IL SACKUNG DI LAGO:
STATO DELLE CONOSCENZE AL 2003

D. Niceforo & G. Gullà

CNR - IRPI
Rapporto Interno n. 621
Maggio 2004

La consultazione deve essere autorizzata in forma scritta dall'Ing. G. Gullà.

INDICE

1. PREMESSA

2. LINEAMENTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI

3. INDAGINI GEOTECNICHE

3.1. Descrizione generale dei terreni e dell'indagine condotta

3.1.1 Prove di laboratorio

3.1.1.1. Identificazione

3.1.1.2. Permeabilità

3.1.1.3. Deformabilità

3.1.1.4. Resistenza a taglio e meccanismi di rottura

3.1.2 Prove in sito

3.1.2.1 Prove di permeabilità

3.1.2.2 Prove penetrometriche

3.1.2.3 Prove pressiometriche

3.1.3. Strumentazione installata

3.1.3.1 Regime delle acque sotterranee

3.1.3.2 Caratteri cinematici

4. CONCLUSIONI

BIBLIOGRAFIA

1. PREMESSA

Il sito di studio di Lago è oggetto di attenzione scientifica da parte del CNR-IRPI da diversi anni. Tale attenzione si è tradotta in organici progetti di ricerca quali il Progetto TESLEC (SORRISO-VALVO et al., 1996), le attività di ricerca dell'Unità Operativa 2.56 del GNDCI (Rischio da frana ed interventi di prevenzione e mitigazione in contesti geo-ambientali omogenei) ed il Progetto di ricerca finanziato con fondi della Comunità Europea dalla Regione Calabria (Linee guida per interventi di stabilizzazione di pendii in aree urbane da riqualificare, POP 1994/99, Misura 4.4 Ricerca Scientifica e Tecnologica).

Da un punto di vista generale l'interesse per il sito di studio di Lago (fig. 1) è determinato dalla presenza nel territorio circostante l'abitato di Lago (CS) di processi di evoluzione dei versanti che si manifestano e si attuano con una variegata tipologia di fenomeni.

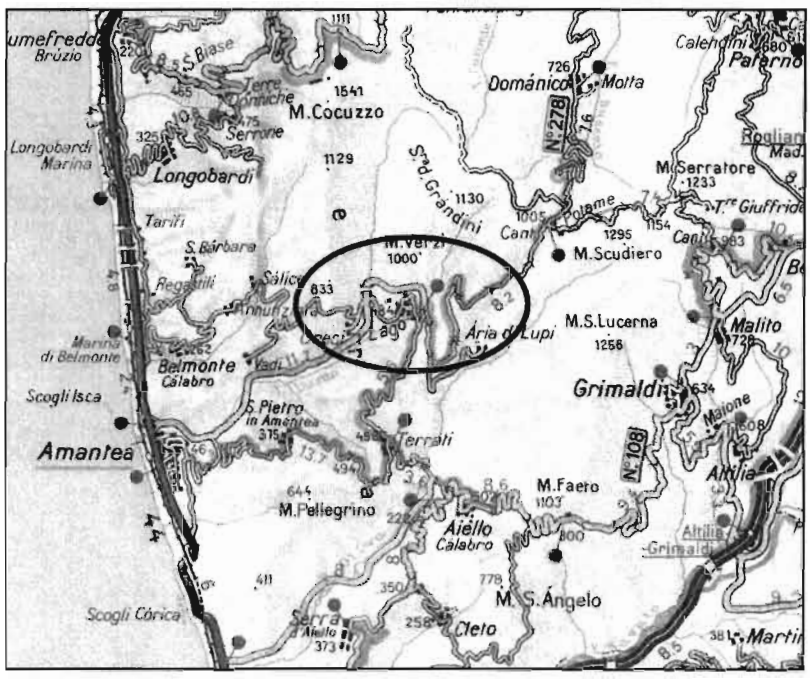


Fig. 1 – Localizzazione dell'abitato di Lago (CS).

Sono riscontrabili forme di instabilità differenziate sia per dimensioni (da probabili Deformazioni Profonde di Versante a instabilità degli strati superficiali di roccia completamente alterata), che per cinematismo (da deformazione lenta a scorrimento-colata rapida), che per fattori predisponenti (dal condizionamento determinato dalle strutture tettoniche a quello conseguente all'elevato grado di alterazione), che per cause innescanti (da piogge critiche a, probabilmente, sollecitazioni sismiche).

Rispetto a quelli che sono stati delineati come interessi specifici, nel presente rèport dopo aver tracciato un rapido quadro dei dati disponibili relativamente agli elementi geologici e geomorfologici del sito in esame, vengono illustrati nel dettaglio, relativamente al versante di Greci-Piscopie interessato da una deformazione gravitativa profonda di versante tipo *Sackung,* i caratteri cinematici e del regime delle acque sotterranee deducibili dalla strumentazione installata, e gli elementi geotecnici acquisiti soffermandosi, in particolare, sui risultati della sperimentazione condotta in laboratorio per la determinazione della resistenza residua dei terreni oggetto di studio. Con riguardo a quest'ultimo aspetto, in particolare, vengono definiti i valori della resistenza residua, vengono confrontati i risultati ottenuti con diverse apparecchiature e vengono, infine, fornite alcune indicazioni circa l'influenza che la velocità di scorrimento ed il tipo di materiale utilizzato per preparare i provini esercitano sui risultati ottenuti.

2. LINEAMENTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI

L'area di studio ricade nella Catena Costiera che è costituita da un edificio a "trhrust" formatosi, nel corso dell'Oligocene e del Miocene inferiore, per sovrapposizione di diverse unità tettoniche, di crosta oceanica e continentale, sulle unità carbonatiche dell'Appennino (AMODIO-MORELLI et al., 1976). Queste ultime sono presenti in finestra tettonica sul Monte Cocuzzo (1615 m s.l.m.) a pochi chilometri dal sito di studio.

Nel settore più ampio anzi menzionato, a partire dal Tortoniano (Miocene inferiore), è documentata l'attività neotettonica (TORTORICI, 1981) e, sempre nel settore in menzione (Catena Costiera), sono stati riconosciuti tre diversi e differenziati eventi deformativi (TORTORICI et al., 1995; MONACO & TANSI, 1992):

1) una fase distensiva, dal Tortoniano al Pliocene inferiore, con una direzione di massima estensione N30° e faglie normali di direzione WNW-ESE;
2) una fase di compressione nel Pliocene medio, con una compressione massima di direzione E-W;
3) una fase distensiva, dal Pleistocene inferiore, con la direzione di estensione massima E-W, che origina un sistema di faglie normali con direzione N-S.

La struttura geologica dell'area per come anzi delineata è stata confermata da accurati rilievi di dettaglio (SORRISO-VALVO et al., 1996; Gullà et al., 2001). Tali rilievi hanno altresì consentito il riconoscimento di quattro unità litologiche (fig.2) che, per alcune loro caratteristiche, testimoniano i processi deformativi verificatisi nell'area di interesse. Procedendo dal basso in alto della sequenza si possono riconoscere le unità di seguito descritte.

Le Unità Carbonatiche di Piattaforma comprendono le dolomie ed i calcari dolomitici di piattaforma. Queste rocce, che sono associate alla finestra tettonica di Monte Cocuzzo ed affiorano nella porzione settentrionale dell'area oggetto del rilevamento, cono costituite da dolomie, calcari dolomitici e calcari del Triassico e si presentano con stratificazioni decimetriche. Le sequenze di sedimentazione presentano diverse superfici di sovrascorrimento, marcate da livelli filladici fortemente milonitizzati, le quali hanno prodotto una sostanziale riduzione dello spessore originario delle sequenze stesse.

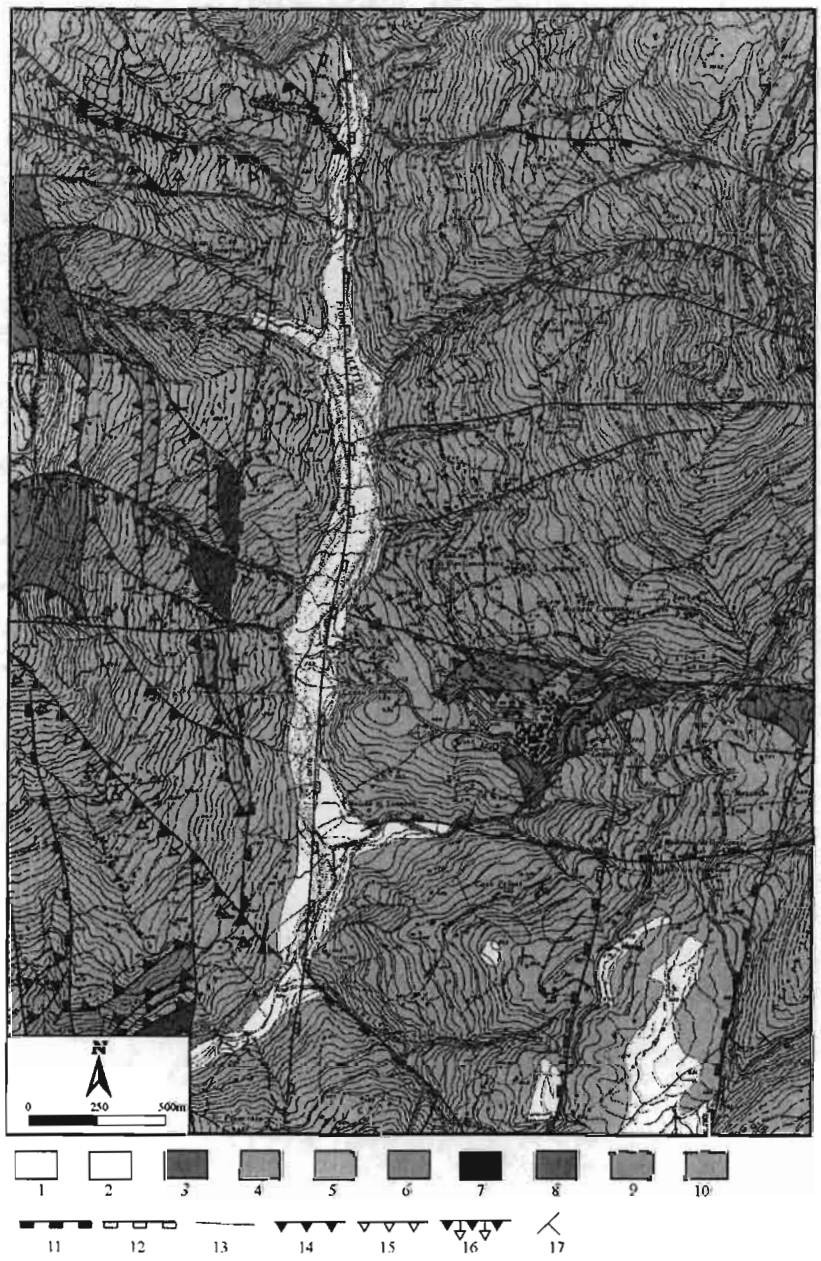


Fig. 2 – Inquadramento a scala di dettaglio (1:10.000): Carta delle Unità Lito-Tecniche e delle strutture tettoniche dell'area in cui ricade il sito di Lago. Legenda: Depositi olocenici 1) depositi fluviali; Depositi altomiocenici del bacino di Amantea: 2) argille siltose, silt e silt sabbiosi; Unità paleozoiche alpine calabridi di derivazione continentale: 3) gneiss e scisti bianchi (Unità di Castagna), 4) porfiroidi (Unità di Castagna); Unità mesozoiche alpine liguridi di rerivazione oceanica: 5) filladi (Unità del Frido), 6) quarziti (Unità del Frido), 7) metacalcari (Unità del Frido), 8) serpentiniti (Unità di Gimigliano), 9) metabasiti (Unità di Gimigliano); Unità mesozoiche appenniniche di piattaforma: 10) dolomie e calcari dolomitici (Unità di Verbicaro); 11) faglia normale certa, 12) faglia normale probabile o sepolta; 13) faglia trascorrente; 14) faglia inversa certa; 15) faglia inversa probabile; 16) struttura di accomodamento gravitativo; 17) scistosità. (Da Gullà et al., 2001)

Le Unità derivate dalla deformazione della crosta oceanica comprendono: filladi intercalate da ofioliti e con blocchi di metacalcareniti, porfidi. Le prime, presenti in affioramento nella maggior parte dell'area di interesse, sono costituite da metamorfiti di basso grado intensamente deformate ed inglobano frammenti, a loro volta tettonicamente deformati, di ofioliti e metacalcareniti.

Il colore delle filladi è grigio scuro, frequentemente lucente, con letti di metareniti e metasiltiti di colore marrone. Sono anche frequenti vene di quarzo, di colore marrone verdastro, con foliazione parallela e tessitura a grana fine. I letti di ofioliti e metacalcareniti marcano diverse superfici di sovrascorrimento che tagliano l'ammasso roccioso.

Le ofioliti, presenti in affioramento in località Piscopie e in misura limitata sulla sponda ovest del T. Licetto, sono rappresentate da metabasiti e serpentiniti il cui colore varia da verde oliva a verde scuro in funzione del grado di alterazione. Le metacalcareniti, che sono di colore grigiastro e sono rilevabili nella località di Acquafredda, si presentano alla mesoscala con marcata anisotropia planare e con spessori variabili da alcuni decimetri a più di 10 metri. Tutti gli strati più resistenti marcano "tight folding" e "boudinage features".

I porfidi, che affiorano sulla cima di Cozzo Burrara, sono biotitico-muscovitici e derivano dal metamorfismo di rocce vulcaniche con composizione dacitica-radiodacitica (COLONNA & COMPAGNONI, 1982). Macroscopicamente queste rocce mostrano strutture di transposizione marcate da occhi di feldspati che le rendono simili a gneiss occhiadini. Da un punto di vista strutturale l'unità in parola è un "duplex" inglobato negli scisti bianchi e negli gneiss originati da crosta continentale.

Seguono le Unità derivanti dalla deformazione della crosta continentale che sono costituite da scisti bianchi e gneiss e sono presenti in affioramento oltre che nelle località Le Conche e Santa Caterina, come scaglie tettoniche tra Cozzo Burrara e Cozzo Pescante. Le rocce in questione, che si presentano intensamente giuntate ed alterate sino ad assumere un colore rossastro, contengono K-feldspati, quarzo, plagioclasi, biotite (assente negli scisti bianchi), muscovite ed epidoti.

Nella sequenza abbiamo, infine, i Terreni Olocenici costituiti da depositi alluvionali. Tali terreni si ritrovano come letti fluviali nei principali corsi d'acqua e come depositi colluviali alla base e sui versanti costituiti da rocce carbonatiche e cristalline. Il T. Licetto mostra in particolare

una conoide attiva ed i depositi aggradati collegati alla frana di Pizzotto, ma evidenzia anche i resti di vecchi depositi terrazzati ubicati nella zona meridionale dell'area oggetto di studio.

Le strutture geologiche che in diversi periodi hanno interessato il sito di studio hanno determinato, direttamente ed attraverso il condizionamento esplicato nello sviluppo dei processi di alterazione, i caratteri fisico-meccanici delle varie tipologie di rocce riscontrabili.

La rilevanza dell'azione strutturale, ovviamente variabile da una litologia all'altra, ha prodotto una forte differenziazione tra quelle che sono le caratteristiche del materiale e quelle relative ai vari volumi geotecnicamente significativi per le diverse fenomenologie di instabilità presenti nel sito d'interesse.

La maggior parte delle discontinuità sono di origine tettonica, alcune sono il risultato di deformazioni gravitative. L'analisi strutturale alla mesoscale ha consentito di verificare la compatibilità cinematica dei sistemi di faglia rilevati alla macroscala.

Rinviando per una più organica e dettagliata descrizione ai lavori di SORRISO-VALVO et al. (1996) ed a GULLÀ et al. (2001) si può rilevare, in generale, che nell'area di studio è presente un sistema di sovrascorrimenti confinato e sollevato (sul alto est) da una faglia normale con componente destra.

L'effetto globale si traduce in raddoppi delle unità affioranti, in inglobamenti reciproci delle unità presenti nell'area, in una generale riduzione degli spessori degli "strati" e, infine, nella presenza di zone dove lo stato di fratturazione ed in grado di alterazione si presenta particolarmente accentuato.

Dal punto di vista morfologico i versanti dell'area di Lago riflettono la complessità del quadro geologico-strutturale ed in parte la determinano, fig. 3.

L'area circostante l'abitato di Lago è interessata da una diffusa instabilità che si esplica con movimenti franosi di diversa tipologia: sono presenti, infatti, sia movimenti di massa che interessano il substrato in profondità (DGPV), sia fenomeni franosi.

In particolare, il versante oggetto di studio, che raggiunge altitudini massime di circa 980 m s.l.m. (Cozzo Pescato), si presenta al piede con quote variabili da 490 a 590 m s.l.m. andando verso sud. La pendenza, che risulta in media di circa 26°, varia lungo il versante, a seconda del tipo litologico, tra 24° e 37°.

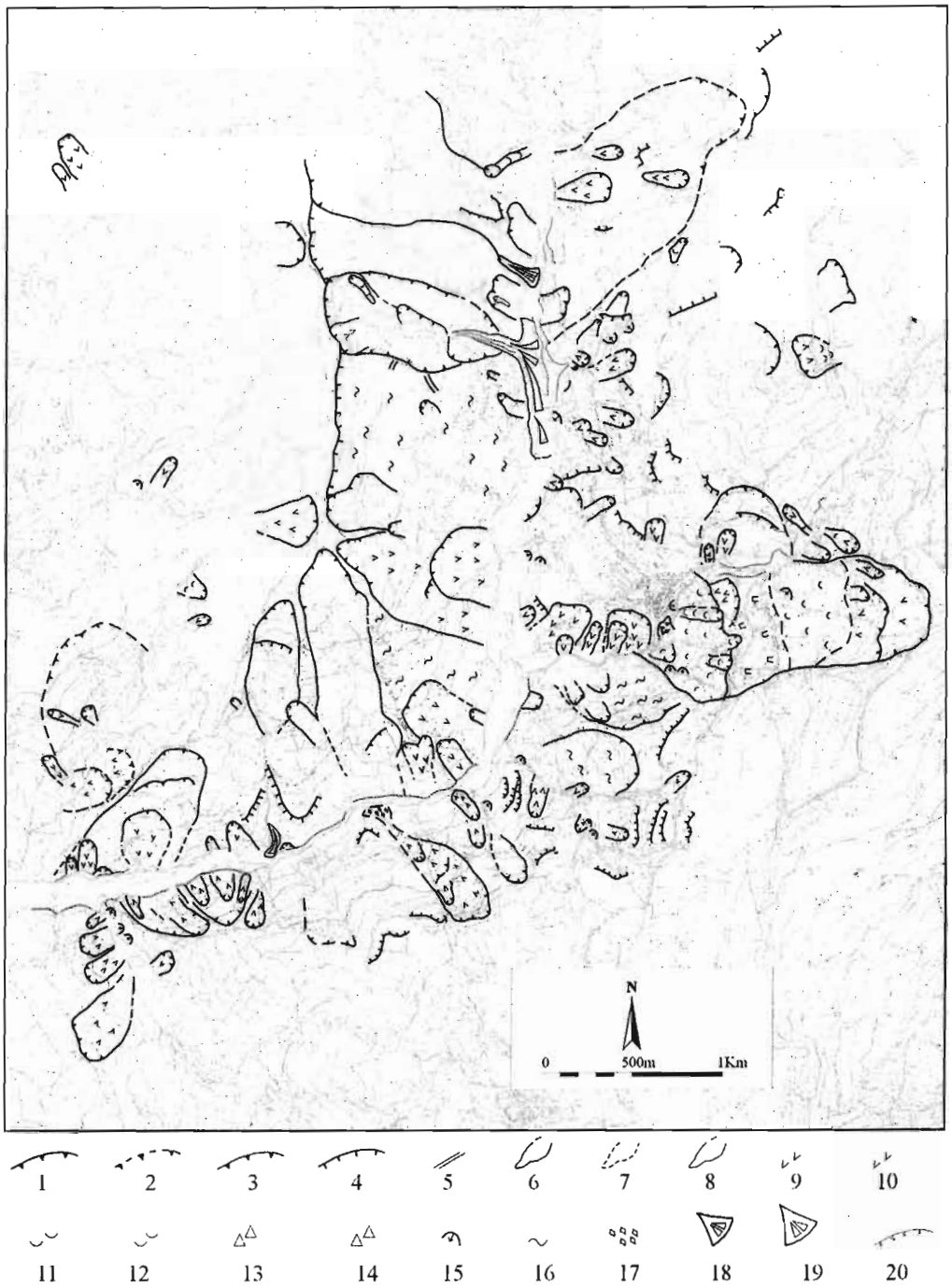


Fig. 3 – Carta geomorfologica dell'area di Lago. Legenda. Scarpata principale: 1) inattiva, 2) incerta, 3) attiva; 4) Scarpata; 5) Trench; Limite del corpo di frana: 6) inattiva, 7) incerto, 8) attiva; Scorrimento: 9) inattivo, 10) attivo; Colata: 11) inattiva, 12) attiva; Crollo: 13) inattivo, 14) attivo; 15) Frana non cartografabile; 16) *Sackung*; 17) Detrito di frana; Conoide: 18) inattiva, 19) attiva; 20) Scarpata di erosione fluviale. (Da Gullà et al., 2001)

Nel complesso la geomorfologia dell'area è controllata dalle strutture tettoniche. Faglie normali controllano il rilievo ed il corso del T. Licetto che risulta impostato lungo una faglia ad andamento N-S; contribuiscono al controllo morfologico del versante le strutture a thrust e le loro relative ramp e flat. Si riscontra al riguardo corrispondenza tra i canyons e le ramps.

Tale complessa condizione strutturale si riflette in vari modi sulle condizioni di stabilità del versante: le strutture a più ampia scala determinano rilevanti condizionamenti cinematici delle forme di instabilità più profonde; lo stato di fratturazione intenso e pervasivo, riscontrabile in particolare lungo alcune fasce, fa si che si possano manifestare instabilità mediamente profonde; ancora lo stato di fratturazione ha favorito lo sviluppo, diretto ed indiretto, di coltri di alterazione nel cui ambito si producono instabilità più superficiali.

L'evoluzione complessiva dell'area di interesse vede una stretta connessione fra i processi di versante e quelli fluviali attivi nel T. Licetto e, in particolare, risultano tra loro strettamente interagenti le fenomenologie di instabilità riscontrabili.

3. INDAGINI GEOTECNICHE

Le indagini geotecniche sono state preliminarmente progettate alla luce di quanto emerso dai rilievi geologici e morfologici, nonchè dalle indagini indirette di tipo geofisico.

Tenuto conto della tipologia di fenomeno, ed in particolare della scala dimensionale e di quella in cui si esplica l'evoluzione temporale dello stesso, si è puntato all'acquisizione degli elementi essenziali alla definizione dello schema geotecnico.

Le indagini, la cui progettazione definitiva è stata definita sulla base dei dati man mano acquisiti, hanno riguardato sia l'esecuzione di prove in sito ed in laboratorio, che l'installazione di strumentazioni per la misura di livelli piezometrici e di spostamenti profondi.

3.1. Descrizione generale dei terreni e dell'indagine condotta

Nella fig. 4 viene mostrata l'ubicazione dei sondaggi realizzati. La menzionata complessità delle rocce presenti ha reso necessario l'impiego di diversi tipi di carotieri (semplice, doppio e triplo) e di campionatori Shelby e Mazier.

Sono stati eseguiti complessivamente 6 sondaggi a carotaggio continuo ed a distruzione di nucleo. Le profondità indagate variano da 29.5m a 100m ; i sondaggi a carotaggio continuo, in totale 4, sono stati spinti prevalentemente sino ad una profondità di circa 60m; i 2 sondaggi a distruzione sono stati portati a profondità di circa 30m e di 100m.

Le verticali indagate, al fine di consentire anche la taratura dei dati ottenuti dalle indagini geofisiche, sono state disposte prevalentemente lungo una sezione longitudinale al versante interessato dal sackung, fig. 4. La sezione utilizzata come riferimento è stata ottenuta dalla cartografia alla scala 1:5000 disponibile per l'area di interesse.

I sondaggi S1 ed S2, profondi rispettivamente 55.5m e 58.5m, partono dalle quote 475 e 665m s.l.m., mentre il sondaggio S3, planimetricamente compreso tra i due precedenti, parte da quota 540m s.l.m.. In prossimità del sondaggio S2 è stato realizzato il sondaggio a distruzione S2b, utilizzato per l'esecuzione di prove pressiometriche, mentre vicino al sondaggio S3 è stato eseguito, sempre a distruzione, il sondaggio S3b impiegato per l'installazione dei tubi inclinometrici.

Il sondaggio S4 (quota 543m s.l.m.), che risulta essere quello meno profondo fra quelli a carotaggio continuo , è stato ubicato all'esterno della sezione (fig. 4) al fine di acquisire preliminari indicazioni circa le variazioni stratigrafiche trasversalmente al versante.

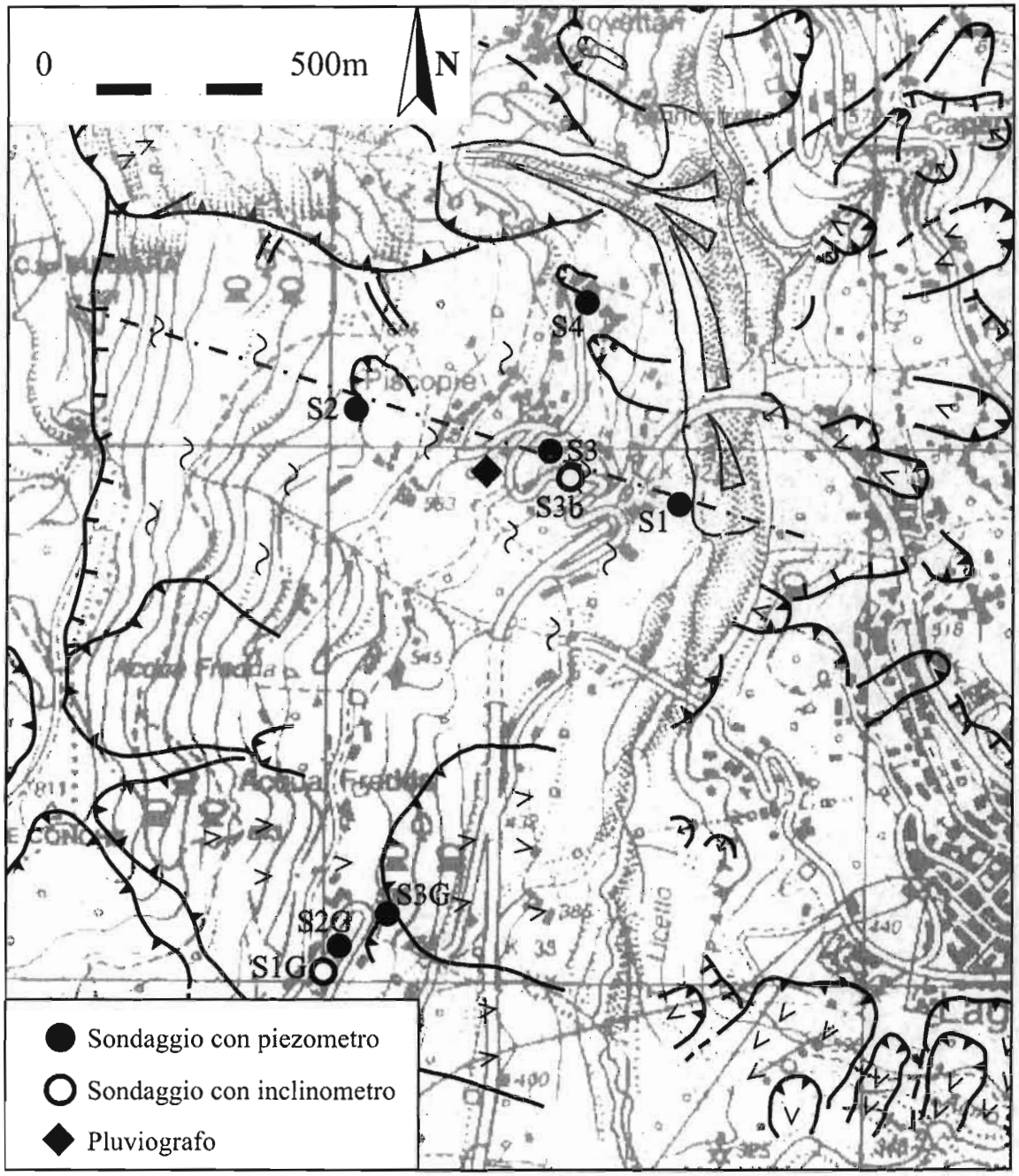


Fig. 4 – Localizzazione dei sondaggi effettuati e della sezione di riferimento (per la legenda geomorfologica vedere Fig. 3).

Nelle fig. 5 sono mostrate le stratigrafie desunte dall'esame dei carotaggi continui e, per la verticale relativa al sondaggio S3, del materiale di risulta della perforazione a distruzione. Per i dettagli relativi al complesso delle indagini eseguite, anche per quanto concerne gli aspetti metodologici, si rimanda ai lavori di SORRISO-VALVO et al. (1996; 1999).

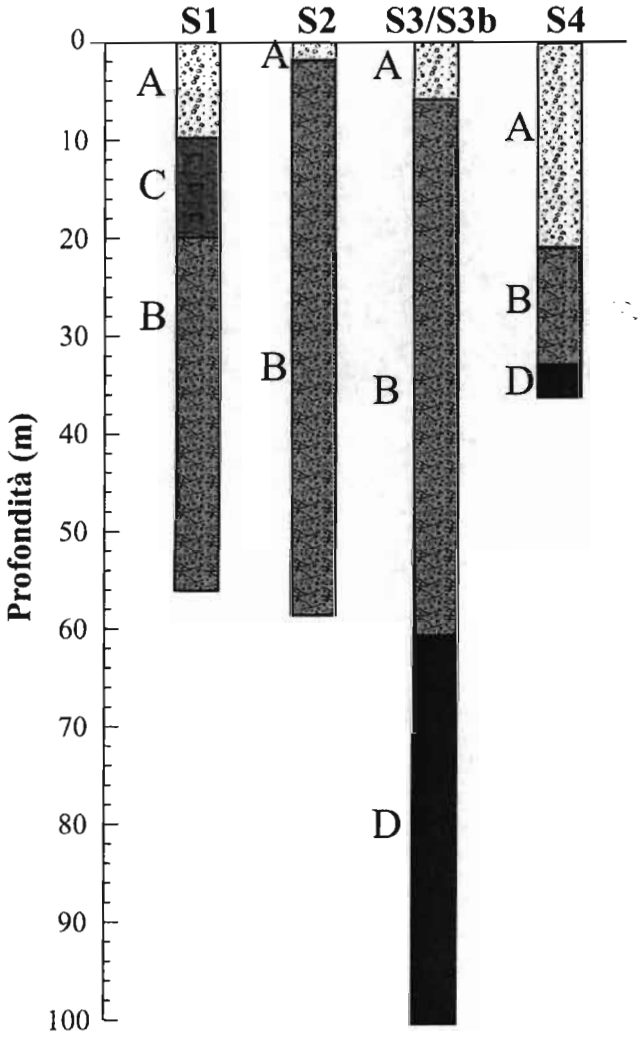


Fig. 5 – Stratigrafie dei sondaggi eseguiti con l'indicazione delle tipologie di terreni: A) coltre detritica costituita da terreni colluviali, residuali e saprolitici prodotti dall'alterazione delle filladi; B) filladi prevalentemente completamente alterate, localmente fillonitiche, attraversate da tratti di roccia meno alterata da fratturata ad intensamente fratturata e con brevi tratti di roccia ridotta a terreno residuale (livelli argillificati); C) metabasiti intensamente fratturate ed alterate; D) filladi da leggermente alterate a fresche, da fratturate ad intensamente fratturate e con presenza di brevi tratti di roccia completamente alterata o ridotta a terreno residuale. (Da Gullà et al., 2001 modificata)

Si rileva in definitiva la presenza di quattro diverse tipologie di materiali di seguito descritte.

Un primo strato (A) è relativo ad una coltre di copertura detritico-colluviale costituita da argilloscisti alterati, la matrice limo sabbiosa ingloba ghiaia e frammenti a spigoli vivi di scisti, il colore è prevalentemente marrone verdastro, ma può risultare grigio da verdastro a nerastro (S3); lo spessore va da un minimo di 2m (S2) ad un massimo di 21m (S4).

La roccia indicata con (B) si ritrova, tranne che nel sondaggio S1, sempre immediatamente al di sotto di (A); essa è prevalentemente costituita da filladi completamente alterate, localmente fillonitiche, cui si intercalano livelli di filladi da moderatamente alterate a fresche, campionate a frammenti o da fratturate a molto fratturate; in particolare le filladi completamente alterate sono costituite granulometricamente da una matrice limo argillosa (o argillo limosa) con una frazione di ghiaia e sabbia a spigoli vivi derivante dalle filladi meno alterate; il colore è generalmente grigio ed assume varie tonalità (biancastro, verdastro, nerastro) in funzione del diverso grado di alterazione. L'estensione dei tratti lapidei varia nei sondaggi eseguiti: in S1 le filladi sono campionate solo a frammenti, in S2 la parte lapidea costituisce il 35% dello spessore complessivo di (B) con lunghezze dei tratti variabili da 0.5 a 6.4m, nel sondaggio S3 rappresenta il 25% dello spessore complessivo e le lunghezze variano da 1.0 a 4.4m, infine possono ritenersi sostanzialmente assenti i tratti lapidei nel sondaggio S4. La potenza dei livelli di materiale (B) varia da circa 12m (S4) a poco più di 56m (S2), mentre la quota di inizio varia da 2m (S2) a 21m (S4) dal piano campagna.

Il materiale indicato con (C), la cui presenza diretta è stata riscontrata solo nel sondaggio S1 con uno spessore di circa 10m ed a partire da 9.5m dal piano campagna, è costituito da livelli di metabasiti estrememete tettonizzate ed alterate di colore tipicamente verde (da chiaro a scuro). Lo stato di alterazione è particolarmente avanzato in corrispondenza del contatto di origine tettonica, marcato da fasce di milonitizzazione, con i litotipi filladici che li inglobano.

L'ultimo tipo di roccia (D) risulta essere costituito da filladi, da leggermente alterate a fresche, fratturate o molto fratturate. La presenza di tale materiale è stata riscontrata nel sondaggio S3, indirettamente dall'esame dei residui di perforazione, a partire da 75m dal piano campagna e nel sondaggio S4 per un tratto molto breve da circa 33m dal piano campagna. Non è da escludere che nel sondaggio S4 ci si trovi in presenza di un tratto lapideo relativo al materiale (B).

L'indagine geotecnica finalizzata all'individuazione dei parametri fisico-meccanici è stata svolta eseguendo prove in sito e sperimentazione di laboratorio. Nella tab. 1 sono riassunte le

caratteristiche generali dei sondaggi meccanici eseguiti, la cui localizzazione è mostrata nella già citata fig. 4, le prove in essi condotti ed il tipo di strumentazione installata.

Tabella 1 – Caratteristiche generali dei sondaggi geotecnici eseguiti, delle prove condotte e delle strumentazioni installate nel corso delle indagini in sito.

Località	Identificazione	Profondità Indagata m da p.c.	Prove Eseguite			Strumentazioni			Note
						Piez.		Inclin.	
			SPT	PER	PRE	CAS	TA		
Piscopie	S1	55.5	2	1	2	1			MCC
	S2	58.5		4	1	1	1		MCC
	S2b	29.5			6				MDN
	S3	60.5	9	2	4	1			MCC
	S3b	100.0						1	MDN
	S4	36.0	2		3	1			MCC
Greci	S1G	101.6		3	4			1	MDN- MCC
	S2G	88.0		2		3			MCC
	S3G	30.0				1			MCC

SPT = Prove Penetrometriche Dinamiche (Standard Penetration Test)
PER = Prove di Permeabilità
PRE = Prove Pressiometriche
CAS = Casagrande
TA = Tubo Aperto
MCC = Sondaggio Meccanico a CarotaggioContinuo
MDN = Sondaggio Meccanico a Distruzione di Nucleo

3.1.1 Prove di laboratorio

Nella tab. 2 è riportata una sintesi delle prove di laboratorio condotte.

Tabella 2 – Sintesi della sperimentazione condotta in laboratorio.

Sond	n°	W	s	γ	γ_d	n	e	S	Granulometria			Taglio diretto		taglio anulare	Triass.		Edom.
n°	Camp	(%)	kN/m³	kN/m³	kN/m³				Camp.	Glob.	Prov.	Picco	Residuo		ϕ 35	ϕ 100	
S1	CR		x							x							
S2	CI	2x	3x	x	x	x	x	x	x	2x						x	
	2 CR		2x							2x							
S3	5 CI	17x	29x	15x	15x	15x	15x	15x	4x	13x	12x	9x	9x			3x	3x
	13 CR		13x							13x							
S3bis	3 CI	9x	11x	7x	7x	7x	7x	7x	3x	3x	6x	6x	44x	36x		x	
S4	3 CI	10x	13x	7x	7x	7x	7x	7x	3x	5x	6x	3x	3x			x	3x
	3 CR		3x							3x							

Si può rilevare che la sperimentazione ha visto l'esecuzione di prove di identificazione (granulometria, peso specifico dei grani, indice dei vuoti, peso dell'unità di volume naturale, ecc.), prove di compressione edometrica, prove di permeabilità, prove triassiali e prove di taglio.

La sperimentazione è stata condotta in due fasi: in una prima fase, mirata prevalentemente alla caratterizzazione granulometrica dei terreni di interesse, sono stati utilizzati campioni globali prelevati dai carotaggi continui; nella seconda fase sono stati impiegati i campioni indisturbati appositamente prelevati nel corso delle perforazioni.

3.1.1.1. Identificazione

Nella fig. 6 è mostrato il fuso granulometrico dei campioni utilizzati per la sperimentazione (da limo con sabbia ghiaiosa debolmente argillosa a ghiaia sabbiosa limosa), il fuso relativo ai provini di dimensioni standard e quello relativo ai triassiali di grosso diametro.

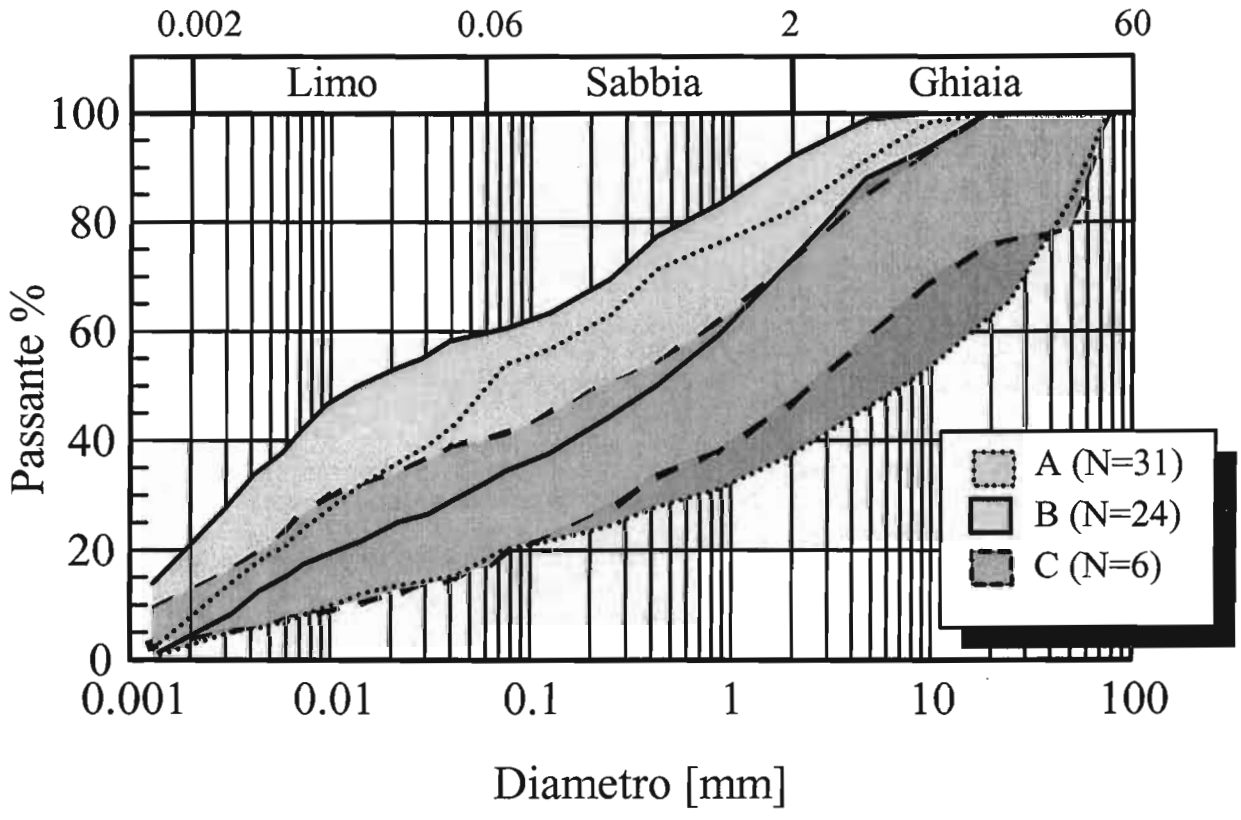


Fig. 6 – Fusi granulometrici (A) dei campioni e dei globali utilizzati per la sperimentazione, (B) dei provini di dimensioni standard sottoposti a prova, (C) dei provini triassiali con diametro 85 mm.

L'esame complessivo dei campioni sottoposti a prova consente di classificare i relativi terreni in due tipologie principali: la prima tipologia, terreni residuali, identificati come T-A, granulometricamente caratterizzata da una percentuale di L+A superiore al 30%; la seconda tipologia, terreni saprolitici o filladi completamente alterate, identificati come T-B, che si presentano generalmente con una percentuale di L+A inferiore o uguale al 30% .

In particolare nell'ambito dei terreni (A) sono definibili due ulteriori gruppi: i terreni (A1), a granulometria marcatamente più fine, caratterizzati da una percentuale di L+A maggiore del 50%; i terreni (A2) che presentano una percentuale di L+A compresa tra il 30% (superiore) ed il 50% (minore o uguale).

Riguardo la rappresentatività dei provini sottoposti a sperimentazione di laboratorio, possiamo sin d'ora rilevare che per i terreni (A) sono rappresentativi i provini di dimensioni standard, mentre per i terreni (B) è necessario ricorrere a provini almeno delle stesse dimensioni dei campioni prelevati nel corso dei sondaggi.

Sempre relativamente ai terreni (A), l'ampliamento verso l'alto del fuso prodotto dalla sovrapposizione dei fusi relativi ai campioni globali ed ai provini di dimensioni standard, è indicativo del fatto che in tali tipi di terreni possono essere presenti livelli a granulometria più fine di spessore inferiore ai 15-20 cm. Dai dati allo stato disponibili non si ritiene, tuttavia, che tali materiali possano costituire dei livelli caratterizzati da una consistente continuità laterale.

Riferendosi alle tipologie di terreni identificate (T-A1, T-A2 e T-B), nelle figg. 7-11 sono rappresentati in forma grafica i risultati della sperimentazione geotecnica di laboratorio relativi ad alcune delle proprietà indici dei terreni presenti. In particolare, relativamente a ciascuna tipologia di terreno (T-A1, T-A2 e T-B), per ognuna di tali grandezze (peso saturo dell'unità di volume, peso naturale dell'unità di volume, peso secco dell'unità di volume, indice dei vuoti, peso specifico dei grani, grado di saturazione) è mostrato il campo di variazione e la relativa collocazione dei dati sperimentali, con evidenziati i valori minimo, medio e massimo, la loro distribuzione di frequenza (figg. 7-9); nella fig. 10 i risultati sono riferiti agli stessi campi di variazione e alle stesse classi per le tre tipologie di terreno considerate; nella fig. 11 vengono riportati i risultati complessivi senza distinzione di tipologia di terreno.

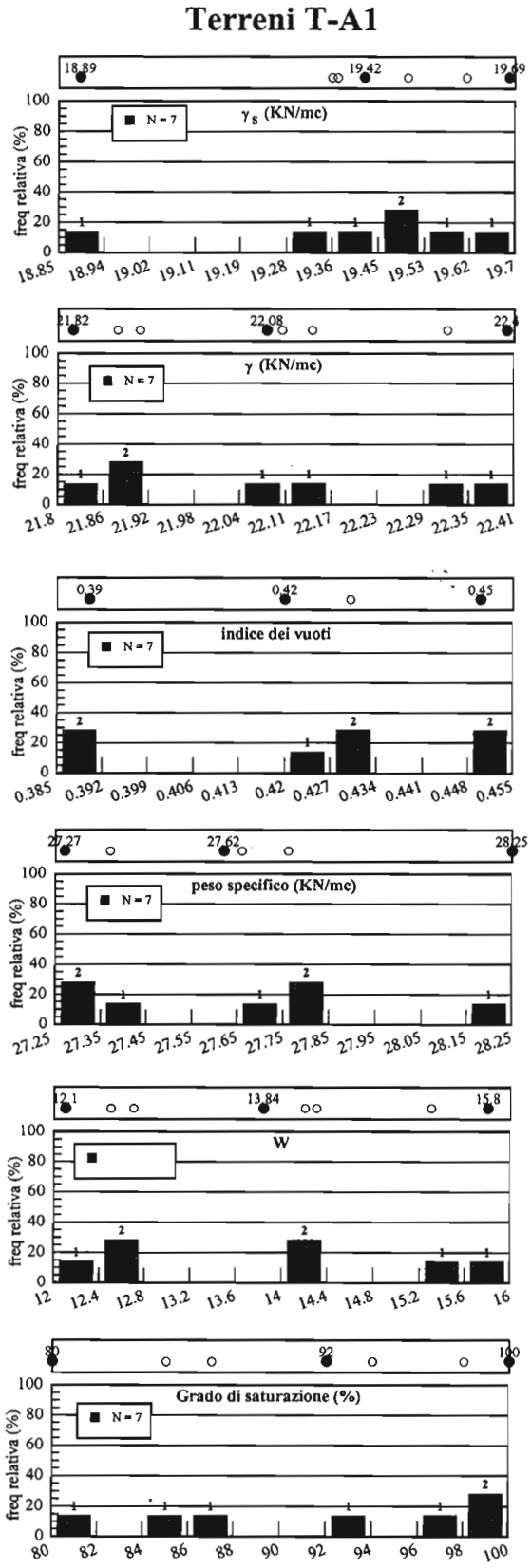


Fig. 7 – Distribuzione di frequenza di alcune proprietà indici dei terreni T-A1.

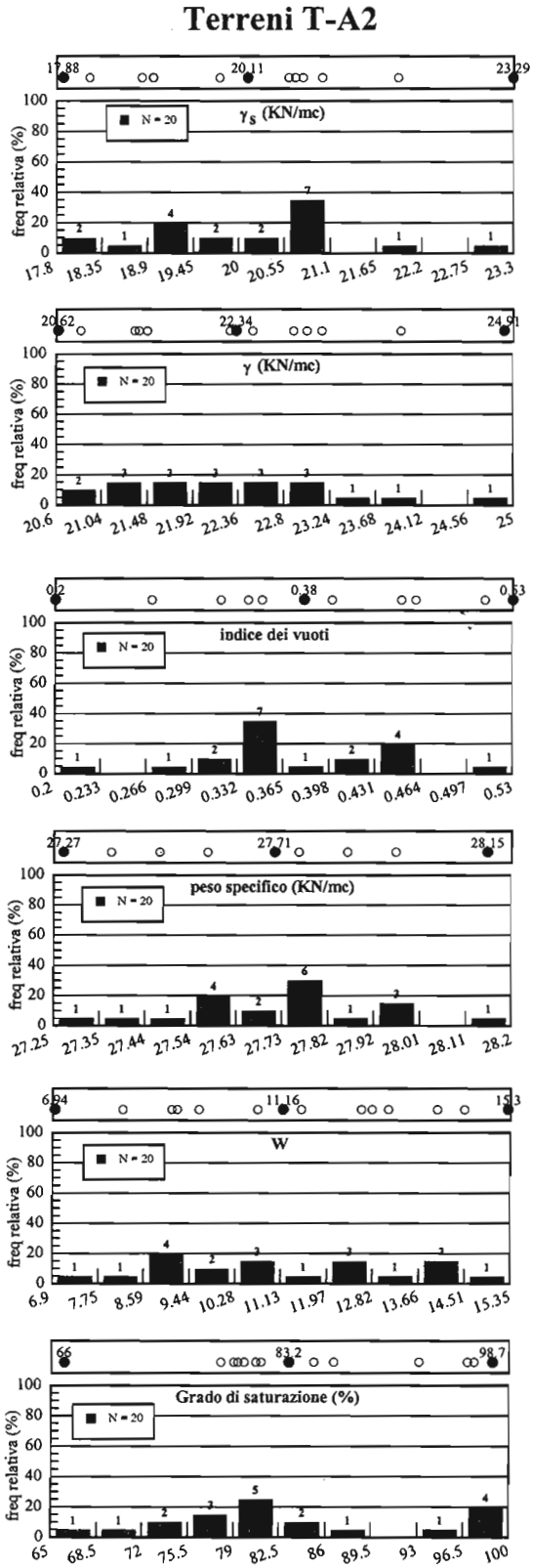


Fig. 8 – Distribuzione di frequenza di alcune proprietà indici dei terreni T-A2.

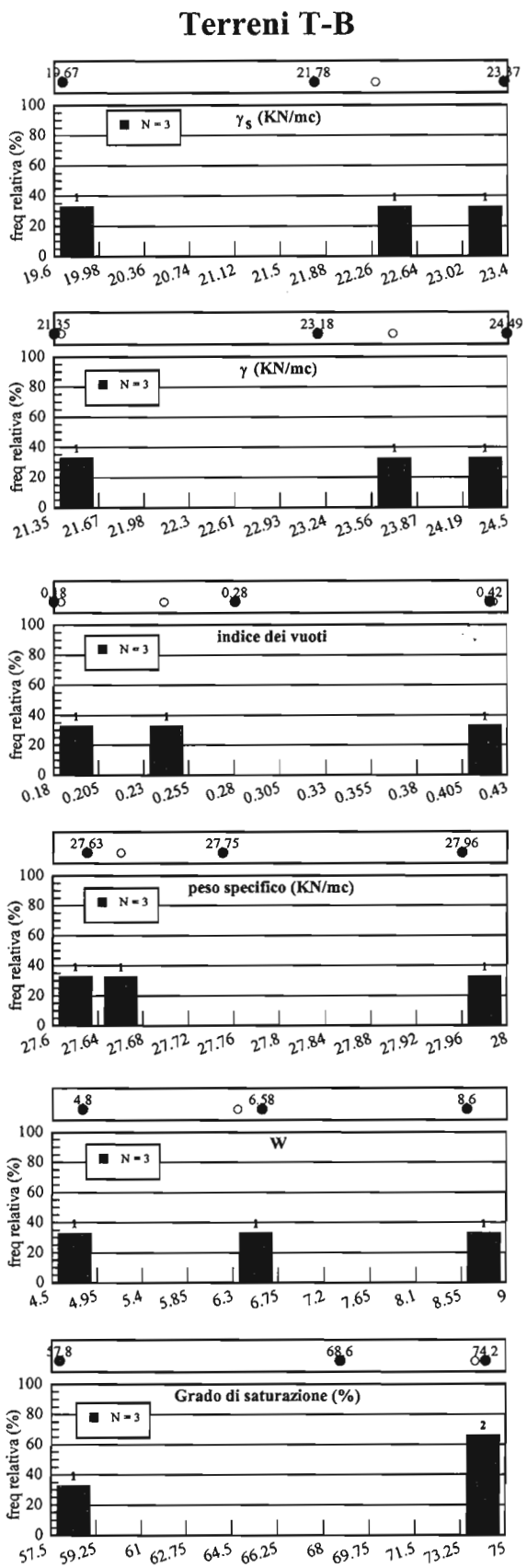


Fig. 9 – Distribuzione di frequenza di alcune proprietà indici dei terreni T-B.

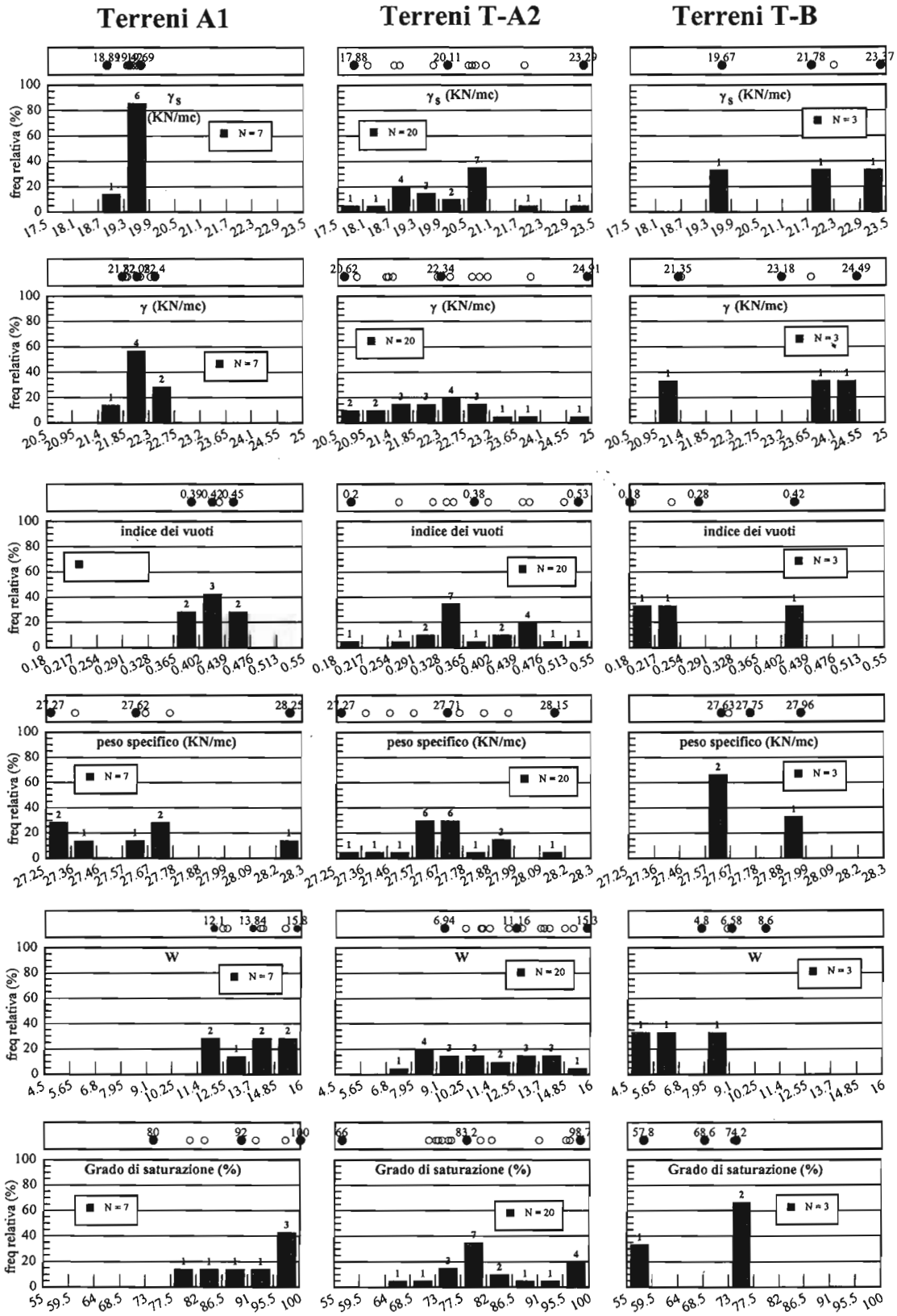


Fig. 10 – Distribuzione di frequenza di alcune proprietà indici dei terreni distinti per tipologia.

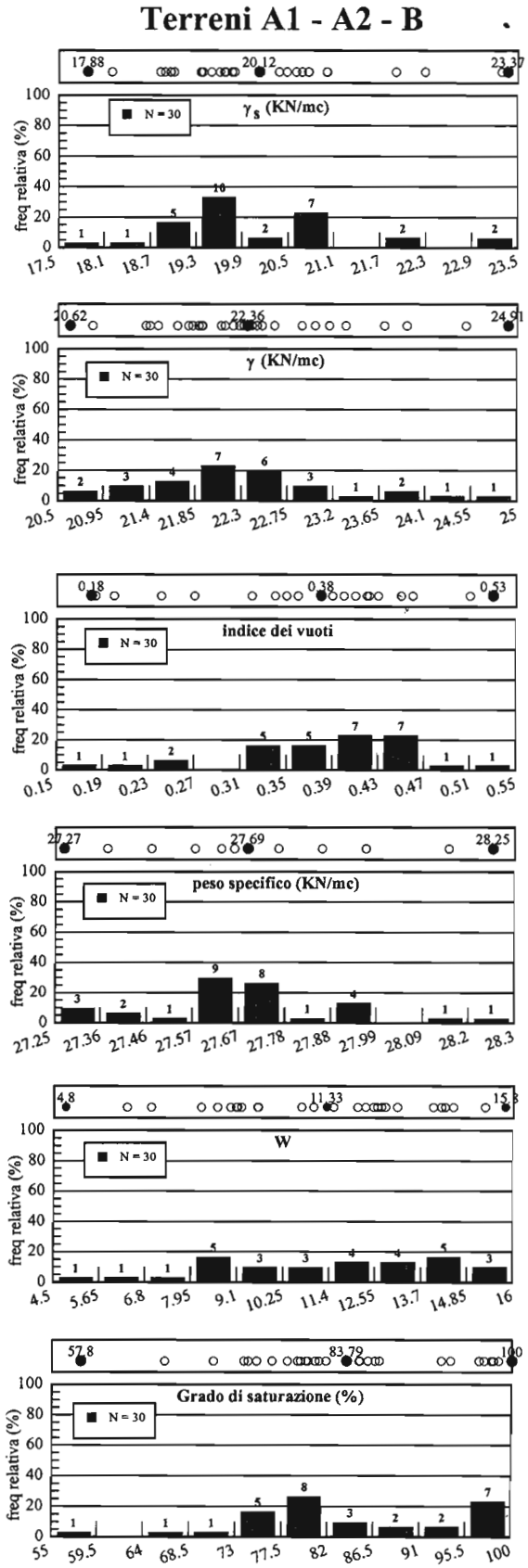


Fig. 11 – Distribuzione di frequenza di alcune proprietà indici dei terreni esaminati.

Relativamente alle grandezze in esame si può rilevare in questa fase una maggiore disponibilità di dati per i terreni T-A rispetto a quelli T-B; ciò nonostante sia i campi di variazione sia i valori medi sono sostanzialmente confrontabili (figg. 10-11): i terreni (T-A1), (T-A2) e (T-B) non mostrano sostanziali differenziazioni del peso specifico dei grani (pari a circa 28 kN/m^3); il peso dell'unità di volume a contenuto d'acqua naturale è pari sostanzialmente a 22 kN/m^3 per (T-A1) e (T-A2) ed è poco superiore a 23 kN/ m^3 per (T-B); anche per il peso secco dell'unità di volume e per l'indice dei vuoti si rilevano ancora valori medi abbastanza prossimi per i terreni (T-A1) e (T-A2), circa 20 kN/ m^3 e 0.38 – 0.42, e di poco differenziati per i terreni (T-B), circa 22 kN/ m^3 e 0.28; sostanzialmente più bassi sono i valori del contenuto d'acqua e del grado di saturazione dei terreni T-B rispetto ai terreni T-A.

3.1.1.2. Deformabilità

Per quanto concerne le prove di compressione edometrica, nella fig. 12 sono mostrati i risultati ottenuti su un provino riferibile a terreno tipo (T-A1) e su 5 provini relativi a terreno tipo (T-A2). Dalle prove edometriche complessivamente condotte si ritrovano, in particolare, valori di Cc compresi tra 0.106 e 0.134.

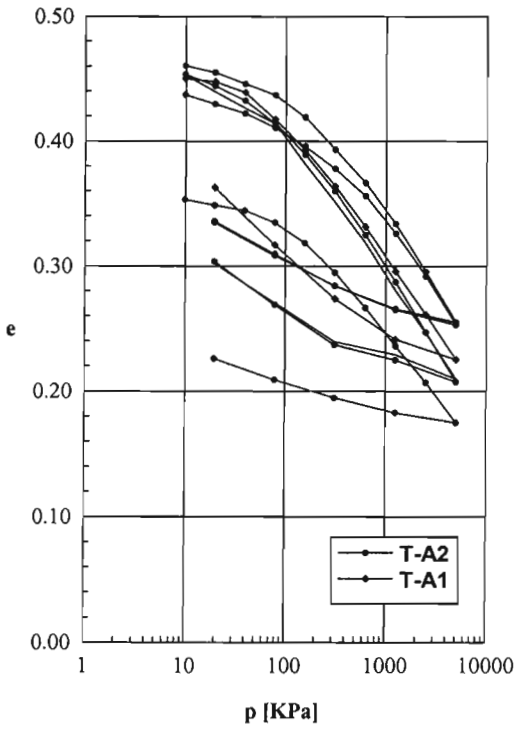


Fig. 12 – Risultati delle prove condotte su terreni distinti in T-A e T-B.

3.1.1.3. Resistenza a taglio e meccanismi di rottura

L'analisi dei risultati conseguiti dalle prove di taglio diretto e triassiali evidenzia la necessità di procedere ad alcuni mirati approfondimenti. Un primo esame dei dati disponibili consente tuttavia di tracciare, in via preliminare, un utile quadro di riferimento per i caratteri meccanici dei terreni di interesse, figg. 13-14.

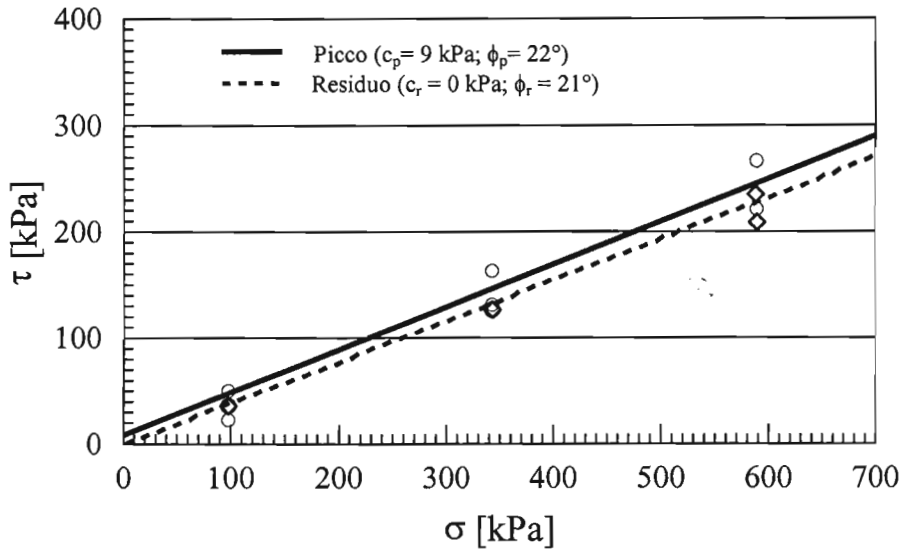


Fig. 13 – Inviluppi di resistenza a taglio per i terreni tipo (T- A1), caratterizzati da (A+L)>50%, ottenuti da prove di taglio diretto. (Da Gullà et al., 2001modificata)

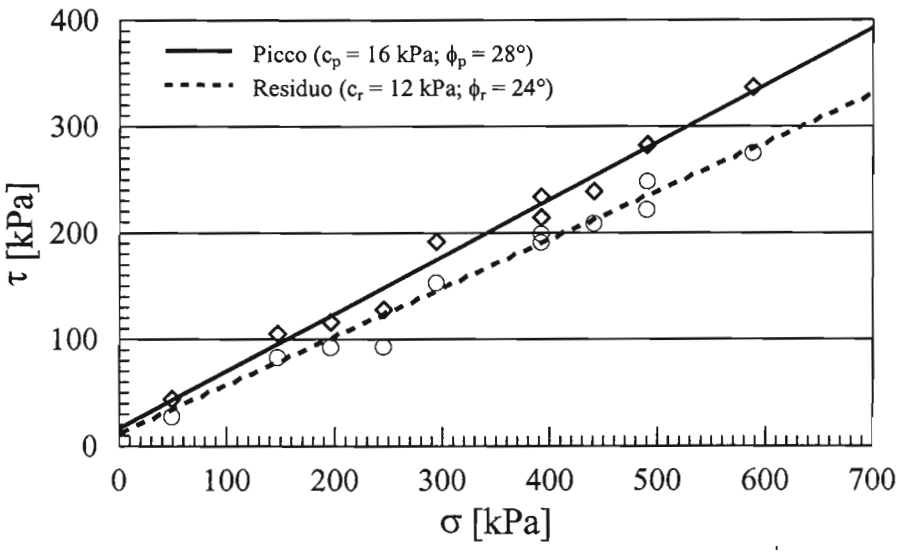


Fig. 14 – Inviluppi di resistenza a taglio per i terreni tipo (T-A2) caratterizzati da 30%<(A+L)≤50%, ottenuti da prove di taglio diretto. (Da Gullà et al., 2001 modificata)

Dalle prove di taglio diretto condotte su 6 provini riferibili a terreno tipo (T-A1) e su 11 provini relativi a terreno tipo (T-A2), l'inviluppo della resistenza di picco è definito: per i terreni (T-A1), granulometricamente più fini, da C_p = 9kPa e da ϕ_p = 22°; per i terreni (T-A2) da C_p = 16kPa e da ϕ_p = 28°. Gli inviluppi di resistenza residua determinati sugli stessi provini sono caratterizzati: per i terreni (T-A1) da C_r = 0 e ϕ_r = 21°; per i terreni (T-A2) da C_r = 12kPa e ϕ_r = 24°.
Al fine di approfondire quest'ultimo aspetto, ovvero la definizione della resistenza residua, è stata condotta una sperimentazione di laboratorio su provini ricostituiti, con l'utilizzo dell'apparecchio anulare di taglio e della macchina di taglio diretto.

Le prove sono state effettuate sul campione C1, prelevato nel sondaggio S3, riferibile a terreno tipo (T-B); l'utilizzo esclusivo di provini ricostituiti ha consentito di sottoporre lo stesso campione di terreno, ricostituito di volta in volta, a più prove e con differenti apparecchi di taglio, in modo da evitare che nel confronto tra i risultati ottenuti giocassero fattori connessi alla non omogeneità del terreno.

Sono stati confezionati 3 gruppi di provini: un primo gruppo è stato preparato con il passante al setaccio N° 40 ASTM (che in seguito chiameremo come materiale "A"); un secondo gruppo è stato confezionato con il passante al N° 10 (che in seguito sarà indicato come materiale "C"); un terzo gruppo è stato preparato con una granulometria "intermedia" ottenuta aggiungendo al passante al setaccio N° 40 ASTM il 50% del passante al setaccio N° 10 ASTM e trattenuto al setaccio N° 40 (che in seguito chiameremo come materiale "B"). In fig. 15 vengono mostrate le curve granulometriche del campione (materiale originario) e dei materiali preparati come precedentemente descritto.

In tutti i casi, al materiale secco è stato aggiunta acqua distillata fino a portare il terreno ad un contenuto d'acqua W del 21%, pari al limite liquido del materiale originario, tranne che nel caso dei provini appartenenti al secondo gruppo (materiale "C") i quali sono stati preparati con un contenuto d'acqua del 14% poiché un quantitativo superiore di acqua avrebbe reso il materiale troppo fluido per poter essere lavorato; dopo aver lasciato riposare il materiale per 12 ore, sono stati preparati i provini da sottoporre a prova di taglio.

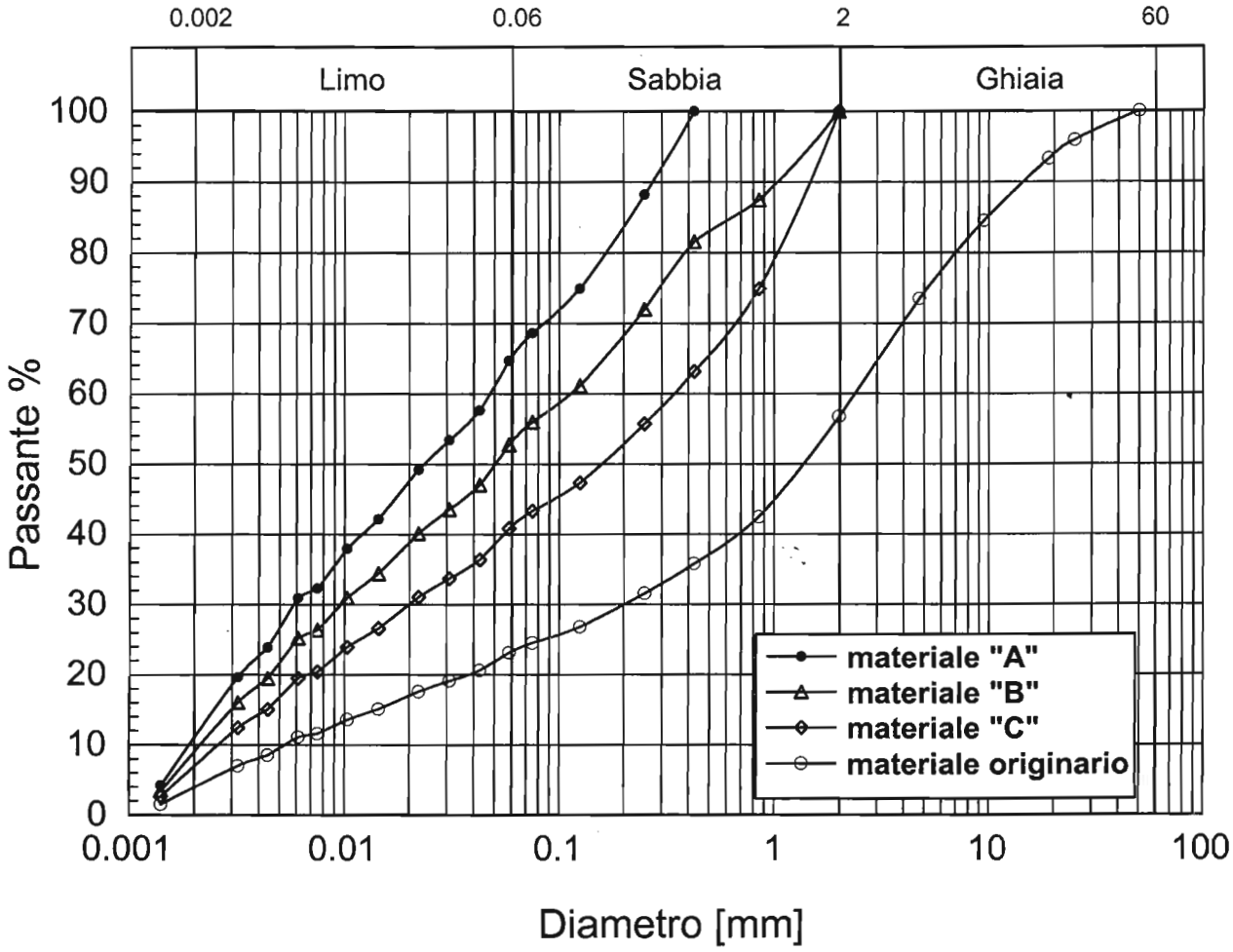


Fig. 15 – Curve granulometriche dei materiali utilizzati per la sperimentazione in laboratorio.

Le prove sono state effettuate utilizzando l'apparecchio di taglio diretto con inversione del moto e l'apparecchio anulare di taglio.

Tutti i provini sottoposti a prova di taglio diretto, sono stati preparati utilizzando la medesima fustellina, quindi lo stesso volume e lo stesso quantitativo di materiale; alla fine di ogni prova il provino veniva estruso e pesato, il materiale veniva reimpastato con l'aggiunta di acqua per ripristinarne il contenuto d'acqua iniziale e veniva preparato un nuovo provino.

La consolidazione è stata fatta avvenire in due stadi: il provino è stato dapprima fatto consolidare ad una tensione pari a 98.1 kPa o a 294.3 kPa a seconda che la tensione a rottura fosse compresa nell'intervallo 0÷294.3 kPa ovvero 392.4÷588.6 kPa, rispettivamente; successivamente

il provino è stato fatto consolidare sotto la tensione normale a rottura. In entrambe le fasi, la consolidazione è stata bloccata quando la curva di consolidazione si disponeva orizzontalmente senza attendere necessariamente le 24 ore.

Per poter investigare sui possibili effetti della velocità di deformazione sulla resistenza a taglio del terreno, per ciascun gruppo di provini le prove sono state condotte a varie velocità scelte comunque in maniera tale da assicurare condizioni drenate: 8 provini sono stati portati a rottura con una velocità V=4.9μ/min (che convenzionalmente abbiamo denominato "velocità standard"), equivalente a 7mm in 24 ore; una velocità V=0.6μ/min (che convenzionalmente abbiamo definito "prova lenta"), che è la più bassa velocità disponibile nella macchina di taglio diretto, è stata utilizzata per portare a rottura una terna di provini; un'altra terna di provini è stata portata a rottura utilizzando la velocità determinata dal coefficiente di consolidazione (la prova è stata convenzionalmente definita "prova veloce"). Ciascuna prova nell'apparecchio di taglio diretto è stata bloccata in corrispondenza di uno spostamento di 7 mm.

Nella tabella 3 sono indicate le prove eseguite e, per ogni prova, viene riportata la tensione verticale, la velocità di deformazione e la τ_R.

Nelle fig. 16-18 vengono diagrammati sul piano di Mohr i risultati ottenuti, distinti per tipo di materiale utilizzato.

Analizzando i risultati in funzione della velocità di scorrimento si osserva che i parametri di resistenza c' e ϕ' variano rispettivamente da 8 a 9 kPa e da 21.4 a 23.5° per i provini preparati con il materiale "A"; variano da 10 a 14 kPa e da 23.1 a 24.7° per i provini preparati con il materiale "B"; variano da 5 a 39 kPa e da 26.5 a 29.2° per i provini preparati con il materiale "C".

L'esame complessivo dei risultati evidenzia due fatti importanti:

1. l'entità delle velocità di scorrimento non ha esercitato sensibile influenza sui risultati ottenuti;
2. l'inviluppo di rottura non passa per l'origine degli assi a meno che non si ammetta che lo stesso sia di tipo curvilineo nella sua parte iniziale.

Tabella 3 – Prove eseguite nell'apparecchio di taglio diretto con inversione del moto.

TIPO DI MATERIALE	TIPO DI PROVA	PROVINO	σ (kPa)	VELOCITÀ (μ/min)	τ_R (kPa)	Parametri di resistenza a taglio
PASSANTE AL SETACCIO N° 40 ASTM (MATERIALE "A")	Velocità standard	P1	98.1	4.9	49.8	c' = 8 kPa ϕ = 22.6°
		P2	98.1		45.1	
		P3	98.1		54.0	
		P5	196.2		85.5	
		P6	294.3		132.7	
		P7	392.4		169.7	
		P10	490.5		213.2	
		P11	588.6		252.7	
	Prova veloce	P4	98.1	110	49.3	c' = 9 kPa ϕ = 23.5°
		P8	294.3	250	139.6	
		P9	588.6	200	263.0	
	Prova lenta	P12	98.1	0.6	43.0	c' = 9 kPa ϕ = 21.4°
		P13	294.3		131.0	
		P14	588.6		236.1	
PASSANTE AL SETACCIO N° 40 ASTM + 50% DEL PASSANTE AL 10 E TRATTENUTO AL 40 (MATERIALE "B")	Velocità standard	P15	98.1	4.9	47.2	c' = 10 kPa ϕ = 23.1°
		P16	196.2		99.6	
		P17	294.3		139.6	
		P20	392.4		172.3	
		P21	490.5		220.3	
		P22	588.6		261.7	
	Prova veloce	P18	98.1	80	51.5	c' = 14 kPa ϕ = 23.9°
		P19	294.3	51	154.9	
		P23	588.6	160	270.6	
	Prova lenta	P24	98.1	0.6	55.1	c' = 14 kPa ϕ = 24.7°
		P25	294.3		155.6	
		P26	588.6		281.6	
PASSANTE AL SETACCIO N° 10 ASTM (MATERIALE "C")	Velocità standard	P27	98.1	4.9	61.8	c' = 5.2 kPa ϕ = 29.2°
		P28	196.2		115.6	
		P29	294.3		168.7	
		P30	392.4		222.0	
		P31	490.5		275.8	
		P32	588.6		338.9	
	Prova veloce	P36	98.1	69	60.96	c' = 7 kPa ϕ = 28.8°
		P37	294.3	45	176.18	
		P38	588.6	50	327.27	
	Prova lenta	P33	153	0.6	91.36	c' = 38.9 kPa ϕ = 26.5°
		P34	294.3		179.35	
		P35	588.6		335.78	

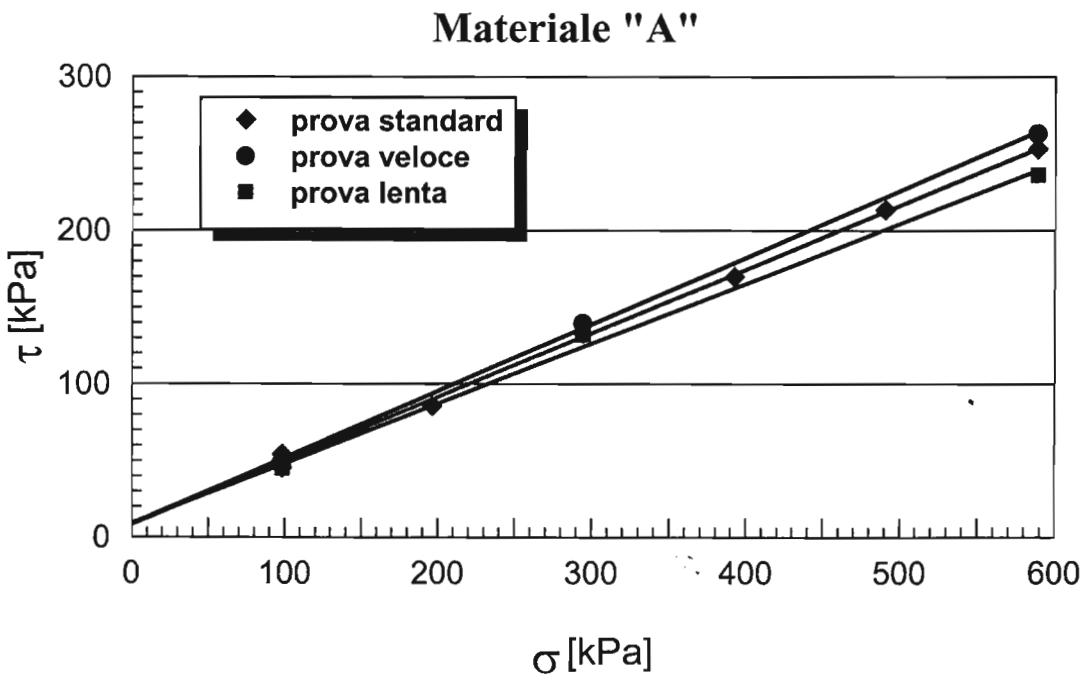


Fig. 16 – Inviluppi di rottura ottenuti con l'apparecchio di taglio diretto sul materiale "A" distinti per velocità di prova.

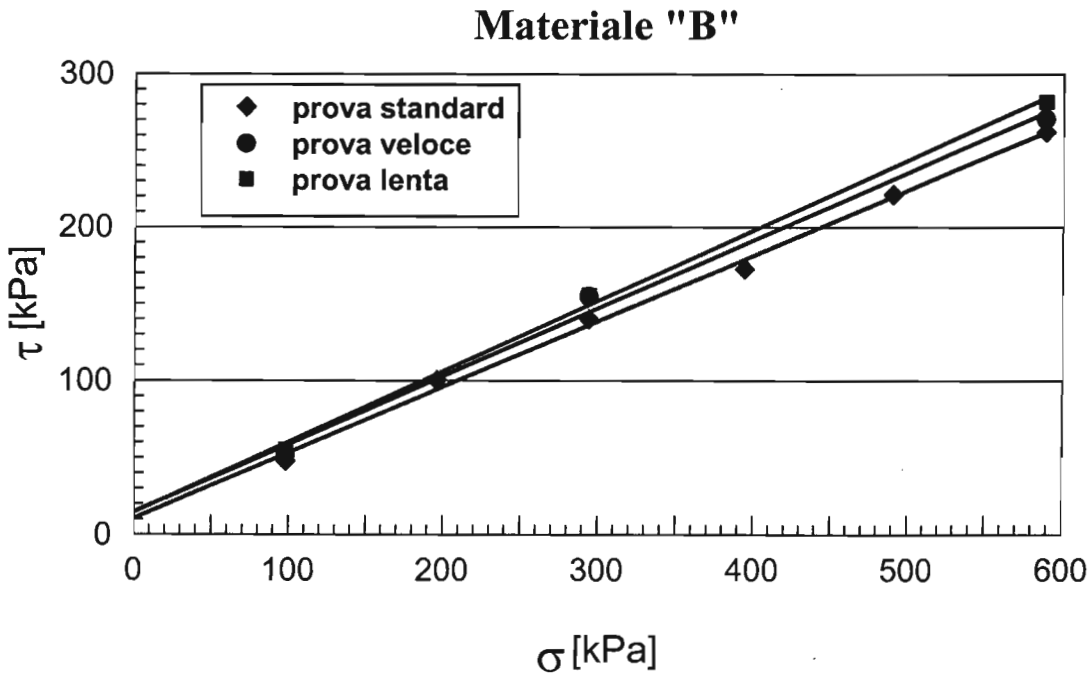


Fig. 17 – Inviluppi di rottura ottenuti con l'apparecchio di taglio diretto sul materiale "B" distinti per velocità di prova.

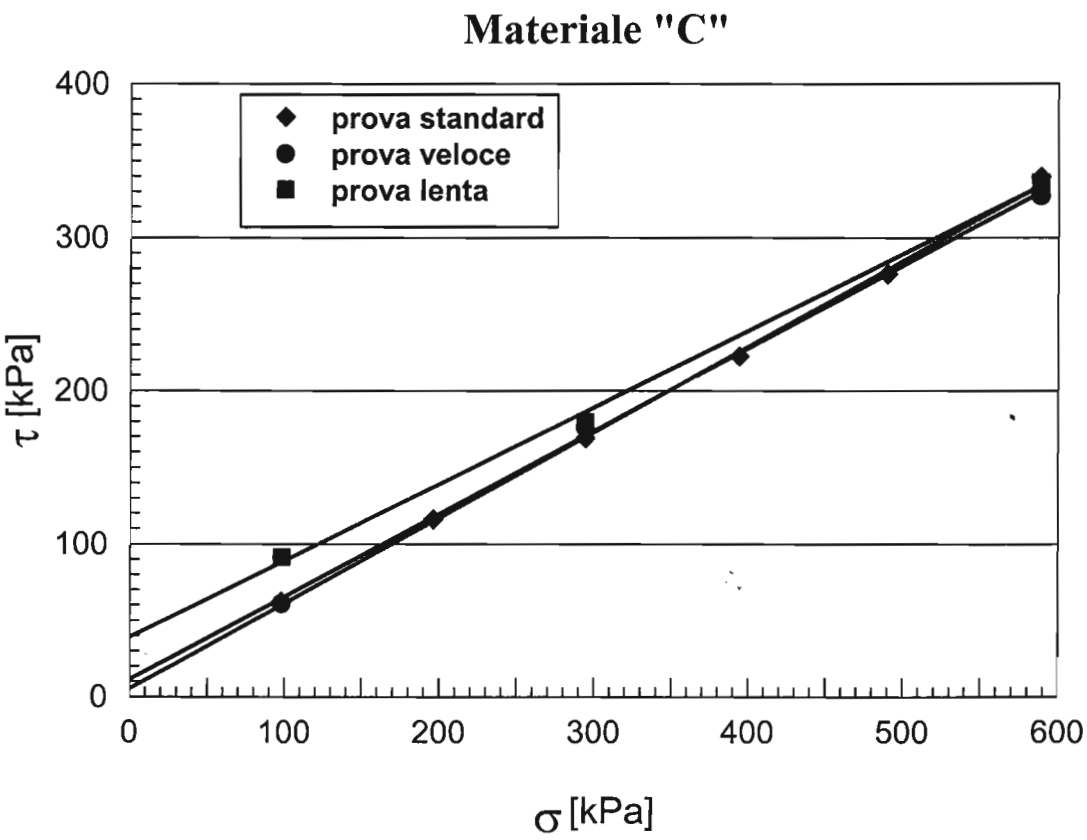


Fig. 18 – Inviluppi di rottura ottenuti con l'apparecchio di taglio diretto sul materiale "C" distinti per velocità di prova.

L'apparecchio anulare di taglio è stato utilizzato per determinare la resistenza residua dei tre materiali preparati come precedentemente descritto.

Nella tabella 4 viene riassunta la sperimentazione condotta.

La sperimentazione ha visto l'esecuzione delle prove seguendo la procedura "multistage" (Stark & Vettel, 1992): con tale procedura il provino, che ha il diametro interno di 7 cm, quello esterno di 10 cm ed un'altezza di 2 cm, viene fatto consolidare alla tensione normale desiderata e poi portato a rottura. Il confinamento del provino nella scatola provoca, durante il taglio, l'insorgere di attriti laterali la cui intensità è funzione dello spessore del provino, del carico normale applicato e della velocità di deformazione (Stark & Vettel, 1992). Per ridurre questi attriti, anche se in parte, terminata la fase di consolidazione, prima di procedere al taglio viene allentata la stretta degli accoppiamenti della scatola ed in particolare: viene depressurizzato il martinetto, vengono allentati i bulloni che serrano la traversa di supporto al martinetto, vengono riavvitati i bulloni ed infine, repressurizzato il martinetto.

Tabella 4 – Prove nell'apparecchio anulare di taglio.

TIPO DI MATERIALE	TIPO DI PROVA	PROVINO	σ (kPa)	VELOCITÀ (°/min)	τ_R (kPa)	Parametri di resistenza a taglio
PASSANTE AL SETACCIO N° 40 ASTM (MATERIALE "A")	Velocità standard	La3B1r1	100	0.0066	69.48	c' = 36 kPa ϕ = 17.9°
		La3B1r2	200		98.20	
		La3B1r3	300		132.56	
		La3B1r4	400		169.13	
		La3B1r5	500		197.03	
		La3B1r6	600		228.89	
	Prova veloce 7mm	La3B1r8	100	0.337	45	c' = 11 kPa ϕ = 20.8°
		La3B1r9	200		132	
		La3B1r10	300		236	
	Prova veloce giro intero	La3B1r11	100	0.337	42.56	c' = 20 kPa ϕ = 18.7°
		La3B1r12	200		139.98	
		La3B1r13	300		215.11	
PASSANTE AL SETACCIO N° 40 ASTM + 50% DEL PASSANTE AL 10 E TRATTENUTO AL 40 (MATERIALE "B")	Velocità standard	La3B1r14	100	0.0066	61	c' = 18 kPa ϕ = 24.3°
		La3B1r15	200		110	
		La3B1r16	300		152	
		La3B1r17	400		199	
		La3B1r18	500		248	
		La3B1r19	600		285.5	
	Prova veloce 7mm	La3B1r20	100	0.216	63	c' = 14 kPa ϕ = 25.7°
		La3B1r21	200		159	
		La3B1r22	300		303	
	Prova veloce giro intero	La3B1r23	100	0.216	56	c' = 18 kPa ϕ = 22.2°
		La3B1r24	200		145	
		La3B1r25	300		261	
PASSANTE AL SETACCIO N° 10 ASTM (MATERIALE "C")	Velocità standard	La3B1r29	100	0.0066	58.78	c' = 15 kPa ϕ = 24.5°
		La3B1r30	200		107.96	
		La3B1r31	300		151.39	
		La3B1r32	400		198.49	
		La3B1r33	500		246.45	
		La3B1r34	600		285.46	
	Prova veloce 7mm	La3B1r26	100	0.093	62.56	c' = 11 kPa ϕ = 20.8°
		La3B1r27	200		159.01	
		La3B1r28	300		303.48	
	Prova veloce giro intero	La3B1r35	100	0.093	55.81	c' = 18 kPa ϕ = 22°
		La3B1r36	200		145.41	
		La3B1r37	300		260.87	

Per verificare che la condizione di resistenza residua sia stata raggiunta, il rapporto τ/σ' ("stress ratio") viene diagrammato in funzione dello spostamento orizzontale in scala logaritmica, così come raccomandato da Stark & Vettel (1992) e suggerito da La Gatta (1970). Questa tecnica, infatti, accentua la pendenza della curva a larghe deformazioni, permettendo di definire in maniera chiara la porzione orizzontale della curva, così come evidenziato nell'esempio di fig. 19. L'incremento della τ dopo il tratto orizzontale, osservato per alcune curve, è da attribuire probabilmente all'incremento degli attriti laterali; tali attriti sono dovuti alle piccole quantità di terreno che usualmente fuoriescono durante il taglio. Se l'abbassamento totale del provino è inferiore a 0.75 mm, l'incremento τ dovrebbe non essere significativo (Stark & Vettel, 1992).

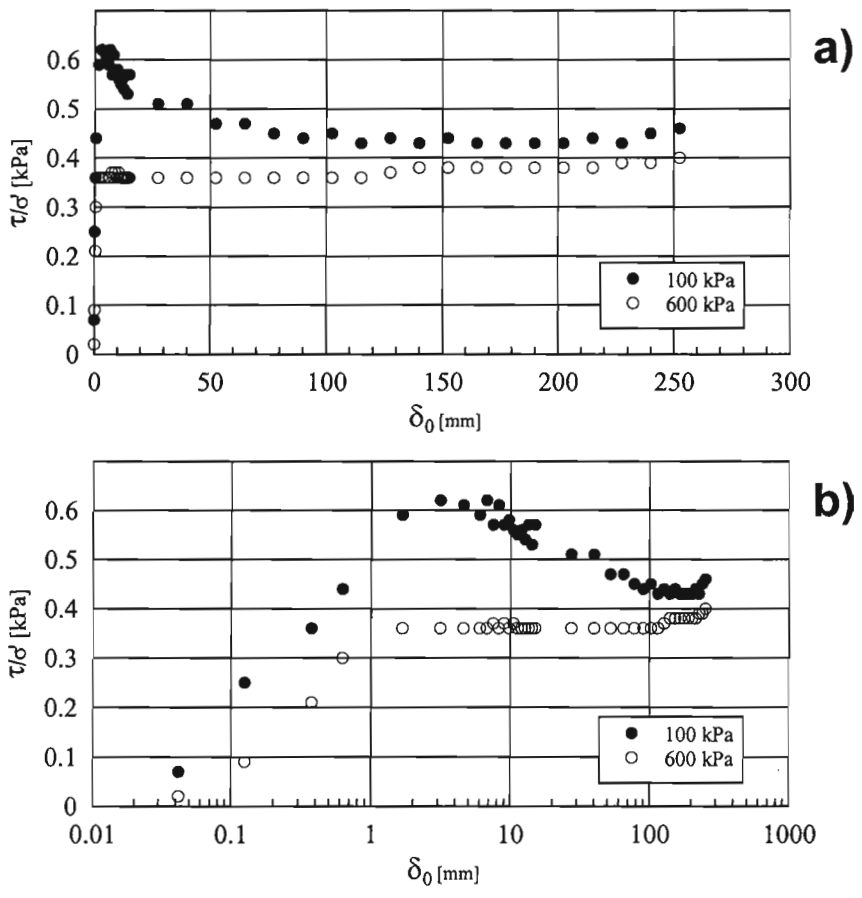


Fig. 19 – Confronto fra gli andamenti del rapporto τ/σ' in funzione dello spostamento orizzontale utilizzando per quest'ultimo una scala lineare (a) o una logaritmica (b).

Come si evince dalla tabella 4, le prove sono state condotte a velocità e deformazioni diverse; in particolare per ogni materiale ("A", "B" e "C") sono state condotte:

1. una prova con una velocità di 0.0066 °/min ed uno scorrimento di 7 mm per ogni singolo carico applicato (che convenzionalmente abbiamo denominato "prova standard");
2. una prova con una velocità di 0.093°/min con uno scorrimento, anche in questo caso, di 7 mm (che convenzionalmente abbiamo denominato "prova veloce 7mm");
3. una prova con la stessa velocità di quella precedente, ma con uno scorrimento corrispondente all'intero angolo giro, sempre per ogni singolo carico applicato (che convenzionalmente abbiamo denominato "prova veloce giro completo").

Nelle fig. 20-22 vengono diagrammati sul piano di Mohr i risultati ottenuti, distinti per tipo di materiale utilizzato.

Analizzando i risultati in funzione della velocità di scorrimento si osserva che i parametri di resistenza c' e ϕ' variano rispettivamente da 11 a 36 kPa e da 18.7 a 20.8° per i provini preparati con il materiale "A"; variano da 14 a 18 kPa e da 25.7 a 22.2° per i provini preparati con il materiale "B"; variano da 11 a 18 kPa e da 20.8 a 24.5° per i provini preparati con il materiale "C".

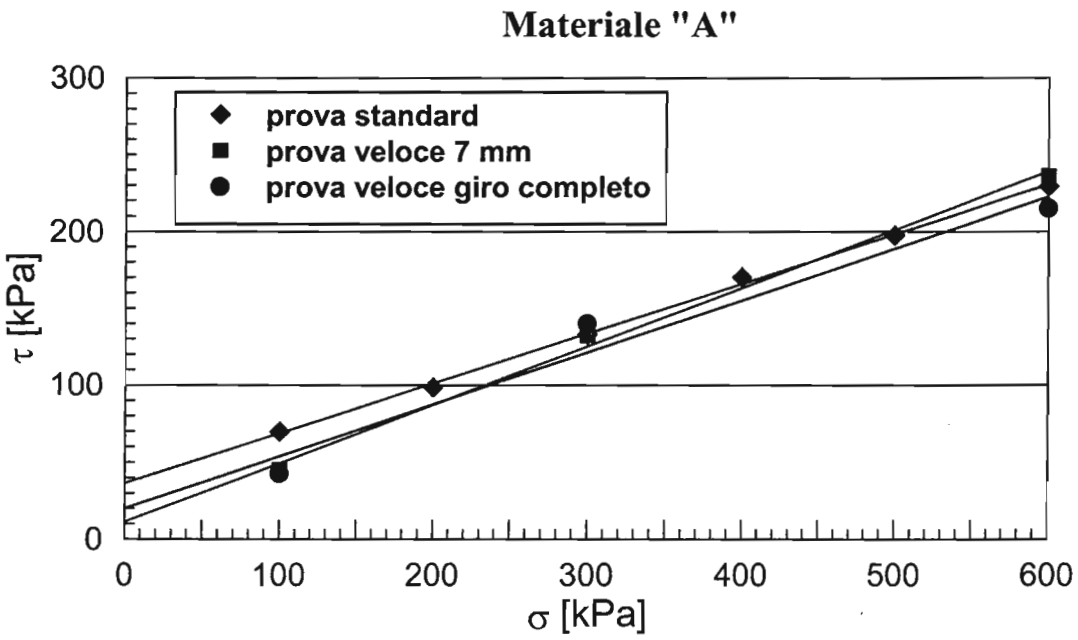


Fig. 20 – Inviluppi di rottura ottenuti con l'apparecchio anulare di taglio sul materiale "A" distinti per velocità di prova.

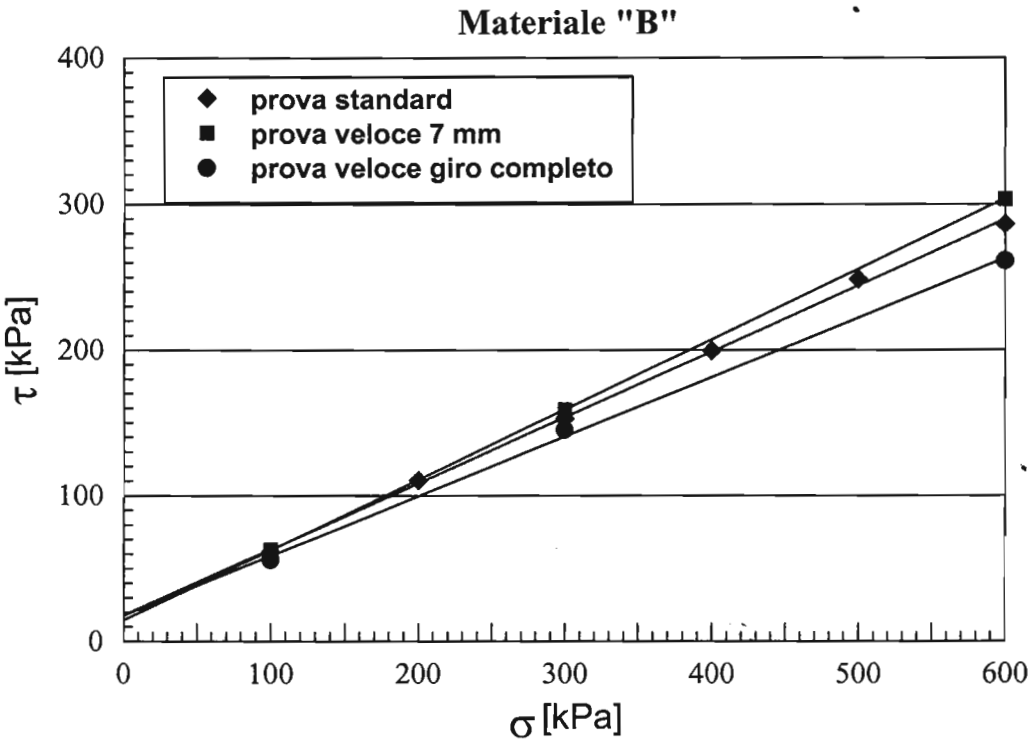


Fig. 21 – Inviluppi di rottura con l'apparecchio anulare di taglio ottenuti sul materiale "B" distinti per velocità di prova.

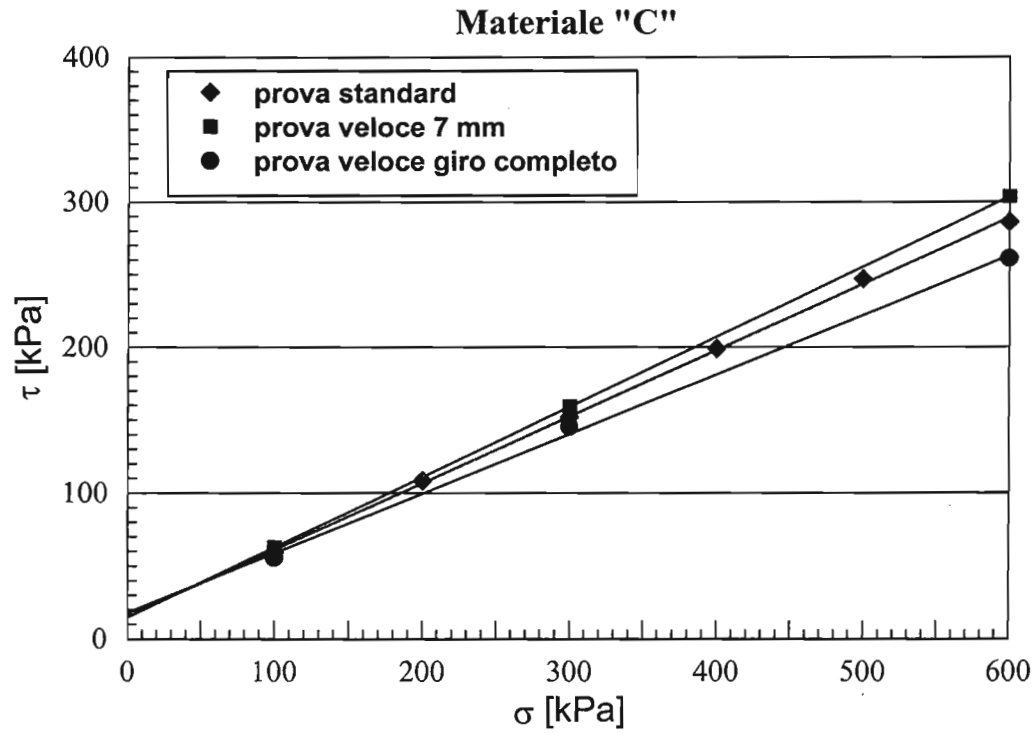


Fig. 22 – Inviluppi di rottura con l'apparecchio anulare di taglio ottenuti sul materiale "B" distinti per velocità di prova.

Nelle figg. 23-24 viene confrontata la resistenza residua determinata in laboratorio con l'apparecchio di taglio diretto e con quello anulare per alcuni dei materiali considerati e per alcune velocità di prova. In quasi tutti i casi, come può essere osservato anche dalle figg. 23-24, la resistenza residua determinata in laboratorio con l'apparecchio di taglio diretto risulta più elevata rispetto a quella determinata con il taglio anulare, ciò in conformità con quanto rilevato da diversi autori (Maugeri, 1985).

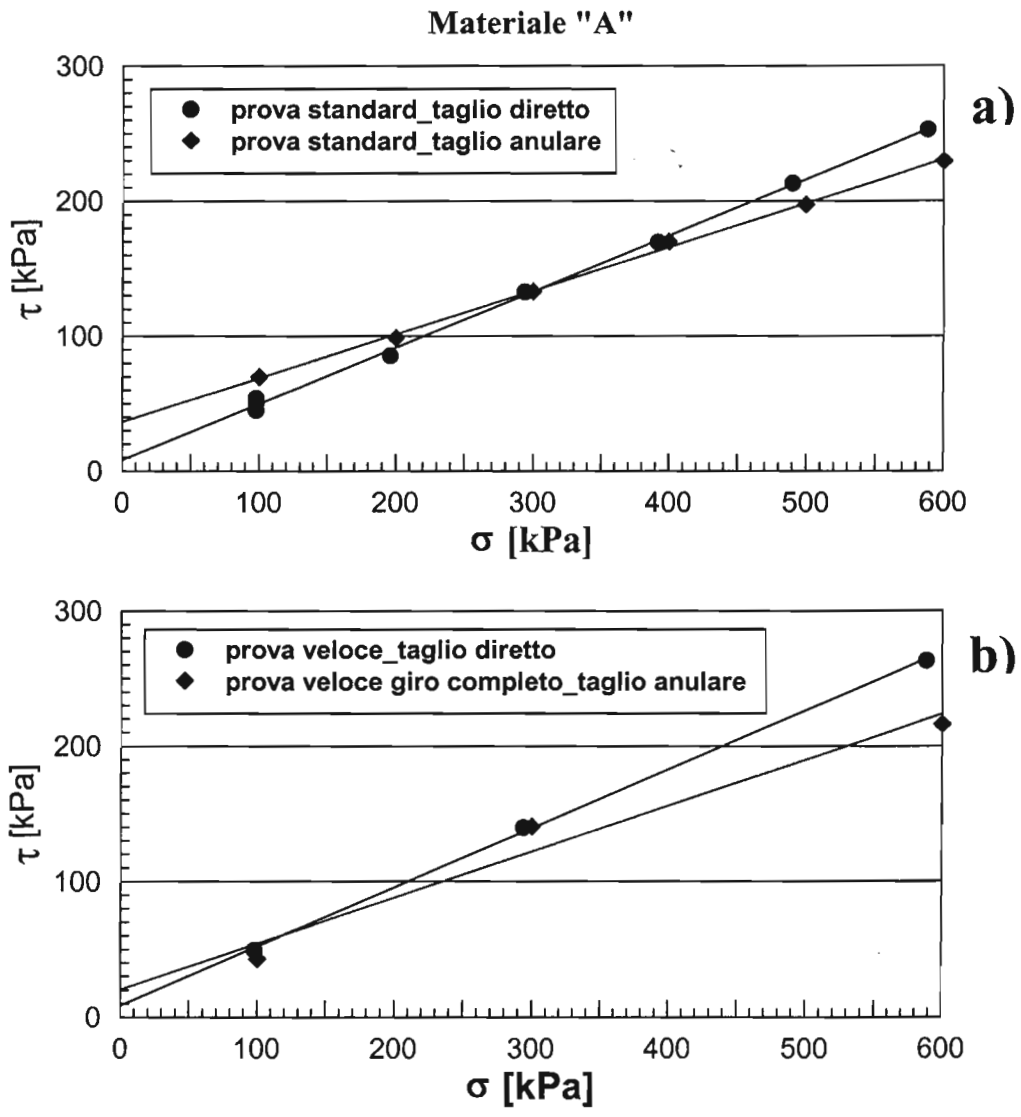


Fig. 23 – Confronto fra gli inviluppi di rottura ottenuti con l'apparecchio anulare di taglio e con quello di taglio diretto sul materiale "A" per i due casi: velocità di prova standard (a) e per la "prova veloce".

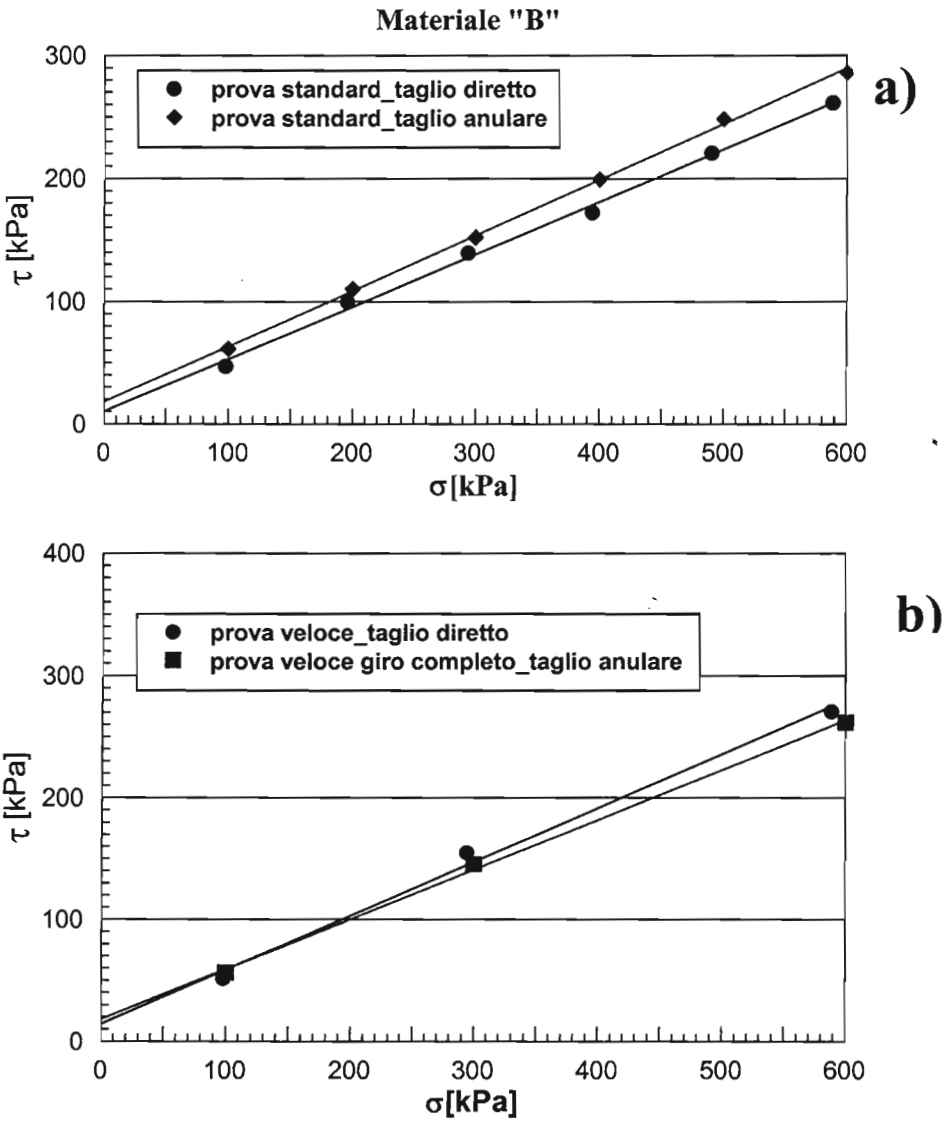


Fig. 24 – Confronto fra gli inviluppi di rottura ottenuti con l'apparecchio anulare di taglio e con quello di taglio diretto sul materiale "B" per i due casi: velocità di prova standard (a) e per la "prova veloce" (b).

Nella fig. 25 sono riportati, ancora come inviluppo, i risultati delle prove triassiali che forniscono in via preliminare alcune indicazioni (Gullà et al., 2001). Per i terreni (T-A2) l'inviluppo è definito da un valore della coesione pari a C_p = 10kPa e dell'angolo d'attrito pari a ϕ_p = 25°. Per i terreni (T-B), imponendo C_p = 0, l'inviluppo è caratterizzato da un valore di ϕ_p = 32°, mentre interpolando i risultati delle due sole prove disponibili abbiamo come parametri dell'inviluppo C_p = 38kPa e ϕ_p = 27°.

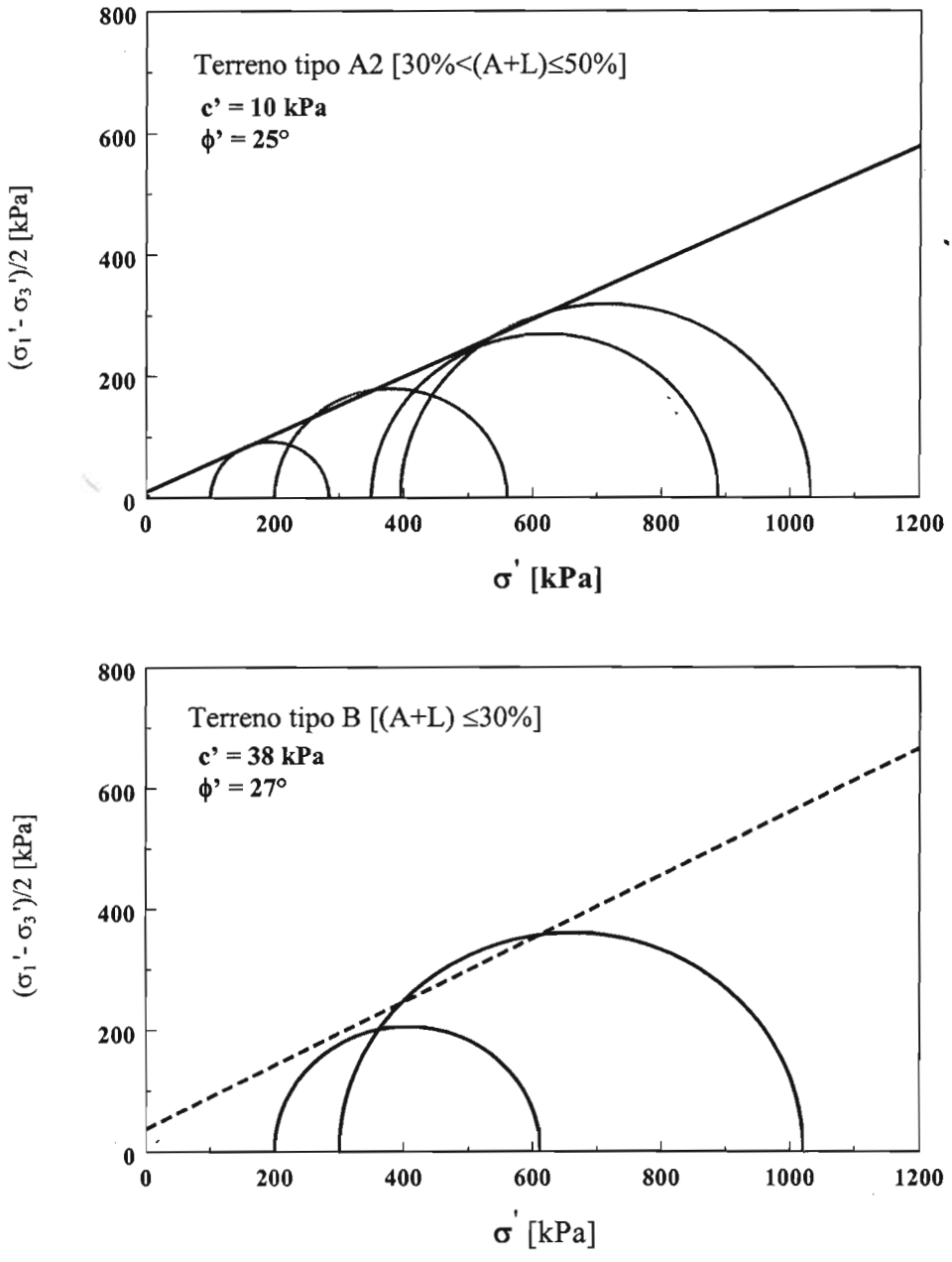


Fig. 25 – Inviluppi di rottura determinati mediante prove triassiali CD. (Da Gullà et al., 2001)

3.1.2. Prove in sito

3.1.2.1. Prove di permeabilità

Per valutare la permeabilità dei terreni in esame sono state effettuate delle prove LUGEON a carico costante: tale tipo di prova infatti è la più appropriata per valutare la permeabilità degli ammassi rocciosi alterati o freschi o anche solo per accertare l'esistenza di fratture. Mentre, infatti, in un terreno la circolazione dell'acqua si verifica attraverso i pori interstiziali, in un ammasso roccioso avviene soprattutto attraverso le fessure. Dalla prova si ricava un parametro di assorbimento d'acqua espresso in unità Lugeon (UL), relativo al tratto di foro testato, che corrisponde all'assorbimento di 1 l/min per unità di lunghezza di foro (Q_a) sotto una pressione corretta di 1 MPa (pari a 10 kg/cm^2). In via di prima approssimazione è possibile dedurre la permeabilità tenendo presente che 1 unità Lugeon vale circa 10^{-5} cm/s.

Le prove effettuate, in totale sette, hanno interessato 3 sondaggi, S1-S2-S3, e sono state realizzate con tratti di prova variabili da 1.2 a 2.5m:

- 1 prova nel sondaggio S1 (con tratto di prova a profondità da 47.5 a 50.0 m);
- 4 prove nel sondaggio S2 (21.5-23.5 m; 31.0-33.2 m; 35.0-36.5 m; 42.0-43.8 m)
- 2 prove nel sondaggio S3 (14.0-17.0 m; 48.5-50.5 m)

Per ogni prova sono stati utilizzati 5-6 gradini di pressione (100-1000kPa) ed i valori ottenuti per la permeabiltà sono mostrati nella fig. 26.

I risultati conseguiti sembrano indicare la presenza di una netta soglia di permeabilità attorno ai 48m di profondità. Si è infatti riscontrata per due prove, eseguite da 47.5 a 50.0m (S1) e da 58.5 a 60.5m (S3), una totale assenza di assorbimento per pressioni sino a 800kPa.

Le prove condotte da circa 16m e sino a circa 42m mostrano, invece, una permeabilità medio-alta ed oscillante come valori medi da poco più di $1x10^{-4}$ a $6x10^{-4}$ cm/s.

Le prove di permeabilità rilevano, dunque, una differenziazione di comportamento nell'ambito del materiale (B). L'elevata permeabilità al di sopra dei 50m è da ascrivere o all'estrema fratturazione (nei tratti costituiti da filladi meno alterate) o alla prevalenza della componente granulometrica più grossa (nelle zone dove sono presenti filladi completamente alterate. Ovviamente non si può allo stato escludere la presenza di ulteriori soglie a bassa permeabilità al di sopra dei 50m e/o di zone ad elevata permeabilità al di sotto dei 50m.

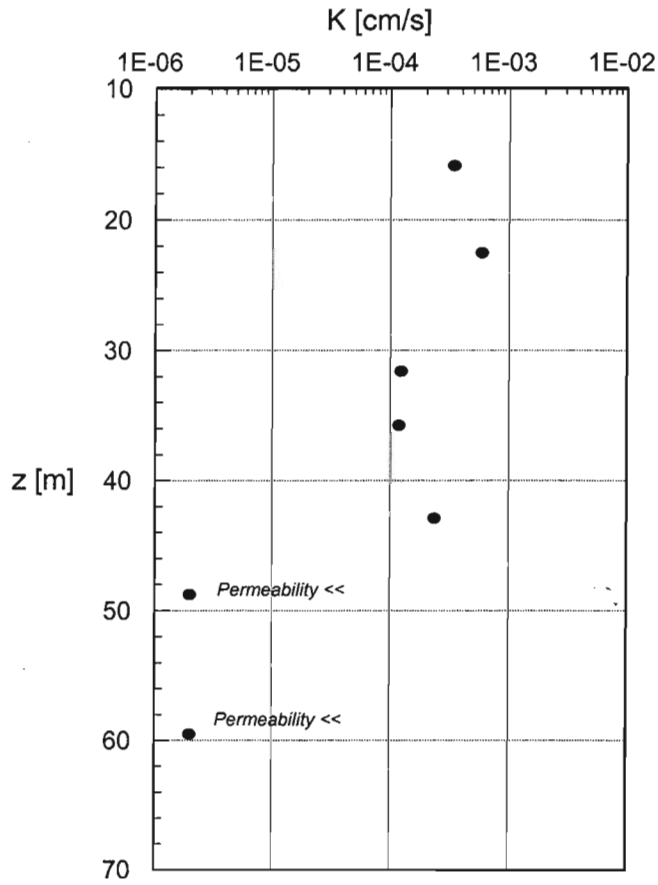


Fig. 26 – Risultati delle prove di permeabilità eseguite nei sondaggi realizzati nel versante Piscopia.

3.1.2.2 Prove pressiometriche

Le prove pressiometriche sono state condotte, anche se in numero diverso, nei sondaggi S1-S2-S3-S4; in particolare: 2 nel sondaggio S1, 7 in S2 ed S2b (riferite tutte per comodità al sondaggio S2), 4 nel sondaggio S3 ed infine 3 prove nel sondaggio S4. In particolare è stato utilizzato un pressiometro Menard a tre celle, due di guardia ed una centrale di misura, con pressioni massime raggiungibili sino a 6000 kPa. Il diametro del pressiometro è di 60mm e le prove sono state condotte, seguendo lo schema generale proposto da Menard (1965), utilizzando in alcuni casi fino a 30 gradini di pressione. In estrema sintesi la prova viene condotta misurando, una volta fornito un certo gradino di pressione alla cella di misura, gli assorbimenti d'acqua della stessa cella ad intervalli di tempo prefissati.

Con i dati ottenuti direttamente in sito è possibile dunque ricavare la curva non corretta pressione-volume. Correggendo i dati, per tener conto delle tarature della pressione e del volume, invece, si ha

a disposizione la curva corretta pressione-volume, in cui si possono distinguere nettamente i seguenti tre tratti:

1) un primo tratto, di ricompressione, che si presenta curvilineo (concavo verso l'asse p), delimitato da un volume pari a V_0 e da una pressione pari a p_{0m};
2) un secondo tratto, quasi rettilineo, che caratterizza la fase di comportamento pseudo-elastico del terreno, limitato dal punto di coordinate $p = p_f$ e $V = V_f$;
3) un tratto finale curvilineo, concavo verso l'asse V, corrispondente alla fase plastica della prova, delimitato dal punto di pressione p_{lim} (a cui corrisponde un volume indefinito).

Dalla curva volume d'acqua assorbito-pressione sono desumibili, sulla base di alcune ipotesi di lavoro, la pressione P_0, che si può assumere in prima approssimazione prossima alla tensione orizzontale in sito.

Nella fig. 27 sono riportati i valori della pressione orizzontale stimata dai dati di prova (Basta, 1996): possiamo rilevare che sino a circa 30m di profondità P_0 dipende in modo modesto dalla profondità, mentre una dipendenza lineare si riscontra a partire dai 30m.

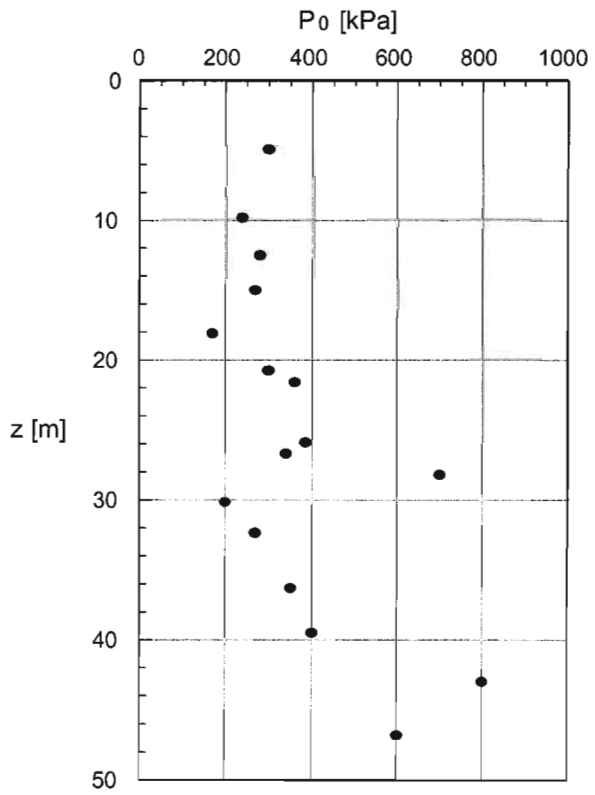


Fig. 27 – Valori della pressione orizzontale stimati dalle prove pressiometriche eseguite nei sondaggi realizzati nel versante Piscopia. (Da Basta, 1996)

Sempre dalle prove pressiometriche e sulla base di alcune ipotesi vengono stimati i valori del Modulo di elasticità di Menard che risulta funzione di V_m ovvero del volume medio della cavità nell'intervallo di pressione Δp che ha prodotto la variazione di volume ΔV.

Il modulo di elasticità normale del terreno è strettamente correlato a quello di Menard tramite un coefficiente reologico (o di struttura) α che varia in funzione del terreno: per terreni sabbiosi e ghiaiosi alterati e rimaneggiati, quali sono risultati i terreni in esame dalle granulometrie effettuate su campioni prelevati alle diverse profondità di prova (Basta, 1996), Menard propone un coefficiente amplificativo pari a 4.

Il grafico di Fig. 28 riporta i valori di E così calcolati in funzione della profondità di prova, in scala logaritmica per essere globalmente più apprezzabili; i valori complessivamente ottenuti variano tra circa 10MPa e circa 1000MPa.

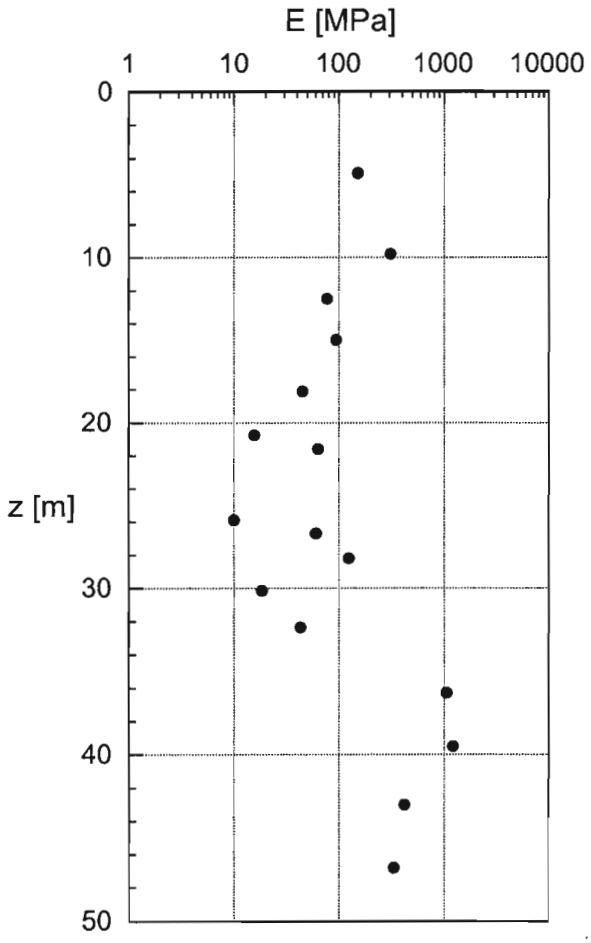


Fig. 28 – Valori del Modulo di Young stimati dalle prove pressiometriche eseguite nei sondaggi realizzati nel versante Piscopia. (Da Basta, 1996)

Attraverso altre correlazioni si sono ottenute informazioni su parametri di resistenza del terreno e in particolare sull'angolo di resistenza a taglio e sulla coesione non drenata; quest'ultima è stata valutata tenendo conto del possibile comportamento in condizioni non drenate, considerata la presenza di una rilevante matrice fina nello scheletro a grana grossa del materiale.

Una relazione, proposta dal CENTRE D'ETUDES MENARD (1963), valida nell'ipotesi di trascurare la coesione, consente la determinazione dell'angolo di resistenza a taglio nelle prove in cui è possibile stimare la pressione limite direttamente dal grafico pressione-inverso dei volumi (in totale 11 su 16) (Basta, 1996): nel 72% dei casi esso è maggiore di 35°, mentre risulta minore, con valori compresi tra 32° a 35°, nel sondaggio S4 (Fig. 29).

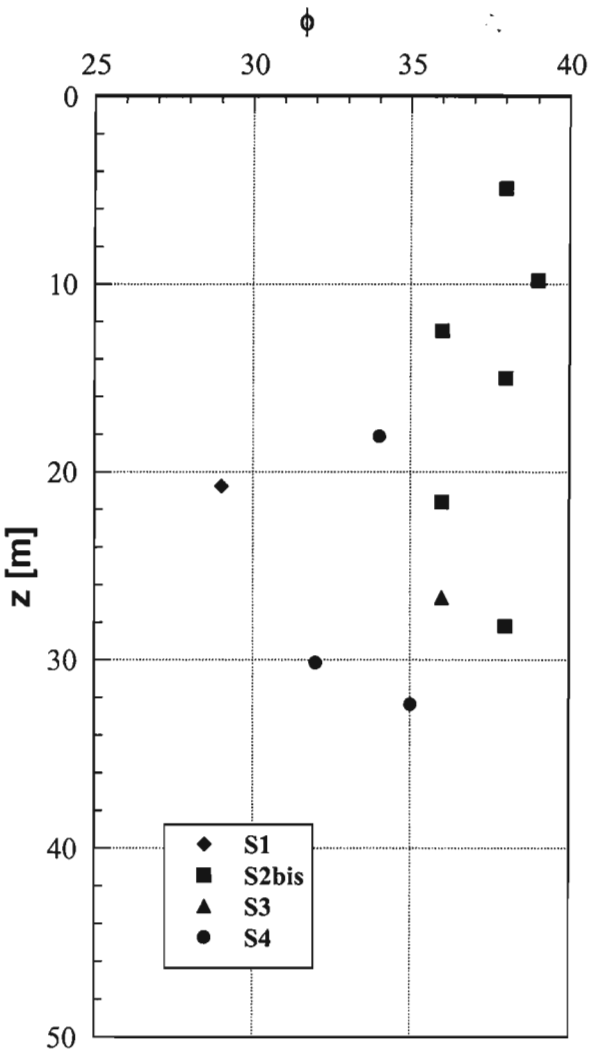


Fig. 29 Valori dell'angolo di resistenza a taglio stimati dalle prove pressiometriche (da Basta, 1996 modificato).

Nella fig. 30 , infine, viene diagrammata complessivamente la coesione non drenata, dedotta con l'impiego di tre diverse relazioni (in Basta, 1996), in funzione della profondità. I valori risultano compresi tra 100 e 600kPa fino alla profondità di 35 m, mentre risultano decisamente più elevati per profondità superiori.

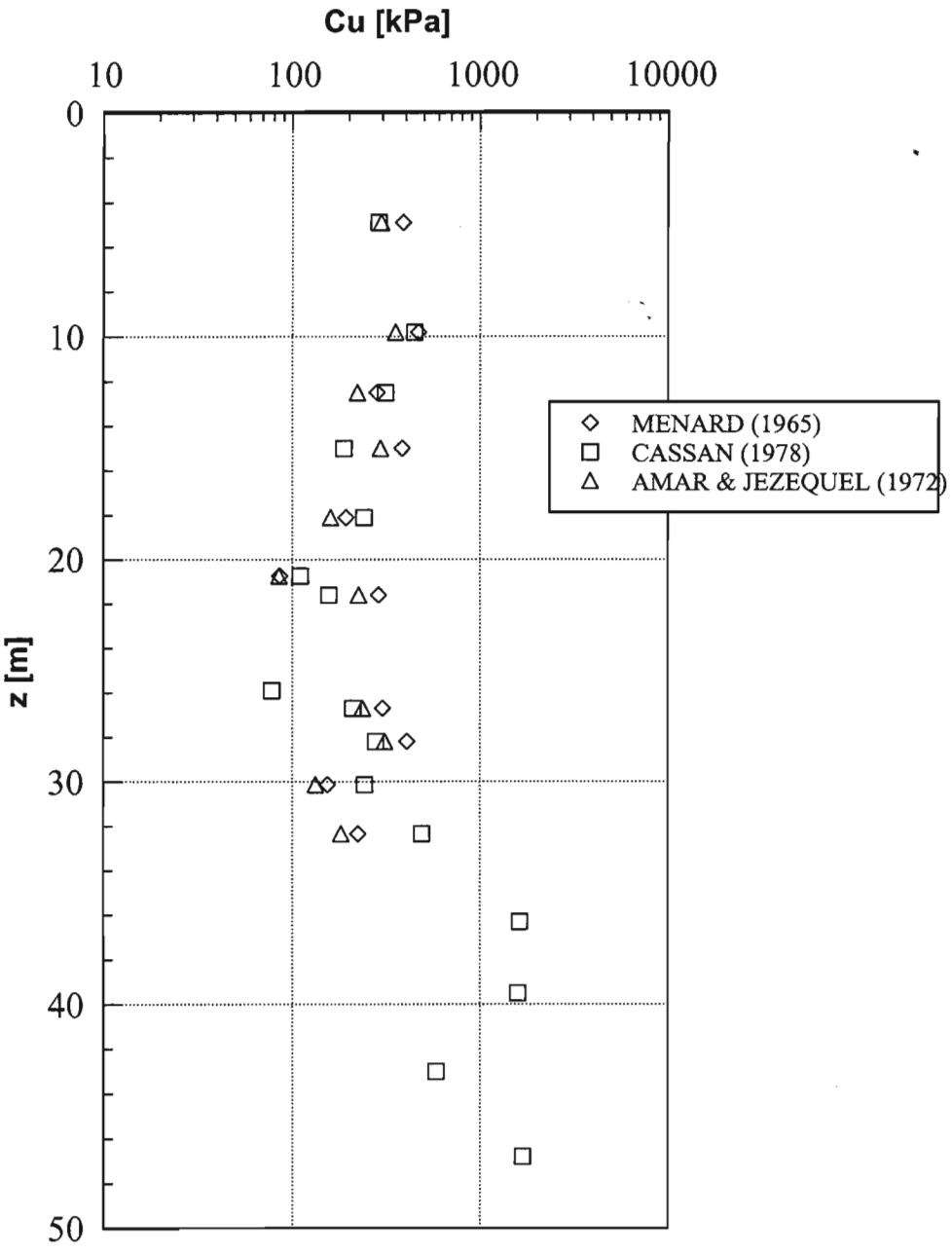


Fig. 30 - Valori dell'angolo della coesione non drenata al variare della profondità (da Basta, 1996 modificato).

Anche dalle prove pressiometriche sembra ancora riscontrabile una differenziazione abbastanza netta nell'ambito di quello che abbiamo indicato come materiale (B) che, sino ad una profondità di circa 30m, mostra un comportamento simile alla coltre detritico-colluviale (A).

Se consideriamo in particolare la fig. 28 possiamo rilevare che anche per il modulo di elasticità si riscontra nel materiale (B) una differenziazione marcata intorno ai 30m di profondità; in particolare nella zona compresa tra i 20m ed i 30m dal piano campagna si concentrano i valori più bassi del modulo di elasticità. In tale zona, dalle preliminari indicazioni fornite dalle misure inclinometriche, sembrerebbe essere presente una superficie di scorrimento.

3.1.2.3. Prove penetrometriche

Allo scopo di ricavare informazioni attendibili riguardanti i parametri meccanici del terreno, sono state condotte in totale tredici prove penetrometriche SPT, così suddivise:

- 2 nel sondaggio S1 (profondità 7.00 m e 13.20 m);
- 9 nel sondaggio S3 (profondità 3.20 m, 7.70 m, 9.30 m, 12.00 m, 18.05 m, 21.65 m, 26.00 m, 28.20 m, 33.50 m);
- 2 nel sondaggio S4 (profondità 5.00 m e 14.10 m).

I valori di N_{SPT}, mostrati nella fig. 31,variano da circa 10 a circa 60, salvo tre valori uno prossimo a 100 e due a rifiuto.

Per tener conto dell'influenza della pressione del terreno sovrastante, i valori di N_{SPT} possono essere normalizzati, riferendoli ad un valore unitario della pressione verticale efficace $\sigma'_{v0} = 1$ kg/cm^2; tali valori, ottenuti mediante un'espressione empirica (in Basta, 1996), sono diagrammati insieme ai valori di N_{SPT} nella fig. 32.

In definitiva, nel materiale (A) i valori di N_{SPT} risultano sempre inferiori a 20 colpi, mentre possono essere ancora minori di 20 o arrivare a rifiuto nel materiale (B).

Si evidenzia dunque nell'ambito del materiale (B) una maggiore differenziazione di comportamento a livello meccanico.

Riferendosi in particolare al sondaggio S3, per il quale si dispone di un discreto numero di prove, si può ritenere che sussista, a meno della presenza di locali livelli a maggiore consistenza, una marcata riduzione della resistenza meccanica attorno ai 25-30m dal piano campagna.

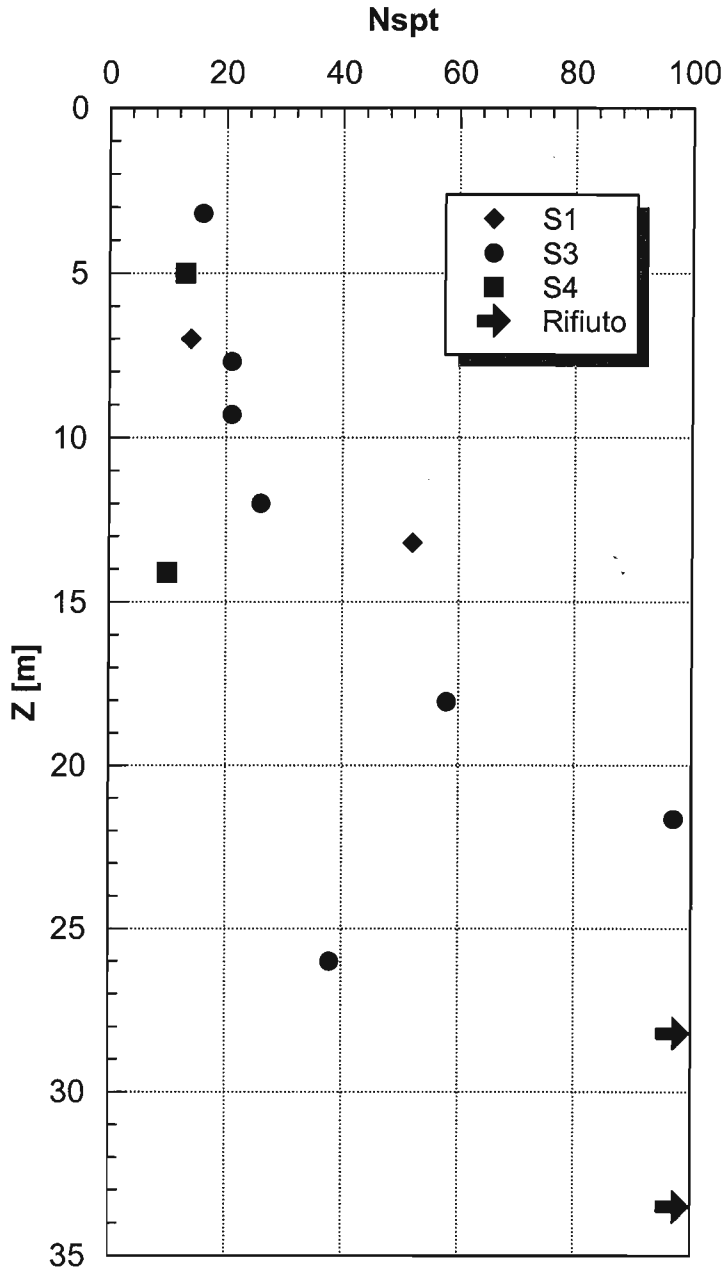


Fig. 31 – Variazione con la profondità del valore di NSPT ottenuto dalle prove eseguite nei sondaggi realizzati nel versante Piscopia (da Basta, 1996).

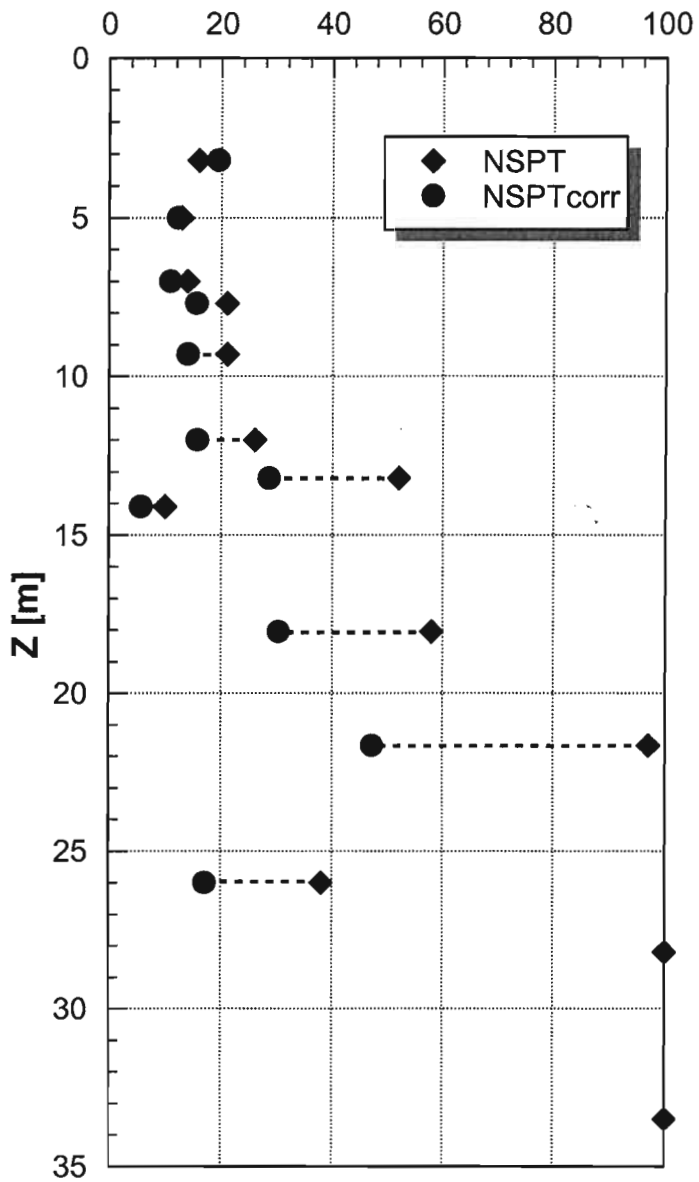


Fig. 32 – Confronto tra i valori di NSPT ed i valori di NSPTcorretti (da Basta, 1996).

Le varie relazioni empiriche presenti in letteratura (BASTA, 1996) consentono la stima di altri parametri quali: la densità relativa D_r del deposito, l'angolo di resistenza a taglio ϕ, il modulo di taglio G, la coesione non drenata Cu, la cui attendibilità rispetto alla situazione di specifico interesse deve essere ulteriormente verificata.

La relazione proposta da GIBBS & HOLTZ (1957) consente, partendo dai valori di N_{SPT}, di avere una stima della densità relativa D_r del deposito (fig. 33).

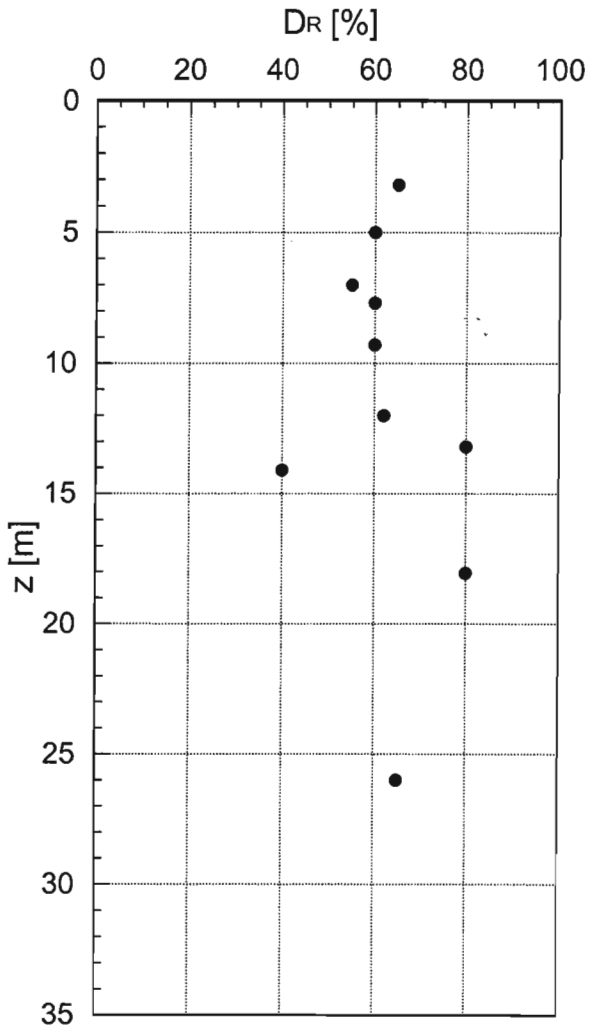


Fig. 33 – Variazione della densità relativa D_r con la profondità. (Da Basta, 1996 modificato)

Le prove penetrometriche, interpretate con le relazioni di DE MELLO (1972) e di GONIN et al. (1992), forniscono la stima dell'angolo di resistenza a taglio ϕ, i cui valori diagrammati in funzione della profondità nella fig. 34.

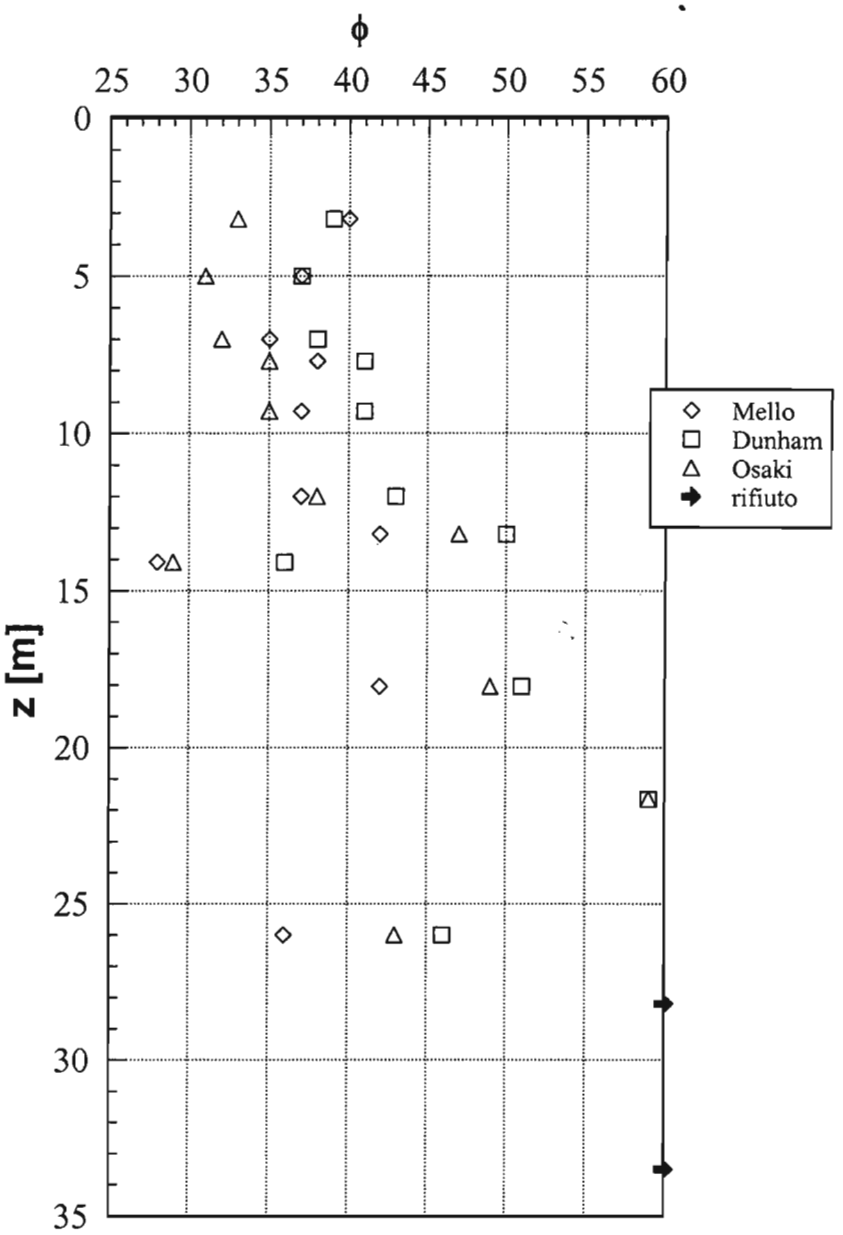


Fig. 34 – Variazione con la profondità dell'angolo di resistenza a taglio ottenuto con differenti relazioni empiriche. (Da Basta, 1996 modificato)

Gli angoli d'attrito efficaci ricavati hanno valori compresi tra 28° (a 14 m nell'S4) e 42° (a 13 m nell'S1 ed a 18 m nell'S3) con il metodo grafico proposto da DE MELLO (in Gonin et al., 1992), mentre con la relazione di DUNHAM (in Gonin et al., 1992)si ottengono sempre valori più alti dei precedenti (tranne in un solo caso a 3.2 m nell'S3) e troppo elevati (fino ai 59° a circa 22 m di profondità nell'S3) per un terreno composto prevalentemente da uno scheletro di materiale sabbioso; infine, con la relazione proposta da OSAKI (in Gonin et al., 1992)si ottengono valori più

bassi, fino a 12 m di profondità, e successivamente valori più alti di quelli calcolati con il metodo di DE MELLO.

Il modulo dinamico di taglio G_0 è stato ricavato con tre diverse relazioni (fig. 35): quella suggerita da IMAI & TONOUCHI (1982), quella di OHTA & GOTO (1978) ed infine daYOSHIDA et al. (1988).

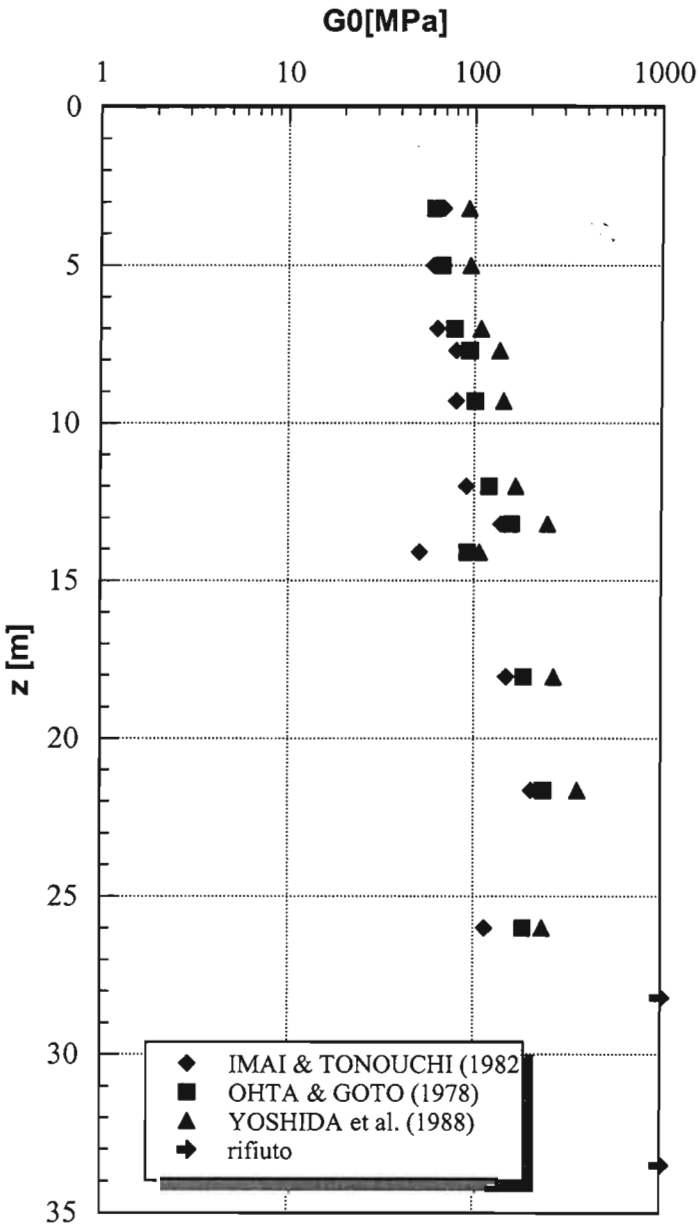


Fig. 35 – Variazione con la profondità modulo dinamico di taglio G_0 ottenuto con differenti relazioni empiriche. (da Basta, 1996 modificato)

I valori variano da 50 a 200 MPa con il metodo di Imai & Tonouchi, da 60 a 240 MPa con il metodo proposto da Ohta & Goto e da 95 a 360 MPa con quello di Yoshida.

Infine, considerata la presenza non trascurabile di una percentuale di materiale fino nei campioni recuperati, si è indagato anche su possibili comportamenti in condizioni non drenate. La coesione non drenata, stimata con le relazioni proposte da STROUD (1974) e da STROUD & BULTER (1975) assume valori da 30 a 50kPa, sino a 15 m dal p.c., e da 80 a 200kPa per profondità superiori (fig. 36).

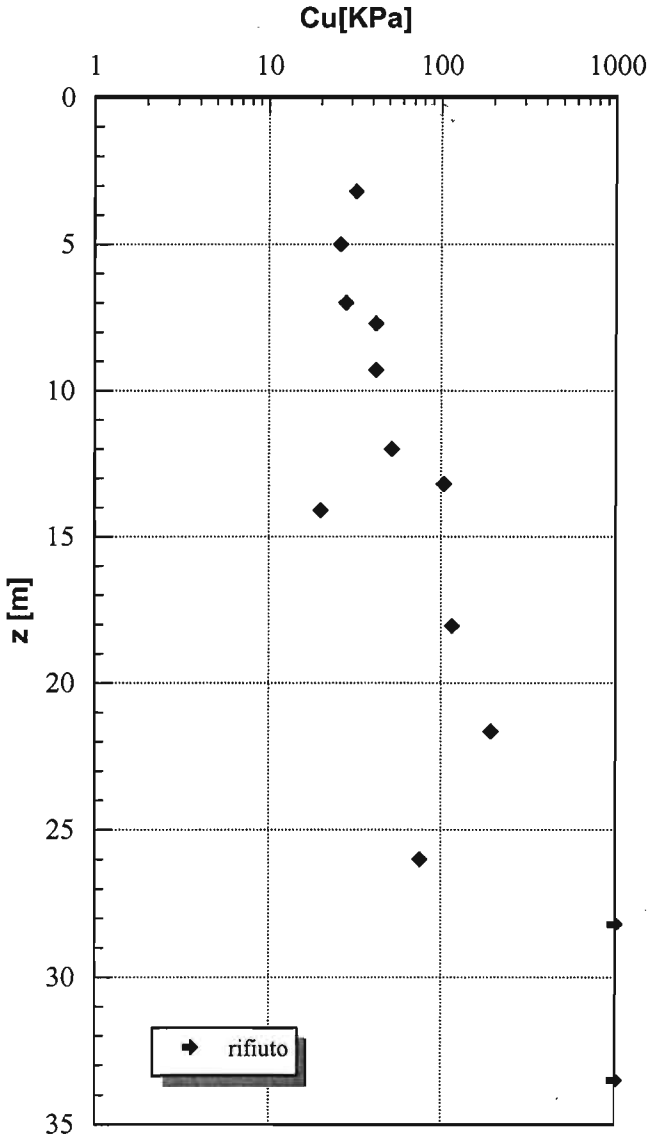


Fig. 36 – Variazione con la profondità della coesione non drenata. (da Basta, 1996 modificato)

3.1.3. STRUMENTAZIONE INSTALLATA

3.1.3.1 Misura delle pressioni neutre

Al fine di acquisire indicazioni circa il regime delle pressioni neutre presente nel versante e riguardo le relazioni che lo stesso ha con le variazioni climatiche stagionali o pluriennali, sono stati installati nel corso dell'indagine un totale di 5 piezometri lungo 4 verticali (fig. 37) la cui ubicazione è mostrata nella Fig. 4. Lungo una di tali verticali, S2, sono stati disposti due piezometri a 35m ed a 54m dal piano campagna; per le verticali S1 ed S3 i piezometri sono stati posti rispettivamente a 54.5m ed a 58.5m; infine per il sondaggio S4, che ricordiamo risulta esterno alla sezione indagata più nel dettaglio, il piezometro è stato posizionato a 34.5m. Tutti i piezometri, hanno un tratto di misura di 1.5m.

Lungo la verticale S2 sono stati installati 2 piezometri per acquisire qualche preliminare elemento circa le modalità di flusso delle acque sotterranee nel versante.

Nella fig. 38 l'andamento dei livelli piezometrici nel tempo viene confrontato con le piogge misurate dalla stazione pluviografica installata in prossimità del sondaggio S3.

Il regime delle pressioni neutre connesso alle condizioni pluviometriche del sito sembra avere scarsa influenza sull'evoluzione cinematica del versante interessato da DGPV che, allo stato, è caratterizzata da spostamenti lenti e velocità costante.

Infatti in corrispondenza delle variazioni dei livelli piezometrici (fig. 38) non sono state sino ad ora misurati significative accelerazioni. Questa indicazione deve essere sicuramente verificata su un intervallo di tempo congruo con la fenomenologia di interesse.

Nel periodo di osservazione disponibile vi sono alcune misure il cui significato deve essere ancora definito.

Per quanto attiene più in generale le possibili condizioni di innesco sono necessari approfondimenti specifici relativamente alle possibili sollecitazioni che possono interessare il versante in presenza di sisma.

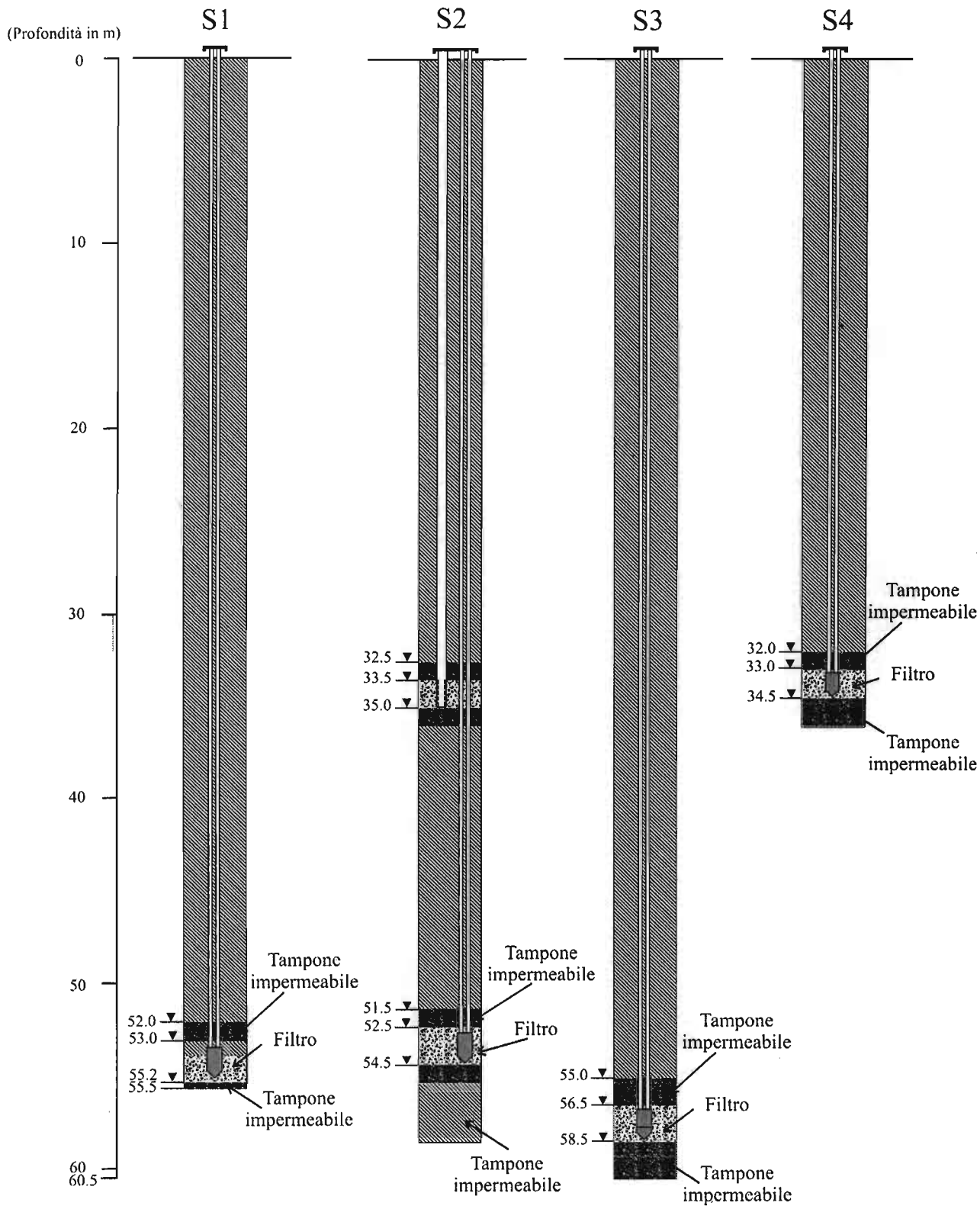


Fig. 37 – Schema di installazione dei piezometri installati nei sondaggi S1, S2, S3 ed S4.

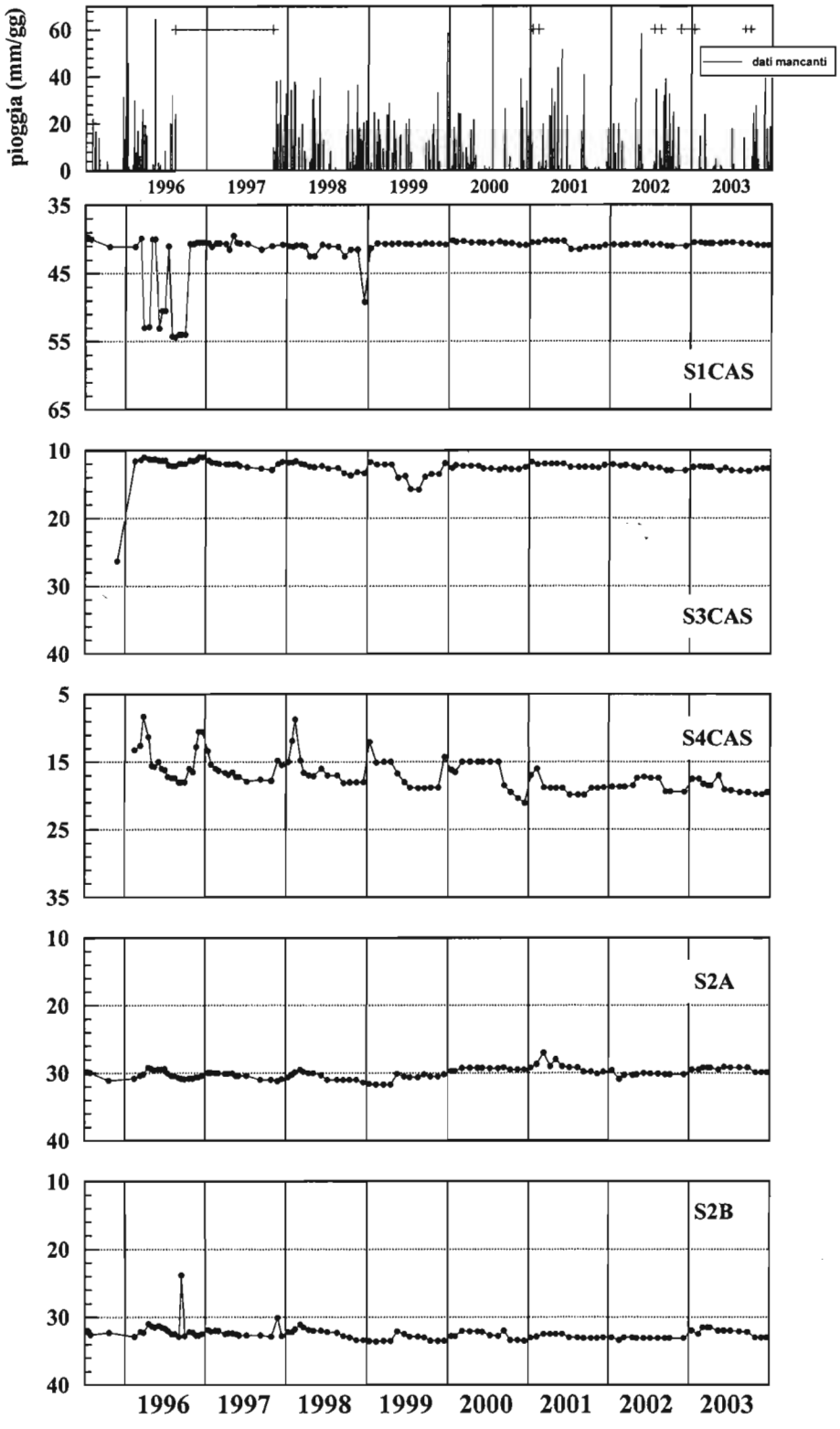


Fig. 38 – Misure dei livelli piezometrici lungo le verticali attrezzate sul versante di Lago nella zona Piscopie. (**Nota**: le piogge relative al periodo 14/8/96÷28/10/97 sono quelle misurate nella stazione di Amantea e sono esclusivamente indicative in quanto non rappresentative delle altezze pluviometriche dell'area di Lago).

3.1.3.2. Misura degli spostamenti superficiali

Per il controllo degli spostamenti superficiali, nell'area interessata dalla DGPV e nelle zone circostanti, è stata predisposta una rete misurata con GPS e, successivamente, anche con tecniche topografiche classiche.

La rete GPS, in funzione sin dal 1996, è strutturata in due sezioni: una prima (rete base) composta da 5 vertici misurati con metodologia statica; una seconda costituita da tredici capisaldi, misurati con metodologia statico-rapida, dislocati sul versante in frana dove insistono gli abitati di Piscopie e Greci (ANTRONICO et al., 1999) fig. 39.

Nel corso del 1996, successivamente alla sostituzione di due capisaldi andati perduti, è stata eseguita una prima misura della rete statico-rapida che ha consentito una valutazione preliminare degli spostamenti che si manifestano nell'area. In questa nuova configurazione della rete base è stato inoltre inserito il caposaldo A (fig. 13), installato sul campanile della chiesa della Madonna dei Monti nell'abitato di Lago; da questa posizione, individuata per consentire l'esecuzione ottimale di misure angolari e di distanza, sono stati condotti i rilievi topografici di controllo, con l'ausilio di una strumentazione automatica servoassistita, e si potrà procedere eventualmente al monitoraggio in continuo dell'intero versante.

Le prime campagne di misura hanno evidenziato settori a differente comportamento cinematico e pertanto, a partire dal 1997, l'impianto esistente è stato integrato con una nuova rete misurata con metodologia statica (ANTRONICO et al., 1999). Tale rete, ubicata sul settore di versante per il quale si è rilevato un cinematismo più lento, dovrebbe consentire di valutare con maggiore affidabilità e precisione gli spostamenti.

La particolare caratteristica cinematica anzi citata ha consigliato la duplicazione dei vecchi capisaldi cui sono stati affiancati quelli tridimensionali (BONCI et al., 1997).

Le misure GPS sino ad ora eseguite hanno consentito di identificare sul versante due settori che, in questa fase di evoluzione dello stesso, si differenziano in maniera marcata dal punto di vista cinematico (Antronico et al., 1999). Nella fig. 40 sono mostrati i vettori spostamento planimetrico relativamente al periodo ottobre '96-ottobre '98; per tale periodo, nella zona di Greci si misurano spostamenti planimetrici dell'ordine dei 10 cm e nella zona di Piscopie di quasi 3 cm.

Le diverse modalità di evoluzione che allo stato sembrano in atto sul versante trovano conferma nelle prime valutazioni rese possibili dalle misure eseguite sulla rete con modalità statica (BONCI e

CESI, 1998). Nell'area in esame, nel periodo 1997-98, le variazione delle coordinate cartesiane geocentriche raggiungono valori massimi dell'ordine di 1 cm.

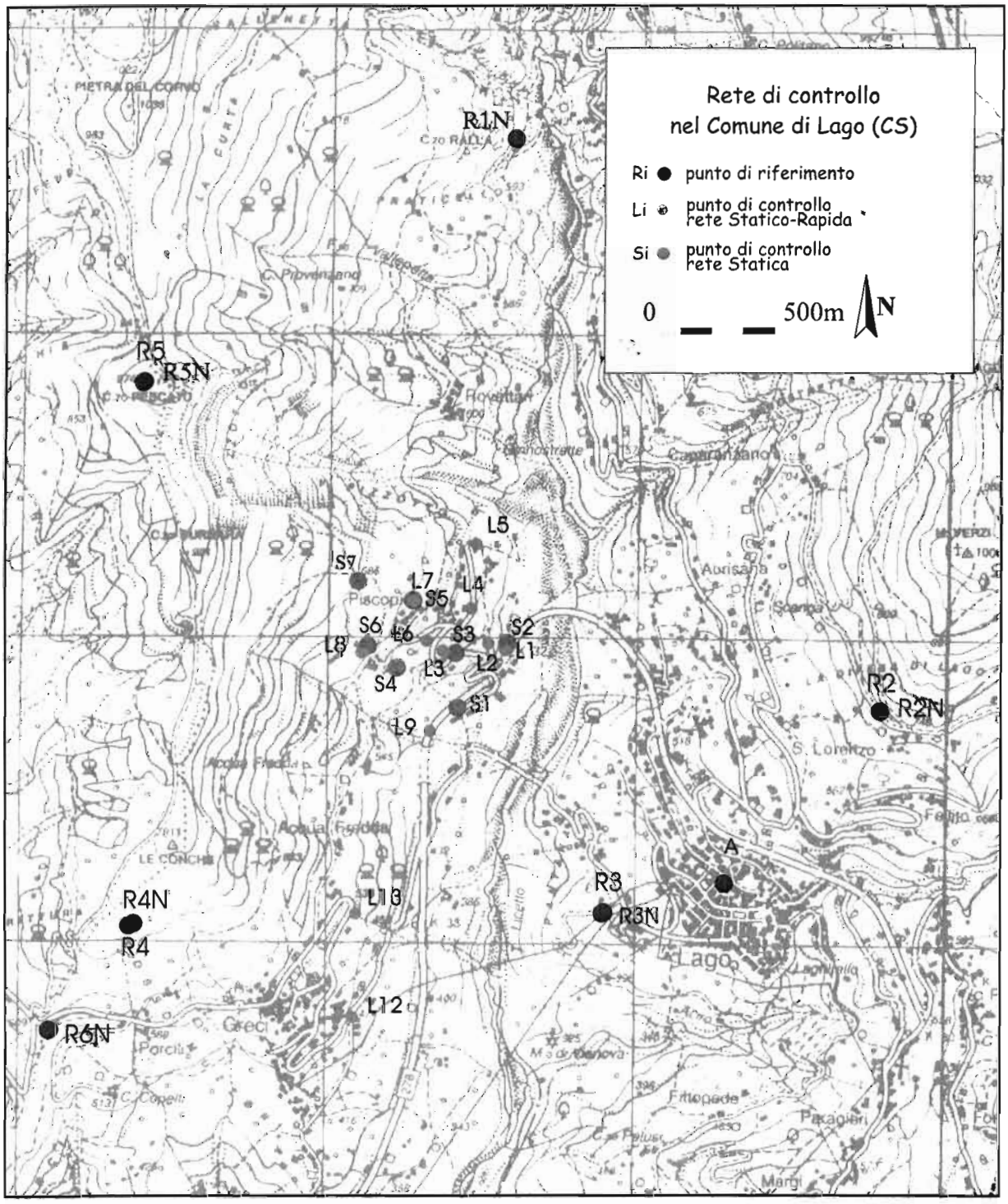


Fig. 39 – Localizzazione dei punti di controllo e di riferimento della rete di controllo GPS.

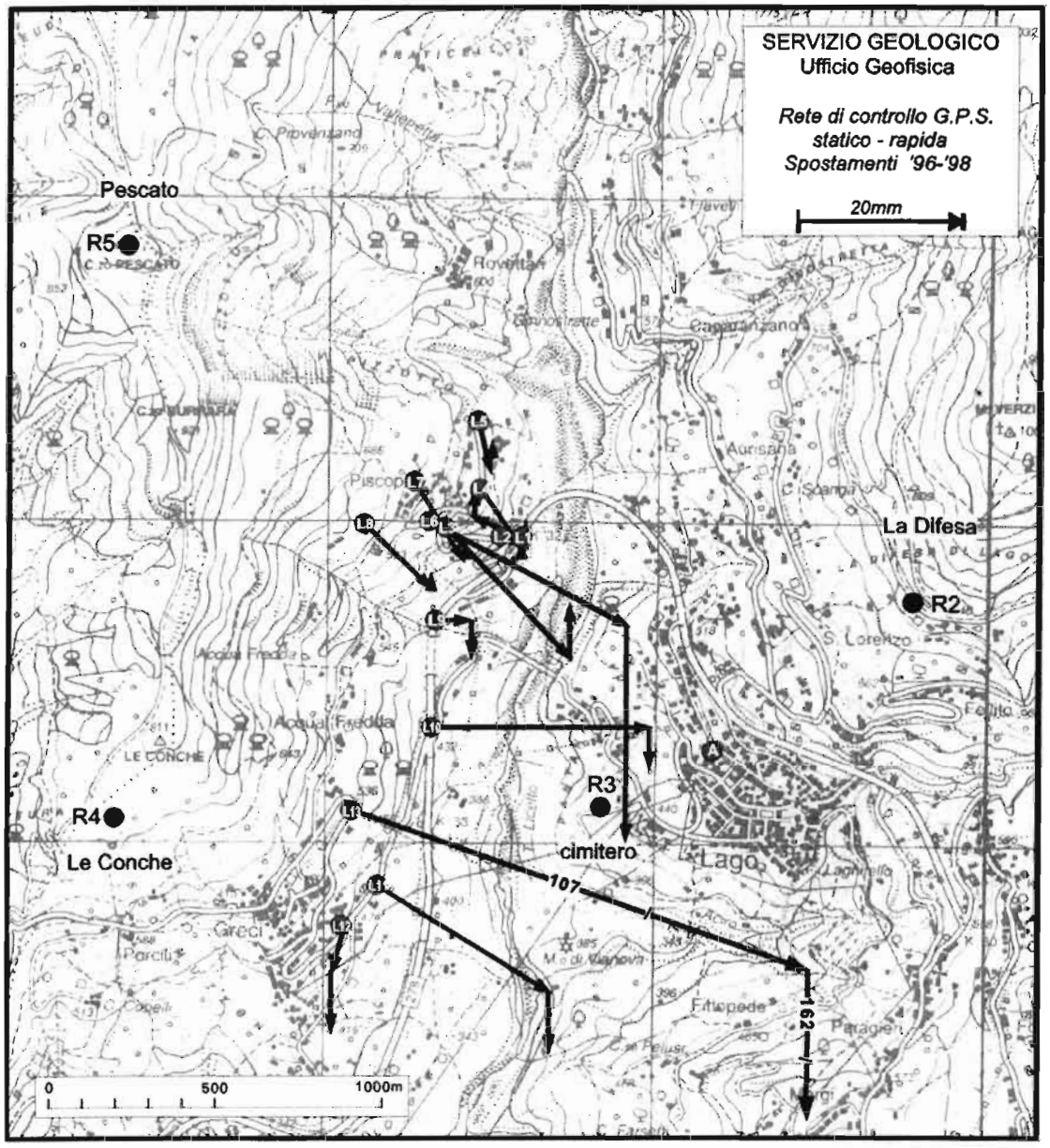


Fig. 40 - Spostamenti sui capisaldi della rete statico-rapida nel triennio 1996-1998 (da Antronico et al., 1999).

A seguito dell'emanazione della Legge 3 agosto 1998 n.267, recante "Misure urgenti per la prevenzione del rischio idrogeologico ed a favore delle zone colpite da disastri franosi nella Regione Campana", del D.P.C.M. del 15 Dicembre 1998, recante "Approvazione del programma di potenziamento delle reti di monitoraggio meteoidropluviometrico", l'ex Dipartimento per i Servizi Tecnici Nazionali, oggi APAT, con l'apporto del CNR-IRPI di Cosenza ha redatto il progetto della

"Rete di monitoraggio integrata GPS-GEOTECNICA sulla Frana di Lago (CS)" che prevede la realizzazione di una rete GPS per il monitoraggio in continuo degli spostamenti superficiali.

Nella fig. 41 viene riportata l'ubicazione dei punti GPS previsti nel progetto mentre la descrizione dettagliata di tali punti viene riportata nelle monografie di cui all'APPENDICE 1, redatte dal geometra Duilio D'Onofrio e geom. Claudio Reali, tecnici del CNR-IRPI.

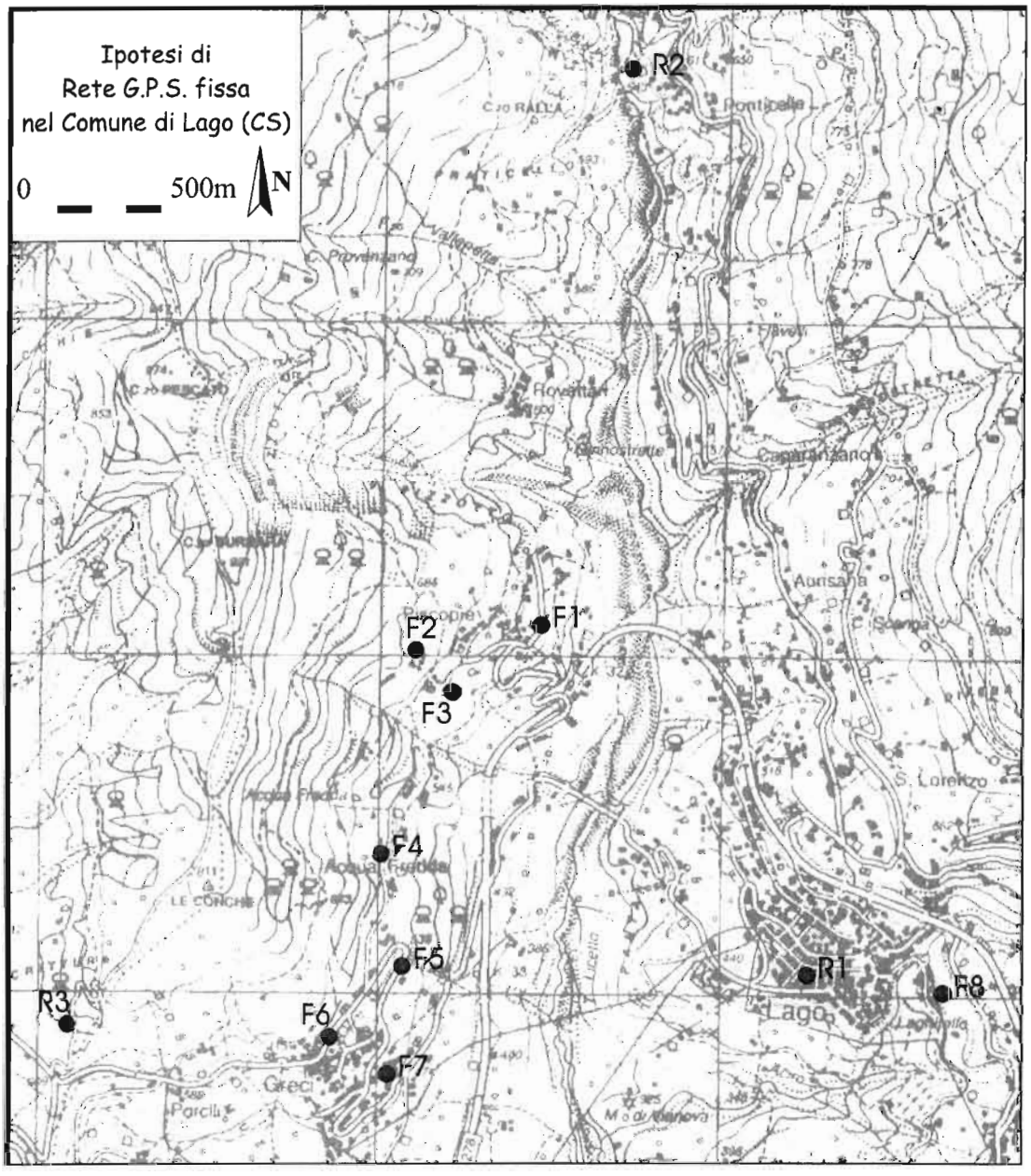


Fig. 41 - Localizzazione dei punti di controllo e di riferimento della rete di controllo GPS prevista dal Progetto.

3.1.3.3. Misura degli spostamenti profondi

Nella fig. 42 sono riportate le elaborazioni relative alle misure inclinometriche eseguite nel sondaggio S3 (fig. 4), attrezzato con tubi inclinometrici sino a circa 100 m dal p.c., riferite alla lettura di zero realizzata il 15 febbraio 1996.

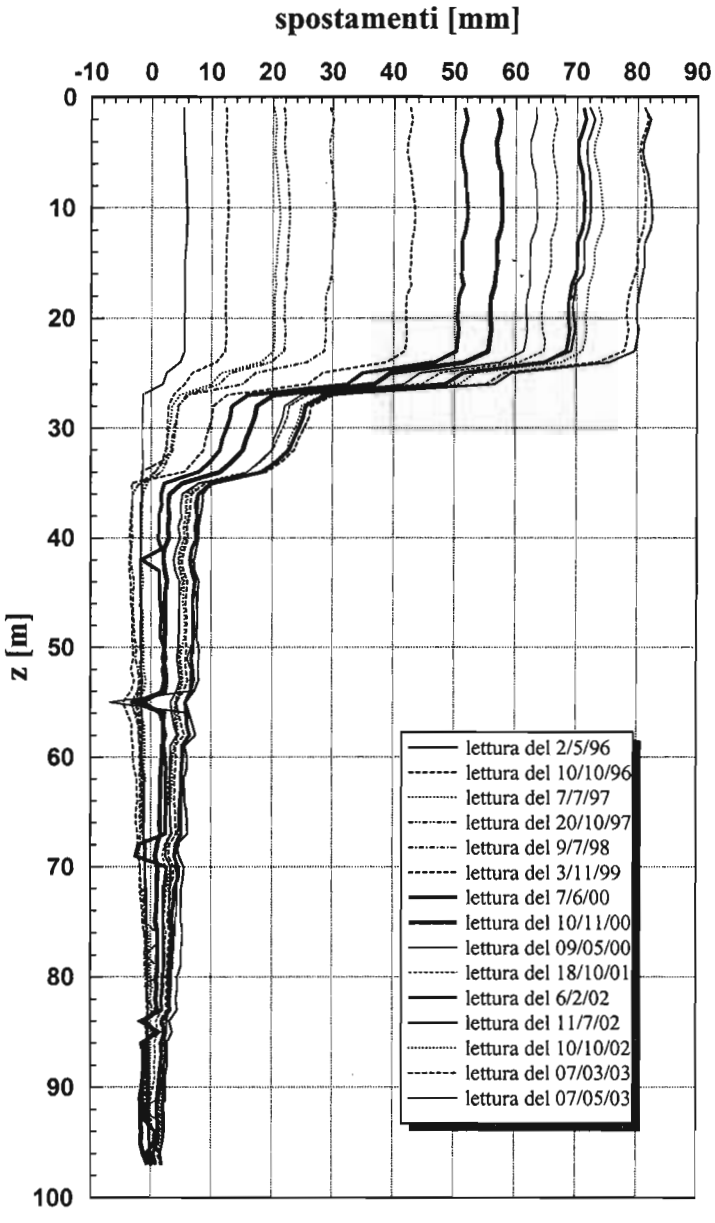


Fig. 42 – Misure inclinometriche eseguite nel sondaggio S3b.

Come si può osservare dalla fig. 42, dal piano campagna e sino a 25 m gli spostamenti assumono un valore sostanzialmente costante con la profondità e pari a 6 mm alla lettura n. 1, 12 mm alla n. 2, 20-22 mm alle letture n. 3-4, sino ad attingere gli 82 mm alla lettura del 7-5-2003. Possiamo dunque rilevare che gli spostamenti progrediscono nel tempo mantenendo una buona regolarità nell'andamento anzi richiamato.

Analoga regolarità si rileva, nel tratto in menzione, per la direzione media del vettore spostamento che coincide con la direzione di massima pendenza del versante (ANTRONICO et al., 1999).

Sempre dalle deformate di fig. 42 si può ragionevolmente ipotizzare da 25 m a 35 m dal piano campagna la presenza di una zona di taglio e/o caratterizzata da elevate deformazioni.

A partire da circa 35 m e sino ad 80 m sembrano rilevabili spostamenti di entità estremamente ridotta, dell'ordine dei millimetri. Spostamenti sostanzialmente nulli sono misurati al di sotto degli 80 m dal piano campagna.

Sicuramente per il caso di studio sono necessarie ulteriori misure, tuttavia, si possono formulare in via preliminare alcune considerazioni. La prima di tali considerazioni, che sicuramente richiede approfondite verifiche, riguarda la direzione dei vettori spostamento che, passando dal tratto 0-25 m al tratto 35-80 m, subisce una rotazione di poco superiore a 90° (Gullà et al., 2001) . Tale rotazione è probabilmente collegata alla presenza di una struttura tettonica che, nella fase di deformazione del versante attualmente in corso, potrebbe guidare gli spostamenti più profondi.

Per quanto concerne l'entità degli spostamenti, è da ritenersi poco influente l'effetto delle escursioni dei livelli di falda, per altro non rilevanti nel periodo di osservazione disponibile. I valori di spostamenti decisamente più alti stimati nei primi 30 m sono riconducibili alla più profonda condizione di alterazione dei terreni presenti.

Sembra ragionevole ritenere l'andamento nel tempo degli spostamenti come indicativo di un movimento di creep nei primi 25-30 m.

4. CONCLUSIONI

I dati e le informazioni, acquisiti nel corso degli studi che si sono succeduti a partire dal 1996, consentono di definire il modello geotecnico preliminare per il Sackung di Lago, relativamente ad una sezione del versante assunta come rappresentativa del fenomeno (fig. 4), schematizzato nella fig. 43.

Le indicazioni desumibili dai sondaggi geotecnici, lette sulla base degli elementi geomorfologici e del modello di evoluzione del versante (SORRISO-VALVO et al., 1996; 1999), e le misure condotte sia relativamente agli spostamenti superficiali sia profondi consentono di delineare la posizione della possibile zona di deformazione.

Le misure inclinometriche, in particolare, indicano la presenza di uno spessore di circa 25-35 m che, pur caratterizzato da spostamenti piccoli e velocità costante (dell'ordine di 1 cm all'anno), ha una dinamica nettamente più vivace rispetto allo spessore più rilevante di roccia interessato dal fenomeno di *Sackung*. I dati richiamati fanno ragionevolmente ipotizzare, anche se non sono riscontrabili chiare evidenze morfologiche, che nei primi 25-35 m sia già formata una superficie di scorrimento.

Rispetto al meccanismo di instabilità delineato la coltre detritica, caratterizzata dalla presenza di terreni colluviali, residuali e saprolitici, non gioca un ruolo diretto. Nel basamento costituito da filladi, in particolare negli orizzonti (B) e (D), si ritrova, in zone estese o per brevi tratti, roccia ridotta come consistenza a terreno e classificabile come terreno saprolitico (classe V) (roccia completamente alterata) e come terreno residuale (classe VI) (livelli argillificati).

Dove si concentrano tali materiali, e nei tratti dove si ritrovano le filladi intensamente fratturate, si sviluppano le deformazioni e/o le superfici di scorrimento. Rispetto a quanto indicato giocano un ruolo essenziale l'assetto strutturale dell'area ed in particolare le discontinuità suborizzontali (*thrust*).

Per quanto attiene il regime delle pressioni neutre si può fare riferimento alle misure sino ad ora effettuate. Tali misure indicano che i livelli di falda in condizioni "ordinarie" si ritrovano a 30-40 m dal piano campagna nelle porzioni alte e basse del versante, mentre sono più prossimi al piano campagna nel tratto intermedio (a circa 10-15 m).

La permeabilità valutata da prove in sito oscilla da 1 x 10^{-4} a circa 1 x 10^{-3} cm/s sino a 48 m dal piano campagna per poi ridursi drasticamente.

Per quanto concerne i caratteri fisico meccanici, da assumere come riferimento preliminare, essi si possono riferire al complesso dei terreni utilizzati per la sperimentazione sia in sito sia in laboratorio. In tali terreni (T-A1, T-A2 e T-B), che si ritrovano in particolare negli orizzonti indicati con (A), (B) e (D), si sviluppano prevalentemente le fasce di deformazione e/o le superfici di scorrimento.

Allo stato per l'individuazione dei parametri rappresentativi del comportamento al finito delle filladi ridotte come consistenza a terreni ci si può dunque riferire ai risultati della sperimentazione condotta sui materiali identificati con T-A1, T-A2 e T-B.

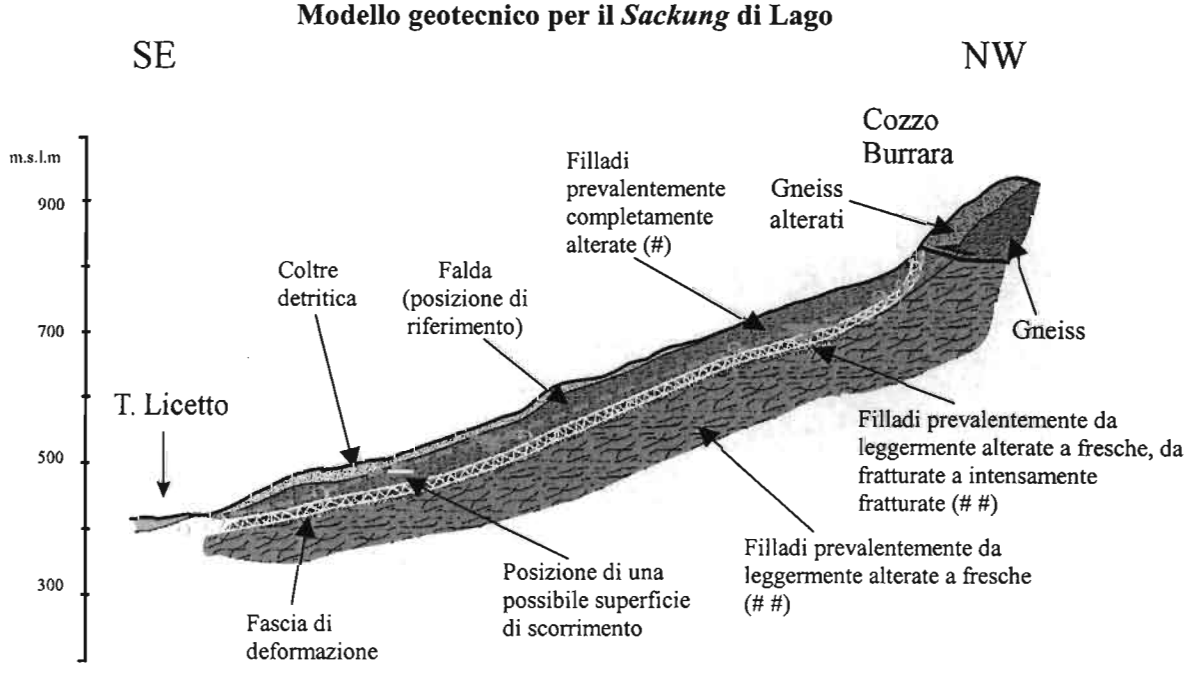


Fig. 43 – Schematizzazione del modello geotecnico relativo al *Sackung* di Lago (*continua*).(Da Gullà et al., 2001 modificata)

REGIME DELLE ACQUE SOTTERRANEE

PRESENZA DELLA FALDA	Falda permanente nelle filladi
CARATTERISTICHE DELLA FALDA	Oscillazioni modeste dei livelli alla scala del versante (intorno ai 5 metri)
LIVELLI CRITICI DELLA FALDA	Non sono state rilevate influenze significative dei livelli di falda sull'evoluzione cinematica del versante

PECULIARITA' DEL FENOMENO

FATTORI PREDISPONENTI	- Roccia alterata - Condizionamento determinato dalle strutture tettoniche
CAUSE INNESCANTI	- piogge critiche (??) - sollecitazioni sismiche
CLASSIFICAZIONE CINEMATICA	DGPV tipo Sackung
MECCANISMO CINEMATICO	Spostamenti piccoli e velocità costante (≈ 1 cm/anno)
SPOSTAMENTI	3 cm nel periodo OTT'96-OTT'98 (c/o Piscopie)

PARAMETRI FISICO-MECCANICI RAPPRESENTATIVI

PERMEABILITA'	$1*10^{-4} \div 6*10^{-4}$ cm/sec (per le filladi prevalentemente completamente alterate)
PESO DELL'UNITA' DI VOLUME DEI TERRENI E ROCCE	- 22 ÷ 23 kN/m^3 (per coltre detritica e filladi prevalentemente completamente alterate) - 21 ÷ 32 kN/m^3 (per filladi prevalentemente da leggermente alterate a fresche
PARAMETRI DI RESISTENZA A TAGLIO NELLA FASCIA DI DEFORMAZIONE E SULLA SUPERFICIE DI SCORRIMENTO	- (T-A1) : c_p = 9 kPa, ϕ_p = 22°; - (T-A2) : c_p = 10 ÷ 16 kPa, ϕ_p = 25°÷28°; - (T-B) : c_p = 0 ÷ 38 kPa, ϕ_p = 32° ÷ 27 °; - per i parametri di resistenza residua rif. figg. 13-14 e tabb. 3-4 - (ulteriori informazioni dalle prove in sito e dalla letteratura)

LOCALIZZAZIONE GENERALE DELL'AREA IN FRANA

COLLOCAZIONE GEOGRAFICA	Versante Occidentale del settore meridionale della Catena Costiera
COLLOCAZIONE GEO-AMBIENTALE	Metabasiti di grado da bassissimo a medio (SORRISO-VALVO e TANSI, 1996). Sottozona pluviometrica tirrenica – Area pluviometrica omogenea Alto e Medio Tirreno (VERSACE et al., 1989).
FASCIA ALTIMETRICA	490 ÷980 m s.l.m.

CARATTERI STRATIGRAFICI E DIMENSIONALI

TERRENI INTERESSATI DA INSTABILITA'	Filladi (completamente alterate, intensamente fratturate, ridotte a terreno residuale)
SPESSORE DELLA COLTRE DETRITICA	massimo 20 m
PROFONDITA' DELLA ZONA DI DEFORMAZIONE E/O DELLA SUPERFICIE DI SCORRIMENTO	≅ 80 m, 25÷ 35 m
CARATTERISTICHE DIMENSIONALI	- SUPERFICIE: 2 Km^2 - LUNGHEZZA MEDIA: 1 Km - LARGHEZZA: 2 Km - INCLINAZIONE: ~ 26°

Fig. 43 (*segue*) – Schematizzazione del modello geotecnico relativo al *Sackung* di Lago.(Da Gullà et al., 2001 modificata)

BIBLIOGRAFIA (sono anche citati lavori non direttamente richiamati nel testo)

AMAR S.F. & JEZEQUEL J.F. (1972) - Essais en place et en laboratoire sur le sols cohérents, comparaison des résultats. Bulletin de Liaison des LPC, 58, March.

AMODIO-MORELLI L., BONARDI G., COLONNA V., DIETRICH D., GIUNTA G., IPPOLITO F., LIGUORI V., LORENZONI S., PAGLIONICO A., PERRONE V., PICCARRETA G., RUSSO M., SCANDONE P., ZANETTIN-LORENZONI E. & ZUPPETTA A. (1976) - L'arco Calabro-Peloritano nell'orogene appenninico-maghrebide. Mem. Soc. Geol. It., 17, 1-60.

ANGELIER J. (1979) - Determination of the mean principal direction of stresses for a given fault population. Tectonophysics, 56, 17-26

ANTRONICO L. (1997) - Indagine storica sulle date di mobilizzazione di alcuni fenomeni franosi in un'area compresa tra i versanti del medio corso del Fiume Elicetto. CNR-IRPI, Rapporto Interno n.507.

ANTRONICO L., BONCI L., CAMPI F., CESI C., EULILLI V., GULLA' G., LUCIDI A., PULSINELLI C., SORRISO-VALVO M., TANSI C., VULLO F. (1999) – Metodologie integrate per il monitoraggio dei fenomeni franosi: l'esempio di Lago (Cosenza). Atti della Conferenza Nazionale Informazioni Territoriali e Rischi Ambientali, Napoli, 9-12 Novembre 1999, Volume I, 129-138.

ANTRONICO L., FERRARI E., GULLÀ G., SORRISO-VALVO M., TANSI C., TERRANOVA O., ACETO L., NICEFORO D. (2001) – Il sackung di Lago - in "Linee guida per interventi di stabilizzazione di pendii in aree urbane da riqualificare", POP 1994/99, Misura 4.4 "Ricerca Scientifica e Tecnologica", Regione Calabria-UE.

BASTA D. (1996) - Contributo alla definizione del modello geotecnico del Sackung di Lago. Tesi di laurea inedita, Univ. della Calabria, pp. 148.

BELLINO S., MAUGERI M. (1985) – Confronto tra valori di resistenza residua ottenuti con diverse apparecchiature anulari di taglio. Rivista Italiana di Geotecnica. Anno XIX, N. 2, Aprile-Giugno 1985, 101-113.

BONCI L., CESI C. (1998) - Il monitoraggio di movimenti franosi con tecniche GPS: l'esperienza di Lago. Intervento al Convegno "Applicazioni del GPS nel campo delle Scienze della Terra"- Dic. 1998, Rende (CS).

BONCI L., CESI C., EULILLI V. (1997) - Monitoraggio di movimenti franosi tramite GPS: l'esempio di Lago. Rapporto Tecnico dell'Intervento 21-25 Ottobre 1997, Servizio Geologico Nazionale, Roma.

CASCINI L. & GULLA' G. (1993) - Caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni prodotti dall'alterazione di rocce gneissiche. Rivista Italiana di Geotecnica, N. 2, pp. 125-147.

CASCINI L., GULLA' G. & SORBINO G. (1997) - La misura degli spostamenti nello studio delle frane. In Interventi di Stabilizzazione dei Pendii, curatore A. Pellegrino, International Centre for Mechanical Sciences, 127-153.

COLONNA V. & COMPAGNONI R. (1982) - Guida all'escursione sulle unità cristalline della Catena Costiera (Calabria). Rend. Soc. It. Mineral. e Petrol., 38, 1141-1152.

DE MELLO V.F.B. (1972) - Thoughts on soil engineering applicable to residual soils. Proc. of 3rd South. Asian Conf. on soil Engineering, Hong ong, 5-43.

DI NOCERA S., ORTOLANI F., RUSSO M., & TORRE M. (1974) - Successioni sedimentarie e limite Miocene-Pliocene nella Calabria settentrionale. Boll. Soc. Geol. It., 98, 559-587.

FANTUCCI R., SORRISO-VALVO M. (1999) - Dendrogeomorphology analysis of a slope near Lago, Calabria (Italy). Geomorphology, 30, 165-174.

FERRARI E, TERRANOVA O. (2001) – Caratterizzazione idrologica di dettaglio delle aree circostanti abitati interessati da movimenti franosi – L'area di S. Pietro in Guarano. In "Linee guida per interventi di stabilizzazione di pendii in aree urbane da riqualificare", su CD, a cura di G. GULLA' e L. ANTRONICO, CNR-IRPI, POP 1994/99 Misura 4.4 "Ricerca Scientifica e Tecnologica", Regione Calabria-UE.

GCO (1984) – Geotechnical manual for slopes. Geotechnical Control Office, Engineering Development Department, Hong Kong, pp.295.

GONIN H., VANDANGEON P., LAFEUILLADE M.P. (1992) – Correlation study between standard penetration and pressuremeter tests. REVUE FRANCAISE DE GEOTECHNIQUE, N° 58, 67-77.

GULLA' G., ACETO L, ANTRONICO L., FERRARI E., SORRISO-VALVO M.G., TANSI C., TERRANOVA O. (1998) – Linee guida per interventi di stabilizzazione in aree urbane da riqualificare: PRIMO STATO D'AVANZAMENTO. CNR-IRPI, POP 1994/99 Misura 4.4 "Ricerca Scientifica e Tecnologica", Regione Calabria-UE,

LAMA R.D., VUTUKURI V.S. (1978) – Handbook on Mechanical properties of rocks. Trans Tech Publications, Vol. I, II, III.

MENARD L. (1963) - Calculation of active pressure (in French). In-house memorandum (D-38).

MOLLICA L. (1995) - Morfodinamica dei versanti nei pressi del Torrente Licetto. Tesi di laurea inedita, Univ. della Calabria, pp. 134.

MONACO C., TANSI C., TORTORICI L., DE FRANCESCO A.M. & MORTEN L. (1992) - Analisi geologico-strutturale dell'Unità del Frido nel confine calabro-lucano (Appennino meridionale). Mem. Soc. Geol. It., 47, 341-356.

OGNIBEN L. (1969) - Schema introduttivo alla geologia del Confine calabro-lucano. Mem. Soc. Geol. It., 8, 453-763.

OSSO G. (1996) - La frana di Laghitello: ricostruzione storica ed analisi dei fenomeni. Tesi di laurea inedita, Univ. della Calabria, pp. 47.

SKEMPTON A.W. (1985) – Residual strength of clays in landslides, folde strata and the laboratory. Geotechnique, Vol. 35, n. 1, 3-18.

SORRISO-VALVO M. & SYLVESTER A. (1993) - The relationship between geology and landforms along a coastal mountain front, northern Calabria, Italy. Earth Surface Processes and Landforms, 18, 257-273.

SORRISO-VALVO M. (1988) - Landslide-related fans in Calabria. Catena, S. B. 13, 109-121.

SORRISO-VALVO M., ANTRONICO L., CATALANO E., GULLA' G., TANSI C., DRAMIS F., FERRUCCI O., FANTUCCI R.(1996) - The Lago study case. in: R. Dikau, L. Schrott, M. Dehn, K. Hennrich, S. Rasemann (eds.): Programme CE.ENVIRONMENT "The temporal stability and activity of landsliding in Europe with respect to climatic change", Final Report: 87-151.

SORRISO-VALVO M., GULLA' G., ANTRONICO L., TANSI C., AMELIO M. (1999) - Mass movement, geologic structure and morphologic evolution of the Pizzotto-Greci slope (Calabria, Italy). Geomorphology, 30, 147-163.

SORRISO-VALVO M., TANSI C. (1996) – Grandi frane e deformazioni gravitative di versante della Calabria – note illustrative per la carta al 250000. Geografia Fisica e Dinamica del Quaternario, 19, 395-408.

STARK T.D, HISHAM T.E. (1997) – Slope stability analyses in stiff fissured clays. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, April 1997, 335-343.

STARK T.D, VETTEL J.J P. (1992) – Bromhead ring shear test procedure. Geotechnical Testing Journal, vol. 15, n. 1, March 1992, 24-32.

STROUD M.A. & BULTER F.G. (1975) - The Standard Penetration Test and the engineering properties of glacial materials. Proc. Symp. Eng. Behaviour of Glacial Materials, University of Birmingham.

STROUD M.A. (1974) - The Standard Penetration Test in intensive clays and soft rocks. Proc. Eur. Symp. Penetration Testing ESOPT I, Stockolm, Vol.2, 367-375.

TORNAGHI R. (1983) - Metodo pressiometrico Menard. 11° Ciclo di Conferenze di Geotecnica. Politecnico di Torino. 610, 1-50.

TORTORICI L., MONACO C., TANSI C. & COCINA O. (1995) - Recent and active tectonics in the Calabrian Arc, Southern Italy. Tectonophysics, 243, 37-55.

VARNES D.J. (1978) - Slope movement types and processes. In: Schuster R.L. & Krizek R.S. (Eds.), Landslides. Analysis and control. U.S. Nat. Acad. of Sciences, Special Report 176, 11-33.

VERSACE P., FERRARI E., FIORENTINO M., GABRIELE S., ROSSI F. (1989) - Valutazione delle piene in Calabria. Geodata 30, Cosenza, CNR-IRPI.

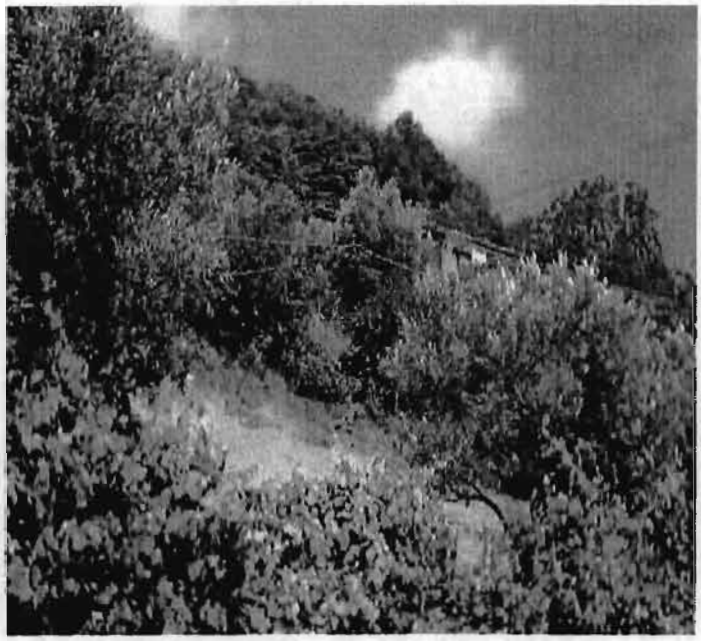
APPENDICE 1

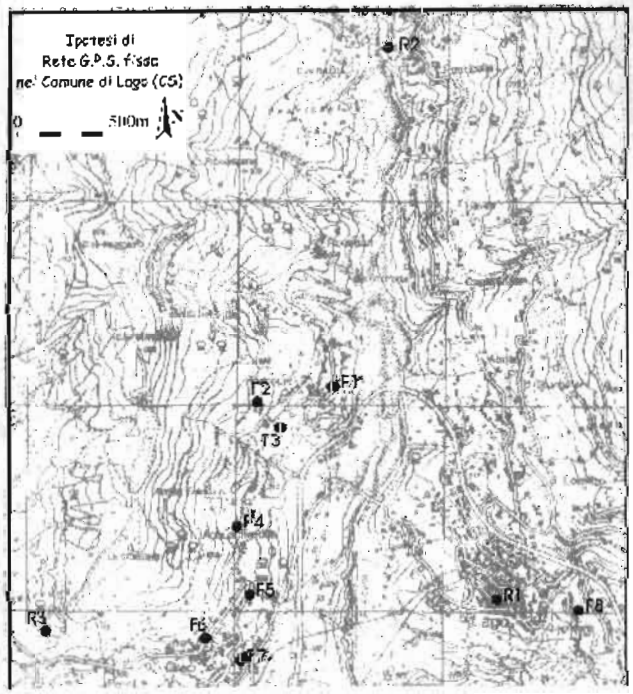
(schede monografiche dei punti di ubicazione della rete GPS da realizzare, redatte dal geom. Duilio D'onofrio e geom. Claudio Reali, tecnici del CNR-IRPI)

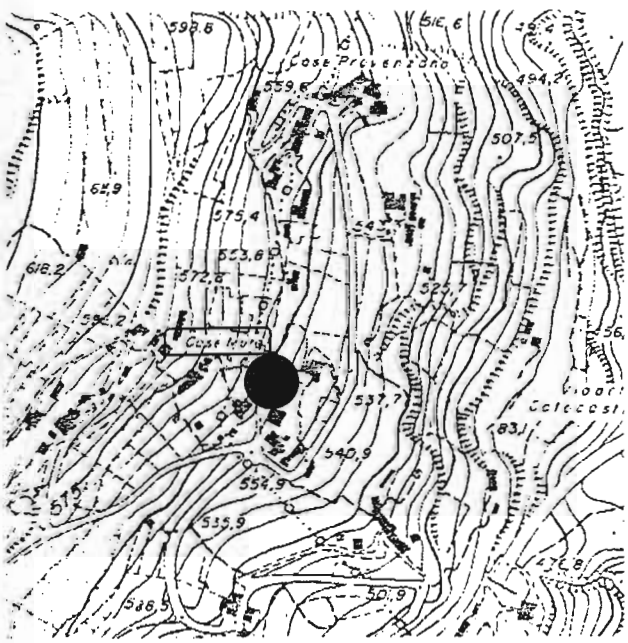
MONOGRAFIA PUNTO n° F 1

UBICAZIONE CASA DEL MUTO
(Geologo)

- Dalla SS n° 278 giunti nelle prossimità di Lago deviare al bivo adiacente la galleria Catocastro proseguendo per 800 m., deviando sulla destra del fabbricato verde percorrendo per 50 m. circa la strada sterrata.

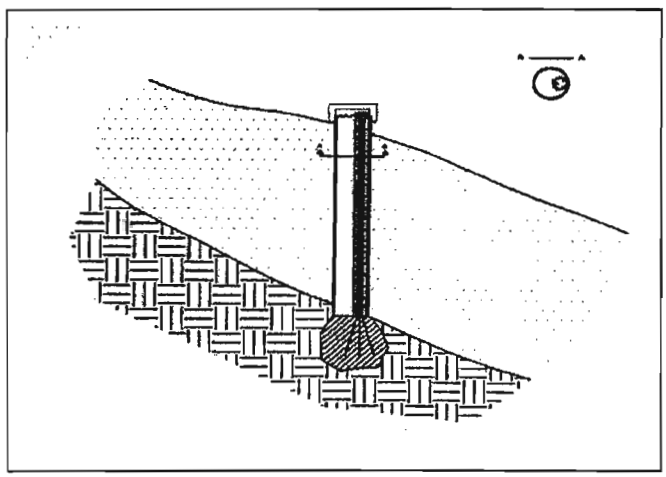






DESCRIZIONE MONUMENTAZIONE

- Il caposaldo sarà realizzato su coltre di terreno, avverrà secondo le indicazioni riportate nello schema seguente

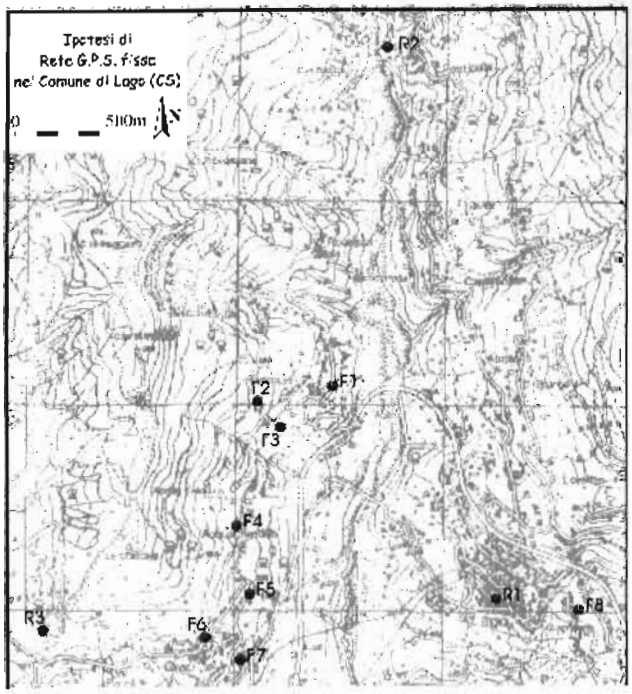


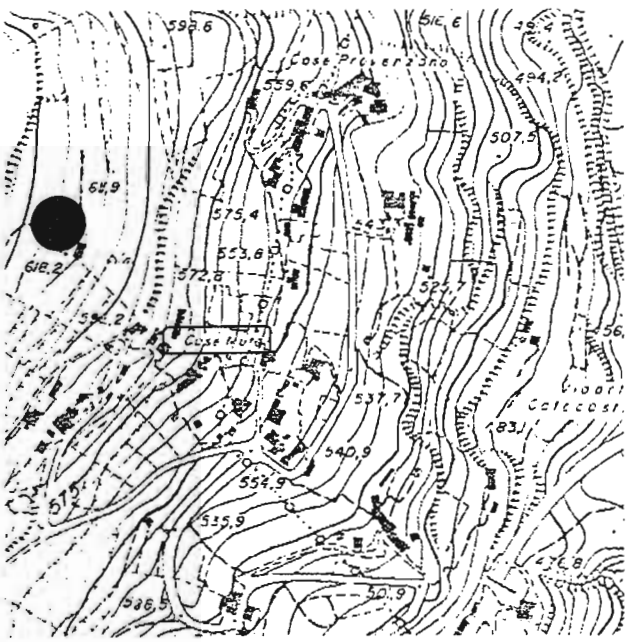
NOTE:

MONOGRAFIA PUNTO n° F 2

UBICAZIONE CASA

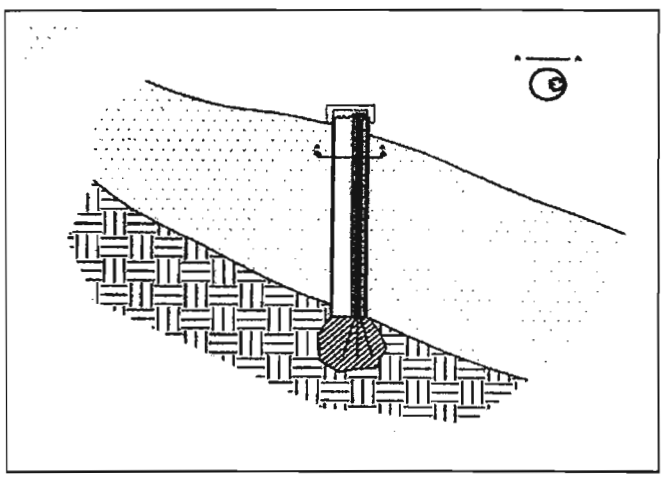
- Dalla SS n° 278 giunti nelle prossimità di Lago deviare al bivo adiacente la galleria Catocastro proseguendo per 1000 m. circa, adiacente la stazione pluviometrica.





DESCRIZIONE MONUMENTAZIONE

- Il caposaldo sarà realizzato su coltre di terreno, avverrà secondo le indicazioni riportate nello schema seguente

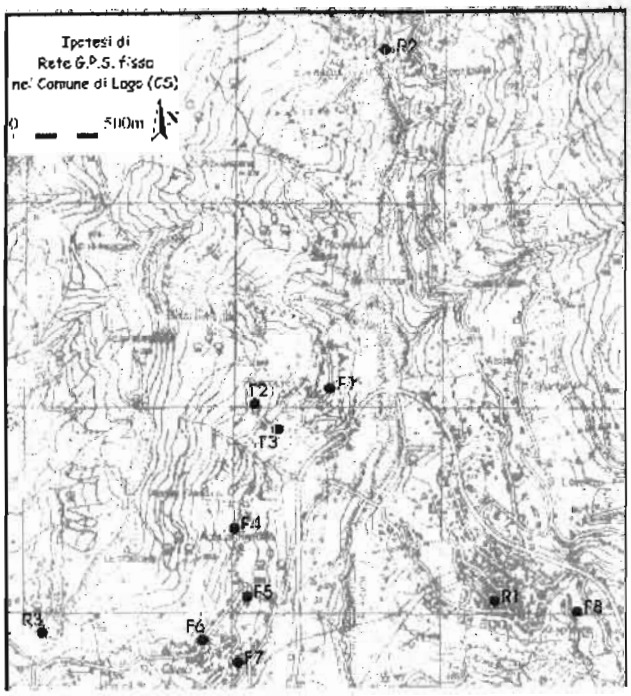


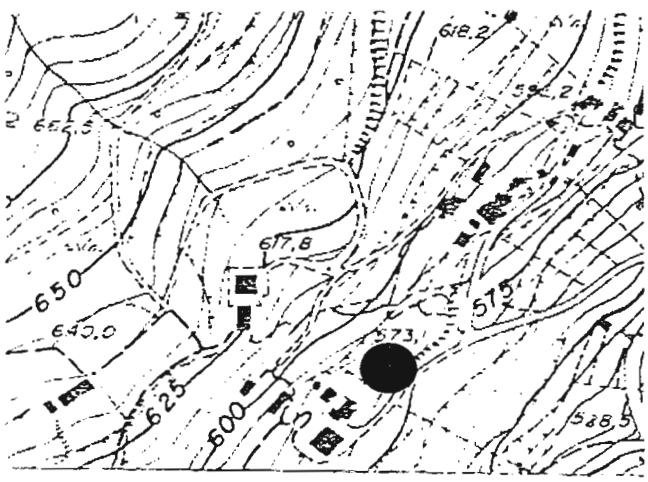
NOTE:

MONOGRAFIA PUNTO n° F 3

UBICAZIONE CASA

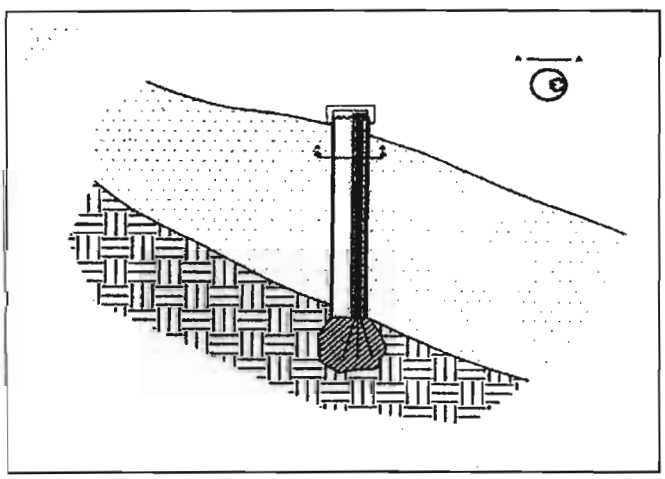
- Dalla SS n° 278 giunti nelle prossimità di Lago deviare al bivo adiacente la galleria Catocastro proseguendo per 800 m. circa prima di giungere alla stazione pluviometrica.





DESCRIZIONE MONUMENTAZIONE

- Il caposaldo sarà realizzato su coltre di terreno, avverrà secondo le indicazioni riportate nello schema seguente

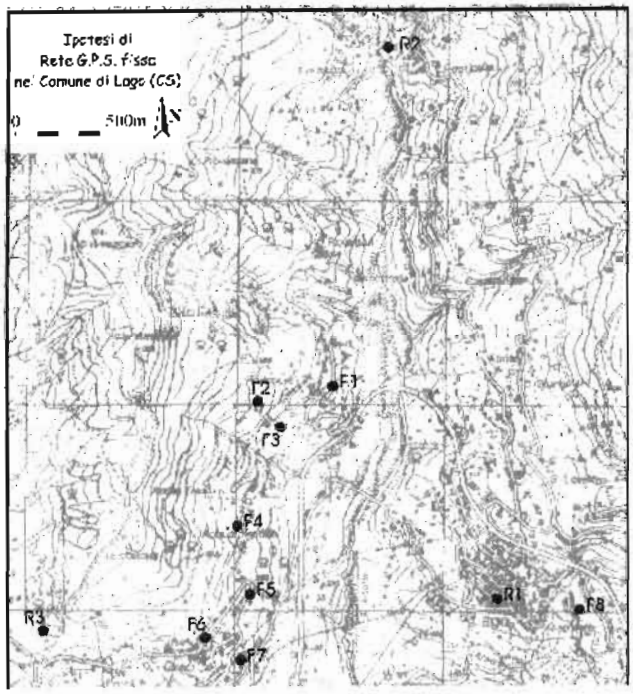


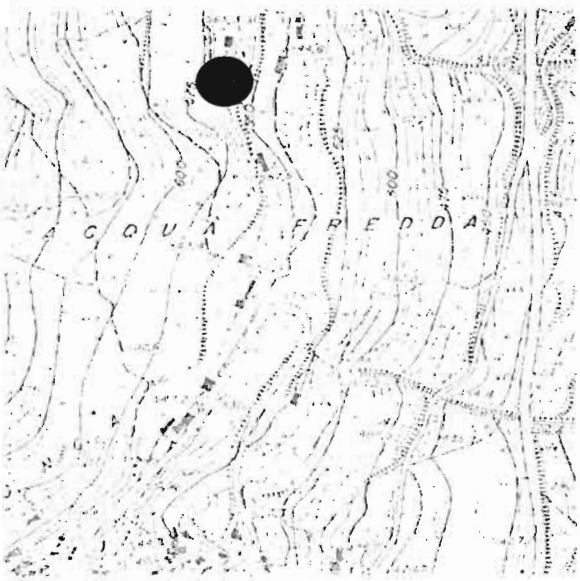
NOTE:

MONOGRAFIA PUNTO n° F 4

UBICAZIONE

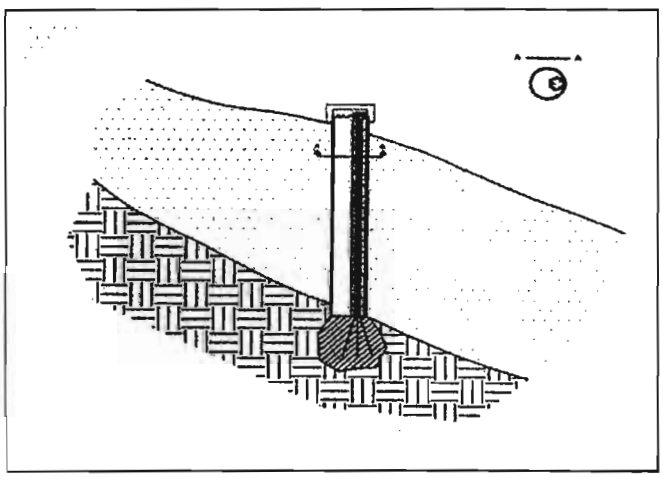
- Dalla SS n° 278 giunti nelle prossimità di Lago deviare al bivio per Greci a 1700 m., dopo la curva dell'inclinometro S1G, bivio a destra proseguire per circa 400 m. sulla strada sterrata.





DESCRIZIONE MONUMENTAZIONE

- Il caposaldo sarà realizzato su coltre di terreno, avverrà secondo le indicazioni riportate nello schema seguente

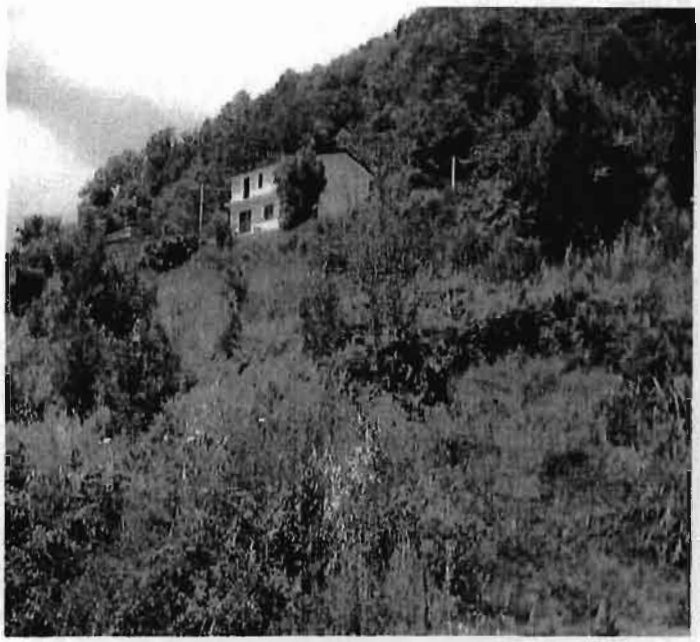


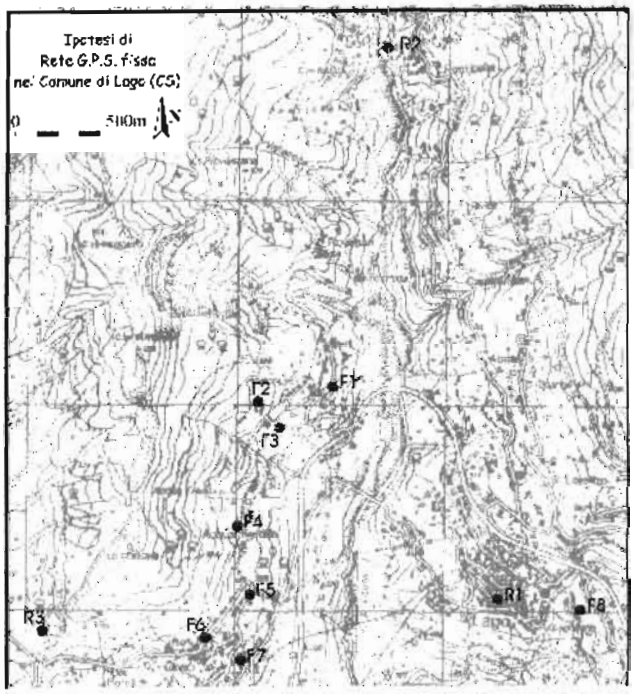
NOTE:

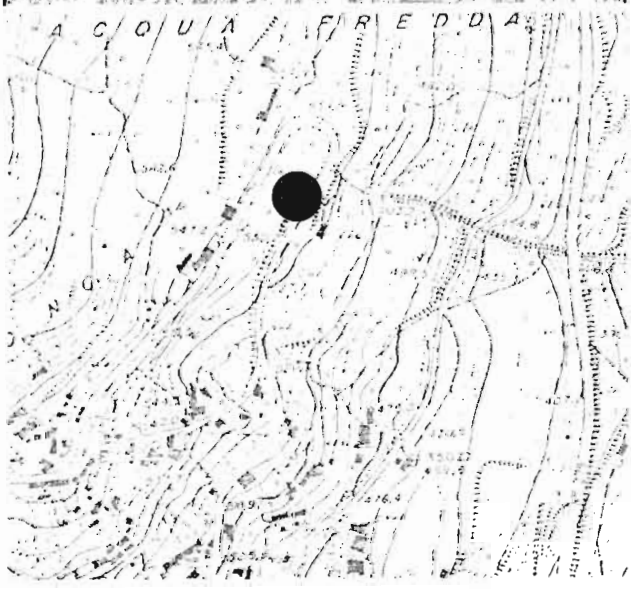
MONOGRAFIA PUNTO n° F 5

UBICAZIONE

- Dalla SS n° 278 giunti nelle prossimità di Lago deviare al bivo per Greci , a 1500 m. a SX c'è l'inclinometro "S1G"

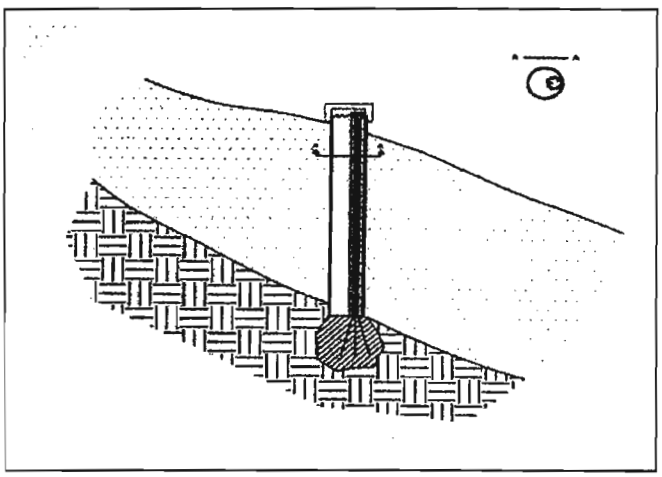






DESCRIZIONE MONUMENTAZIONE

- Il caposaldo sarà realizzato su coltre di terreno, avverrà secondo le indicazioni riportate nello schema seguente

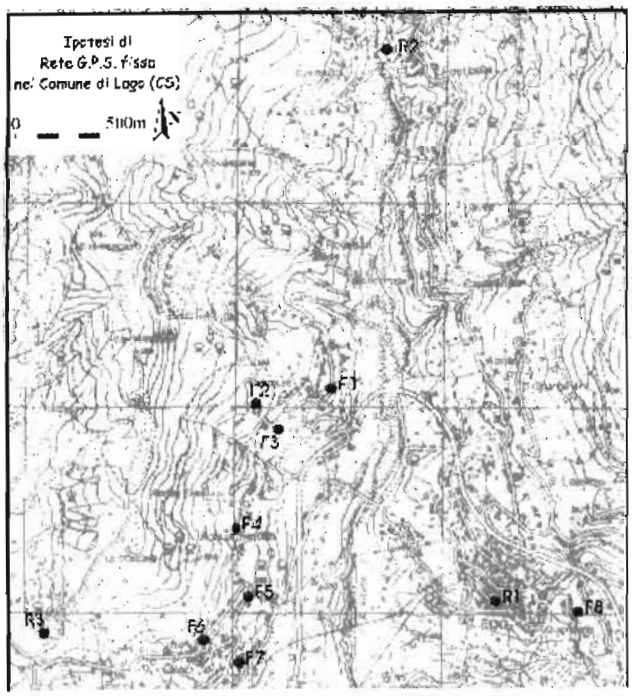


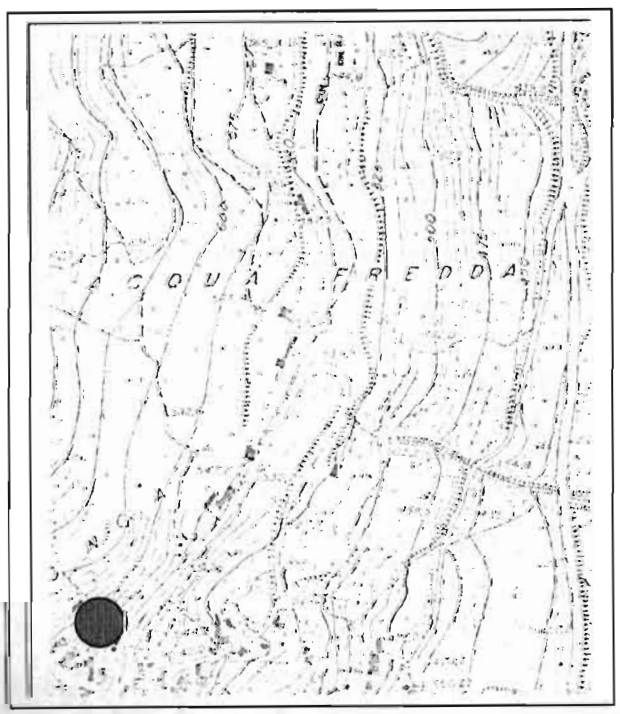
NOTE:

MONOGRAFIA PUNTO n° F 6

UBICAZIONE

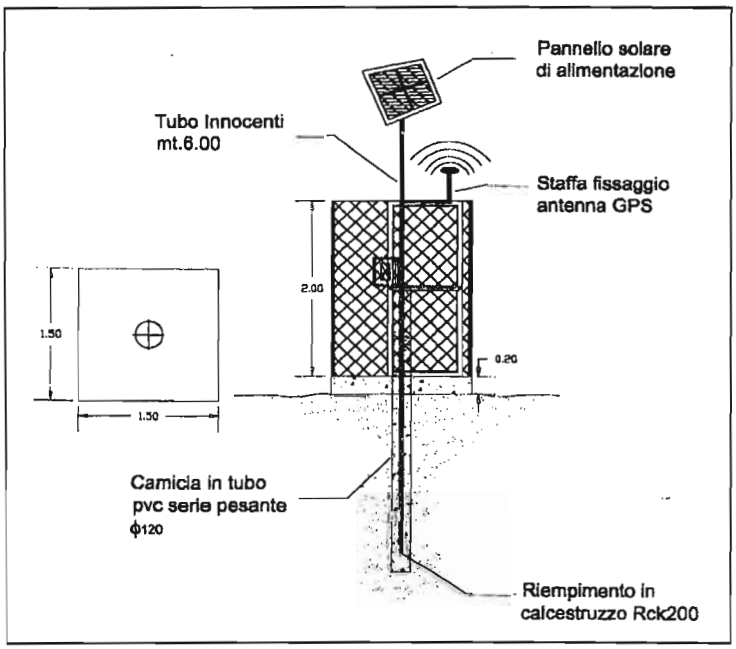
- Dalla SS n° 278 giunti nelle prossimità di Lago deviare al bivio per Greci a 1900 m. , dopo la curva dell'inclinometro S1G destra nel terreno adiacente il fabbricato.





DESCRIZIONE MONUMENTAZIONE

- Il caposaldo sarà realizzato su coltre di terreno, avverrà secondo le indicazioni riportate nello schema seguente

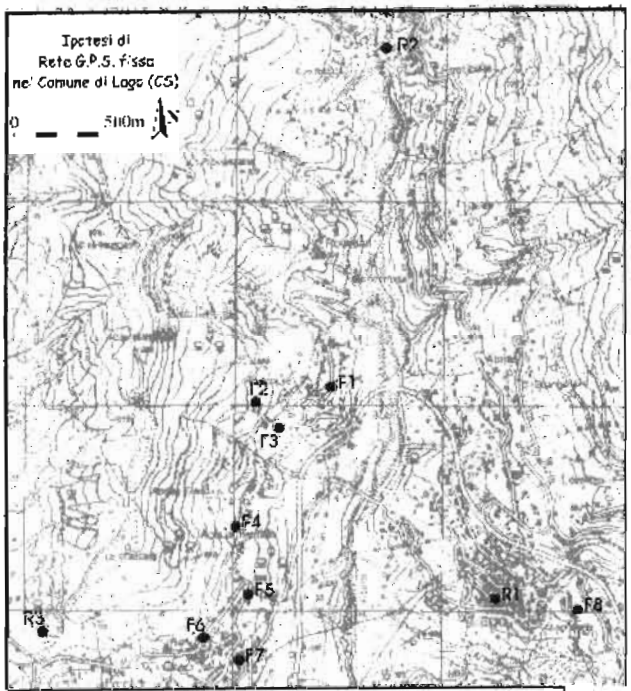


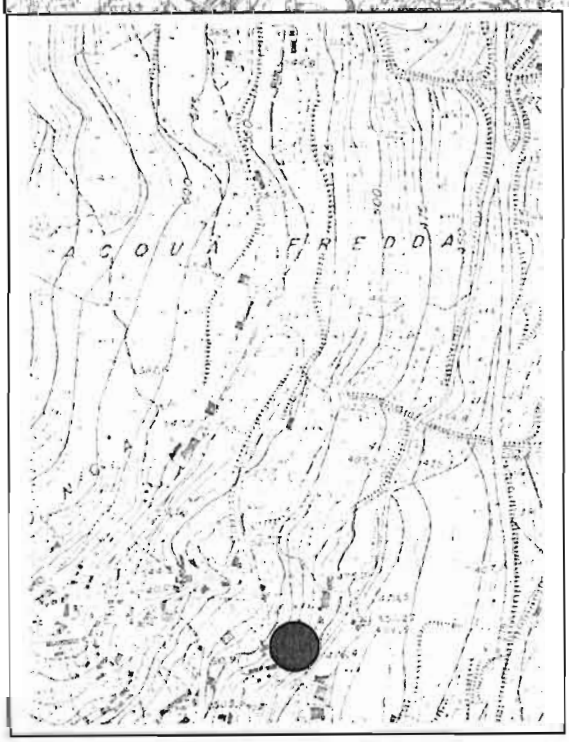
NOTE:

MONOGRAFIA PUNTO n° F 7

UBICAZIONE

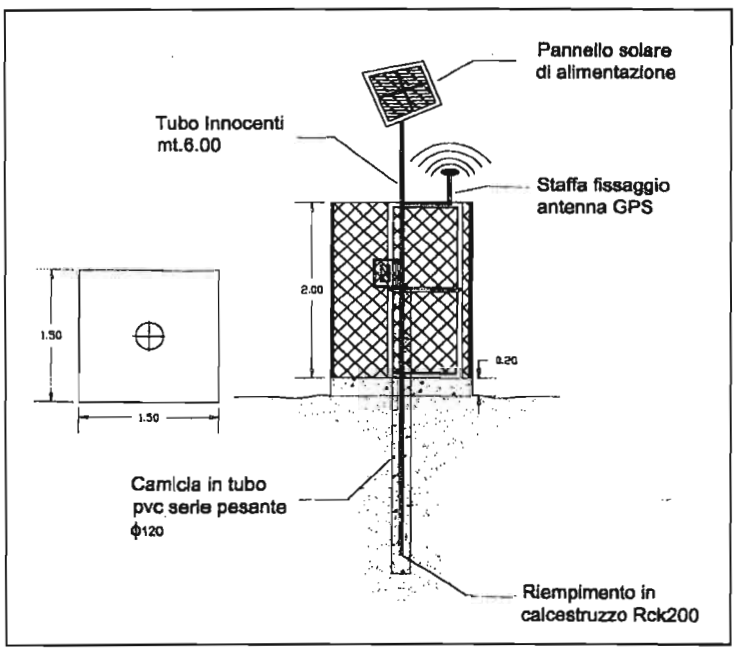
- Dalla SS n° 278 giunti nelle prossimità di Lago deviare al bivio per Greci a 600 m. a destra nel terreno adiacente il fabbricato.





DESCRIZIONE MONUMENTAZIONE

- Il caposaldo sarà realizzato su coltre di terreno, avverrà secondo le indicazioni riportate nello schema seguente

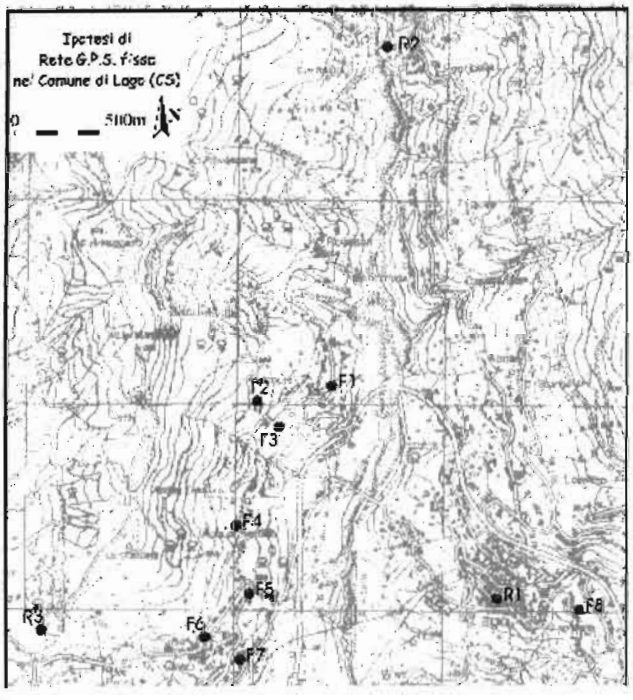


NOTE:

MONOGRAFIA PUNTO n° F 8

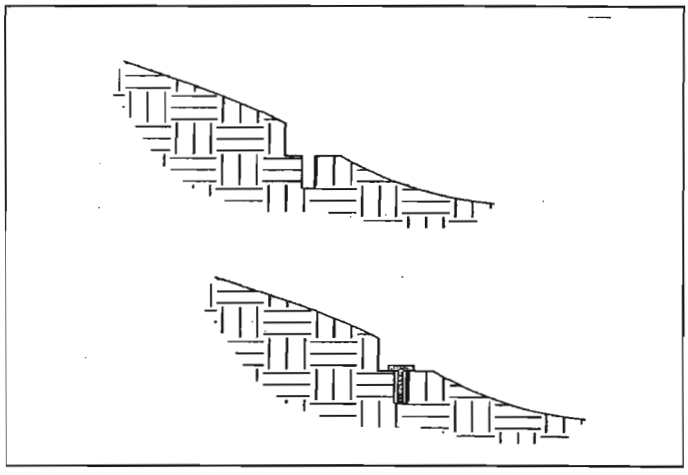
UBICAZIONE

- Nel Paese di Lago, superato l'uff. Postale (sulla SX) procedere per circa 300 m. , svoltare a DX procedendo fino al ponticello sul torrente Laghitello superandolo a 100 m. circa sulla DX roccia vicino una vecchia abitazione.



DESCRIZIONE MONUMENTAZIONE

- Il caposaldo sarà realizzato su ammasso di roccia

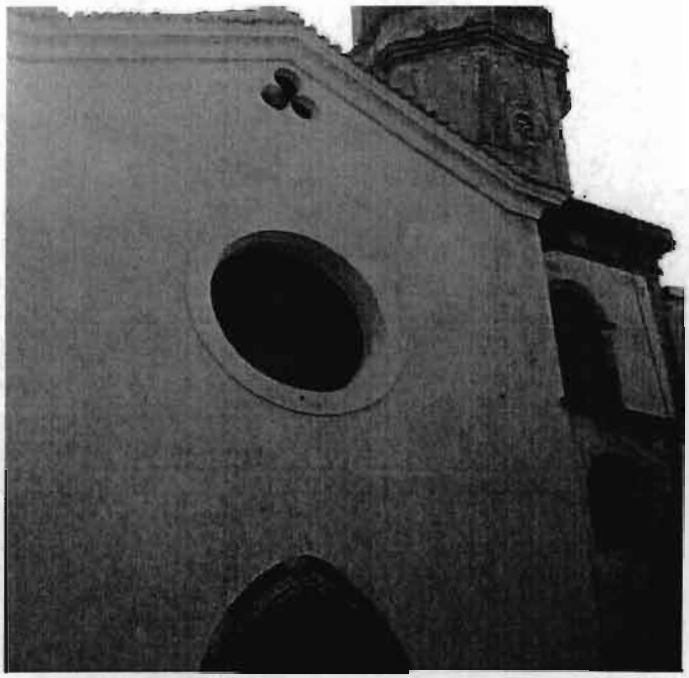


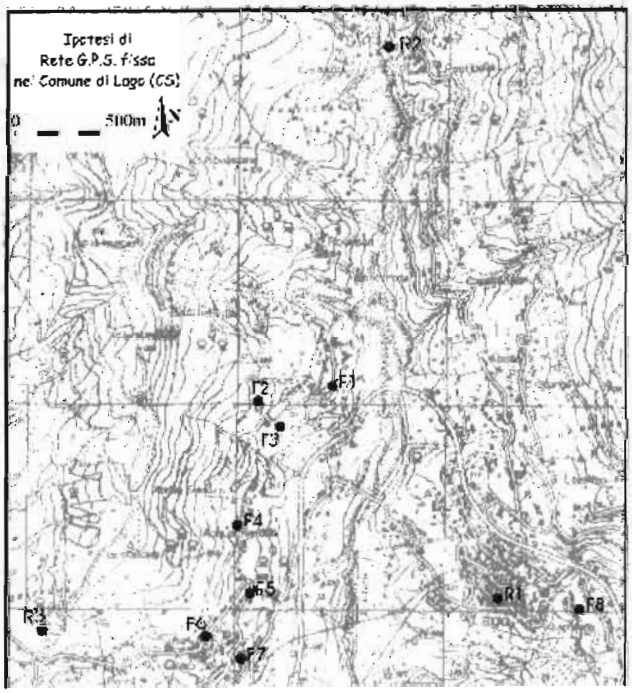
NOTE:

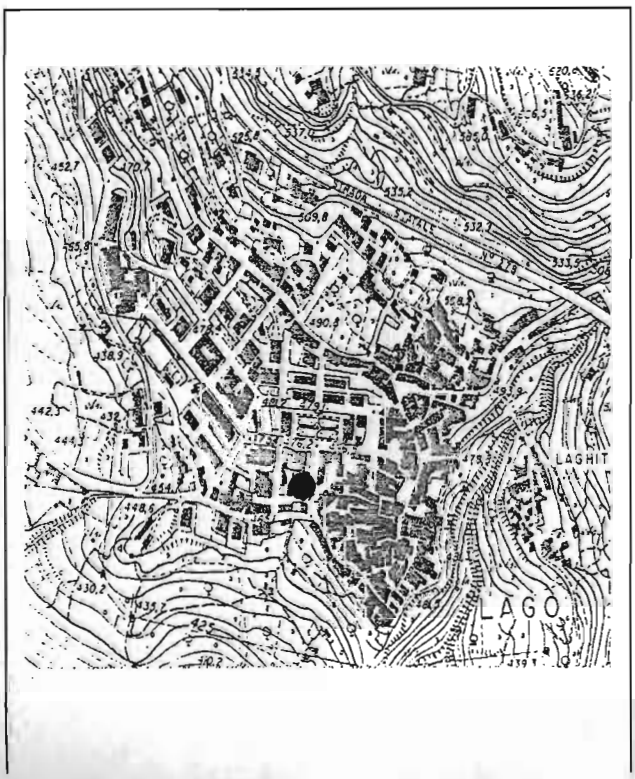
MONOGRAFIA PUNTO n° R 1

UBICAZIONE

- Nel Paese di Lago sul campanile della Chiesa

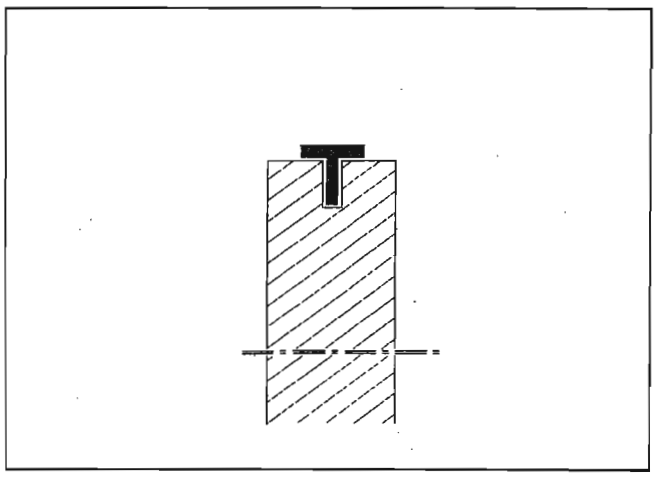






DESCRIZIONE MONUMENTAZIONE

- Il caposaldo sarà realizzato su coltre di terreno, avverrà secondo le indicazioni riportate nello schema seguente

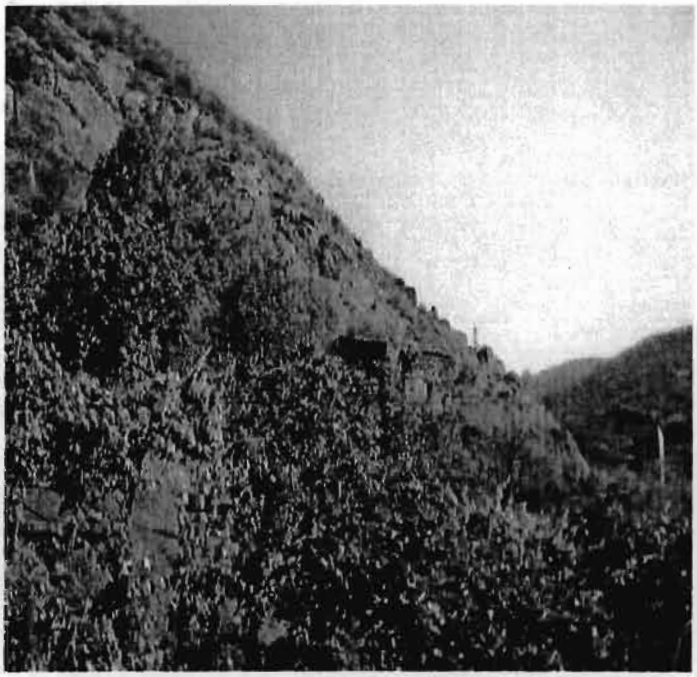


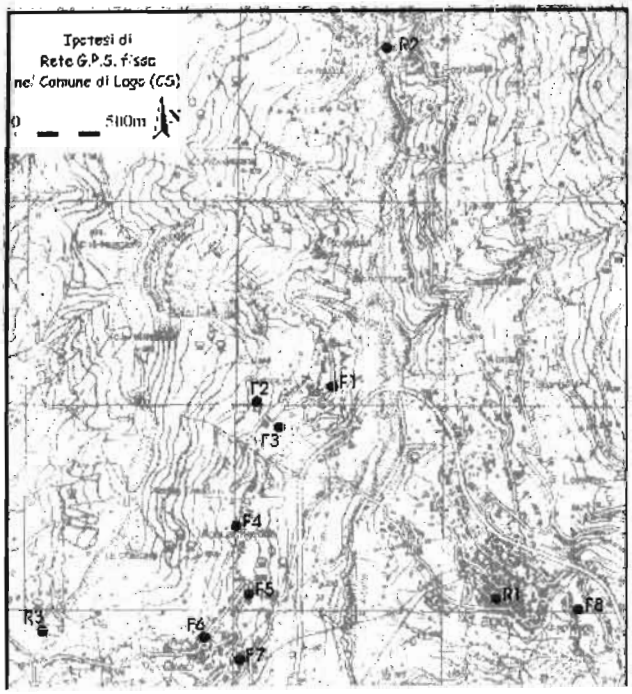
NOTE:

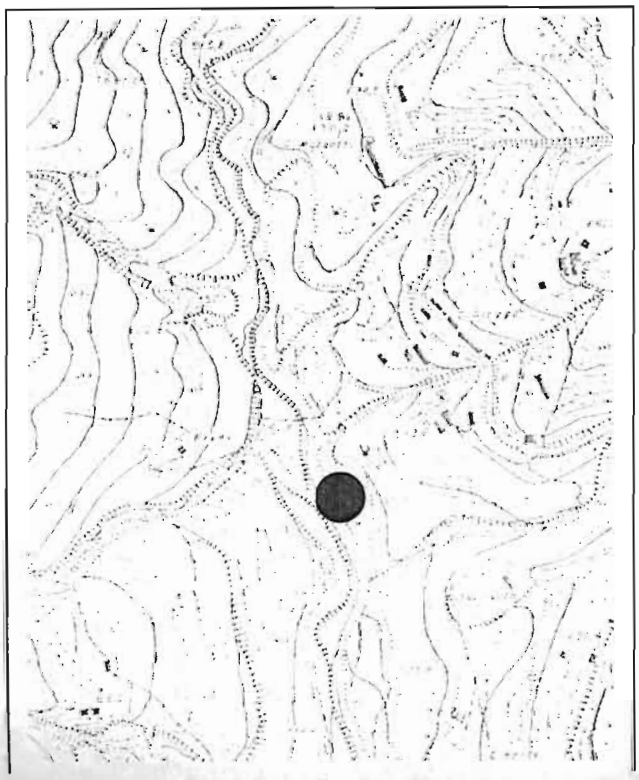
MONOGRAFIA PUNTO n° R 2

UBICAZIONE

- Dalla SS n° 278 giunti al bivio per Fallito girare a DX, percorrere la strada per 400 m. fino ad un incrocio, (di fronte, nel muro di cinta è visibile una nicchia con statua della Madonna), svoltare a SX dopo 1700 m. bivio a SX per 1600 m.

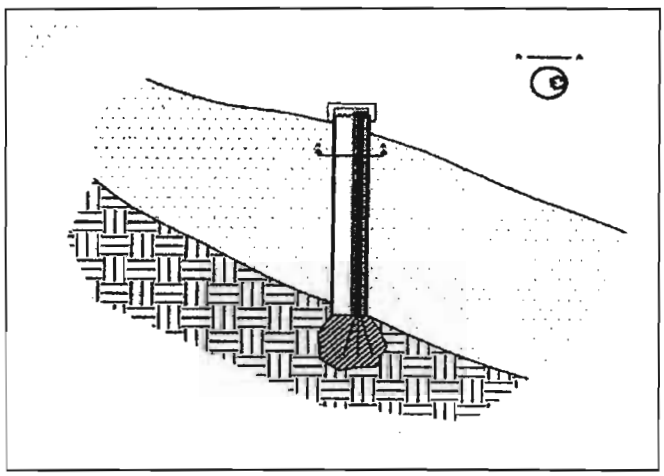






DESCRIZIONE MONUMENTAZIONE

- Il caposaldo sarà realizzato su coltre di terreno, avverrà secondo le indicazioni riportate nello schema seguente

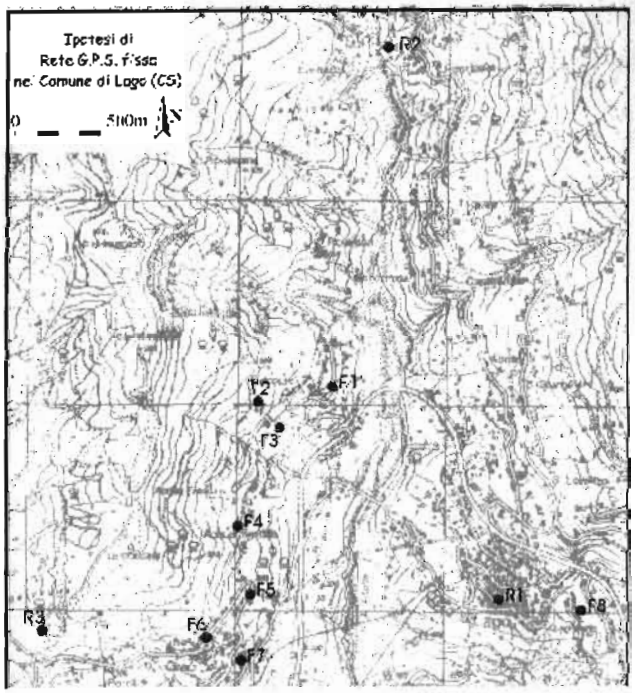


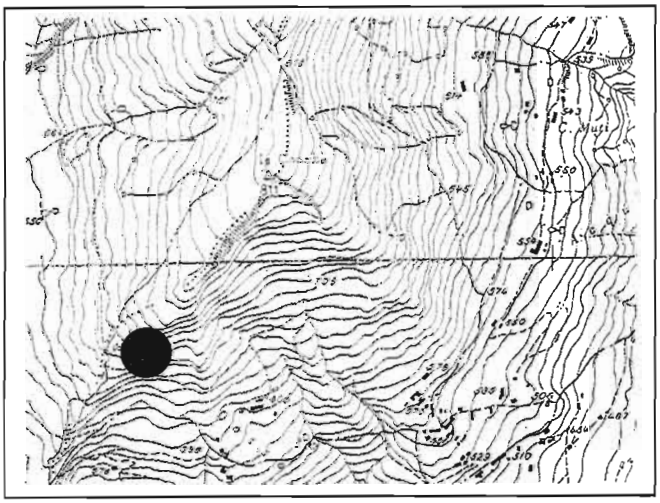
NOTE:

MONOGRAFIA PUNTO n° R 3

UBICAZIONE

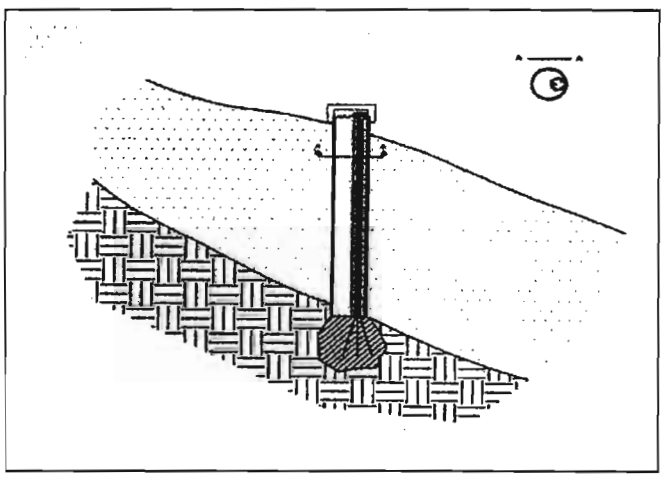
- Dalla SS n° 278 giunti nelle prossimità di Lago deviare al bivio per Greci percorsi 2800 m. ,superata la frazione di Greci, dopo la curva in prossimità del piazzale.





DESCRIZIONE MONUMENTAZIONE

- Il caposaldo sarà realizzato su coltre di terreno, avverrà secondo le indicazioni riportate nello schema seguente



NOTE: