from the floor of the cavern (3).

Successively (4) nine settlement plates were installed on the floor of the cavern in the positions indicated on the map (Fig. 1).

Diameter of settlement tubes was sufficient to allow eventually the installation of a grouting equipment in case the settlements records would have suggested the opportunity of a deep treatment of the subsoil.

After installation of plates the working operations were prosecuted with the mentioned treatment of the asperities of the walls of the cavern up to the elevation that could be reached

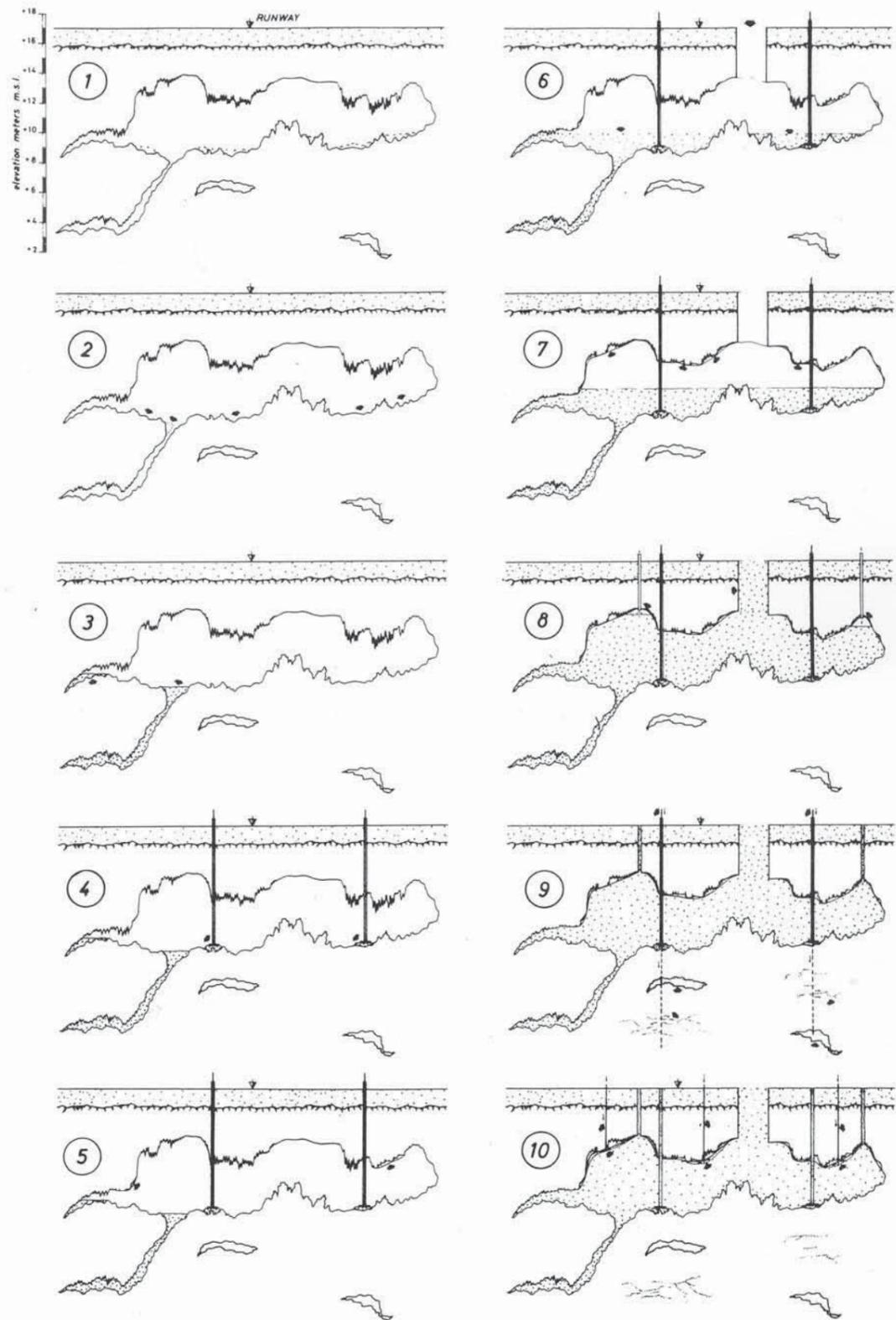


Fig. 4 - Sequences of the work

from the floor; the resulting material was removed through the main entrance. The concrete placement operations (6) lasted about three months and were performed by pumping from the pavement of the runway through shafts dug through the roof of the cavern. The regularization of the walls of the cavern was prosecuted at higher levels from the surface of the placed concrete (7). Closure of shafts and filling of the inaccessible roof domes B through holes drilled from the pavement concluded the concreting operations (8). Settlements were recorded weekly during the whole working period and readings were prosecuted for two full months after completion of concrete placing. Within the limits of precision of available instruments (about ± 1 mm) no appreciable settlement was recorded. For this reason the originally planned costly grouting operations (9) in the

core of the cavern subsoil could be cancelled from the working schedule. The works were concluded with a campaign of 38 low pressure water cement grouting holes (Fig. 1) to fill the gaps A at concrete rock contact along roof and walls of main cavity (10). A final control of the success of treatment will be disposed in the near future during the final inspection operations and if necessary a second grouting campaign will be scheduled. As a final comment, the writers express the opinion that a simple observational approach of the type shown in this report should be explicitly mentioned and encouraged by building codes and more frequently used in engineering design and construction, particularly in geotechnically complex cases. Some photos (Fig. 5, 6, 7, 8) are added to illustrate the main feature of the cavity and to better describe the working sequences.



Fig. 5 - General view of the cavity

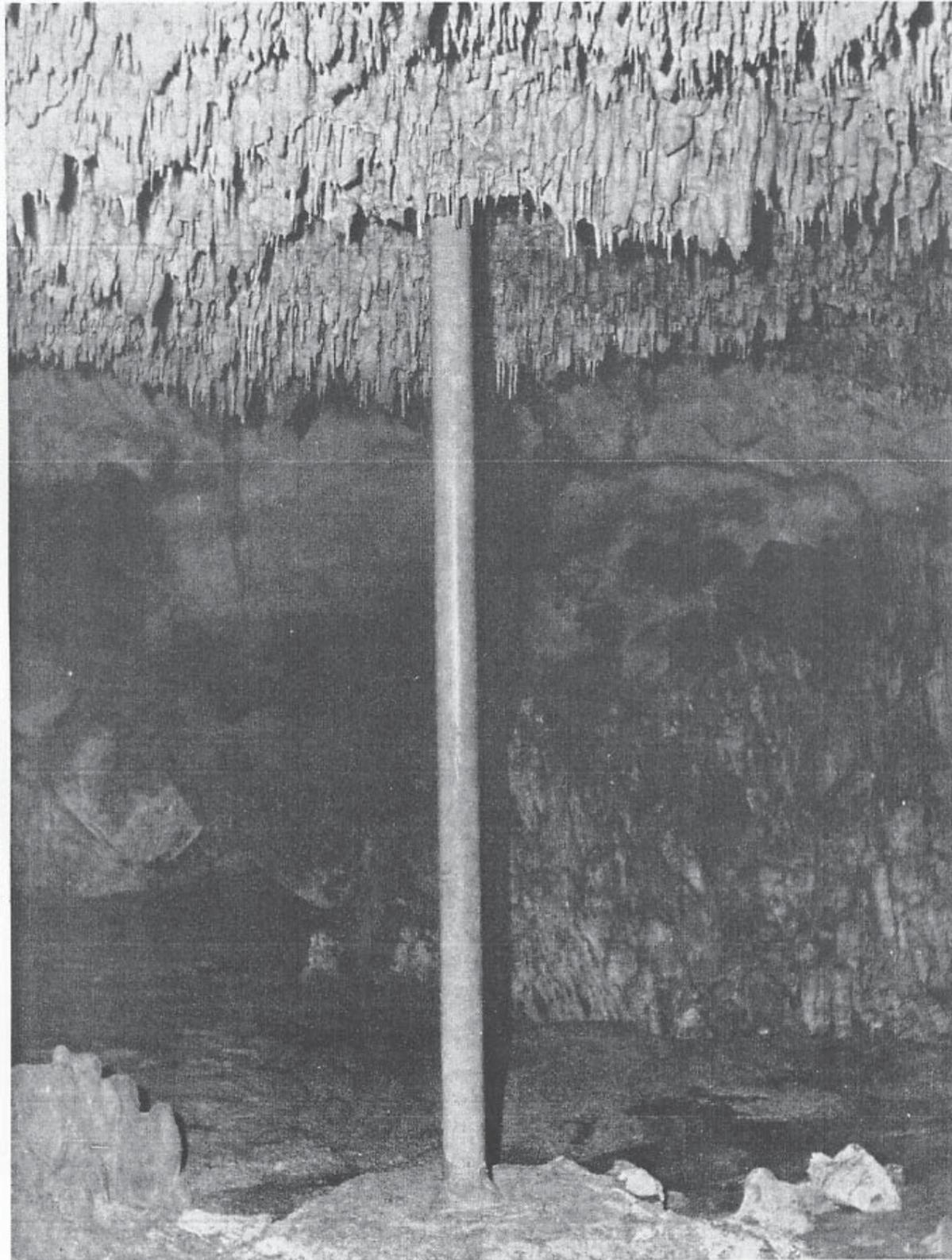


Fig. 6 - Stalactites and stalagmites in the main cavity; also shown beacon emerging from concrete

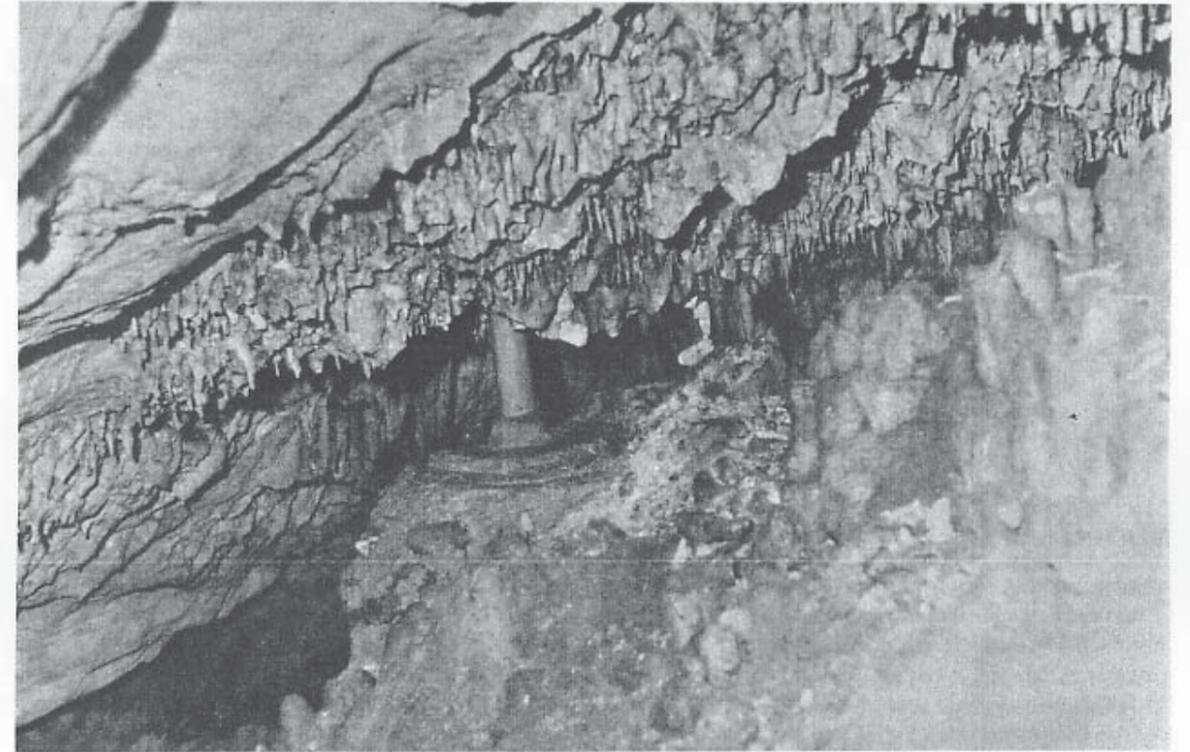


Fig. 7 - Settlement plate, near a VD type void

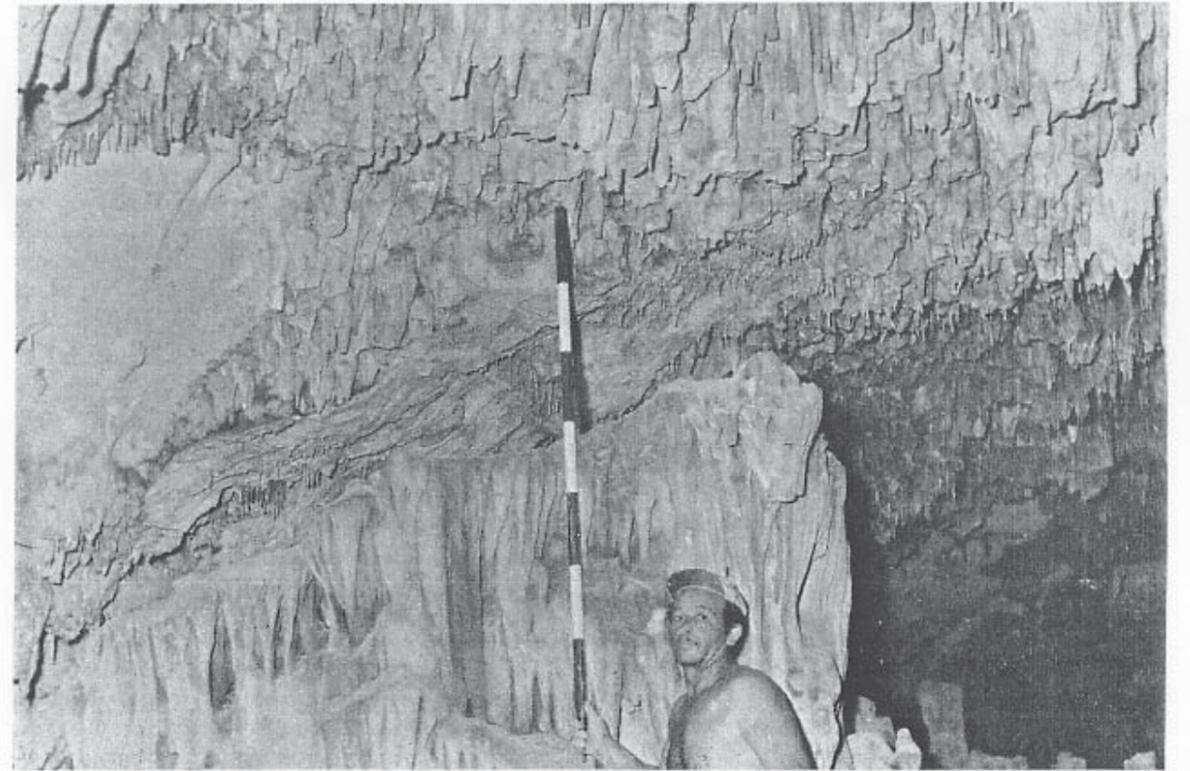


Fig. 8 - Settlement of a stalagmitic column

ACKNOWLEDGEMENT

Exploration, design and job operations at Punta Raisi Airport have been sponsored and supervised by the Office of Public Works of the Sicilian Regional Authority, which is acknowledged for having kindly given the permission to refer on the subject.

Senior writer acted as consultant on the job and expresses his gratitude to Office Eng.s C. Mamì and I. Amato for their cooperation in the collection of data and to Dr. P. Cipolla, geologist, for his valuable assistance in the exploration of the cavity.

BIBLIOGRAPHY

CASAGRANDE A. (1965) Role of the calculated risk in Earthwork and Foundation Engineering. Proc. A.S.C.E., SM4.

CATALANO R., MANIACI G., REVEDA P., URSO G. (1973) Un esempio di evoluzione sedimentaria nelle facies di Bacino dei Monti di Palermo, la successione Mesozoico-Terziaria di Cala Rossa (Terrasini). *Geologica Romana*, Vol. XII, 151-175, Roma.

CATALANO., D'ARGENIO B., LO CICERO G. (1974) I cicloterni Triassici di Capo Rama (Monti di Palermo). Studi sulle piattaforme carbonatiche siciliane. *Geologica Romana*, Vol. XIII, 125-145, Roma.

FORD T.D., CULLING FORD C.H.D. (1976) *The Science of speleology*. Academic Press, London.

GRASSI P. (1974) Il carsismo della Murgia (Puglia) e sua influenza sulla idrologia della regione. *Geologia Applicata e Idrologia*, Vol. IX.

OBERT L. (1967) Summary of stress determinations made in proximity of underground openings. Failure and breakage of rocks. *Fairhurst Vol.*, pag. 217-223.

RUGGIERI G. (1966a) Primi risultati di ricerca sulla tettonica della Sicilia Occidentale. *Geologica Romana*, 5, 453-456, Roma.

RUGGIERI G. (1966b) Appunti sul Miocene della Sicilia Occidentale. *Riv. Min. Siciliana*, 97-99, 18-24, Palermo.

RUGGIERI G. (1967) Quadro sintetico del Quaternario marino fra Castellammare del Golfo e Altavilla (Palermo). *Atti della Acc. Gioenia di Scienze Naturali in Catania*, Serie sesta, Vol. XVIII, pp. 345-355, Catania.

RUGGIERI G., CICALA A. (1963) Nuovi dati sul Pliocene e il Quaternario dei dintorni di Palermo, 2) Il Quaternario inferiore di Terrasini. *Riv. Min. Siciliana*, anno XIII, n. 76-78, Palermo.

TERZAGHI K., RICHART F.E. (1952) Stresses in rock about cavities. *Geotechnique*, june.

UMILTA' G. (1971) Notizie sui lavori del X Congresso Internazionale delle Grandi Dighe. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 4.

ZEZZA F. (1975) Le facies carbonatiche della Puglia e il fenomeno carsico ipogeo. *Geologia Applicata e Idrologia*, 10, 1-54, Bari.

ZEZZA F. (1976) Valutazione geologico-tecnica degli ammassi rocciosi carsificati con particolare riferimento alle aree carsiche Pugliesi. *Mem. Soc. Geol. It.*, 14, 9-34, Roma.

APPENDICE 2

Correlazioni empiriche per l'elaborazione dei risultati di prove penetrometriche dinamiche SPT

CRITERI PER LA ELABORAZIONE DEI DATI SPERIMENTALI OTTENUTI CON LE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SPT (Standard Penetration Test)

Nel caso della prova SPT viene annotato il numero di colpi, trasmessi con un maglio di peso standard che cade da un'altezza standard, necessari per l'avanzamento della punta di 3 tratti successivi, ciascuno della lunghezza di 15 cm.

I valori relativi al primo tratto non vengono presi in considerazione, in ragione del fatto che il fondo del foro è, in genere, ricoperto da un sottile spessore di detrito di perforazione. In ogni caso, prima della prova, si verifica, con apposita sonda, che non sia avvenuto un fenomeno di rifluimento al fondo del foro.

Il valore di N_{30} si ottiene, quindi, sommando i colpi necessari per l'avanzamento della punta penetrometrica dei due tratti inferiori di 15 cm. La lettura separata dei 2 valori va, comunque, effettuata per verificare l'omogeneità dello stato interessato dalle prove e, di conseguenza, l'eventuale presenza di elementi lapidei, o al contrario, di livelli limosi molli.

Nei casi in cui N_{30} risulta maggiore di 60 e in quelli in cui la prova va "a rifiuto", ossia non si riesce a fare avanzare la punta della profondità prevista, si assume per convenzione $N_{30} = 60$.

Dal valore di N_{30} è possibile ottenere, tramite correlazioni sperimentali, i valori di alcuni parametri geotecnici dei terreni.

Di seguito si riportano i criteri empirici con riferimento ai quali sono state elaborate le prove SPT eseguite nei fori dei sondaggi.

1.1 Correzioni di N_{30}

TERZAGHI K., PECK R.B. (1984) - "Soil Mechanics in Engineering Practice". J. Wiley & Son, New York.

Per i terreni sabbiosi in presenza di falda, i valori di N_{30} da introdurre nelle citate relazioni empiriche si ottengono correggendo i valori ottenuti dalla prova mediante l'espressione:

$$N_{30c} = 15 + 0.5 \cdot (N_{30} - 15) \quad (1)$$

dove N_{30} è il valore ottenuto dalla prova.

La correzione riguarda solamente i valori di $N_{30} > 15$; essa non va effettuata nel caso che il terreno sia costituito prevalentemente da sabbie fini e grossolane. Ne consegue che la (1) va applicata unicamente a terreni costituiti da sabbie a grana molto fina o limose.

1.2 Valutazione dell'indice di addensamento D_r

Per la valutazione dei valori di D_r si è fatto riferimento ai criteri appresso indicati.

Criterio 1

MEYERHOF G.G. (1957) - "Discussion of Session 1", Proc. IV ICSMFE. London.

$$D_r = 21 [N_{30}/(p'_v + 0.7)]^{0.5}$$

dove σ'_v è la pressione verticale effettiva alla profondità di prova, in kg/cm^2 , ed N_{30} è il valore misurato in sito.

Criterio 2

Si adotta la stessa espressione di cui al criterio 1, ove però si introduce N_{30c} in luogo di N_{30} . Tale correzione, infatti, pur non essendo indicata da Meyerhof, è suggerita da altri autori.

Criterio 3

SHULTZE E., MENZEBACH J. (1961) - "SPT and Compressibility of Soils", V ICSMFE, Paris.

$$D_r = 100 \cdot \{N_{30c}/[20 \cdot (1 + 4.1 \cdot p'_v)]\}^{0.5}$$

per $\sigma'_v \leq 0.73 \text{ kg/cm}^2$;

$$D_r = 100 \cdot \{N_{30c}/[20 \cdot (3.25 + 1.02 \cdot p'_v)]\}^{0.5}$$

per $\sigma'_v \geq 0.73 \text{ kg/cm}^2$.

Criterio 4

TERZAGHI K., PECK R.B. (1984) - "Soil Mechanics in Engineering Practice". J. Wiley & Son, New York.

Gli Aa. forniscono i valori di D_r , in percentuale, in funzione di N_{30c} .

per $0 \leq N_{30c} \leq 7$	$D_r = 4 \cdot N_{30c}$
per $7 \leq N_{30c} \leq 15$	$D_r = 2.2 \cdot N_{30c} + 12$
per $15 \leq N_{30c} \leq 30$	$D_r = 1.5 \cdot N_{30c} + 22.5$
per $30 \leq N_{30c} \leq 60$	$D_r = N_{30c} + 35$

1.3 Valutazione dell'angolo di attrito ϕ'

Si è fatto riferimento ai criteri appresso elencati:

Criterio 1

SHIOI Y., FUKUI J. (1982) - "Application of N-Value to Design of Foundations in Japan", Proceeding of the Second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam

$$\phi' = \sqrt{15 \cdot N_{30c}} + 15$$

Criterio 2

Gli stessi autori di cui sopra, nella medesima opera, forniscono un'altra relazione:

$$\phi' = 0.3 \cdot N_{30c} + 27$$

Criterio 3

PECK R.B., HANSON W.E., THORBURN (1974) - "Foundation Engineering", J. Wiley & Son, New York, 2nd Ed.

Gli autori forniscono una curva dalla cui interpolazione mediante successive spezzate si ottiene:

per $3 \leq N_{30c} \leq 25$	$\phi' = (4.6 \cdot N_{30c} + 404)/15$
per $25 \leq N_{30c} \leq 45$	$\phi' = 0.27 \cdot N_{30c} + 27.85$

per $45 \leq N_{30c} \leq 60$

$$\phi' = 0.19 \cdot N_{30c} + 31.45$$

Criterio 4

MEYERHOF G.G. (1956) - "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils", ASCE J. SMFD, 82SM1.

L'autore fornisce 2 curve; la prima è relativa a terreni sabbiosi in cui la percentuale di sabbia fina e limo è minore del 5%; approssimando tale curva con una spezzata, si ottiene:

per $2 \leq N_{30c} \leq 5$	$\phi' = 1.12 \cdot N_{30c} + 27.2$
per $5 \leq N_{30c} \leq 15$	$\phi' = 0.34 \cdot N_{30c} + 31.1$
per $15 \leq N_{30c} \leq 35$	$\phi' = 0.21 \cdot N_{30c} + 33.05$
per $35 \leq N_{30c} \leq 60$	$\phi' = 0.16 \cdot N_{30c} + 34.8$

La seconda curva è relativa a terreni sabbiosi in cui la percentuale di sabbia fina e di limo è maggiore del 5%; approssimando tale curva con una spezzata si ottiene:

per $3 \leq N_{30c} \leq 5$	$\phi' = 2.4 \cdot N_{30c} + 15.8$
per $5 \leq N_{30c} \leq 15$	$\phi' = 0.38 \cdot N_{30c} + 25.9$
per $15 \leq N_{30c} \leq 30$	$\phi' = 0.2 \cdot N_{30c} + 28.6$
per $30 \leq N_{30c} \leq 60$	$\phi' = [(4.7 \cdot N_{30c} + 378)/15]$

1.4 Valutazione del modulo \bar{E} di Young

Denver sintetizza i risultati di diversi sperimentatori con un'unica relazione:

$$\bar{E} = s_1 \cdot N_{30c} + s_2$$

s_1 e s_2 variano con la granulometria ma anche da autore ad autore, come si evidenzia nella seguente tabella:

s_1 (kg/cm ²)	s_2 (kg/cm ²)	NOTE	RIFERIMENTO
7.709	191.197	Sabbia e ghiaia n.c.	D'Appolonia et al., 1970
10.636	375.154	Sabbia SC	D'Appolonia et al., 1970
5.272	76.071	---	Schultze e Menzenbach, 1961
4.874	73.114	Sabbia satura	Webb, 1970
3.222	16.112	Sabbi argillosa	Webb, 1970

Denver ha, ancora fornito la seguente equazione parabolica che tiene conto di tutti i dati sperimentali riassunti nella tabella:

$$\bar{E} = B\sqrt{N_{30}} \quad B = 71.4 \text{ kg/cm}^2$$

Il valore di N_{30} va corretto, quando necessario, secondo quanto riportato al paragrafo 1.1.

F:\SPT.doc



3

ALLEGATO
TECNICO

AI-SS3

Nota geologica e geotecnica. Individuazione delle categorie del suolo di fondazione Decreto Ministero Infrastrutture e Trasporti



REPUBBLICA ITALIANA



MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI



ENTE NAZIONALE AVIAZIONE CIVILE

AEROPORTO CIVILE "FALCONE E BORSELLINO"
PALERMO – PUNTA RAISI

NOTA GEOLOGICA E GEOTECNICA

*Individuazione delle categorie del suolo di fondazione
Decreto Ministero Infrastrutture e Trasporti
14 settembre 2005 – Norme Tecniche per le Costruzioni*

COMMITTENTE



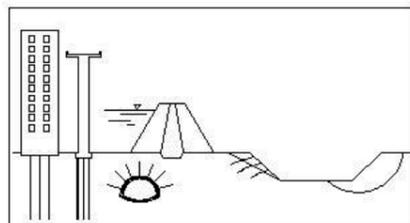
Società di gestione Aeroporto di Palermo S.p.A.
Aeroporto "Falcone e Borsellino" di Palermo

IL CONSULENTE GEOLOGO
Dott. Francesco Zerilli

IL CONSULENTE GEOTECNICO
Dott. Ing. Fabio Cafiso

Lavoro n. 23020

Palermo, dicembre 2006



PRO - GEO

progettazione geotecnica

studio di ingegneria in associazione fra gli ingg.: Fabio Cafiso, Guido Urrità, Pietro Urrità

PRO-GEO

progettazione geotecnica

1 - PREMESSA ED OGGETTO

Su incarico della società GESAP, gli scriventi hanno effettuato, ciascuno per le proprie competenze, la consulenza geologica e geotecnica di supporto alla progettazione e alla direzione dei lavori relativi alle "Indagini geologiche sull'intero sedime dell'aeroporto Falcone e Borsellino – Punta Raisi di Palermo". La fase di progetto si è sviluppata nel 2003, mentre le indagini sono state completate nel 2004. A conclusione dei lavori, gli scriventi hanno relazionato alla committenza sui risultati di indagini e prove in sito e in laboratorio e sulla elaborazione di tali risultati, fornendo un modello geologico e geotecnico da porre a base nei problemi di interazione "terreno - strutture esistenti o realizzande".

Successivamente, in data 14 settembre 2005, il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ha emanato il Decreto "Norme Tecniche per le Costruzioni". In esso è prevista una classificazione dei terreni di fondazione, sulla base di parametri riconducibili alle proprietà meccaniche dei terreni medesimi, finalizzata alla definizione dell'azione sismica di progetto. Di conseguenza, il R.U.P. dei lavori innanzi indicati, ing. A. Taragnolini, in nome e per conto della Società che rappresenta, ha richiesto agli scriventi di fornire la classificazione prevista nel citato Decreto. Su ciò si riferisce nel presente elaborato.

In particolare, nel seguito, dopo un cenno sugli aspetti del Decreto citato di interesse ai fini del presente studio, si richiamano i terreni presenti nell'area di sedime aeroportuale e le relative proprietà meccaniche. Infine si riporta la classificazione dei terreni così come prevista nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

2 - CENNI SUL DECRETO MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI 14 SETTEMBRE 2005

Di seguito si riportano testualmente alcuni punti del paragrafo 3.2.1 "Categorie di suolo di fondazione" estratti dal Decreto Ministero Infrastrutture e Trasporti 14 settembre 2005 - "Norme Tecniche per le Costruzioni".

"Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, deve essere valutata

PRO-GEO

progettazione geotecnica

l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

In mancanza di tali studi, si può utilizzare la classificazione dei terreni descritta di seguito.

La classificazione deve riguardare i terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed un substrato rigido di riferimento (bedrock), ovvero quelli presenti ad una profondità commisurata all'estensione e all'importanza dell'opera.

La classificazione può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio V_s , ovvero sul numero medio di colpi N_{SPT} ottenuti in una prova penetrometrica dinamica, ovvero sulla coesione non drenata media c_u . In base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti categorie del suolo di fondazione:

A - Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, compresi eventuali strati di alterazione superficiale di spessore pari a 5 m;

B - Depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$ o coesione non drenata media $c_u > 250$ kPa);

C - Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, con spessori di diverse decine di metri fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$; $70 \text{ kPa} < c_u < 250 \text{ kPa}$);

D - Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti con spessori di diverse decine di metri fino a centinaia di metri, caratterizzati da $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$; $c_u < 70$ kPa);

E - Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di

PRO-GEO

progettazione geotecnica

V_{s30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s.

Per i terreni di seguito illustrati andranno svolti studi speciali per la definizione dell'azione sismica:

S1 - Terreni che includono uno strato di almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto di acqua, con $10 \text{ kPa} < c_u < 20 \text{ kPa}$ e caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s;

S2 - Terreni soggetti a liquefazione, argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreni non classificabile nei tipi precedenti.

Nelle definizioni precedenti V_{s30} è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{s30} = 30/\Sigma (h_i/V_i)$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Il sito verrà classificato sulla base del valore di V_{s30} , se disponibile, altrimenti sulla base del valore di N_{SPT} (per terreni prevalentemente granulari) ovvero di c_u (per terreni prevalentemente coesivi)."

3 - TERRENI PRESENTI NELL'AREA AEROPORTUALE E RELATIVE CARATTERISTICHE MECCANICHE

Nell'area aeroportuale la Formazione di Base è costituita da **depositi carbonatici mesozoici** (Trias sup – Lias sup.): si tratta di calcari grigi, talora dolomitizzati, passanti a calcilutiti e a calcareniti, caratterizzati da stratificazione indistinta e grado di fratturazione elevato. Talora sono vacuolari, in genere ben cementati e presentano sottili livelli di calcite secondaria e tracce di stromatoliti, megalodonti, biolititi ed alghe.

Sui terreni innanzi descritti della Formazione di Base giacciono i **depositi plio-pleistocenici**, costituiti:

PRO-GEO

progettazione geotecnica

a) dal complesso sabbioso-calcarenitico presente su tutta la piana di Palermo, caratterizzato, in generale, da notevole eterogeneità di facies sia in senso verticale che orizzontale. In corrispondenza dell'area in argomento sono presenti le facies appresso descritte:

- *calcarenite propriamente detta*: si tratta di roccia mediamente cementata di colore giallastro o biancastro, a grana uniforme, con stratificazione suborizzontale, contenente rari livelli sabbiosi. Contiene, altresì: livelli ben cementati da calcite secondaria depositatasi per la circolazione idrica; tritume di fossili a guscio calcareo legato da matrice calcarea di natura detritica; livelli ruditici costituiti di ciottoli calcarei ben arrotondati;
- *calcarenite detritica o calcarenite conglomeratica*: la roccia, costituita di clasti detritici a spigoli arrotondati con elevato contenuto di fossili, è caratterizzata da notevole eterogeneità sia nella composizione granulometrica che nel grado di cementazione. Livelli a grana fina si alternano a livelli grossolani, talora fortemente cementati, altrimenti scarsamente cementati o addirittura sciolti. I piani di stratificazione sono suborizzontali, con inclinazioni inferiori a 15°;
- *complesso sabbioso, sabbie e conglomerati, ghiaia di trasgressione*: si tratta di conglomerati e ghiaie di natura calcarea, quarzarenitica, dolomitica, di varia pezzatura, a spigoli arrotondati, di colorazione variabile dal giallastro al giallo ocra, contenenti tritume fossile e breccie conchigliari.

b) da breccie calcaree grossolane eterometriche, legate da cemento calcitico biancastro o grigiastro, vacuolari, con vuoti riempiti di materiale limoso, intensamente fratturate e, talora, carsificate.

A tetto dei depositi quaternari e/o mesozoici si rinvengono **depositi recenti** che, nell'area di interesse, sono costituiti di *terreni di riporto*, estremamente eterogenei essendo costituiti di materiali lapidei di natura poligenica, tra i quali frammenti e trovanti calcarei e calcarenitici, limi sabbiosi, terre pedogenizzate ricche di sostanza organica e, nei livelli più superficiali, limi sabbiosi rossastri

PRO-GEO

progettazione geotecnica

con sostanze organiche e frammenti di calcarenite. Localmente si rinvengono terreno vegetale, costituito di limo bruno con inclusi lapidei e, nelle fasce di passaggio con i depositi quaternari, *“terre rosse”*.

Più in dettaglio, tramite la campagna di indagini e prove in sito e in laboratorio del 2004 è stato accertato quanto appresso:

1. **nell'area di pertinenza dell'aeroporto affiorano tutti e tre i depositi sopra descritti (mesozoici CM; plio-pleistocenici Ca, SG; recenti CS)**, come illustrato nella planimetria di fig. 1. In particolare, i calcari mesozoici affiorano nella parte centrale dell'area aeroportuale, mentre i depositi quaternari alle due estremità;
2. **i terreni recenti (CS) sono presenti a copertura delle formazioni carbonatiche talora con spessori inferiori al metro, talora con spessori maggiori, anche fino a m 10**. Gli spessori maggiori sono stati rinvenuti in corrispondenza della testata 25 della pista 07-25 ove si presume che fosse originariamente presente una cava di calcarenite con il fondo posto diversi metri al di sotto dell'attuale p.c.;
3. **i depositi superficiali (CS) si presentano estremamente eterogenei sia a piccola che a grande scala**; infatti sono costituiti di terreno vegetale e/o terreno di riporto e/o terre rosse. Il terreno di riporto è a sua volta costituito di alternanze caotiche di frammenti di blocchi calcarenitici e calcarei, sabbia e terre rosse;
4. **tra i depositi pleistocenici, le facies lapidee (Ca) sono nettamente predominanti su quella “sciolta” (SG), costituita dalle sabbie calcarenitiche**. Esse, infatti, sono state rinvenute in un numero limitato di verticali e con spessori contenuti;
5. **la qualità della roccia appartenente sia ai depositi quaternari (Ca) che mesozoici (CM) è in generale variabile tra “scadente” ed “eccezionale”**, a testimonianza della elevata variabilità del grado di fratturazione degli ammassi rocciosi, certamente maggiore in prossimità delle faglie presenti nell'area in studio. Tuttavia, in corrispondenza delle

zone air side e land side nella maggior parte dei casi i valori di RQD sono elevati, maggiori del 75% (roccia di qualità “buona” ed “eccellente”). Valori che oscillano in un intervallo più ampio sono stati misurati in corrispondenza dei sondaggi eseguiti nelle altre zone (piazze, piste, bretelle, raccordi);

6. **sono state intercettate cavità in varie zone dell’area aeroportuale.** I dati ottenuti con i sondaggi meccanici sono stati interpretati insieme a quelli ricavati con i metodi geofisici; in tal modo si pervenuti alla definizione di una “carta delle criticità”, nella quale vengono classificate le zone in cui sono presenti vuoti con grado di pericolosità variabile in funzione delle dimensioni delle cavità. Per le problematiche relative alle cavità si rinvia agli elaborati a cura degli scriventi dello studio del 2003-2004 più volte menzionato.

Per quanto concerne i parametri geotecnici dei materiali innanzi descritti, si rinvia al complesso degli elaborati prodotti dallo scrivente ing. Fabio Cafiso, datati 4 ottobre 2004, nell’ambito della consulenza citata. Va, tuttavia, rilevato che, per gli scopi della presente nota (classificazione del suolo di fondazione per la definizione dell’azione sismica secondo quanto previsto dal Decreto Ministero Infrastrutture e Trasporti 14 Settembre 2005), sono più rappresentativi i risultati delle prove sismiche a rifrazione, come illustrato al capitolo seguente.

4 - CLASSIFICAZIONE DEL SUOLO DI FONDAZIONE IN BASE AL D.M. 14/9/2005

4.1 Risultati delle prove sismiche a rifrazione effettuate nell’area aeroportuale

In base a quanto previsto nel Decreto, riportato in dettaglio al cap. 2, il parametro fondamentale per la classificazione del suolo di fondazione è V_{s30} , ossia la velocità delle onde sismiche di taglio nei 30 m superficiali di roccia.

Si precisa preliminarmente che, alla data di esecuzione della campagna di indagine generale sui terreni nell’area aeroportuale, il D.M. 14/9/2005 non era

vigente e, pertanto, non sono state effettuate specifiche indagini finalizzate alla classificazione dei suoli di fondazione (down-hole, etc...). Allo stato attuale, su specifica richiesta della committenza, che vuole comunque sfruttare le indagini realizzate, seppure con le conseguenti limitazioni legate alla tipologia delle stesse, si fa riferimento ai risultati delle prove sismiche a rifrazione.

Mediante tali prove sono state misurate le velocità V_p delle onde di compressione nei litotipi innanzi descritti. Tali risultati sono riportati nella tab.I; in essa si è ritenuto opportuno raccogliere i valori misurati per ciascun litotipo.

4.2 Elaborazione dei risultati delle prove sismiche a rifrazione

Le velocità V_s delle onde di taglio e V_p delle onde di compressione sono legate dalla relazione:

$$V_p^2/V_s^2 = (1-\nu)/(0,5-\nu) \quad (1)$$

essendo ν il modulo di Poisson del materiale.

Dalla (1) si ricava:

$$V_s = V_p/((1-\nu)/(0,5-\nu))^{0,5} \quad (2)$$

Utilizzando la (2) e con riferimento ai valori di ν indicati, per ciascun litotipo, nella tab. I, sono stati ottenuti i valori di V_s riportati nella medesima tab. I, nella quale sono, altresì, calcolati i relativi valori medi che si assumono come “caratteristici”, ossia rappresentativi di ciascun litotipo.

4.3 Classificazione sulla base di V_{s30}

Al fine di pervenire ai valori di V_{s30} , indispensabili per la classificazione prevista nel più volte menzionato Decreto, l’intera area di sedime aeroportuale è stata suddivisa in zone omogenee, ciascuna caratterizzata da una successione tipo dei terreni in essa presenti, come risulta dalla planimetria di fig. 1.

Ne deriva la seguente classificazione:

1. **calcari mesozoici CM** ($V_s^{\text{medio}} = V_{s30} = 1881 \text{ m/s}$) → **categoria A** delle “Norme Tecniche delle costruzioni”;
2. **calcari mesozoici CM ricoperti da una coltre superficiale CS di spessore inferiore a m 5** → **categoria A** delle “Norme Tecniche delle

costruzioni”, in quanto in tale categoria rientrano le formazioni litoidi caratterizzate da valori di $V_{s30} > 800$ m/s compresi eventuali strati di alterazione superficiale di spessore non superiore a 5 m;

3. **calcareniti Ca** ($V_s^{\text{medio}} = 1140$ m/s, $V_{s30} > 1140$ m/s in quanto lo spessore delle calcareniti è al più di 10 m e sotto stanno i calcari; inoltre lo spessore di eventuali livelli sabbiosi SG è poco significativo) → **categoria A** delle “*Norme Tecniche delle costruzioni*”;
4. **calcareniti Ca ricoperte da una coltre superficiale CS di spessore inferiore a m 5** → **categoria A** delle “*Norme Tecniche delle costruzioni*” in quanto in tale categoria rientrano le formazioni litoidi caratterizzate da valori di $V_{s30} > 800$ m/s compresi eventuali strati di alterazione superficiale di spessore non superiore a 5 m;
5. **calcareniti Ca ricoperte da una coltre superficiale CS di spessore maggiore di m 5** → **categoria B** delle “*Norme Tecniche delle costruzioni*”. Infatti, in questo caso è stato calcolato il valore di V_{s30} utilizzando l’espressione indicata nel più volte menzionato Decreto del 14 settembre 2005, appresso richiamata:

$$V_{s30} = 30/\Sigma (h_i/V_{si}) \quad (3)$$

dove h_i e V_{si} indicano, rispettivamente, lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio in m/s dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

In particolare, il calcolo è stato effettuato facendo riferimento, a favore di sicurezza, ad un terreno bistrato, costituito nei 15 m superficiali dai terreni CS, caratterizzati da un valore medio di $V_s = 275$ m/s (v. tab. I), e, quindi dalle calcareniti ($V_s^{\text{medio}} = 1140$ m/s). Le ipotesi cautelative riguardano: lo spessore dei terreni CS, pari al valore massimo; lo spessore delle calcarenite, posto pari a 15 m, superiore a quello massimo, di 10 m, trascurando i sottostanti calcari, di migliori caratteristiche. In tali condizioni, mediante la (3) si ottiene:

$$V_{s30} \cong 450 \text{ m/s}$$

Essendo tale valore compreso tra 360 m/s e 800 m/s, la successione in

argomento appartiene alla categoria B del Decreto.

Prima di concludere si ritiene opportuno evidenziare che, in base al più volte menzionato Decreto, la classificazione dovrebbe riguardare i terreni a partire dal piano di posa delle fondazioni di eventuali nuovi realizzandi manufatti, mentre nel caso specifico l’analisi è stata condotta a partire dall’attuale p.c. Ciò implica che, qualora gli eventuali nuovi fabbricati dovessero ricadere nella zona con i terreni B di cui sopra, occorrerà ripetere il calcolo di V_{s30} . Infatti, nel caso che per le fondazioni dovessero essere previsti sbancamenti notevoli, i valori di V_{s30} potrebbero superare gli 800 m/s e la categoria dei terreni divenire A in luogo di B.

Palermo, dicembre 2006

Dott. Geol. Francesco Zerilli

Dott. Ing. Fabio Cafiso



4

ALLEGATO
TECNICO

AI-SS4

Carta delle criticità sedime aeroportuale

**AEROPORTO CIVILE "FALCONE E BORSELLINO"
PALERMO - PUNTA RAISI**

PROGETTO :
INDAGINI GEOLOGICHE INTERO SEDIME AEROPORTUALE

COMMITTENTE : GES.A.P. spa
 SOGGETTO : CONSULENZA GEOLOGICA SUI TERRENI
 DELIBERA N. : 89513
 TITOLO :
 DATA : 07.05.2003
 - CARTA DELLE CRITICITA' SEDIME AEROPORTUALE

ELABORATO	DATA	N. REV.	REDAZIONE	NOTE
02/E	28.09.04	00	F. Zerilli	cd\lev 2004\LL_PP_Punta Raisi\Olografi\Carta critic.

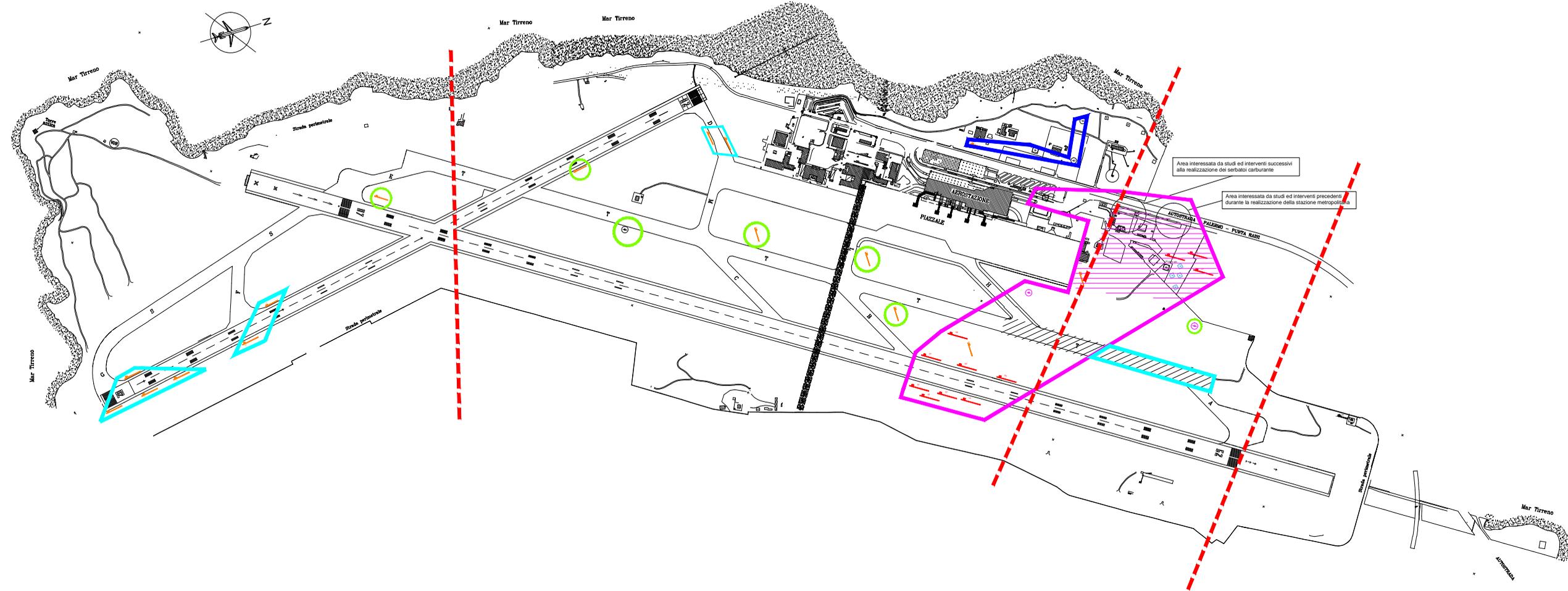
SCALA :
1:5.000

COMMITTENTE  Società di gestione Aeroporto di Palermo S.p.A. Aeroporto "Falcone e Borsellino" di Palermo	IL CONSULENTE GEOLOGO Dott. Geol. Francesco ZERILLI
Il Responsabile del Procedimento : Dott. Ing. A. TARANOLINI	Il Progettista e Direttore Lavori : Dott. Ing. A. SANFILIPPO

Studio di geologia - Via K. Roentgen, n. 16 - Palermo (90146) - tel. 091.6886490
 e-mail : geologia@virgilio.it

Legenda

-  Anomale e/o cavità, intercettate con metodi geofisici indiretti o geognostici diretti, a carattere prevalentemente isolato o comunque poco rilevante: criticità trascurabile
-  Area indagate con metodi geofisici indiretti o geognostici diretti, dove sono state riconosciute anomalie e/o cavità con carattere di correlabilità e/o continuità, comunque di modesta entità: criticità bassa
-  Area indagate con metodi geofisici indiretti o geognostici diretti, dove sono state riconosciute anomalie e/o cavità con carattere di correlabilità e/o continuità, comunque di media entità e potenzialmente soggette ad evoluzione: criticità media
-  Area storicamente interessate dalla presenza di cavità, indagate con metodi geofisici indiretti o geognostici diretti, dove sono state riconosciute anomalie e/o cavità con carattere di correlabilità e/o continuità, comunque di notevole entità e potenzialmente soggette ad evoluzione : criticità alta
-  Area con presenza di cavità accertate ed esplorate, oggetto di interventi di consolidamento effettuati durante lavori di costruzione o manutenzione
-  Area a pericolosità elevata
-  Area già indagate in studi precedenti
-  Linea di faglia presunta
-  Tomografia Elettrica (SED)
-  Sondaggio geognostico con piezometro
Zona AIR SIDE
-  Sondaggio geognostico con piezometro
Zona LAND SIDE



Area interessata da studi ed interventi successivi alla realizzazione dei serbatoi carburante

Area interessata da studi ed interventi precedenti durante la realizzazione della stazione metropolitana



5

ALLEGATO
TECNICO

AI-SS5

Carta litologica sedime aeroportuale

**AEROPORTO CIVILE "FALCONE E BORSELLINO"
PALERMO - PUNTA RAISI**

INDAGINI GEOLOGICHE INTERO SEDIME AEROPORTUALE

COMITENTE: GEI.A.P. spa	PROGETTO: CONSULENZA GEOLOGICA SUI TERRENI
ALIBRO N.: 08815	TIPO: - CARTA LITOLOGICA SEDIME AEROPORTUALE
DATA: 07.06.2003	

ELABORAZIONE: O2/A	DATA: 07.06.2003	IN. RED. MODIFICAZIONE:	NOTE:
SCALA: 1:6.000			

COMITENTE:  Stabro di gestione Aeroporto di Palermo S.p.A. Aeroporto "Falcone e Borsellino" di Palermo	IL CONSULENTE GEOLOGICO: Dott. Geol. Francesco ZIBELLI
Il Responsabile del Progetto: Dott. Ing. A. TUNNICLIANI	Il Progettista e Studio Lenti: Dott. Ing. A. SINFILIPPO
Studio di geologia - Via K. Roudanov, n. 10 Palermo (90146) - tel. 091.688480 e-mail: geologia@gei.a.p.it	

Legenda

Terreni di riporto

 Sassi, frammenti e blocchi di calcarelli pliocenici e/o calcari grigi massicci, calcari scarsi, terra rossa con spessori variabili tra 0,40 m e oltre 10,0 m

Complesso delle calcareniti e sabbie (Pleistocene)

 Calcareniti micaceous uniformemente cementate di colore giallo e bruno, cementate in base sub-verticale dalle argesse di circa 1,0 m presso il cuneamento e sabbie calcaree gialle fini di solito ad addensato ed a breccia calcarea con cementi da legante calcareo grigiaceo

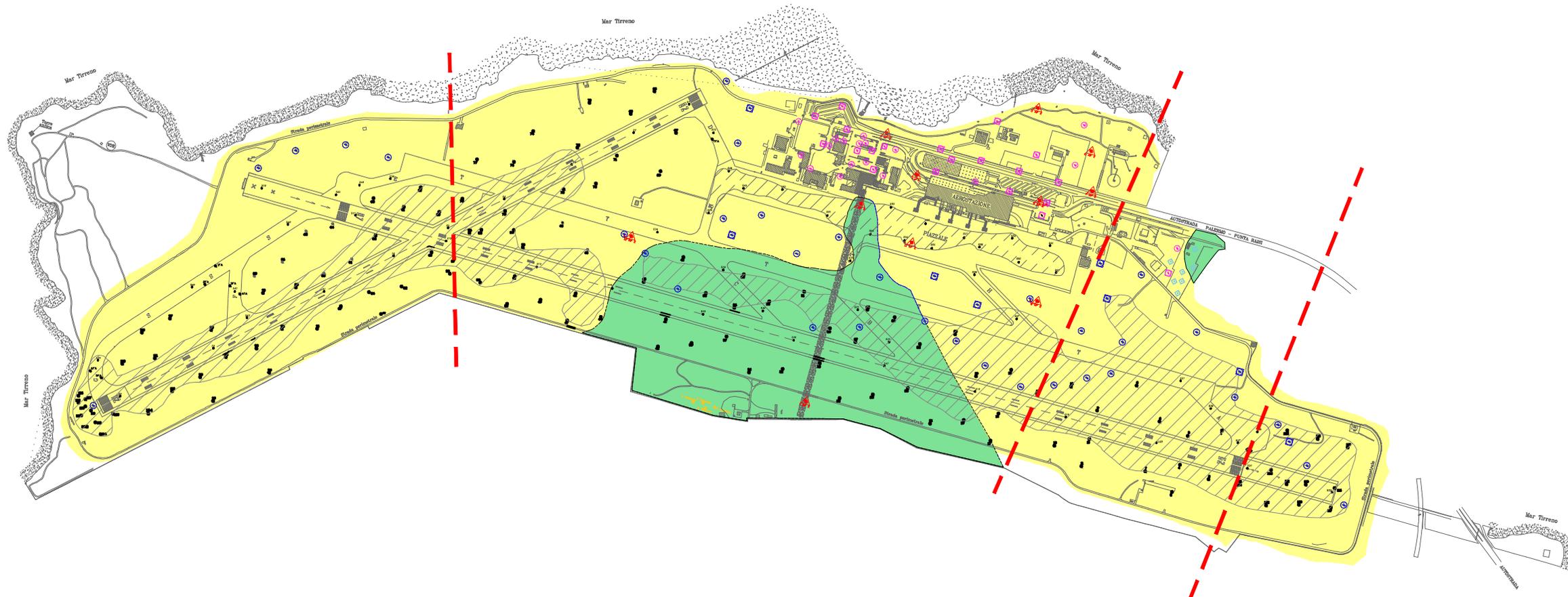
Calcari e breccie calcaree grigi (Tirso - Lisa)

 Calcari e breccie calcaree sfigli di ambiente legnoso di calcarenite, di calcari grigi giuliani, con cementi rivestiti in alcuni tratti calcareizzati e fossiliferi.

Linee di foglio presente

Stradeggi geognostici a carteggio continuo

-  Lenti Site
-  Lenti Site - Stradeggio con planimetrie
-  Ar Site
-  Ar Site - Stradeggio con planimetrie
-  Pilaie, lavande e roccanti
-  Strage
-  Passo antipavero
-  Salsine
-  Approfondimenti 1° fase
-  Approfondimenti 2° fase





6

ALLEGATO
TECNICO

AI-SS6

Carta idrogeologica sedime aeroportuale

**AEROPORTO CIVILE "FALCONE E BORSELLINO"
PALERMO - PUNTA RAISI**

PROGETTO :
INDAGINI GEOLOGICHE INTERO SEDIME AEROPORTUALE

COMMITTENTE : **GES.A.P. spa**
 OGGETTO : **CONSULENZA GEOLOGICA SUI TERRENI**
 ZELERBERG N. : **89513**
 TITOLO : **- CARTA IDROGEOLOGICA SEDIME AEROPORTUALE**
 DATA : **07.05.2003**

ELABORATO :	DATA :	N. REV. :	REDAZIONE :	NOTE :
02/B	28.08.04	00	F. Zerilli	cd\lev 2004\LL.PP.\Punto Rada\Disegni\Carta Idrog.
SCALA :	1:5.000			

COMMITTENTE

 Società di gestione Aeroporto di Palermo S.p.A.
 Aeroporto Trapani e Borsellino di Palermo
 Il Responsabile del Procedimento :
 Dott. Ing. A. TARAGNOLINI

IL CONSULENTE GEOLOGO
 Dott. Geol. Francesco ZERILLI
 Il Progettista e Direttore Lavori :
 Dott. Ing. A. SANFILIPPO
 Studio di geologia - Via K. Roentgen, n. 16 Palermo (90146) - tel. 091.6886490
 e-mail : geologia@stgipg.it

Legenda

Complesso delle calcareniti e sabbie (Pleistocene)

 Calcareniti bioclastiche variamente cementate di colore giallo o biancastro, stratificate in banci sub-orizzontali dello spessore di circa 1,0 m passanti eteropicamente a sabbie calcaree giallastre fini da medie ad addensate ed a breccie calcaree ben cementate da impure calcilicche grigie.
 Permeabilità del tipo primario per porosità elevata e del tipo secondario per fessurazione e fratturazione medio-elevata.
 Coefficiente (K) = 10⁻² - 10⁻¹ m/sec.

Calcarei e breccie calcaree grigi (Trias - Lias)

 Calcarei e breccie calcaree algali tipici di ambiente lagunare di retroscogliera, di colore grigio ghiaccio, ben cementati stratificati in potenti banci, letterizzati e fessurati.
 Permeabilità del tipo secondario per fessurazione e fratturazione elevata.
 Coefficiente (K) = 10⁻² - 10⁻¹ m/sec.


 Linea di faglia presunto


 Area con dislocazione della falda sotto il livello del mare


 Area con quota falda circa al livello del mare

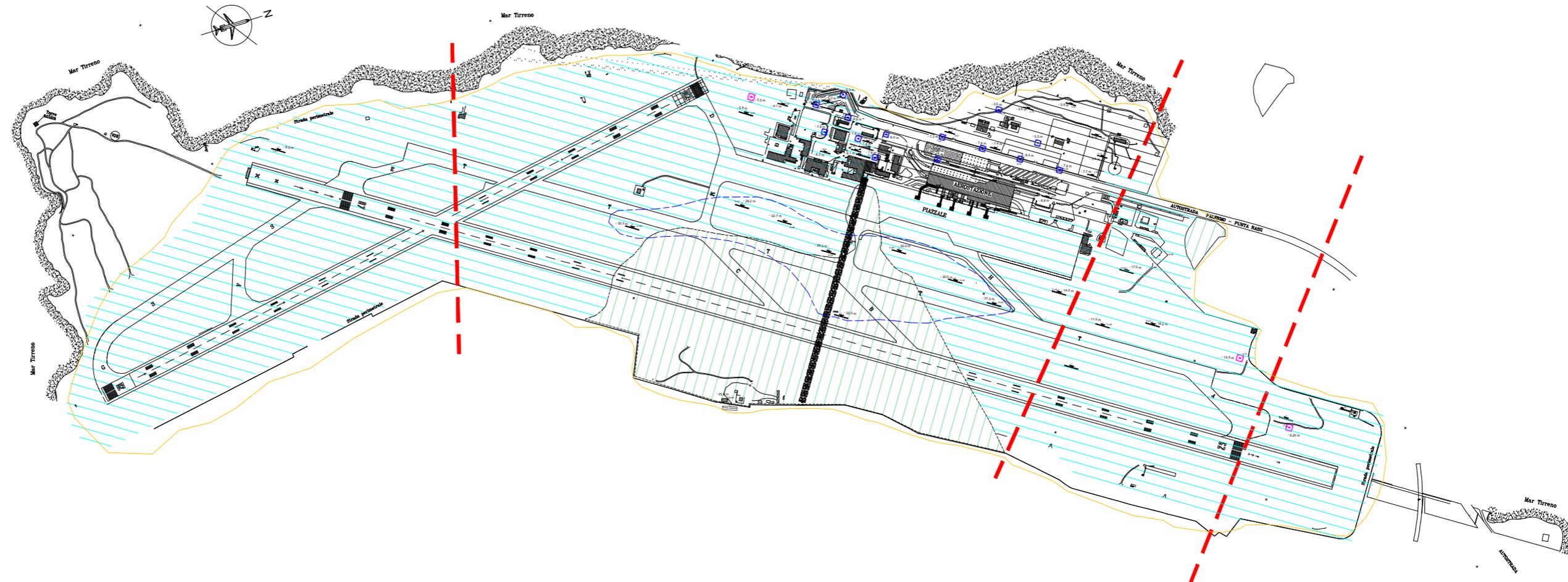

 Sondaggio Elettrico Verticale (SEV)


 Sondaggio geognostico con piezometro
 Zona AIR SIDE


 Sondaggio geognostico con piezometro
 Zona LAND SIDE

- 00,0 m Profondità dal p.c. relativa alla quota del sondaggio eseguito

00,00 Quota sondaggio riferita al livello del mare



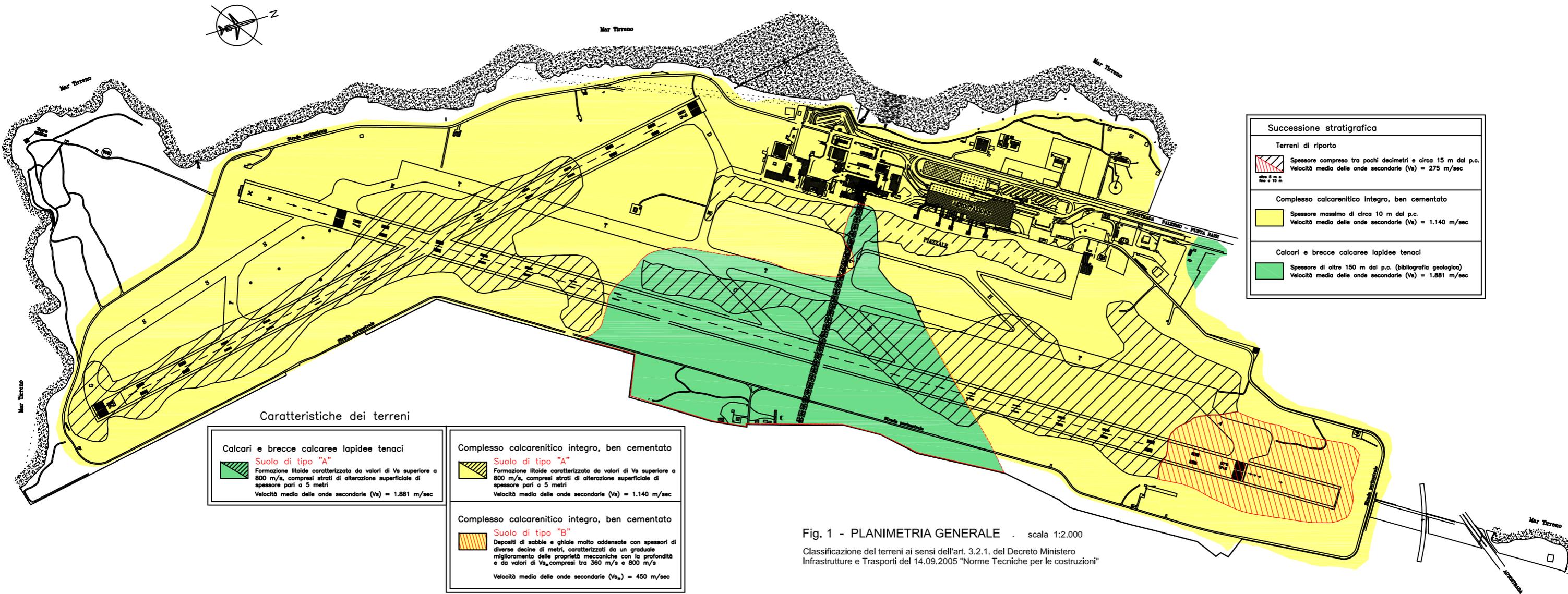


7

ALLEGATO
TECNICO

AI-SS7

Planimetria generale - Individuazione dei terreni ai sensi dell'art
3.2.1. del Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14.09.2005



Successione stratigrafica	
Terreni di riporto	
	Spessore compreso tra pochi decimetri e circa 15 m dal p.c. Velocità media delle onde secondarie (V_s) = 275 m/sec
Complesso calcarenitico integro, ben cementato	
	Spessore massimo di circa 10 m dal p.c. Velocità media delle onde secondarie (V_s) = 1.140 m/sec
Calcari e breccie calcaree lapidee tenaci	
	Spessore di oltre 150 m dal p.c. (bibliografia geologica) Velocità media delle onde secondarie (V_s) = 1.881 m/sec

Caratteristiche dei terreni

Calcari e breccie calcaree lapidee tenaci
Suolo di tipo "A"
 Formazione litoida caratterizzata da valori di V_s superiore a 800 m/s, compresi strati di alterazione superficiale di spessore pari a 5 metri
 Velocità media delle onde secondarie (V_s) = 1.881 m/sec

Complesso calcarenitico integro, ben cementato
Suolo di tipo "A"
 Formazione litoida caratterizzata da valori di V_s superiore a 800 m/s, compresi strati di alterazione superficiale di spessore pari a 5 metri
 Velocità media delle onde secondarie (V_s) = 1.140 m/sec

Complesso calcarenitico integro, ben cementato
Suolo di tipo "B"
 Depositi di sabbie e ghiaie molto addensate con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s0} compresi tra 360 m/s e 800 m/s
 Velocità media delle onde secondarie (V_{s0}) = 450 m/sec

Fig. 1 - PLANIMETRIA GENERALE - scala 1:2.000

Classificazione dei terreni ai sensi dell'art. 3.2.1. del Decreto Ministero Infrastrutture e Trasporti del 14.09.2005 "Norme Tecniche per le costruzioni"