



COMMISSARIO STRAORDINARIO
DELEGATO PER L'ATTUAZIONE DEGLI
INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL
DISSESTO IDROGEOLOGICO NELLA
REGIONE SARDEGNA



REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA
ASSESSORATO DEI LAVORI PUBBLICI

COMUNE DI SASSARI

PROVINCIA DI SASSARI

INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO SISTEMAZIONE IDRAULICA DELL'ALVEO RIO CALAMASCIU DALLA Z.I. PREDDA NIEDDA ALLA BORGATA DI CANIGA NEL COMUNE DI SASSARI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

ELABORATO :

RELAZIONE GEOTECNICA

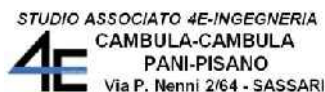
REVISIONI				ALLEGATO D	SCALA	
n°	MODIFICA	DATA	CTRL		CODICE	
01	consegna	Luglio 2023				
					NOTE	

R.T.I. tra:

Capogruppo:



Mandanti:



STUDIO SILVA srl

Dott. Geol. Angelo Vigo

Dott. Geol. Donatella Giannoni

Dott. Archeol. Emanuela Atzeni

Il Dirigente del Settore Infrastrutture
Dott. Ing. Fabio E. Spurio

Il R.U.P.:
Dott. Ing. Efisio Mureddu

Il Sindaco:
Prof. Gian Vittorio Campus

INDICE

1	PREMESSA.....	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3	INQUADRAMENTO TERRITORIALE E SINTESI DEL PROGETTO	4
3.1	Descrizione sintetica del progetto	5
4	INDAGINI GEOGNOSTICHE ED ASSETTO LITOTECNICO DELL'AREA DI SEDIME	7
4.1	Prove in situ e di laboratorio.....	8
4.1.1	Prove penetrometriche dinamiche SPT	8
4.1.1.1	Elaborazione delle prove	8
4.1.2	Analisi granulometrica per setacciatura (C.N.R.– anno V, n.23 Dic. 1971)	9
4.1.3	Limiti di Atterberg (C.N.R. – UNI 10014).....	11
4.1.4	Classificazione delle terre (UNI EN 11531-1)	11
4.1.5	Determinazione dell'indice di portanza C.B.R. (C.N.R. – UNI 10009)	13
4.1.6	Prova di taglio diretto (ASTM D3080 – 90)	13
4.2	Determinazione della resistenza a compressione delle litofacies lapidee	15
4.2.1	Resistenza a compressione uniassiale (ASTM D7012-14 - Metodo C).....	15
4.2.2	Point Load Test (ISRM Suggested Method for Determining Point Load Strenght - ASTM D5731-95)	15
4.3	Parametrizzazione dei litotipi lapidei a scala dell'ammasso	17
4.3.1	Parametri di resistenza al taglio: criterio di Hoek & Brown	17
5	DEFINIZIONE E PARAMETRIZZAZIONE DEI PRINCIPALI LITOTIPI	18
5.1	Parametri caratteristici.....	18
5.2	Modello litotecnico: definizione e parametrizzazione delle unità litotecniche (Litotipi).....	18
5.2.1	Modello litotecnico (Tav.Geo-03)	19
7	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE, PRESCRIZIONI E SUGGERIMENTI PROGETTUALI.....	20

1 PREMESSA

Su incarico del Comune di Sassari, gli scriventi Dott. Geol. Angelo Vigo (n.604 ORGS) e Dott. Geol. Donatella Giannoni (n.216 ORGS), mandanti della R.T.P. ETATEC Studio Paoletti (Mandataria) - 4E Ingegneria - Dott. Geol. Angelo Vigo - Dott. Geol. Donatella Giannoni - Dott. Archeol. Emanuela Atzeni, hanno redatto il presente studio geotecnico a corredo del progetto "*Interventi mitigazione rischio idrogeologico - Sistemazione idraulica dell'alveo Rio Calamasciu dalla Z.I. Predda Niedda alla borgata di Caniga - PGRA SS_I452_002*"

Il presente elaborato ed i relativi allegati, sono stati redatti in conformità alla normativa vigente, a corredo del progetto summenzionato, del quale costituiscono parte integrante e non diversamente utilizzabile per scopi ed interventi differenti da quelli di destinazione. I risultati di indagini e prove, le elaborazioni dei dati, le verifiche di sicurezza e tutti i contenuti della presente relazione sono basati su indicazioni ed elementi progettuali forniti dalla Stazione Appaltante, e riferibili solo ad essi.

Scopo del presente studio è fornire il completo inquadramento geotecnico del sedime d'intervento, con particolare approfondimento delle tematiche elencate di seguito:

- ☐ descrizione della natura e potenza dei litotipi compresi nel volume significativo dell'opera;
- ☐ parametrizzazione dei medesimi mediante prove *in situ* e in laboratorio, volte a definirne le proprietà indice e quelle geotecniche;
- ☐ individuazione e descrizione della falda superficiale;
- ☐ definizione delle *unità litotecniche* (litotipi) a base di verifica e definizione del modello geotecnico del complesso *opera-volume significativo*, in particolare per quanto attiene i fronti di scavo.

Lo studio è stato articolato come segue:

1. direzione delle indagini *in situ* e conferimento dei litotipi campionati presso idoneo laboratorio geotecnico;
2. definizione dell'assetto litostratigrafico locale mediante correlazione dei litotipi prevalenti;
3. attribuzione dei parametri a base di calcolo (caratteristici e di progetto) e scelta del modello geotecnico da implementare nelle verifiche di sicurezza agli stati limite, secondo le seguenti fasi:
 - a. *elaborazione dei parametri geotecnici e determinazione di quelli caratteristici e di quelli di progetto;*
 - b. *verifiche di sicurezza del complesso struttura-terreno e di stabilità dei fronti di scavo;*
 - c. *redazione della relazione geotecnica.*

La campagna di indagini è stata concordata con i Progettisti nel rispetto della normativa vigente e delle esigenze del progetto. Di seguito si riporta il piano di indagine:

- ☐ n.4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo;
- ☐ n.8 prove penetrometriche dinamiche SPT;
- ☐ n.13 pozzetti geognostici finalizzati principalmente alla caratterizzazione ambientale delle TRS;
- ☐ n.2 stendimenti MASW per la definizione dei profili delle V_{seq} ;
- ☐ campionamento indisturbato e disturbato dei litotipi prevalenti;
- ☐ esecuzione di prove geotecniche presso idoneo laboratorio certificato.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Gli scriventi hanno redatto il presente studio ai sensi alle seguenti disposizioni di legge:

DM 17 gennaio 2018

Pubblicato in Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale contenente le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Gazzetta Ufficiale 11/2/2019, n. 35 - Suppl. ord. n. 5;

Legge 18 maggio 1989 n. 183

Norme per il riassetto organizzativo e funzionale della difesa del suolo.

Decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152

Norme in materia ambientale (T.U. dell'Ambiente).

D.P.R.13 giugno 2017, n. 120. Regolamento recante la disciplina semplificata della gestione delle terre e rocce da scavo, ai sensi dell'articolo 8 del decreto-legge 12 settembre 2014, n.133, convertito, con modificazioni, dalla legge 11 novembre 2014, n. 164

Delib.G.R. 30 marzo 2004, n. 15/31

Pubblicata nel B.U. Sardegna 21 agosto 2004, n. 23. Disposizioni preliminari in attuazione dell'O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche (art. 1).

Decreto Legislativo 18 aprile 2016, n.50

Nuovo Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE.

DPR 207 del 2010

D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207. Regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, recante «Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE».

3 INQUADRAMENTO TERRITORIALE E SINTESI DEL PROGETTO

L'area interessata dagli interventi è contraddistinta da una pericolosità idraulica molto elevata e riguarda un tratto del Rio Calamasciu, tra la zona industriale di Predda Niedda sud, all'altezza del primo attraversamento ferroviario, e la borgata di Caniga, dove il corso d'acqua interseca varie volte la linea ferroviaria Sassari-Chilivani, che si snoda lungo la valle, e più limitatamente quella Sassari-Alghero; inoltre la S.S. 127 bis lo attraversa a sud della borgata di Caniga. (Fig. 2).

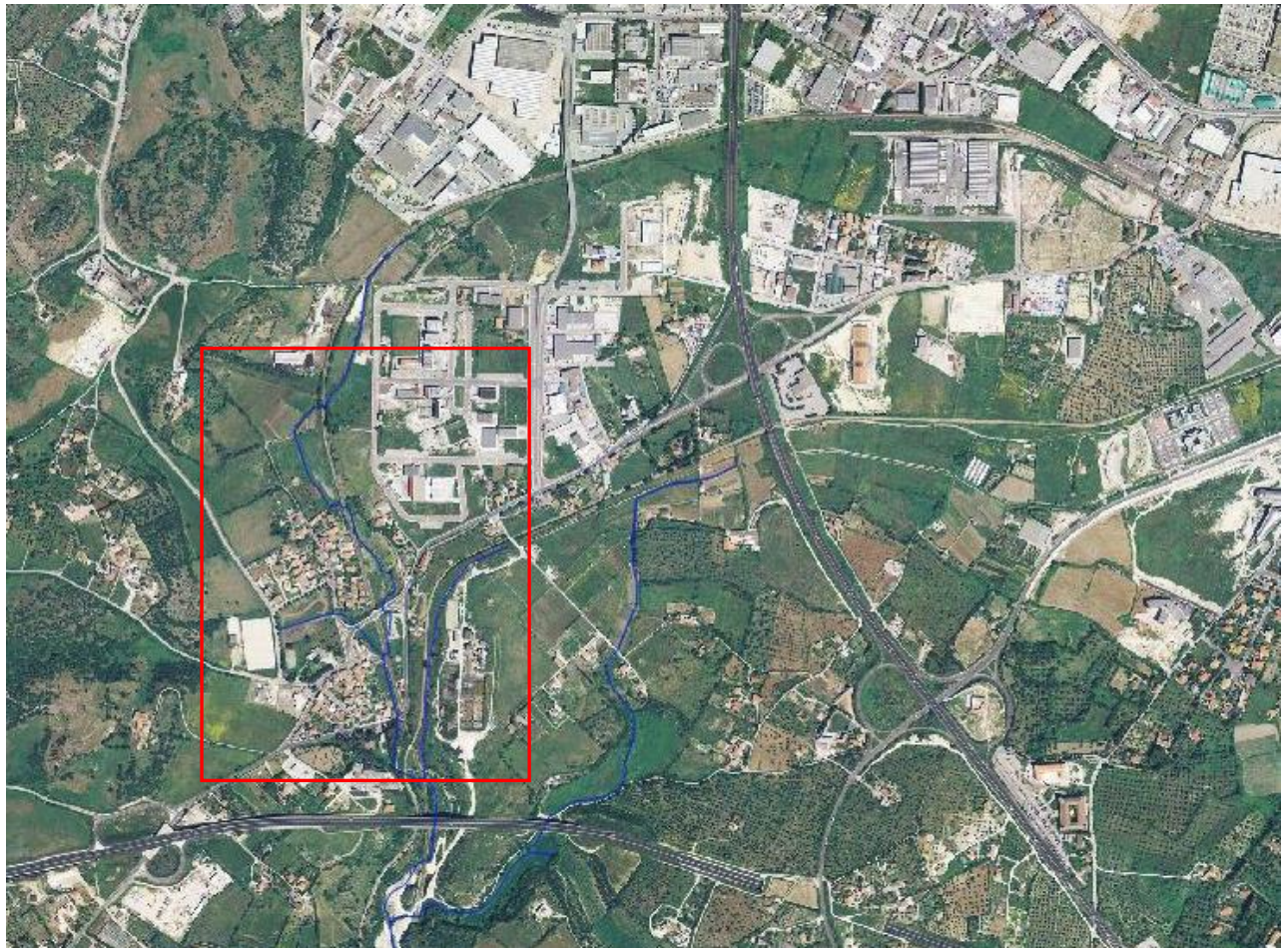


Figura 1: Inquadramento geografico del presente intervento.

Il Rio Calamasciu nasce nell'area urbana di Sassari, ha un bacino allungato secondo una direzione E-W con un'estensione di circa 4.7 kmq, sotteso alla sezione di interesse rappresentata dall'attraversamento stradale lungo la Via Caniga - S.S. 127bis. (Fig. 3).

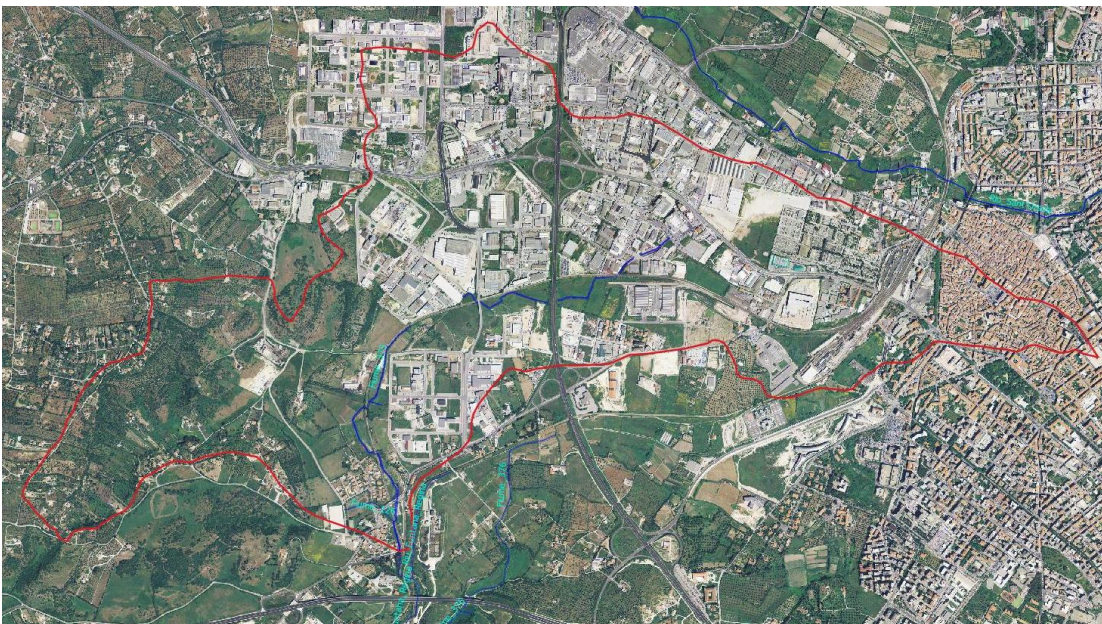


Figura 2: Bacino idrografico del Rio Calamasciu alla sezione dell'attraversamento lungo la Via Caniga.

I riferimenti cartografici utilizzati sono i seguenti:

- ❑ Foglio n° 459 sezione I della Carta Topografica d'Italia IGM, alla scala 1:25.000.
- ❑ Sezioni 459070 "Sassari" della CTR, in scala 1:10.000.

3.1 Descrizione sintetica del progetto

Il presente intervento rappresenta il completamento del progetto per gli "Interventi per il superamento delle problematiche idrauliche del canale coperto Rio Calamasciu Z.I. Predda Niedda sud - PGRA SS_I452_002", affidato al medesimo RTP, per il quale è in fase di progettazione la sistemazione idraulica del tratto più a nord, compreso tra il sovrappasso stradale della Str.10 di Predda Niedda e l'attraversamento stradale della S.V. Funtana di Lu Colbu.

Gli interventi oggetto del presente incarico riguardano la sistemazione complessiva e la mitigazione del rischio idraulico sia della borgata di Caniga che della rete ferroviaria e, nello specifico, prevedono la realizzazione di un nuovo tracciato adiacente alla ferrovia per una lunghezza di circa 200 m, la sistemazione del tratto naturale più a valle lungo il quale si rendono opportuni la risagomatura con allargamento della sezione e realizzazione di protezioni spondali e l'adeguamento del canale a cielo aperto esistente. Si prevede inoltre la demolizione dell'attraversamento stradale a valle del canale a cielo aperto e la conseguente revisione dell'assetto viario con la realizzazione di un nuovo tratto di viabilità di circonvallazione, e la contestuale integrazione della rete di raccolta delle acque meteoriche nel bacino urbano di Caniga.

L'eliminazione degli attraversamenti ferroviari e la rettifica del tracciato isolerà l'attuale ansa della quale (Intervento 2 in Fig.2), tuttavia, si conserverà comunque parte della funzionalità idraulica destinandola alla raccolta dei deflussi del bacino residuo. Il tratto in rettifica (Intervento 1), a sezione rettangolare e rivestito in cls, costeggerà il tracciato ferroviario in destra idraulica, e renderà necessario l'arretramento e la riprofilatura verso monte delle scarpate ricadenti in sinistra idraulica, al fine di conservare la distanza minima della sponda destra dal suddetto tracciato e consentire la realizzazione della relativa pista di servizio.

Il tratto rivestito si interrompe a ridosso del centro abitato, in corrispondenza dell'immissione nel tracciato naturale (Interventi 3 e 4) attualmente profilato a sezione rettangolare con difese spondali realizzate in gabbioni.

A partire dal successivo attraversamento ferroviario (Intervento 5), escluso dal presente progetto, si procederà con l'adeguamento dell'attuale tracciato che manterrà la sezione rettangolare ma sarà ampliato e rivestito in cls. Sarà inoltre eliminato il collo di bottiglia (intervento 7) rappresentato dall'attraversamento stradale in corrispondenza dell'immissione sul tratto naturale sul quale non sono previsti ulteriori interventi.

Quest'ultimo intervento ha reso necessaria la riorganizzazione della viabilità interna alla borgata, che consiste nella realizzazione di una nuova circonvallazione sfruttando un tratto esistente della via Piras e due nuovi tratti che ne consentiranno il collegamento alla SS127 bis, a sud in prossimità del bivio per la via Padre Luca, ed a nord sul cavalcavia ferroviario attuale. Tutti gli incroci esistenti e di nuova realizzazione saranno regolati da rotonde.

Nell'ambito del presente intervento sarà adeguata e potenziata l'intera rete di smaltimento delle acque bianche di centro abitato di Caniga (intervento 8), mediante la realizzazione di canali scatolari, di nuove tubazioni e l'adeguamento dimensionale di quelle esistenti. (Fig. 3).



Figura 3: Planimetria degli interventi.

4 INDAGINI GEOGNOSTICHE ED ASSETTO LITOTECNICO DELL'AREA DI SEDIME

Nel dettaglio alla scala di intervento si ritrovano in gran parte i lineamenti geologico-geomorfologici descritti nella Relazione Geologica: l'intorno del sedime presenta una morfologia mammellonare nel tratto iniziale, che intersecherà l'estremità della propaggine calcarenitica, mentre assume una giacitura subpianeggiante nella seconda metà del tracciato, ricadente nella golena dell'attuale layout del corso d'acqua.

Come accennato per punti in premessa, l'area è stata investigata mediante l'esecuzione di verticali geognostiche (sondaggi e pozzetti, Fig.2) e di due profili geofisici tipo MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves* - Cfr. Rapporto sulle indagini) necessari alla definizione del profilo delle V_{seq} , così come indicato dalle NTC 2018 in via preferenziale¹.



Figura 4. Indagini geognostiche: a sinistra, esecuzione del sondaggio S2; a destra, esecuzione del pozzetto P1.

Per il quadro a consuntivo delle indagini si rimanda al suddetto Rapporto di Indagine

Le indagini geognostiche e geofisiche sono state programmate con l'intento di definire i modelli geologico e geotecnico associati, rispettivamente, all'area di intervento ed al tracciato del nuovo tratto in progetto, tenendo al contempo in considerazione l'inaccessibilità dell'area edificata. Detti limiti pur non inficiando la rappresentatività dei predetti modelli, ne amplificano in modo significativo il margine di incertezza, solo in parte mitigato dal meticoloso rilievo di superficie.

I pozzetti, in particolare, sono stati finalizzati soprattutto alla caratterizzazione delle terre/rocce superficiali, sia sotto l'aspetto stratigrafico/geotecnico sia sotto l'aspetto ambientale (riutilizzo TRS) secondo i criteri e le prescrizioni previste dal DPR 120/2017. L'esecuzione dei pozzetti ha inoltre consentito di valutare in prima battuta la scavabilità e la stabilità dei fronti realizzati su terreni di copertura e substrato semilapideo.

I sondaggi, pur con i limiti descritti in precedenza, sono stati ubicati approssimativamente lungo l'asse del canale in progetto ed approfonditi sino a ricomprendere il volume significativo associato ai fronti di scavo ed al muro di contenimento cui è demandata la difesa delle sponde, ad eccezione dei tratti rivestiti in scogliera di massi ciclopici.

In tutte le verticali è stato intercettato uno strato superficiale di sabbie limose, talora con qualche raro clasto calcareo, ricche in quarzo: come descritto più estesamente nella Relazione Geologica, cui si rimanda, si tratta perlopiù di sedimenti fini, sabbiosi, afferenti ai depositi eluvio-colluviali pedogenizzati e sciolti. Si rinvennero su tutte le verticali stratigrafiche ad eccezione dei sondaggi S1 e S2 e dei pozzetti P3, P5 e P7, dove invece si registra la presenza di riporto in TRS: queste ultime sono di natura ghiaioso-clastica sulla sommità della propaggine collinare, mentre sono di natura sabbioso-limosa, frammiste a sporadici materiali di risulta e sfalci, in corrispondenza dei suddetti pozzetti.

In profondità, in S2 e in tutti i pozzetti ad eccezione dei P3 e P9 (dove il suolo poggia direttamente sul substrato calcarenitico) è stata rinvenuta la litofacies eluvio-colluviale più sabbiosa ed addensata, talora semicoerente e fortemente carbonatica (P11 e P12), strettamente connessa al disfacimento e rielaborazione superficiale delle facies calcarenitiche. Lo spessore è assai variabile, e si passa da meno di 30 cm in P14 a 2,60 metri in P11, con un evidente inspessimento in corrispondenza delle principali incisioni, spesso irregolari e profonde qualche metro.

Le verticali di sondaggio, spinte a profondità comprese tra 5 e 12 metri dal p.c. hanno consentito di definire in modo soddisfacente l'assetto litostratigrafico profondo, soprattutto in corrispondenza del rilievo mammellonare (S1, S1 bis e S2): come anticipato, infatti, il substrato calcarenitico semilapideo e lapideo della Formazione di Mores, affiora di rado e il contatto con le soprastanti coperture si presenta moderatamente irregolare, con gibbosità e gradini che testimoniano un quadro morfologico pregresso governato da dinamiche prevalentemente erosive, successivamente "regolarizzato" con la sottile colmata dei depositi eluvio colluviali. In seno alla

¹ D.M. 17.01.2018 - 3.2.2 Categorie sottosuolo e condizioni topografiche. I valori di VS sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, non giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

predetta Formazione di Mores, la giacitura degli strati bioclastici alternati a quelli più spiccatamente arenacei e calcarenitici si presenta prevalentemente orizzontale, mentre il loro spessore è assai variabile, talora centimetrico, al punto da rendere piuttosto complesso (e di scarso rilievo) ogni tentativo di correlazione a questo dettaglio tra le 4 verticali profonde.

Nell'insieme, accorpendo le bancate a prevalente componente sabbiosa coerente e quelle a prevalente componente bioclastica lapidea, è possibile ottenere un buon grado di corrispondenza tra i tre log stratigrafici S1, S1bis e S2 e tra il sondaggio S3 ed i pozzetti circostanti (P10 e P11). I livelli calcareniti lapidei sono nettamente prevalenti nella porzione sommitale, sino a circa 9-10 metri di profondità, mentre oltre si ritrovano i livelli di sabbie limose biancastre debolmente cementate. Queste ultime, tuttavia, si ritrovano intercalate alle calcareniti lapidee in S2 a quote comprese tra 5,10 e 7,80 metri, in giacitura eteropica e verosimilmente lentiforme.

Le prime si caratterizzano per la modesta competenza e solo di rado si ritrovano in facies semilapidea mentre più di frequente sono assimilabili ad una sabbia limosa debolmente cementata, quasi un termine intermedio tra roccia e terra coerente, al punto che taluni passaggi campionati con carotiere doppio sono stati impastati dalla corona.

Entrambe le litofacies sono classificabili come acquiferi mediamente permeabili, tuttavia durante l'esecuzione dei sondaggi non sono state rilevate venute d'acqua significative e riferibili alla falda superficiale. Tale evidenza si conferma anche nel caso dei pozzetti con un solo caso di filtrazione d'acqua di modesta entità in P6 a circa 2,70 metri dal p.c..

4.1 Prove in situ e di laboratorio

4.1.1 Prove penetrometriche dinamiche SPT

Come anticipato, in tutti i fori di sondaggio sono state eseguite 3 prove penetrometriche dinamiche (SPT) mediante penetrometro pesante (maglio da 63,5 kg) dotato di punta cava (campionatore Raymond) installato sulla trivella utilizzata per l'esecuzione delle terebrazioni (Fig.5).

Come si osserva nella Tabella 3, i valori sono mediamente elevati nei litotipi granulari più profondi, in particolare le sabbie grossolane e sono compresi tra 17 (S3-SPT1) e 23 (S1-SPT1).

Pur considerato l'ampio margine di variabilità tipicamente connaturato alla tipologia di prova, tali valori possono almeno in parte ricondursi all'abbondante frazione sabbiosa da debolmente a ben addensata.



Figura 5 Approntamento dell'attrezzatura per l'esecuzione della prova SPT.

Tabella 1. Consuntivo prove SPT.

SONDAGGIO	LITOTIPO	PROFONDITA' (m)	N _{SPT}
S1-SPT1	Suolo sabbioso-limoso	1,00	23
S2-SPT1	Sabbie limose ben addensate	2,00	18
S3-SPT1	Suolo sabbioso-limoso	1,00	17

4.1.1.1 Elaborazione delle prove

La procedura, standardizzata secondo le "Raccomandazioni" A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana) per l'esecuzione delle indagini geotecniche (1977), prevede l'infissione nel terreno di un campionatore standard (generalmente del tipo Raymond) o di una punta conica tramite un maglio del peso di 63,5 kg lasciato cadere da un'altezza di 750 mm sopra una testa di battuta fissata alla sommità della batteria di aste.

La prova consiste nel rilevare il numero di colpi N1, N2 e N3 necessario per compiere un'infissione di 45 cm (15 cm nella fase preparatoria e 30 cm nella prova vera e propria); se N1>50 la prova si considera conclusa in quanto il terreno oppone rifiuto alla penetrazione, diversamente si prosegue per i successivi 30 cm interrompendo anticipatamente la prova solo nel caso in cui N2 + N3>100.

Ai fini dell'elaborazione si assume il numero di colpi N_{SPT} = N2 + N3 relativo alla somma del secondo e del terzo tratto di avanzamento, dal quale, attraverso relazioni prevalentemente empiriche, si ricavano i parametri geotecnici caratteristici, tra i quali la misura della resistenza del terreno in condizioni non drenate e il suo grado di addensamento. Il dato ottenuto *in situ* è stato preliminarmente corretto al fine di contenere gli errori indotti dalla stessa metodica di prova la quale è fortemente condizionata, innanzitutto, dal dispositivo di battitura e dunque dal suo rendimento energetico, dalla lunghezza delle aste, dal diametro del foro di perforazione ed infine dalla pressione litostatica (σ_{v0}) agente alla profondità di infissione.

L'insieme delle suddette correzioni è sintetizzato nella relazione riportata di seguito:

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot ER_R / 60 \cdot cr \cdot cd \cdot cn$$

dove:

cr = coefficiente dipendente dalla lunghezza della batteria delle aste

cd = coefficiente dipendente dal diametro del foro di sondaggio

cn = $3/(2+\sigma_{v0}'/100)$ $\sigma_{v0}'^{0,56}$ coefficiente dipendente dalla pressione litostatica, particolarmente indicato per basse pressioni e terreni granulari addensati (Skempton).

I valori di N_{60} sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 2. Conversione dei valori di N_{SPT} in N_{60}

SONDAGGIO	N_{SPT}	N_{60}
S1-SPT1	23	32
S2-SPT1	18	22
S3-SPT1	17	24

Per ricavare una stima di densità relativa DR e angolo di attrito efficace ϕ' il valore di N_{SPT} è stato implementato nelle relazioni empiriche, rispettivamente, di Gibbs e Holtz e De Mello, illustrate di seguito:

$$GIBBS E HOLTZ: Dr = 21 * [N_{spt} / (\sigma + 0.7)]$$

$$DE MELLO: \phi = 19 - 0,38\sigma + 8,73 \log(N_{spt}) \quad \phi' = 19 - 0,38\sigma_{v0}' + 8,73 \log(N_{spt})$$

L'estrema dispersione dei valori è un limite congenito al carattere prettamente semi-empirico delle teorie di calcolo, a cui si è parzialmente ovviato mediando i valori per litotipi omogenei (unità litotecniche) e comparandoli, ove possibile, con i risultati delle prove di laboratorio. Trattandosi di una prova rapida, i parametri geotecnici attribuibili attraverso le numerose correlazioni empiriche, tipicamente utilizzate con tale tipologia di indagine, non possono essere espressi in condizioni drenate (tensioni efficaci) se non per litotipi granulari e fortemente permeabili, mentre per quelli coerenti sono riferibili esclusivamente a condizioni non drenate (tensioni totali).

I valori ottenuti (Tabella 4) dalle suddette correlazioni empiriche, confermano il quadro osservato nella fase di esecuzione delle indagini: le sabbie limose e limoso argillose mostrano un grado di addensamento generalmente apprezzabile così come il corrispondente angolo di attrito.

Tabella 3. Parametri stimati mediante formule empiriche dai valori di N_{SPT} .

SONDAGGIO	LITOTIPO	DR (%)	ϕ' (deg)
S1-SPT1	Sabbie limose	72	31
S2-SPT1	Sabbie limose	51	30
S3-SPT1	Arenarie alterate	62	30

Per quanto attiene ai valori di densità relativa è bene precisare che essi possono dare indicazioni circa lo stato di addensamento in situ delle terre incoerenti a patto che la frazione fine non superi il 12% (Holtz, 1973). Più in generale, secondo alcuni Autori (Bowles, 1991), i limiti nella determinazione di tale parametro, specie con metodi indiretti, possono dare luogo ad un campo di variabilità talmente ampio (30/40% di errore) da renderla di scarsa utilità.

4.1.2 Analisi granulometrica per setacciatura (C.N.R. – anno V, n.23 Dic. 1971)

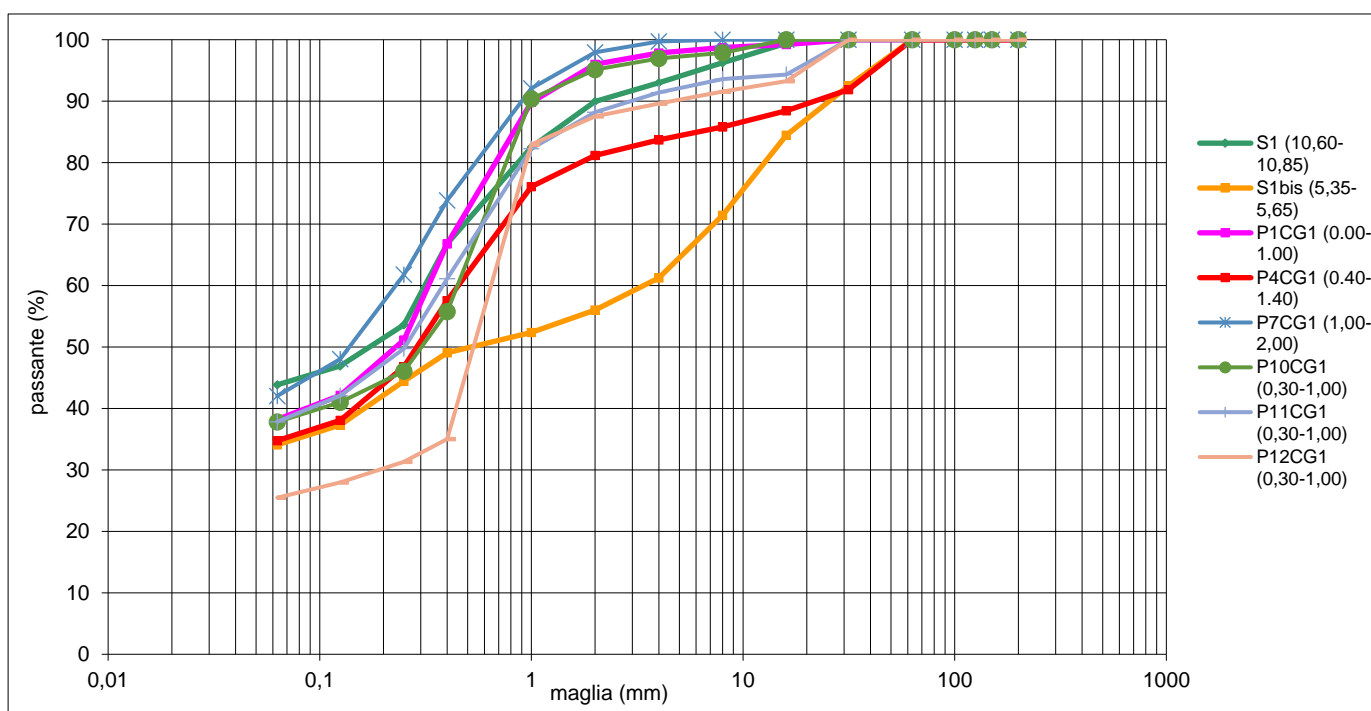
La prova consiste nella vagliatura del campione attraverso una pila di setacci (ASTM) con maglie a passo decrescente e la successiva pesatura del trattenuto di ciascun vaglio, che conduce alla determinazione del peso della frazione passante per il vaglio precedente espresso in percentuale. I risultati possono essere poi inseriti in un diagramma semilogaritmico ($\log \Phi$ - % passante) dal quale si ricava una curva che esprime la distribuzione percentuale delle diverse frazioni granulometriche.

Passo della maglia (mm)	Passante %							
	S1 (10,60-10,85)	S1bis (5,35-5,65)	P1CG1 (0,00-1,00)	P4CG1 (0,40-1,40)	P7CG1 (1,00-2,00)	P10CG1 (0,30-1,00)	P11CG1 (0,30-1,00)	P12CG1 (0,30-1,00)
200	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
150	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
125	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
100	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
63	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
31,5	100,00	92,50	100,00	91,89	100,00	100,00	100,00	100,00
16	99,42	84,46	99,23	88,43	100,00	100,00	94,32	93,25
8	96,25	71,42	98,73	85,82	100,00	97,87	93,59	91,56
4	93,00	61,26	97,83	83,70	99,71	96,96	91,41	89,61
2	89,94	56,01	96,00	81,17	97,95	95,13	88,20	87,53
1	82,49	52,37	89,83	76,10	92,09	90,37	82,26	82,94
0,4	66,80	49,07	66,77	57,55	73,86	55,76	61,13	35,01
0,25	53,61	44,46	51,14	46,80	61,78	46,06	49,73	31,32
0,125	46,93	37,32	42,14	38,08	48,04	41,02	42,08	27,96
0,063	43,85	34,08	38,21	34,76	42,03	37,81	37,84	25,48

FRAZIONE	CAMPIONE							
	S1 (10,60-10,85)	S1bis (5,35-5,65)	P1CG1 (0,00-1,00)	P4CG1 (0,40-1,40)	P7CG1 (1,00-2,00)	P10CG1 (0,30-1,00)	P11CG1 (0,30-1,00)	P12CG1 (0,30-1,00)
ghiaia	10,06	43,99	4,00	18,83	2,05	4,87	11,80	12,47
sabbia grossolana	23,14	6,94	29,23	23,62	24,09	39,37	27,07	52,52
sabbia media	13,19	4,61	15,63	10,75	12,08	9,70	11,40	3,69
sabbia fine	9,76	10,38	12,93	12,04	19,75	8,25	11,89	5,84
limo + argilla	43,85	34,08	38,21	34,76	42,03	37,81	37,84	25,48

Nella fattispecie, l'analisi è stata condotta sui campioni delle terre più superficiali (Grafico 1), con lo scopo, tra gli altri, di valutare il grado di assortimento e l'entità della frazione fine, la cui incidenza sul comportamento meccanico, in linea generale, comincia ad essere rilevante oltre il 10% (Lancellotta, 2008 - *"Il geologo nell'ambito della progettazione geologica e geotecnica – corso sulla meccanica delle terre e sui recenti orientamenti normativi in campo geotecnico"*). Il fuso granulometrico entro cui si collocano i campioni ha inoltre una forte rilevanza nella valutazione dei fattori predisponenti alla liquefazione e nella gestione delle TRS, dato che costituisce l'elemento cardine della classificazione delle terre UNI EN 11531-1.

Grafico 1. Curve granulometriche dei campioni prelevati.



L'analisi per setacciatura ha messo in luce la netta prevalenza del passante al 31,5 mm con curve assai simili e talora quasi sovrapponibili, soprattutto nel caso dei campioni P1CG1, P7CG1, P10CG1 e P11CG1: detti campioni si contraddistinguono per una significativa classazione del fuso sulle sabbie, il cui contenuto varia dal 50,4% (P11CG1) al 57,8% (P1CG1), con prevalenza abbastanza marcata di sabbia grossolana (mediamente circa il 30%) e in, subordine, sabbia fine (circa il 13%), mentre i fini non raggiungono il 40% e, come si illustrerà in seguito, sono composti in prevalenza di limo, con argilla non plastica.

Nel gruppo precedente ricadono anche i campioni S1 (10,60-10,85) e P12CG1, sebbene il primo veda una frazione fine superiore al 40%, tipica della litofacies semicoerente calcarenitica meno competente e più siltitica, mentre il secondo si distingue dagli altri campioni per la frazione fine appena superiore al 25%, a favore di un contenuto in sabbia grossolana pari ad oltre il 52%.

Nei campioni S1bis (5,35-5,65) e P4CG1 si segnala invece una significativa componente ghiaiosa (nel primo caso scarsamente attendibile per la probabile presenza di una porzione cementata parzialmente frantumata dal carotiere).

Sulla scorta della distribuzione granulometrica, rifacendosi alla classificazione AGI (1977), i campioni possono pertanto essere definiti come segue.

CAMPIONE	DEFINIZIONE AGI 1977
S1 (10,60-10,85)	Sabbia ghiaiosa con limo e argilla
S1bis (5,35-5,65)	Ghiaia sabbiosa con limo e argilla
P1CG1 (0,00-1,00)	Sabbia con limo e argilla debolmente ghiaiosa
P4CG1 (0,40-1,40)	Sabbia con limo e argilla ghiaiosa
P7CG1 (1,00-2,00)	Sabbia con limo e argilla debolmente ghiaiosa
P10CG1 (0,30-1,00)	Sabbia con limo e argilla debolmente ghiaiosa
P11CG1 (0,30-1,00)	Sabbia con limo e argilla ghiaiosa
P12CG1 (0,30-1,00)	Sabbia con limo e argilla ghiaiosa

4.1.3 Limiti di Atterberg (C.N.R. – UNI 10014)

I limiti di consistenza o di Atterberg definiscono la variazione delle proprietà meccaniche di un terreno in funzione del suo contenuto d'acqua (w). Nella fattispecie, sono stati determinati, come richiesto dalla UNI EN 11531-1 (ex UNI 10006), il limite liquido (W_L) ed il limite plastico (W_P) dei campioni

Il primo segna il contenuto d'acqua al passaggio fra lo stato fluido e lo stato plastico del campione, il secondo fra lo stato plastico e quello semisolido o pulverulento. Entrambe le prove si compiono sul passante al setaccio 0,40 mm.

Il limite di liquidità si determina per mezzo dell'Apparecchio di Casagrande ed è il contenuto d'acqua per il quale il solco tracciato con apposita spatola sulla terra posta in un cucchiaio si richiude dopo 25 cadute. Il limite di plasticità viene determinato realizzando dei cilindri del diametro di 3 mm ed è il contenuto d'acqua corrispondente al formarsi delle prime screpolature.

La differenza tra i due limiti consente di ricavare l'indice di plasticità, il quale definisce l'intervallo di umidità entro cui il campione si mantiene plastico:

$$I_P = W_L - W_P$$

Di seguito si riportano i valori determinati:

Tabella 4. Limiti di Atterberg determinati per i 4 campioni.

Campione	WL (%)	WP (%)	IP (%)
S1 (10,60-10,85)	ND	NP	NP
S1bis (5,35-5,65)	28	18	10
P1CG1 (0,00-1,00)	24	15	9
P4CG1 (0,40-1,40)	24	17	7
P7CG1 (1,00-2,00)	27	17	10
P10CG1 (0,30-1,00)	29	19	10
P11CG1 (0,30-1,00)	31	21	10
P12CG1 (0,30-1,00)	36	18	18

I valori in Tabella 5 rispecchiano abbastanza fedelmente la natura dei litotipi: tutti i campioni presentano limiti di liquidità e, in particolare, di plasticità tutto sommato contenuti che ne riflettono la natura prevalentemente granulare: la matrice argillosa si plasticizza per contenuti d'acqua ridotti o addirittura si presenta non plastica (S1). Gli indici di plasticità sono, infatti, modesti e ricadono nel campo delle terre debolmente plastiche, ad eccezione del P12CG1 che, nonostante il basso contenuto in fini, presenta una frazione argillosa significativamente più plastica del resto dei campioni.

Come anticipato, tuttavia, è bene ricordare che i limiti di Atterberg sono eseguiti solo sulla matrice fine di un campione rimaneggiato, per cui non possono fornire indicazioni *dirette* sul comportamento del corrispondente litotipo *in situ*, strettamente dipendente dal grado di consolidazione e dalla percentuale della suddetta matrice fine.

4.1.4 Classificazione delle terre (UNI EN 11531-1)

Nella definizione delle caratteristiche delle terre nell'ambito della realizzazione di fondazioni stradali, è stata utilizzata la classificazione UNI EN 11531-1 la quale si fonda sull'analisi granulometrica e sulla determinazione dei limiti di consistenza del campione, sintetizzati attraverso l'indice di gruppo (I_G):

$$I_G = 0.2a + 0.005ac + 0,01bd$$

Dove:

- ☐ a = passante al setaccio 200 ASTM meno 35 (val. max = 40);
- ☐ b = passante al setaccio 200 ASTM meno 15 (val. max = 40);
- ☐ $c = W_L - 40$ (min = 0, max = 40);
- ☐ $d = I_P - 10$ (min = 0, max = 20).

Tabella 5. Classificazione delle terre UNI EN 11531-1

Classificazione generale	Terre ghiaia - sabbiosa							Terre limo - argillose				Torbe e terre organiche palustri	
	Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 ≤ 35%							Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 >35%					
Gruppo	A1		A3	A2				A4	A5	A6	A7		A8
Sottogruppo	A1 a	A1 b		A2-4	A2-5	A2-6	A2-7				A7-5	A7-6	
Analisi granulometrica - Frazione passante al setaccio													
2 UNI 2332 %	≤ 80												
0,4 UNI 2332 %	≤ 30	≤ 80	≥80										
0,075 UNI 2332 %	≤15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≥ 35	≥ 35	≥ 35	≥ 35		
Caratteristiche della frazione passante al setaccio 0,4 UNI 2332													
Limite liquido	0			≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41		
Indice di plasticità	≤ 6		N.P.	≤ 10	≤10max	> 10	> 10	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥11 (IP<LL-30)	≥11 (IP>LL-30)	
Indice di gruppo	0		0	0		≤4		≤ 8	≤ 12	≤ 18	≤ 20		
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	ghiaia e breccia, sabbione, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane		Sabbia fine	ghiaia e sabbia limosa e argillosa				Limi poco compressibili	Limi fort. compressibili	Argille poco compressibili	Argille fort. compressibili med. plastiche	Argille fort. compressibili fort. plastiche	Torbe di recente o remota formazione, detriti organici di origine palustre
Qualità portanti quale terreno di sottofondo in assenza di gelo	da eccellenti a buone					Da mediocre a scadente							Da scartare come sottofondo
Azione del gelo sulla qualità portanti del terreno di sottofondo	Nessuna o lieve			Media			media	elevata	Media	elevata	Media		
Ritiro o rigonfiamento	Nullo			Nullo o lieve			Lieve o media		elevato	elevato	molto elevato		
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa					Scarsa o nulla				
Identificazione dei terreni in sito	Facilmente individuabili a vista		Aspri al tatto Incoerenti allo stato asciutto	La maggior parte dei granuli sono individuabili ad occhio nudo - Aspri al tatto - Una tenacità media e elevata allo strato asciutto indica la presenza di argilla			Reagiscono alla prova di scuotimento - Polverulenti o poco tenaci allo stato asciutto - Non facilmente modellabili allo stato umido		Non reagiscono alla prova di scuotimento - Tenaci allo stato asciutto - Facilmente modellabili in bastoncini sottili allo stato umido			Fibrosi di colore bruno a nero - facilmente individuabili a vista	

La classe attribuita ai campioni è riportata nella Tabella 8.

Tabella 6. Classificazione UNI EN 11531-1 dei 8 campioni.

Campione	Ig	Classe
S1 (10,60-10,85)	2	A4
S1bis (5,35-5,65)	0	A2-4
P1CG1 (0,00-1,00)	1	A4
P4CG1 (0,40-1,40)	0	A2-4
P7CG1 (1,00-2,00)	1	A4
P10CG1 (0,30-1,00)	1	A4
P11CG1 (0,30-1,00)	1	A4
P12CG1 (0,30-1,00)	1	A2-6

La frazione passante al 200 mesh superiore al 35% e l'omogeneità dei valori di W_L e I_p fanno sì che la maggioranza dei campioni ricada nella classe A4, posta al "limite superiore" del gruppo delle terre fini. I soli campioni S1bis, P4CG1 e P12CG1 ricadono nel gruppo delle terre granulari, nelle classi A2-4 (S1bis e P4CG1) e A2-6 (P12CG1): nei primi due casi si tratta di terre debolmente plastiche e di qualità accettabile per opere portanti, mentre nel secondo la qualità, in relazione alla formazione di solidi in terra con funzione portante, è da ritenersi mediocre.

Si tratta quindi di terre al limite tra granulari e coerenti, definite sinteticamente (e con ampia approssimazione) dalla stessa classificazione come limi poco compressibili (come chiarito in precedenza, tuttavia, la compressibilità di una terra è strettamente connessa alla sua storia tensionale allo stato indisturbato) caratterizzate da una plasticità contenuta, generalmente poco gelive ed igroscopiche.

4.1.5 Determinazione dell'indice di portanza C.B.R. (C.N.R. – UNI 10009)

Il metodo C.B.R. (*California Bearing Ratio*), basato su correlazioni di carattere semiempirico ricavate da uno studio statistico di casi reali, definisce la portanza del sottofondo e consente il corretto dimensionamento della fondazione stradale. La preparazione del campione consiste nella sua vagliatura al crivello 25 mm e nella compattazione all'interno della fustella mediante energia A.A.S.H.T.O. modificata (CNR B.U. 69/73 - UNI EN 13286-2/2005).

La prova può essere eseguita in condizioni di umidità ottima, determinata ripetendo la compattazione A.A.S.H.T.O. sino a ricavare la densità ottimale per interpolazione di almeno quattro punti. Di norma è una soluzione più orientata alle previsioni di riutilizzo dei materiali e/o trattamento meccanico del sottofondo naturale, soluzione non applicata nella fattispecie oggetto di studio.

Nel caso specifico, in considerazione dell'assetto fisiografico ed idraulico dell'area di intervento, caratterizzata da aree depresse e potenzialmente soggette a ristagni/inondazioni (PAI – *Studio di Compatibilità art. 8 c.2 approvato con Delibera del Comitato istituzionale n.3 del 01/08/2012*), è stata disposta la preventiva saturazione del campione, ottenuta con imbibizione in vasca per almeno 96 ore, in modo da riprodurre le peggiori condizioni attese in situ.

Il metodo consiste nel sottoporre il campione, così preparato, ad una prova di penetrazione effettuata a mezzo di apposito pistone di dimensioni prestabilite ($\Phi = 50$ mm, $S = 19.4$ cm²), ricavando il carico corrispondente ai valori di affondamento di 2.5 mm e di 5.0 mm.

I valori di carico necessari all'infissione vengono quindi rapportati a quelli ottenuti da un terreno standard di riferimento: 75 kg/cm² per un affondamento di 2.5 mm e 105 kg/cm² per un affondamento di 5.0 mm. Il valore più elevato tra i due definisce l'Indice C.B.R.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti per i (certificato di prova in allegato):

Campione	C.B.R. _{2.5} (%)	C.B.R. _{5.0} (%)
P2C2	4	5
P11CG1	3	3
P12CG1	4	4

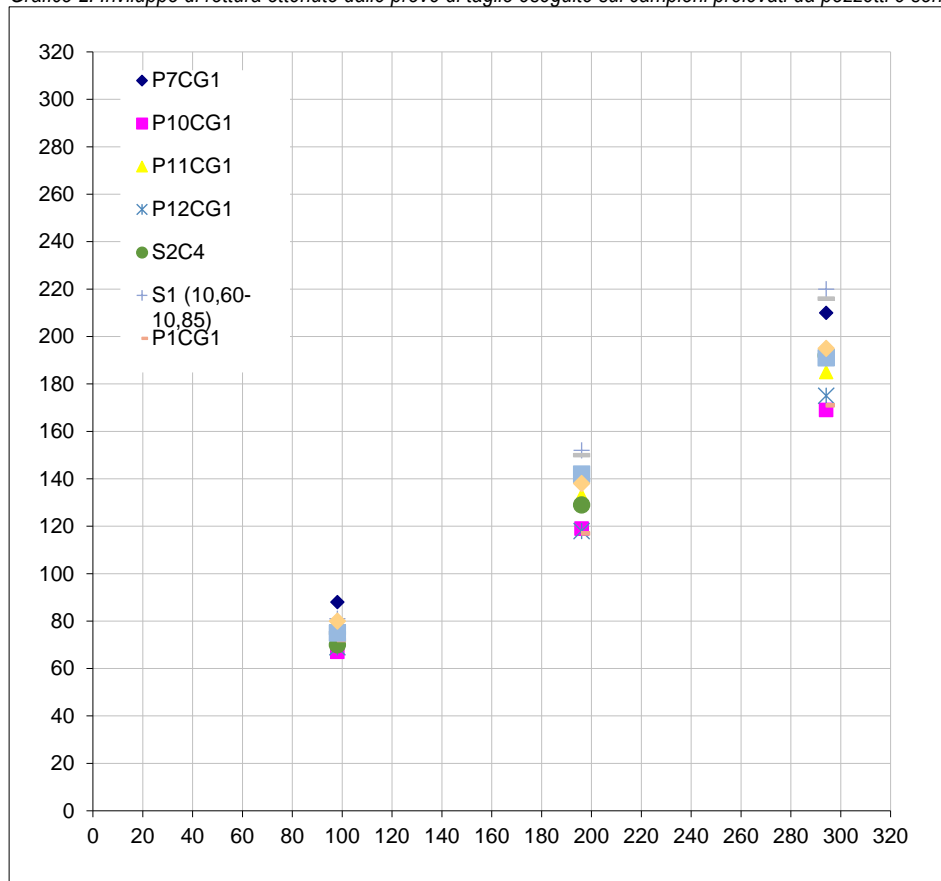
I valori evidenziano una modesta resistenza all'infissione in tutti i campioni testati, riconducibile verosimilmente all'abbondante matrice fine argillosa e alla forte classazione sulle sabbie eterometriche. Va apprezzato, tuttavia, il basso valore di rigonfiamento registrato, pari allo 0,8%.

4.1.6 Prova di taglio diretto (ASTM D3080 – 90)

Allo scopo di rilevare i valori di angolo di resistenza al taglio ϕ' e coesione c' , tutti i campioni delle terre, sono stati sottoposti ad una prova di taglio diretto con Scatola di Casagrande, ricavando i provini da 7 campioni di carota prelevati sia con fustella che con carotiere semplice nel caso delle terre granulari sciolte.

La prova si svolge in condizioni di saturazione, su tre gradini di pressione verticale (σ) crescente, pari a 98,1, 196,1 e 294,2 kPa, registrando per ognuno il picco dello sforzo di taglio (τ_{max}). Detti valori, tratti dal certificato di prova (in allegato), sono stati interpolati sul piano di Mohr-Coulomb (Grafico 2) allo scopo di visualizzare l'involuppo di rottura ed i corrispondenti valori di c e ϕ , secondo la retta $\tau_{max} = c + \sigma \tan \phi$.

Grafico 2. Involuppo di rottura ottenuto dalle prove di taglio eseguite sui campioni prelevati da pozzetti e sondaggi.



Tale prova, di norma, si interpreta nel campo delle tensioni efficaci (ϕ' e c'), tuttavia nel caso di litotipi coerenti la netta prevalenza della frazione fine esercita comunque un'influenza non trascurabile sui tempi di dissipazione delle pressioni neutre, difficilmente quantificabili in condizioni intermedie di consolidazione.

In generale, il dominio coesivo presenta un'ampia dispersione dei valori che, come nel caso in specie, può ritrovarsi anche in campioni prelevati nella medesima litofacies, sia per le problematiche connesse al drenaggio del provino durante l'esecuzione della prova, sia per fattori più strettamente dipendenti dalle modalità di prelievo e dalla sensibilità di tale parametro a numerose variabili di difficile quantificazione. Detti limiti emergono anche nel set di parametri associato ai sette campioni, seppure nell'alveo della norma.

Tuttavia, analizzando il grafico precedente ed i relativi valori dei parametri (Tabella 8), con le dovute cautele gli involuppi delle prove di taglio possono essere suddivisi in tre gruppi relativamente omogenei:

1. P1CG1, P10CG1 e P12CG1 prelevati dalla copertura superficiale sabbioso-limosa pedogenizzata e rimaneggiata;
2. S2C4, P2CG1, P4CG1, P7CG1, P11CG1, prelevati dalla copertura eluvio-colluviale sabbiosa intatta;
3. S1 (10,60-10,85) e S1BIS (5,35-5,65), prelevati dalla litofacies semicoerente delle calcareniti.

Tabella 7. Valori nominali di coesione e angolo di resistenza al taglio ottenuti per i sette campioni.

CAMPIONE	LITOFACIES	c' (kPa)	ϕ' (deg)
P1CG1	Sabbia con limo e argilla debolmente ghiaiosa	21,0	27,0
P10CG1	Sabbia con limo e argilla debolmente ghiaiosa	16,3	27,5
P12CG1	Sabbia con limo e argilla ghiaiosa	14,6	28,4
P11CG1	Sabbia con limo e argilla ghiaiosa	19,6	29,5
P2CG1	Sabbia con limo debolmente argillosa	22,6	30,4
P4CG1	Sabbia con limo e argilla ghiaiosa	20,0	30,6
S2C4	Sabbia con limo e argilla ghiaiosa	8,3	31,9
P7CG1	Sabbia con limo e argilla debolmente ghiaiosa	23,6	31,9
S1 (10,60-10,85)	Litofacies sabbioso-limosa delle calcareniti	12,0	35,3
S1BIS (5,35-5,65)	Litofacies sabbioso-limosa delle calcareniti	6,0	35,7

Il primo gruppo consta di sabbie limose superficiali, generalmente pedogenizzate e rimaneggiate, che presentano un angolo di resistenza al taglio al limite inferiore per un litotipo sabbioso, mentre il dominio coesivo risulta nettamente prevalente sebbene, come accennato, nettamente sovrastimato.

Il secondo gruppo comprende la litofacies di copertura delle calcareniti, con le quali conserva spesso una stretta parentela sotto l'aspetto tessiturale: si tratta di litotipi caratterizzati da una resistenza al taglio apprezzabile tanto nel dominio attritivo che in quello

coesivo, sebbene in quest'ultimo caso con i medesimi limiti espressi in precedenza e con un delta assai più ampio tra i vari campioni ($8,3 < c' < 23,6$ kPa).

L'ultimo gruppo, infine, corrisponde alla litofacies meno competente delle calcareniti, corrispondente a sabbie limose semicoerenti, con ottima resistenza al taglio soprattutto nel dominio attritivo. In questo caso sia la metodica di prelievo (carotiere semplice) che quella di prova (campione ricostruito) può aver influito soprattutto sulla determinazione del valore della coesione efficace.

Il quadro appare, quindi, abbastanza eterogeneo ma in linea con quanto osservato nel corso delle indagini e, soprattutto nel caso delle sabbie limose, il dominio attritivo trova un buon riscontro con i valori determinati mediante prove SPT.

4.2 Determinazione della resistenza a compressione delle litofacies lapidee

4.2.1 Resistenza a compressione uniassiale (ASTM D7012-14 - Metodo C)

La prova viene eseguita su provini cilindrici ricavati dalle carote campionate. La superficie dei provini deve essere liscia e priva di irregolarità superiori a 0,5 mm e le facce laterali devono essere perpendicolari all'asse del provino con tolleranza massima di $0,25^\circ$. Il campione così preparato viene portato a rottura impiegando una pressa idraulica di adeguata rigidità e capacità di carico, in ogni caso non inferiore a 1500 kN, ed incrementando la pressione con continuità ad una velocità di applicazione costante.

Affinché la prova sia eseguibile e certificabile i provini di carote in roccia devono misurare una lunghezza minima di 15 cm. Tra quelli carotati nei 4 sondaggi, nessuno rispetta il suddetto vincolo geometrico, mentre nell'ambito dei pozzetti P1, P4 e P14 è stato possibile campionare a fondo scavo blocchi lapidei di dimensioni adeguate per le verifiche su cubi rettificati con lato $l = 7$ cm.

Di seguito si riportano i valori ottenuti (Tabella 9):

Tabella 8. Valori di UCS da prove di compressione semplice.

Campione	RCS (MPa)
P1CG3-1	20,8
P1CG3-2	29,5
P4CG2	9,1
P14CG2	6,4

4.2.2 Point Load Test (ISRM Suggested Method for Determining Point Load Strength - ASTM D5731-95)

La prova per la determinazione della resistenza al punzonamento ($I_{s(50)}$) è strutturata per fornire un indice di resistenza funzionale alla classificazione del litotipo e, subordinatamente, consentire la previsione di altri parametri di resistenza con i quali è correlabile, in particolare la resistenza a trazione e a compressione uniassiale (RCU), quando, come nel caso in specie, la prova a compressione semplice non sia realizzabile.

La prova può essere eseguita su spezzoni di carota (prove diametrali e assiali), blocchi tagliati o pezzi di forma irregolare. Il campione viene posizionato tra due punte coniche aventi dimensioni standard, ossia raggio di 5mm e angolo al vertice di 60° , e portato a rottura con la pressione esercitata mediante un martinetto idraulico.

L'indice di resistenza I_s nel caso di campioni irregolari di roccia si ricava mediante la formula seguente:

$$I_s = \frac{P}{D_e^2}$$

dove

P = carico che porta a rottura il campione

$$D_e^2 = \frac{4A}{\pi}$$

La superficie A sottoposta a pressione è data da $A = W_m \times D$

Ricavato I_s , si applica la correzione per ottenere il valore della resistenza al punzonamento $I_{s(50)}$ riferito ad un campione standard di dimensioni $D = 50$ mm mediante la relazione

$$I_{s(50)} = F \times I_s$$

dove

$$F = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0.45}$$

La prova, come prescritto dalla ISRM, è stata eseguita su 5 campioni di carota per un totale di 21 provini, da cui sono stati ricavati gli indici I_s e I_{s50} .

Tabella 9. Elaborazione delle prove PLT.

CAMPIONE	P (kN)	Is (MPa)	De ² (mm ²)	De (mm)	F	IS ₅₀ (MPa)
S2-C2	4,0	0,74	5421	73,63	1,19	0,88
	1,0	0,24	4163	64,52	1,12	0,27
	2,0	0,41	4840	69,57	1,16	0,48
	1,0	0,28	3582	59,85	1,08	0,30
	1,0	0,23	4259	65,26	1,13	0,26
	2,5	0,52	4840	69,57	1,16	0,60
S2-C1	4,0	1,03	3872	62,23	1,10	1,14
	4,0	1,03	3872	62,23	1,10	1,14
	1,0	0,45	2242	47,35	0,98	0,44
S2-C3 (diametrale)	11,0	1,96	5625	75,00	1,20	2,35
S2-C3	2,0	0,35	5732	75,71	1,21	0,42
	2,5	0,67	3726	61,04	1,09	0,73
	4,5	1,24	3630	60,25	1,09	1,35
	2,0	0,48	4203	64,83	1,12	0,54
	2,5	0,65	3821	61,81	1,10	0,72
	5,5	1,23	4490	67,01	1,14	1,40
	10,5	2,29	4585	67,71	1,15	2,62
	2,0	0,5	4012	63,34	1,11	0,56
	6,0	1,37	4394	66,29	1,14	1,56
S1 6,70-6,80	1,5	0,26	5808	76,21	1,21	0,31
	1,0	0,33	3001	54,78	1,04	0,34

Tali valori sono stati mediati, escludendo i due estremi inferiori e superiori (ISRM), ottenendo un valore medio pari a **0,85 MPa**, da convertire in carico di rottura a compressione semplice.

La conversione è stata studiata da diversi Autori (**Rusnack, Mark** - *using the point load test to determine the uniaxial compressive strength of coal measure rock*; **M.Akram M.Bakar** - *Correlation between Uniaxial Compressive Strength and Point Load Index for Salt-Range Rocks*; **Palmström A.** *RMI – a rock mass characterization system for rock engineering purposes.*) sulla base di metodi statistici, e correlazioni basate sulla tipologia di roccia, caratteristiche dell'ammasso, assetto strutturale, grado di saturazione ecc.

In questa sede si è considerato il lavoro di Palmström, che tabella i fattori di conversione K in funzione di specifici intervalli di $I_{s(50)}$, secondo il seguente criterio (Fig.6):

TABLE A3-6 SUGGESTED VALUE OF THE FACTOR k_{50} VARYING WITH THE STRENGTH OF THE ROCK		
σ_c (MPa)	$I_{s\ 50}$ (MPa)	k_{50}
25 ^{*)} - 50	1.8 - 3.5	14
50 - 100	3.5 - 6	16
100 - 200	6 - 10	20
> 200	> 10	25

^{*)} Bieniawski (1973) suggests that point load strength test are not carried out on rocks having compressive strength less than approximately 25 MPa.

Figura 6. Tabella dei fattori di conversione dei valori di Is in RCS.

Sulla base di tale correlazione, preso **K=14**, sono stati ricavati i seguenti valori di RCS per ciascun campione (Tabella 11):

Tabella 10. Valori di UCS ottenuti dalla conversione di I_{s50} .

Campione	UCS (MPa)	UCS (kg/cm ²)
S2-C2	7,09	59,0
S2-C1	12,66	129,1
S2-C3 (diametrale)	14,97	164,2
S1 6,70-6,80	4,61	47,0
MEDIA	9,8	99,8

Si tratta di valori abbastanza modesti, soprattutto nel caso dei campioni S2C2 e S1 (6,70 - 6,80), entrambi ricadenti nella facies leggermente più arenacea e friabile della sequenza calcarenitica, tuttavia nel caso dei campioni S2C2 e S3C3 si supera il limite dei 120 kg/cm². La natura empirica della conversione in UCS, inoltre, può comportare significative sotto/sovrastime ampliano

significativamente il campo di variabilità.

Considerando la media con i valori ricavati dalle prove di compressione eseguite sui provini in roccia, è stato ottenuto un valore complessivo di resistenza a compressione semplice pari a **15,1 MPa (154,1 kg/cm²)**.

4.3 Parametrizzazione dei litotipi lapidei a scala dell'ammasso

I parametri a scala dell'ammasso sono frutto di correlazioni in gran parte qualitative e assai dipendenti dall'ampiezza dei volumi rocciosi osservati. Ciò incrementa significativamente il margine di errore sui parametri nominali dei litotipi, e rende necessaria una riduzione cautelativa degli stessi rispetto a quelli mutuati dai suddetti studi, che viene empiricamente ottenuta riducendo il carico ammissibile con fattori che variano da 6 a 10.

In questo caso, non potendosi più operare sul carico ultimo, tali fattori di riduzione saranno utilizzati per parzializzare la coesione a scala degli ammassi.

4.3.1 Parametri di resistenza al taglio: criterio di Hoek & Brown

Nella determinazione della resistenza al taglio di un substrato roccioso, oltre alle caratteristiche della roccia occorre considerare anche i fattori di discontinuità, disturbo ed alterazione a scala dell'ammasso, che possono essere stimati solo mediante teorie di calcolo sul modello di Mohr-Coulomb. A differenza di quanto avviene per le terre, infatti, negli ammassi rocciosi la resistenza al taglio non può generalmente essere descritta con il criterio di rottura di Coulomb:

$$\tau_{\max} = c' + \sigma' \tan \phi'$$

dove:

c' = coesione efficace;
 σ' = pressione efficace;
 ϕ' = angolo d'attrito (o di resistenza al taglio) efficace.

Questo infatti indica una correlazione fra resistenza al taglio del materiale e pressione di confinamento di tipo lineare (sebbene entro certi limiti), mentre negli ammassi rocciosi tale correlazione è di tipo non lineare. I metodi di verifica del carico limite e della stabilità dei versanti, siano essi in terra o roccia, richiedono necessariamente una modellazione sul piano di Mohr-Coulomb. Ciò può realizzarsi se si considerano le proprietà a scala dell'ammasso e non solo quelle dei singoli prismi rocciosi in cui esso è normalmente scomposto, per via di fattori tettonici, chimico-fisici e sedimentari.

Hoek e Brown hanno ideato una procedura che consentisse l'applicazione delle formule dell'equilibrio limite (utilizzate nel campo della stabilità di fronti di scavo e tunnel) anche al caso di ammassi rocciosi secondo il seguente criterio di rottura (cfr Hoek, Carranza-Torres, Corkum: *Hoek-Brown failure criterion-2002 Edition - Proc. North American Rock Mechanics Society Meeting in Toronto in July 2002*):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left[m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^a$$

dove:

m_b = valore dipendente dalla costante m_i la roccia (si ricava da prove triassiali o da abachi degli Autori), dal parametro G.S.I. (*Geological Strength Index*) e dal parametro D, dipendente dal grado di disturbo della roccia ($0 < D < 1$);

s, a = costanti dipendenti dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso, determinabili a partire dal parametro G.S.I.;

σ_c = resistenza a compressione uniassiale della roccia integra;

$\sigma_1 \sigma_3$ = sforzi principali in tensioni efficaci.

La determinazione dei parametri a, s e m_b , quindi, viene condotta in funzione della qualità dell'ammasso roccioso, espressa numericamente dall'indice G.S.I. e di misure dirette sulla roccia (resistenza a compressione). Il valore di GSI può essere a sua volta ricavato dalla classificazione di Bieniowski ($G.S.I. = BRMR_{99} - 5$ (solo per $BRMR > 23$)) o, comunque, attraverso metodi di classificazione equiparabili; al limite si può ottenere da abachi predisposti dagli stessi Autori. Nel caso specifico, considerato un valore di RQD inferiore a 10, sono stati imposte le seguenti condizioni di base:

RCS = 13,0 MPa

GSI = 34

M_i = 10

D = 0

La parametrizzazione mediante criterio di Hoek e Brown è stata applicata, servendosi del codice OS RocLab, calcolando la $\sigma_{3\max}$ secondo il modello proposto dagli stessi Autori, riducendo la coesione ad 1/10 del valore nominale. Di seguito i risultati:

LITOTIPO	ϕ' (°)	c' (MPa)
Sequenza calcarenitica lapidea	26	0,647/10

5 DEFINIZIONE E PARAMETRIZZAZIONE DEI PRINCIPALI LITOTIPI

Sulla scorta della caratterizzazione litostratigrafica schematizzata nel modello geologico (Tav. Geo3 - Profilo Litostratigrafico), le terre e le rocce assimilabili sotto l'aspetto geomeccanico, mediante l'analisi e l'elaborazione delle prove in situ e di laboratorio, sono state riunite in Unità Litotecniche, definite di seguito Litotipi.

Relativamente alla resistenza al taglio, per ogni litotipo ricadente nel volume significativo delle opere, è stato definito un set di parametri *caratteristici* ottenuti dall'analisi statistica dei valori delle prove in situ ed in laboratorio. Per quanto attiene alla facies lapidea della sequenza calcarenitica si fa riferimento a quanto determinato mediante il criterio di Hoek e Brown, tenuto conto che la parte di dati rilevati (RCS) era già mediata a monte.

5.1 Parametri caratteristici

La determinazione dei parametri sui campioni conferiti in laboratorio ha posto le basi per la definizione dei *valori nominali* dei litotipi ricompresi nel volume significativo. L'approccio rigoroso, con le prove di laboratorio illustrate in precedenza, è stato riservato a quei terreni che, nell'ambito dell'intervento, saranno sollecitati in modo significativo dalle opere in progetto: i parametri relativi ad eventuali rilevati in terra, pertanto, sono stati attribuiti su basi bibliografiche e cautelative.

Nella definizione del valore *caratteristico* dei parametri di resistenza al taglio, sono applicabili sia caratterizzazioni stocastiche su distribuzione di tipo *gaussiano* (frattile 5% prescritto negli Ec7), sia valutazioni soggettive (Istruzioni CSLP sulle NTC2018) affidate al giudizio del Geotecnico, con opzione tra valori medi (ossia quelli comunemente utilizzati come nominali) e valori minimi, a seconda che siano coinvolti, rispettivamente, volumi di terreno elevati o modesti.

Dato il contenuto numero di campioni e prove SPT, si è ricorsi ad un approccio Bayesiano (Cherubini e Orr - 1999):

$$x_k = x_m(1 - CV/2)$$

dove:	$x_m = \sum x_i / n$	valore medio
	$s_x = [\sum (x_i - x_m)^2 / (n-1)]^{0.5}$	deviazione standard
	$CV = s_x / x_m$	coefficiente di variazione

Sono stati esclusi dalla popolazione dei campioni quei valori di N_{SPT} riferibili ad orizzonti palesemente rimaneggiati dello spessore di pochi decimetri, che li rendono trascurabili.

5.2 Modello litotecnico: definizione e parametrizzazione delle unità litotecniche (Litotipi)

RILEVATI IN MATERIALI SCIOLTI

Terre e rocce da scavo composte in prevalenza di ghiaie sciolte e clasti eterometrici, a luoghi inglobanti materiali da demolizione e costruzione. Litotipo sciolto ed incoerente, a tratti compressibile e facilmente dilavabile. Scavabile agevolmente con benna.

$$\begin{aligned}\gamma_{nat} &= 16,20 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_{sat} &= 19,20 \text{ kN/m}^3 \\ \phi_k' &= 29^\circ \\ c_k' &= 0,0 \text{ kPa}\end{aligned}$$

LITOTIPO 1

Copertura pedogenizzata in sabbie con limo ed argilla, con rari clasti calcarenitici eterometrici. Litotipo, scarsamente addensato e compressibile, con resistenza al taglio moderata nel dominio attritivo e proporzionalmente più favorevole in quello coesivo. Scavabile agevolmente con benna. Colore bruno-marrone.

$$\begin{aligned}\gamma_{nat} &= 18,39 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_{sat} &= 19,40 \text{ kN/m}^3 \\ \phi_k' &= 28^\circ \\ c_k' &= 7,0 \text{ kPa} \\ E_y &= 6,0 \text{ MPa}\end{aligned}$$

LITOTIPO 2

Sabbia debolmente ghiaiosa con limo e argilla, riferibile all'orizzonte eluvio-colluviale del substrato calcarenitico ben classato. Si tratta di un litotipo semicoerente e mediamente addensato, caratterizzato da resistenza al taglio apprezzabile sia nel dominio attritivo che in quello coesivo. Si registra un significativo arricchimento in ghiaia e clasti all'approssimarsi del contatto col substrato calcarenitico (regolite). La compressibilità è moderata in relazione alle tensioni stimate in progetto. La scavabilità è agevole con macchine di peso operativo e benna ordinari. Colore da ocra a nocciola.

$$\begin{aligned}\gamma_{nat} &= 18,86 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_{sat} &= 20,34 \text{ kN/m}^3 \\ \phi_k' &= 30^\circ \\ c_k' &= 8,0 \text{ kPa} \\ E_y &= 20,0 \text{ MPa}\end{aligned}$$

LITOTIPO 3a

Calcareni stratificate e vacuolari. Si tratta di un litotipo da semilapideo a lapideo, con resistenza a compressione generalmente modesta, soggetto a rapida alterazione e dissoluzione del cemento carbonatico se detensionato ed esposto agli agenti esogeni. A scala dell'ammasso presenta una modesta resistenza al taglio espressa in prevalenza nel dominio coesivo (criterio generale di Hoek & Brown), pur ricadendo comunque nel novero delle rocce tenere e friabili. Sono scavabili con macchine di adeguata potenza e peso operativo, in prevalenza con l'uso di martello demolitore. Colore avana-giallastro.

γ_{nat}	= 20,98 kN/m ³
γ_{sat}	= 21,50 kN/m ³
ϕ'_k	= 26°
c'_k	= 64,7 kPa
E_y	= 143,5 MPa
UCS_{max}	= 29,5 MPa
UCS_k	= 15,1 MPa

LITOTIPO 3b

Arenarie e sabbie eterometriche debolmente cementate. Litotipo ben classato e semicoerente, solo a tratti a semilapideo, con apprezzabile resistenza al taglio nel dominio attritivo. Compressibilità modesta in condizione indisturbata. Scavabile abbastanza agevolmente con macchine operatrici di idonea potenza e peso operativo. Su scavi a sezione obbligata possono rendersi necessari benna da roccia e/o martello demolitore in sporadiche plaghe cementate. Colore biancastro.

γ_{nat}	= 16,73 kN/m ³
γ_{sat}	= 19,74 kN/m ³
ϕ'_k	= 35°
c'_k	= 7,4 kPa
E_y	= 80,0 MPa

5.2.1 *Modello litotecnico (Tav.Geo-03)*

Come si apprezza agevolmente nei profili litotecnici (Tav.Geo-03), le distinzioni dei litotipi ed i relativi rapporti geometrici ricalcano in linea di massima il modello litostratigrafico.

Il volume indagato, quindi, può essere suddiviso in coperture sabbioso-limose da incoerenti a semicoerenti (Litotipi 1 e 2) e nel substrato calcarenitico del quale si è mantenuta l'originaria distinzione delle due litofacies prevalenti spesso in eteropia: una sabbiosa da semicoerente a debolmente cementata (Litotipo 3a), ed una più francamente calcarenitica, lapidea e competente (Litotipo 3b). Le intercalazioni tra i due litotipi sono frequenti e non sempre ben definite: ciò rende necessaria una semplificazione a scala dell'intervento complessa e una rappresentazione di dettaglio che non sia schematica dell'insieme. La rappresentazione in sezione, quindi, è da considerarsi un modello semplificato nel quale viene distinta la prevalenza dell'uno o dell'altro litotipo piuttosto che la singola giacitura ed interdigitazione.

7 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE, PRESCRIZIONI E SUGGERIMENTI PROGETTUALI

Nell'ambito del presente studio è stata pianificata una campagna di indagini geognostiche funzionale alla ricostruzione del modello geotecnico del complesso opere-sedime, così come previsto dalle vigenti NTC 2018, pur nei limiti derivanti dall'inaccessibilità di una parte dell'area di intervento.

Le indagini, sia di tipo diretto (sondaggi e pozzetti) che indiretto (prospezione MASW), hanno comunque consentito di ricavare in prima battuta un modello litostratigrafico coerente con quanto osservato in affioramento, che consta di tre litotipi prevalenti e uno subordinato.

I primi sono rappresentati da sabbie con limo da debolmente argillose di copertura colluviale sabbioso-argillosa rimaneggiata e pedogenizzata dello spessore massimo di circa 1,00 metri (Litotipo 1), una coltre eluvio-colluviale sabbioso-limosa semicoerente e mediamente addensata (Litotipo 2) e un'alternanza di calcarenti lapidee ma scarsamente competenti (Litotipo 3a) e di arenarie e sabbie debolmente cementate (Litotipo 3b). I secondi sono invece costituiti da materiali di riporto (Riporto), affioranti esclusivamente in corrispondenza della sommità del rilievo, in forma di tout venant calcarenitico sciolto, e nei i pozzetti P3, P5 e P7 in forma di ricolmata con terre di scavo locali (sabbie e clasti) e frammiste a materiali di risulta.

Il modello litotecnico rivela una spiccata stratificazione in seno al Litotipo 3, spesso con passaggi decimetrici, mentre il Litotipo 2, incoerente o debolmente coerente, si caratterizza per la buona omogeneità latero-verticale sia in termini di fuso granulometrico che di addensamento, con al limite un leggero incremento della frazione limoso-argillosa in superficie.

Per ogni litotipo sono stati definiti i parametri nominali da prove in situ e di laboratorio, dai quali ricavare i parametri caratteristici mediante approccio statistico. I litotipi L2, L3a e L3b presentano una buona resistenza al taglio tanto nel dominio attritivo quanto in quello coesivo, soprattutto nel penultimo caso. I tratti del canale ricadenti entro suddetti litotipi, pur in presenza di adeguata e stabile profilatura delle sponde, dovranno comunque essere difesi da opere antierosive a carattere strutturale (muri o scogliere).

Tutti i litotipi ad eccezione di Litotipo 3a, di norma semilapideo o lapideo, potrà essere scavato in prevalenza con benna, utilizzando macchine operatrici di adeguato peso operativo. Il Litotipo 3a (più schiettamente lapideo e con UCSk mediamente superiore a 120 kg/cm²) potrà richiedere l'uso di martello demolitore, specie nelle bancate più spesse e negli scavi a sezione obbligata. Data la frequente intercalazione dei due litotipi, si dovrà prestare la massima cautela nello scavo dei nuclei lapidei L3a inframezzati a L3b, la cui "estrazione" in blocco può determinare locali smottamenti.

Pur non essendosi rilevata la falda superficiale in fase di esecuzione dei sondaggi, non si possono escludere locali venute d'acqua strettamente connesse all'apporto idrometeorico.