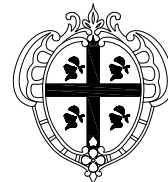




REGIONE AUTÒNOMA DE SARDIGNA
REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

Assessoradu de sos traballos pùblicos
Assessorato dei lavori pubblici



Ente acque della Sardegna
Servizio Gestione Sud

Riassetto e risanamento funzionale del canale adduttore principale
alimentato dai laghi del medio Flumendosa - III Lotto

Risanamento funzionale dei ponti canale del Canale Principale
Adduttore alimentato dai laghi del medio Flumendosa
denominati "Guasila 1" e "Guasila 2" in agro di Guasila

PROGETTO PRELIMINARE

PARTE E - RAPPORTO GEOLOGICO

RELAZIONE GEOLOGICA

Allegato

E1

file	E1 - relazione geologica
rev.	01
data	22-04-2015

**Progettista
e coordinamento progettuale**
Ing. Pietro Pillai

Rapporto geologico
Dott. Geol. Barbara Mascia

Collaborazioni Ingegneristiche
Ing. Federica Porcheddu
Ing. Filippo Zoncheddu

Collaborazioni Tecniche
Geom. Corrado Balistreri (SPC)
Geom. Osvaldo Carta (SPC)

Il Direttore del Servizio
Ing. Felice Soda

Il Direttore Generale
Ing. Franco Ollargiu

Cagliari, aprile 2015

INDICE

1	PREMESSA.....	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO.....	2
4	INSERIMENTO DELL'AREA NEL PIANO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO E NEL PIANO STRALCIO DELLE FASCE FLUVIALI.....	3
4.1	<i>Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico.....</i>	3
4.2	<i>Piano Stralcio delle Fasce Fluviali.....</i>	3
5	CARATTERISTICHE METEO-CLIMATICHE DELL'AREA	3
6	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	5
6.1	<i>Stato di fatto</i>	6
6.2	<i>Stato di progetto</i>	6
7	INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO.....	6
7.1	<i>Assetto Idrografico e idrogeologico.....</i>	8
7.1.1	<i>Idrogeologia.....</i>	10
8	INDAGINI GEOGNOSTICHE E ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO DELL'AREA DI INTERVENTO	12
9	CARATTERIZZAZIONE DEI LITOTIPI RILEVATI	14
9.1	<i>Prove di laboratorio</i>	14
9.1.1	<i>Prova di taglio diretto (ASTM D3080 – 90)</i>	14
9.1.2	<i>Resistenza a compressione monoassiale (ASTM D 2938 – 95).....</i>	14
9.1.3	<i>Point Load Test</i>	15
9.2	<i>Prove in situ.....</i>	15
9.2.1	<i>Prove penetrometriche dinamiche discontinue (S.P.T.).....</i>	15
9.2.1.1	<i>Angolo di attrito interno (ϕ) ricavato da SPT.</i>	16
9.2.1.2	<i>Resistenza non drenata.</i>	16
10	CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO CON IL METODO DI BIENIAWSKI	16
10.1	<i>Determinazione dei parametri di resistenza al taglio mediante il criterio di Hoek-Brown</i>	17
11	DEFINIZIONE E PARAMETRIZZAZIONE DEI PRINCIPALI LITOTIPI.....	17
12	PIANO OPERATIVO DELLE INDAGINI.....	20
13	CONCLUSIONI.....	21

1 PREMESSA

In data 24 marzo 2015 la sottoscritta, dott.ssa geol. Barbara Mascia⁽¹⁾, ha ricevuto dall'Ente acque della Sardegna (EnaS), formale incarico per uno studio geologico a corredo del progetto preliminare *"Riassetto e risanamento funzionale del canale adduttore principale alimentato dai laghi del medio Flumendosa - III Lotto - Risanamento funzionale dei ponti canale denominati "Guasila 1" e "Guasila 2" in agro di Guasila del Canale Principale Adduttore alimentato dai laghi del medio Flumendosa"*.

Scopo della presente relazione è fornire un adeguato inquadramento geologico, geomorfologico e di caratterizzazione geotecnica dell'area d'imposta del manufatto, con particolare attenzione alle tematiche di seguito elencate:

- individuazione di frane in atto o potenziali;
- presenza di discontinuità tettoniche e loro giacitura;
- assetto idrogeologico;
- natura e potenza dei litotipi *in situ*;
- parametrizzazione dei medesimi mediante prove di laboratorio volte a definirne le proprietà indice e geotecniche;
- definizione di un adeguato modello geologico e geotecnico del sottosuolo.

A tale scopo lo studio è stato articolato nelle seguenti fasi:

- acquisizione dati bibliografici;
- rilevamento *in situ*;
- valutazione dell'impatto dell'opera nel contesto geologico-geomorfologico dell'area;
- elaborazione dei parametri geotecnici e delle proprietà indice;
- redazione della Relazione Geologica.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni».
- D.M. LL.PP 14 gennaio 2008 - "Nuove norme tecniche sulle costruzioni" con particolare riferimento alla Tabella 2 (*Valori di ag , Fo e T^*c per le isole, con l'esclusione della Sicilia, Ischia, Procida e Capri*) per quanto attiene l'elaborazione sismica;
- D.M. LL.PP 11 marzo 1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Circolare LL.PP. 24 settembre 1988 n. 30483 – Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, sulla stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

3 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area oggetto dello studio è ubicata nella periferia nord-occidentale del Comune di Guasila in corrispondenza dei ponti canale denominati "Guasila 1" e "Guasila 2" sui quali si intende eseguire il risanamento (Fig.1).

Nella Cartografia Tecnica Regionale (C.T.R.) in scala 1:10.000, essa ricade nel foglio 548010 – Guasila.

Nell'inquadramento topografico e geomorfologico, ci si è avvalsi del piano quotato e delle ortofoto di dettaglio fornite dalla Committenza, che hanno integrato le ortofoto rese disponibili dalla RAS nei siti istituzionali.

Nell'inquadramento geologico si fa riferimento alla Carta geologica della Sardegna in scala 1:50.000 della RAS, Foglio 548 "Senorbi" aggiornata e modificata secondo il rilevamento di dettaglio eseguito per la predisposizione del presente elaborato.

⁽¹⁾Albo Geologi della Regione Sardegna N. 599

DOTT.SSA GEOL. BARBARA MASCIA Viale Monastir, 219- 09122 Cagliari Cell 320 3513099 P.I. 02905170920

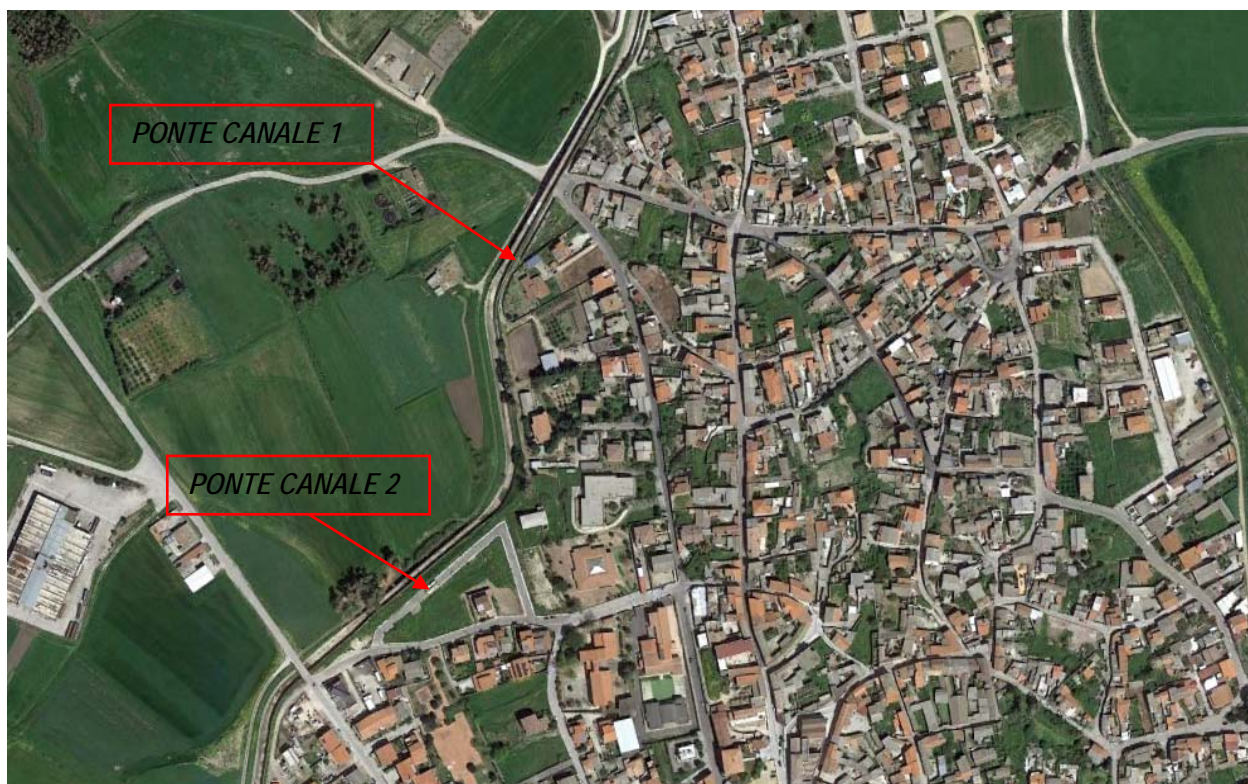


Figura 1. Vista aerea dell'intervento da Ortofoto RAS

4 INSERIMENTO DELL'AREA NEL PIANO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO E NEL PIANO STRALCIO DELLE FASCE FLUVIALI

4.1 *Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico*

Il sito in oggetto, non ricade in aree classificate a rischio idrogeologico e/o di frana ai sensi del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.), redatto ai sensi della Legge 18 maggio 1989, n. 183, art. 17, comma 6, ter D.L. 180/98 e successive modifiche ed integrazioni.

4.2 *Piano Stralcio delle Fasce Fluviali*

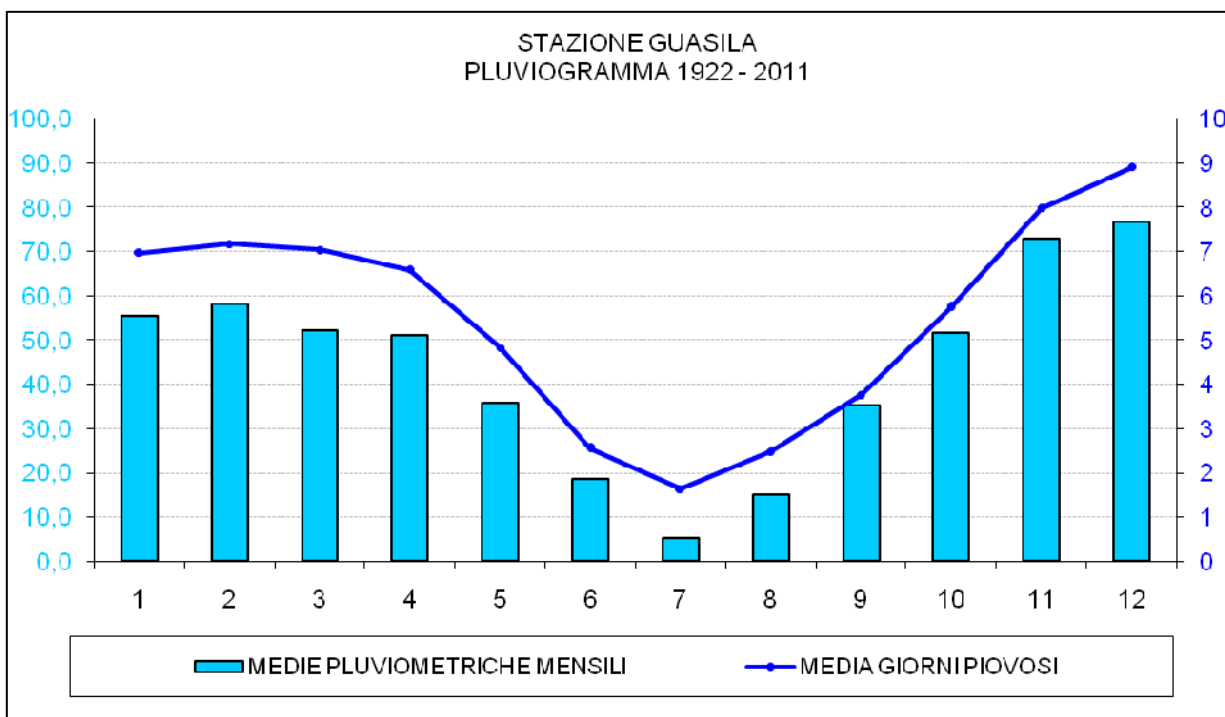
Il sito in oggetto non ricade in aree classificate a rischio idrogeologico ai sensi del Piano Stralcio delle Fasce Fluviali redatto ai sensi dell'art. 17, comma 6 della legge 19 maggio 1989 n. 183, quale Piano Stralcio del Piano di Bacino Regionale relativo ai settori funzionali individuati dall'art. 17, comma 3 della L. 18 maggio 1989, n. 183 adottato con Delibera n.1 del 20.06.2013.

5 CARATTERISTICHE METEO-CLIMATICHE DELL'AREA

Per le serie storiche relative alle altezze di pioggia e alle temperature sono stati utilizzati i dati raccolti nel database del Nuovo SISS (R.A.S. – Ente Autonomo del Flumendosa, 1998), integrati con quelli più recenti pubblicati negli annali meteorologici della R.A.S. così da poter disporre di un modulo sufficientemente rappresentativo per le precipitazioni della durata di 90 anni. In riferimento alle temperature invece, è stato possibile attingere unicamente dagli annali della R.A.S. che hanno fornito una serie piuttosto scarna di 24 anni. Nell'acquisizione dei parametri climatici si è fatto ricorso alla stazione termopluviometrica di Guasila (210 m s.l.m.m.) ubicata nel centro abitato (E: 1504030; N: 4379210).

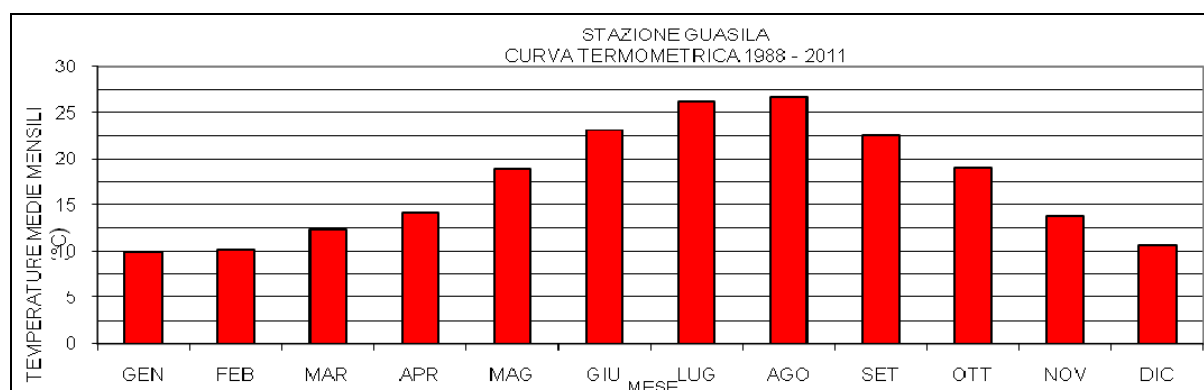
Con una media annuale di circa 528.79 mm di pioggia il territorio di Guasila si inserisce nel quadro dei climi temperati caldi con piogge che si concentrano soprattutto nella stagione invernale ed autunnale per poi decrescere rapidamente con l'approssimarsi della primavera e ridursi drasticamente in estate. Tale andamento si evince piuttosto chiaramente dalla media delle precipitazioni mensili (Tabella e Grafico sottostanti) in cui il minimo si colloca in luglio, con una media mensile di soli 5.2 mm di pioggia. Il massimo assoluto si è registrato nel mese di marzo del 1985 con 260.00 mm di pioggia mentre il maggior numero di giorni piovosi si concentra nella stagione invernale con una media di 9 giorni in dicembre (stagioni meteorologiche).

PRECIPITAZIONI												
Mese	GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC
Medie mensili (mm)	55,5	58,4	52,2	51,2	35,8	18,6	5,2	15,1	35,4	51,8	73,0	76,7



L'andamento delle temperature, per quanto basato su un modulo di riferimento temporalmente limitato, manifesta, com'era lecito attendersi, un trend esattamente opposto, con i valori più bassi nei mesi invernali, il cui minimo si registra a gennaio con una media diurna di 9.9 °C, e temperature più elevate nel periodo estivo con il massimo diurno assoluto ad agosto del 2003 con 30.40 °C. La temperatura media più rigida si registra a febbraio del 2005 con 7.7 °C.

TEMPERATURE												
Mese	GEN	FEB	MAR	APR	MAG	GIU	LUG	AGO	SET	OTT	NOV	DIC
Medie mensili (°C)	9,9	10,2	12,3	14,2	18,9	23,2	26,3	26,8	22,6	19,1	13,9	10,7

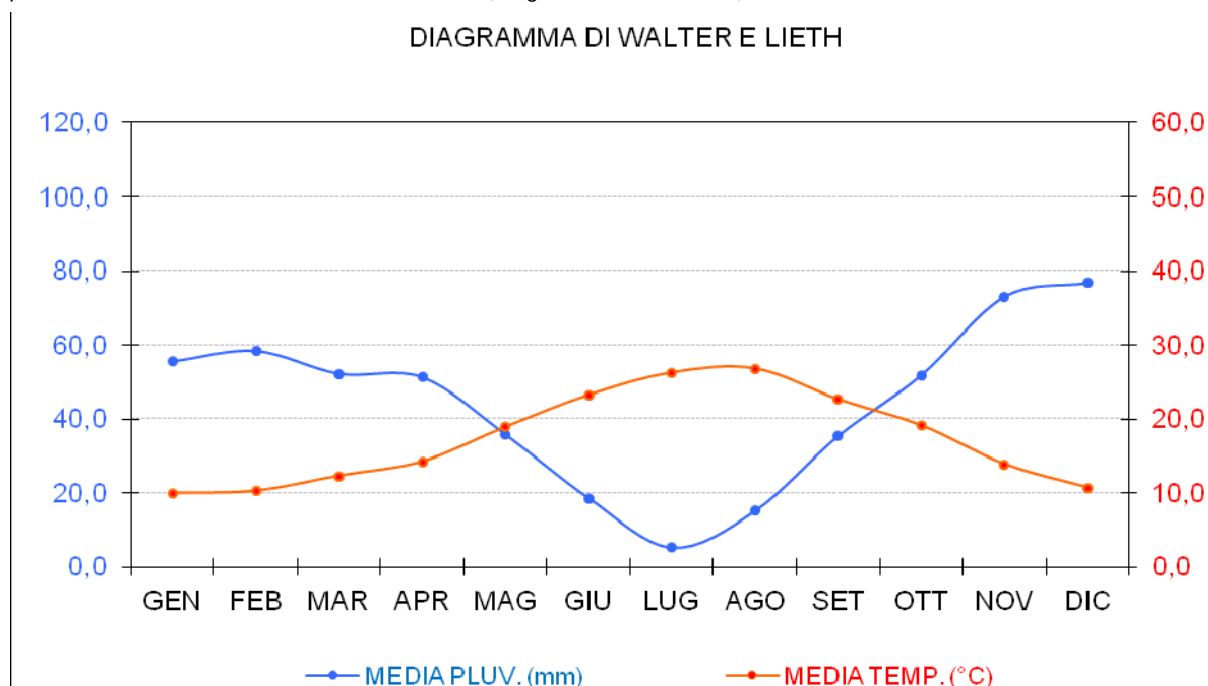


La curva delle temperature mette in luce una escursione termica stagionale mediamente elevata che ben si accorda con la tendenza del clima ad assumere caratteri più continentali procedendo verso l'interno dell'Isola.

La conoscenza delle medie pluviometriche e termometriche consente di caratterizzare quantitativamente il microclima dell'area in oggetto fornendo i parametri necessari all'impostazione dello studio idrologico ed idrogeologico. A tale scopo è utile fornire un quadro sintetico delle informazioni elaborate nelle due serie storiche, giungendo ad una sintesi che consenta di interpolare la tipologia climatica del sito relativamente ai periodi di

maggiore apporto idrico ed a quelli in cui è prevalente il deficit igrometrico.

Walter e Lieth hanno perfezionato le rappresentazioni grafiche dei regimi termici e pluviometrici di Bagnouls e Gaussen secondo i quali quando la curva delle precipitazioni scende sotto quella della temperatura ($P < 2T$) il periodo interessato deve considerarsi secco (diagramma sottostante).



L'area compresa tra le due curve corrisponde dunque alla durata del periodo di aridità che, nella fattispecie, si colloca tra maggio e settembre, indicando una prevalenza nel periodo estivo dell'evapotraspirazione sul bilancio idrologico. Ai fini pratici, seppur qualitativamente, l'indice di aridità può essere calcolato con il metodo di De Martonne tramite la formula:

$$I_a = P/(10+T)$$

P = Precipitazioni medie annue;

T = Temperatura media annua.

e successivamente inserito nella tabella sottostante per definire la classe di aridità del territorio studiato.

I _a	Tipo
0÷5	Arido estremo (deserto)
5÷15	Arido (steppe circumdesertiche)
15÷20	Semiarido (di tipo Mediterraneo)
20÷30	Subumido
30÷60	Umido
>60	Iperumido

Effettuando il calcolo per gli ultimi 24 anni, al fine di comparare moduli che ricoprono un analogo intervallo temporale, si ottiene:

$$= 532,6 / (10+17,35) = 19,47$$

che caratterizza di tipo Mediterraneo (semiarido) il clima di Guasila e di tale settore della Trexenta.

6 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Gli interventi afferenti alla progettazione in oggetto sono volti al ripristino funzionale di alcuni tratti pensili del canale adduttore principale il quale rappresenta una struttura essenziale nello Schema Idraulico Flumendosa-Campidano-Cixerri. Con una lunghezza complessiva di 18.079,05 metri, si origina in territorio di Siurgus Donigala e si sviluppa fino al bacino di carico di Sa Forada nel quale convoglia le acque provenienti dagli invasi del Medio Flumendosa

(Mulargia a Monte Su Rei, Flumendosa a Nuraghe Arrubiu, Flumineddu a Capanna Silicheri) oltre a quelli provenienti dalla traversa di S'Isca Rena. Nella fattispecie, l'intervento riguarda i Ponti canale in agro di Guasila, comunemente denominati "Ponte Canale di Guasila I" e "Ponte Canale di Guasila II".

6.1 Stato di fatto

Gli attuali ponti si caratterizzano per avere *“una struttura a omega rovesciata, con schema di trave continua su più appoggi che funge da canale, poggiata su pile a interasse di 10 m aventi struttura a portale con trave rovescia di fondazione, realizzate interamente in cemento armato”* (cfr. *Relazione Illustrativa afferente al progetto*).

Lo stato di funzionalità dei ponti canale è stato indagato tramite apposito studio mirato alla *“Valutazione dello stato di degrado e verifica della sicurezza strutturale dei ponti canale del Canale Principale Adduttore “Selegas, Guasila I, Guasila II e Segariu”* a seguito del quale sono emerse le principali problematiche sintetizzate di seguito:

- elevato stato di degrado dello strato copriferro nelle pareti esterne delle travi-ponte e, in particolare, nell'intradosso del fondo. Tale degrado, in alcuni punti, ha interessato in profondità la sezione resistente fino a mettere completamente in luce i ferri d'armatura che mostrano un avanzato grado di ossidazione tale da far ritenere che la loro sezione resistente sia marcatamente ridotta;
- localmente è possibile notare lo stato di consistenza del calcestruzzo che appare estremamente alveolato, con ridotte o assenti quantità di fino tra gli inerti più grossi;
- in corrispondenza dell'attacco tra il fondo della trave-ponte e la parete della stessa, a causa della ridotta sezione resistente, sono state rilevate perdite idriche che lasciano intuire la presenza di lesioni passanti;
- sull'intradosso del fondo, in mezzzeria di diverse campate, si palesano lesioni con direttrice perpendicolare all'asse della struttura che, in taluni casi, costituiscono vie di scorrimento preferenziali per l'acqua;
- in corrispondenza delle pile di sostegno, lo strato copriferro dei pilastri e dei pulvini si mostra spesso ammalorato,

6.2 Stato di progetto

Nel progetto sono inclusi i seguenti interventi, analoghi per entrambi i ponti canale, per la cui visione dettagliata si rimanda agli elaborati specifici:

- *risanamento e rinforzo strutturale dei pilastri del portale-pila esistenti con ringrosso dei pilastri e trattamento di ripristino del trasverso superiore;*
- *realizzazione della nuova trave canale, con schema statico di trave semplicemente appoggiata non continua di luce pari all'interasse delle pile, mediante combinazione di elementi prefabbricati e getti in opera;*
- *demolizione della trave canale esistente mediante tecnologia di demolizione controllata idonea a preservare le strutture esistenti e quelle di nuova realizzazione.*

7 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO

I ponti canale oggetto di intervento ricadono all'interno dei limiti amministrativi del comune di Guasila, ubicato in corrispondenza del settore centro-occidentale della regione storica della Trexenta.

Geologicamente inclusa nel bacino sedimentario oligomiocenico la genesi è riconducibile agli eventi geodinamici connessi all'apertura del Mediterraneo occidentale e al distacco e migrazione della microplacca Sardo-Corsa (Assorgia et al., 1994), conosciuti come *“Rift Sardo”* Auct (*“Fossa Tettonica Sarda”* del Vardabasso).

I litotipi prevalenti sono connessi ai due cicli tettono-sedimentari (I e II Ciclo Miocenico) che caratterizzano l'apertura del suddetto bacino, e che comprendono un arco di tempo che va dall'Oligocene superiore al Burdigaliano medio e dal Burdigaliano superiore al Langhiano (*Cherchi & Montadert, 1982; Assorgia et alii, 1977; Sowerbutts & Underhill, 1998; Carmignani et alii, 2001*)

Il litotipo marnoso-arenaceo che caratterizza le aree in studio appartiene al primo ciclo del citato bacino di sedimentazione, ed è riconducibile alla Formazione della Marmilla (Aquitaniense – Burdigaliano inf.) sul quale sono modellate le dolci morfologie sub-pianeggianti che contraddistinguono il paesaggio nel quale è inserito il territorio di Guasila.

Si tratta generalmente di sequenze di marne siltitico-arenacee e siltiti marnose, arenarie e conglomerati, talora con intercalazione di litofacies bio-calcarenitiche e frequente presenza di prodotti effusivi del ciclo calcalcalino alla base.

La giacitura delle bancate è da sub orizzontale a scarsamente inclinata, raramente superiore ai 30°. Solo all'uscita dell'abitato di Guasila si rinvencono inclinate di 30° a causa del basculamento prodotto da faglie dirette (*da Foglio 548 Senorbi*). La formazione della Marmilla si rinviene usualmente interposta tra le Arenarie di Serra Longa a letto e tra i depositi del secondo ciclo Miocenico al tetto.

Il paesaggio locale è evidentemente condizionato dal diffuso affioramento della suddetta formazione e si caratterizza per l'orografia dolce con versanti ben raccordati al fondovalle da profili concavi a tratti con cenni di gradonatura originata dall'erosione sulla roccia affiorante.

Nella fattispecie, l'alternanza di banchi arenaceo - conglomeratici competenti e livelli marnosi teneri ed erodibili (Fig.2), favorisce frequenti fenomeni di erosione differenziale innescati dall'azione degli agenti atmosferici sulle superfici più esposte, con conseguente erosione dei termini marnosi alterati e degradati ed affioramento delle testate di strato arenacee suborizzontali.



Figura 2. scarpata a monte del Ponte Canale Guasila II. Banco arenaceo sovrapposto a livelli marnoso-siltitici più alterati e degradati.

Il fenomeno è evidente sia lungo le sponde del canale Enas sia in corrispondenza di una scarpata a monte del Ponte Canale Guasila II (Figg.3 – 4).

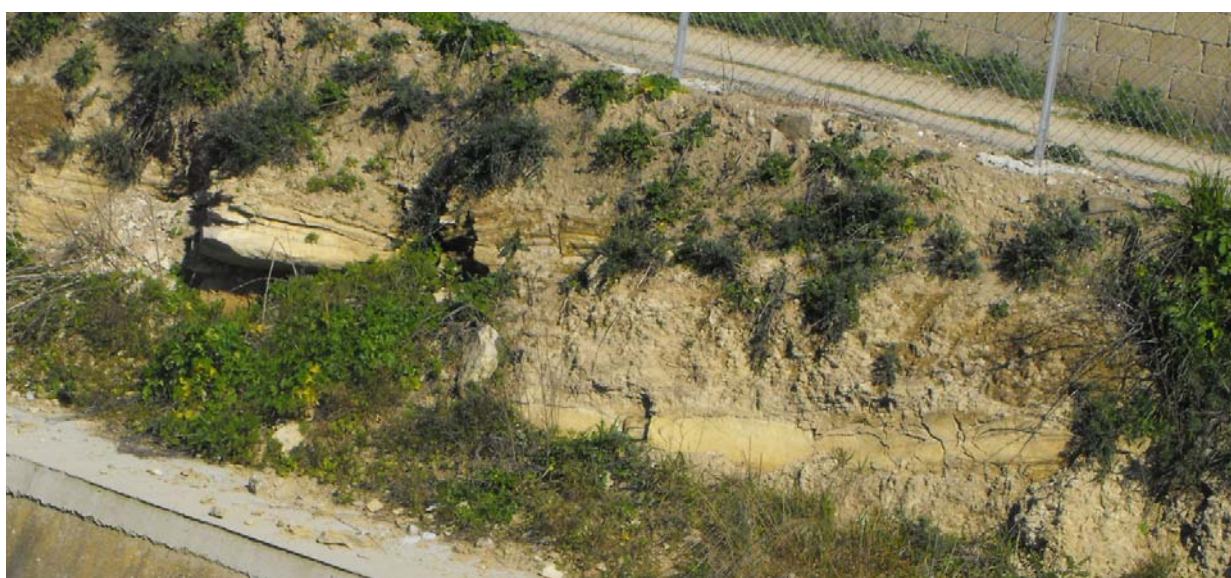


Figura 3. Tipica mensola aggettante in sponda sx a monte del Ponte Canale Guasila I.



Figura 4. Erosione selettiva in corrispondenza della scarpata a monte del Ponte Canale Guasila II.

D'altro canto, non di rado la roccia arenaceo conglomeratica affiorante presenta un elevato grado di fratturazione, con suddivisione in blocchi e massi, da centimetrici a metrici, spesso instabili e potenzialmente soggetti a fenomeni gravitativi di crollo e subordinatamente ribaltamento.

Le acque di ruscellamento superficiale, che giungono sulle pareti esposte, favoriscono l'innescare di processi gravitativi isolando blocchi rocciosi già in equilibrio precario e generando un'erosione diffusa con trasporto delle frazioni sciolte e poco coerenti verso il piede. Ne consegue un generale e progressivo arretramento delle scarpate.

In sommità la stratigrafia delle scarpate chiude usualmente con la tipica coltre alteritica la cui formazione è innescata dall'azione chimico-fisica degli agenti esogeni, sui quali predomina l'azione dell'acqua di ruscellamento, sulle litologie lapidee.

E' un deposito schiettamente marnoso - siltitico o sabbioso - arenaceo nel quale si riconoscono ancora i caratteri originari della roccia madre che ha perso gran parte della sua cementazione e sovrapposto al quale si individua frequentemente un livello pedogenizzato con formazione di suoli scarsamente evoluti di spessore variabile.

Localmente, in luogo dei suoli, si rinvencono depositi alluvionali terrazzati limoso argillosi non rilevati presso l'area di intervento, ma oltre lo spartiacque rappresentato dalla via Cima.

7.1 Assetto Idrografico e idrogeologico

Caratterizzato da bacini imbriferi di piccole dimensioni modellati sulle dolci colline mioceniche il reticolo idrografico mostra una geometria semplice con un ridotto numero di aste brevi e rettilinee, spesso regolarizzate ad opera dell'uomo.

Lo spartiacque principale individuato dalla via Cima e Melas, attraversando il centro abitato da Nord a Sud, lo dividono in un settore orientale che drena le acque nel Riu Arai, ed in uno occidentale che sversa nel Riu Sippiu Torrente Lanessi, del quale gli immissari principali, procedendo da sud a nord, sono Gora Funtana Noa, Gora Gutturu Schirru e la Gora Don Ciuciu, fra loro ad andamento sub parallelo.

Lungo la periferia occidentale del nucleo urbano si sviluppa il Canale Adduttore Principale Flumendosa che si estende, con andamento est-ovest, dallo sbocco della galleria Uvini-Sarais in agro di Siurgus Donigala, dove raccoglie le acque provenienti dallo schema idraulico Flumendosa, all'invaso di Sa Forada de S'acqua - Casa Fiume in agro di Furtei, da cui si dipartono il sistema di canali che alimenta il Campidano.

Il canale contribuisce allo smaltimento delle acque di precipitazione superficiale e laddove si sviluppa alla quota del piano campagna anche al deflusso delle acque di ruscellamento diffuso generato a seguito di piogge copiose.



Figura 5. Inquadramento del reticolo Idrografico (non in scala).

7.1.1 Idrogeologia

L'area non presenta falde superficiali di entità rilevante, fatte salve alcune sacche detritiche che svolgono la funzione di acquiferi da poco a mediamente permeabili, sebbene con produttività trascurabile. Localmente, quindi, si potranno avere livelli piezometrici raccordati ad una superficie freatica prossima al piano di campagna, spesso in equilibrio con gli apporti meteorici raccolti negli impluvi. Nel complesso la Formazione della Marmilla ha una permeabilità da scarsa a nulla. Le potenti bancate arenacee permeabili per fessurazione non costituiscono un acquifero produttivo in quanto, intercluse tra i banchi in facies marnosa, ricevono scarso apporto idrico dall'esterno.

Ne consegue, che le falde profonde, sono anch'esse discontinue e strettamente condizionate dalla variabilità lateroverticale dei litotipi (Fig.6).



Figura 6. Variabilità lateroverticale dei litotipi.

Per una migliore caratterizzazione della falda superficiale è stata effettuata un'indagine speditiva sui pozzi freatici nelle aree limitrofe a quella d'interesse, che consentisse la valutazione dell'interferenza con l'opera in progetto.

In particolare, sono stati rilevati 3 pozzi superficiali a largo diametro ed è stata svolta una breve ricognizione finalizzata al censimento delle terebrazioni esistenti, pubblicate sul [sito http://sgi.isprambiente.it/GMV2/index.html](http://sgi.isprambiente.it/GMV2/index.html).

Si riporta di seguito la planimetria con l'ubicazione dei pozzi rilevati (Fig.7) ed il consuntivo dell'indagine:

Le quote piezometriche oscillano tra 177.68 e 187.05 m s.l.m. (quote da DTM 10 m della RAS) indicando un livello idrico variabile, rilevato nella coltre di alterazione delle marne, che affiora fino ad intercettare il piano campagna in corrispondenza del Pozzo 2.

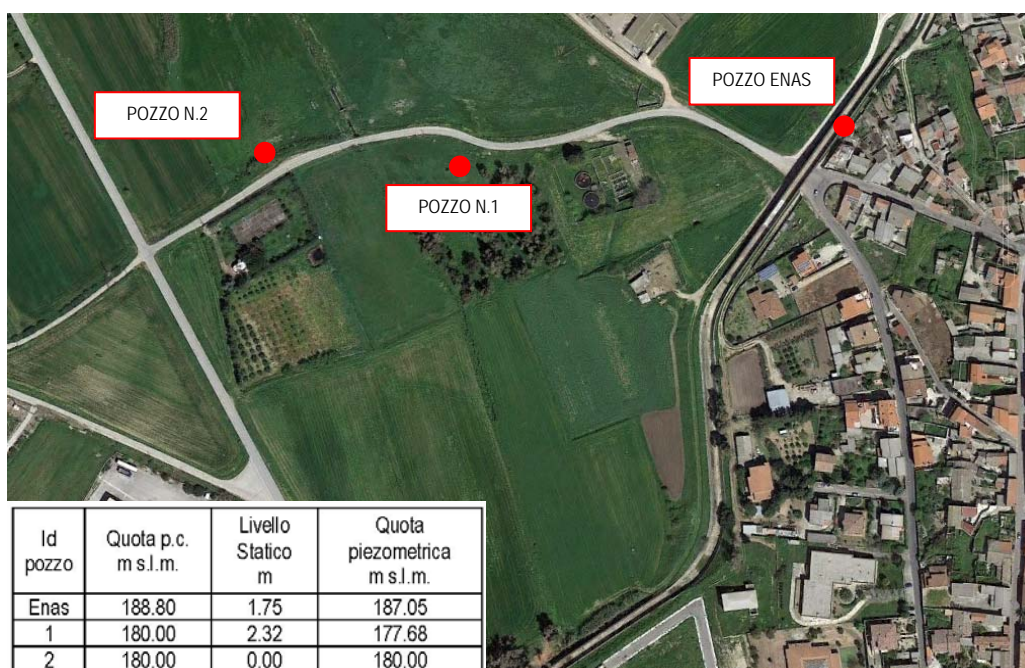


Figura 7. Pozzi a largo diametro.

In tale area, procedendo dalla trincea in cui la Gora Gutturu Schirru scorre a cielo aperto, fino al Pozzo 2, si riscontrano sulla superficie topografica diffusi ristagni e locali emersioni freatiche, quasi continue fino a formare un acquitrino a ridosso della strada compresa tra i Pozzi 1-2, che testimoniano una elevata difficoltà di drenaggio ascrivibile alla percentuale di frazione argilloso-limosa delle coltri alteritiche (Fig.8).



Figura 8. Acquitrino nel campo a ridosso della strada tra P1 e P2

Un indicazione qualitativa circa l'entità della falda è fornita anche dal report stratigrafico del sondaggio profondo per la realizzazione del pozzo, nel quale la prima falda acquifera degna di nota, ai fini irrigui, è segnalata a 25 metri dal pc e dunque a 145.0 m s.l.m (Fig.9 e tabelle sottostanti).

Comune	Tipologia	Uso	Profondità (m)	Quota pc. (m)	Anno di realizzazione	Coordinate (ED 50)	
						E	N
Guasila	Perforazione	Agricolo	80.0	170,0	1982	9.015833	39.563332



Figura 9. Ubicazione indicativa dell'area di indagine (Archivio nazionale delle indagini del sottosuolo (Legge 464/1984).

FALDE ACQUIFERE		
da (m)	A (m)	Spessore (m)
25	26	1,0
51	52	1,0

STRATIGRAFIA			
da (m)	A (m)	Spessore (m)	Descrizione litologica
0,0	3,0	3,0	Terra
3,0	25,0	22,0	Marne Grigie
25,0	26,0	1,0	Falda
26,0	51,0	25,0	Marne Grigie
51,0	52,0	1,0	Falda
52,0	80,0	28,0	Marne Grigie

Sebbene non sia possibile effettuare una correlazione diretta si segnala l'analogia della stratigrafia del pozzo con la sequenza litostratigrafica emersa a seguito del presente studio. Le marne grigie acquifere, prevedibilmente in facies arenacea, sono ricoperte da uno strato di terreno, di circa 3.00 metri, che contribuisce a confermare la presenza costante, benchè con spessore variabile, di un litotipo che possiamo definire genericamente incoerente sovrapposto alla roccia lapidea.

8 INDAGINI GEOGNOSTICHE E ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO DELL'AREA DI INTERVENTO

La campagna di indagini, eseguita tra il 17/07/2007 ed il 19/07/2007, è consistita di n.4 sondaggi geognostici a rotazione e carotaggio continuo con profondità finali comprese tra 16.50 e 20.00 metri dal piano di riferimento (in seguito p.r.) realizzati in corrispondenza della dx idraulica del Ponte Canale I di Guasila (All.E3).

Durante le perforazioni sono stati prelevati alcuni campioni da sottoporre ad analisi di laboratorio ed eseguite complessivamente n.4 prove S.P.T. (Standard Penetration Test) in foro la cui distribuzione è riportata nel seguente schema a consuntivo:

SONDAGGIO N.	QUOTA (m s.l.m.)	COORDINATE (Gauss-Boaga)		PROFONDITA' (m)	CAMPIONI		PROVE S.P.T.	
		E	N		N	(m dal p.c.)	NSPT	(m dal p.c.)
S5	189.68	1.503.853	4.379.636	20.00	S5C1	1.58-1.88	52	1.88
					S5C2	6.42-6.77		
					S5C3	16.00-16.38		
S6	188.69	1.503.826	4.379.593	20.00	S6C1	12.70-13.00	60 - rif.	2.90
					S6C2	17.62-18.00		
S7	189.43	1.503.802	4.379.553	16.50	S7C1	6.00-6.40	50 - rif.	3.00
					S7C2	15.34-15.66		
S8	191.15	1.503.775	4.379.514	20.00	S8C1	2.00-2.37	40	3.14
					S8C2	5.10-5.43		
					S8C3	13.21-13.47		

Ad integrazione della campagna di sondaggi sono stati eseguiti 6 pozzetti geognostici con terna gommata, ed in particolare tre in dx idraulica del Ponte Canale I di Guasila (P4-P5-P6) e tre in dx idraulica del Ponte Canale II di Guasila (P7-P8-P9), dai quali sono stati prelevati i seguenti campioni per la caratterizzazione dei litotipi indagati:

POZZETTO N.	QUOTA (m s.l.m.)	COORDINATE (Gauss-Boaga)		PROFONDITA' (m)	CAMPIONI	
		E	N		N	(m dal p.c.)
P4	190.80	1.503.858	4.379.647	3.40	P4C3	3.10-3.40
P5	188.73	1.503.829	4.379.597	3.00		
P6	192.05	1.503.770	4.379.507	1.90	P6C4	1.60-1.90
P7	189.16	1.503.680	4.379.259	2.80	P7C5	2.50-2.80
P8	191.45	1.503.654	4.379.238	3.10		
P9	191.61	1.503.739	4.379.303	2.10	P9C6	1.30-1.90

Come evidenziato nei log stratigrafici e nella sezione geologica e litotecnica ottenuta dalla loro correlazione (All.E3-E4) il volume di terreno interessato dall'intervento, e sul quale insiste l'attuale manufatto, si caratterizza per una sostanziale uniformità di litotipi marnoso arenacei, interessati da frequenti e repentine variazioni granulometriche.

La ridotta profondità dei pozzetti, interrotti all'interfaccia tra il litotipo incoerente o semicoerente e la roccia semilapidea, benché condizionata dalla sezione ristretta dello scavo e dalla giacitura suborizzontale della marna miocenica, fornisce un iniziale valutazione della natura dei terreni attraversati le cui caratteristiche geomeccaniche migliorano con la profondità.

In corrispondenza di entrambe le opere la superficie topografica è ricoperta da uno spessore di suolo (Litotipo 1) eterogeneo misto a materiale di riporto autoctono, talora grossolano, probabilmente originato a seguito degli scavi di sbancamento eseguiti per la realizzazione del canale (Fig.10).

Gli spessori lungo il Ponte Canale I variano tra 2.00 - 2.40 metri dal S6 al S8, in corrispondenza delle aree più depresse latitanti la strada, mentre tendono a ridursi presso le spalle tra 1.10 metri del P6 ed i 0.60 metri del P4.

Dal profilo stratigrafico del Ponte Canale II si rilevano spessori più costanti, che si attestano su 0.40 metri se si esclude un massimo di 1.20 metri nel P8, presso la spalla di valle.

Scarsamente coerente, da debolmente addensato a sciolto, si contraddistingue per scavabilità agevole e discreto autosostegno in assenza di saturazione, come rilevato durante l'esecuzione dei pozzetti geognostici.

Per contro, durante le terebrazioni, eseguite con acqua di raffreddamento, si è reso necessario rivestire il foro per i primi 3.00 metri.

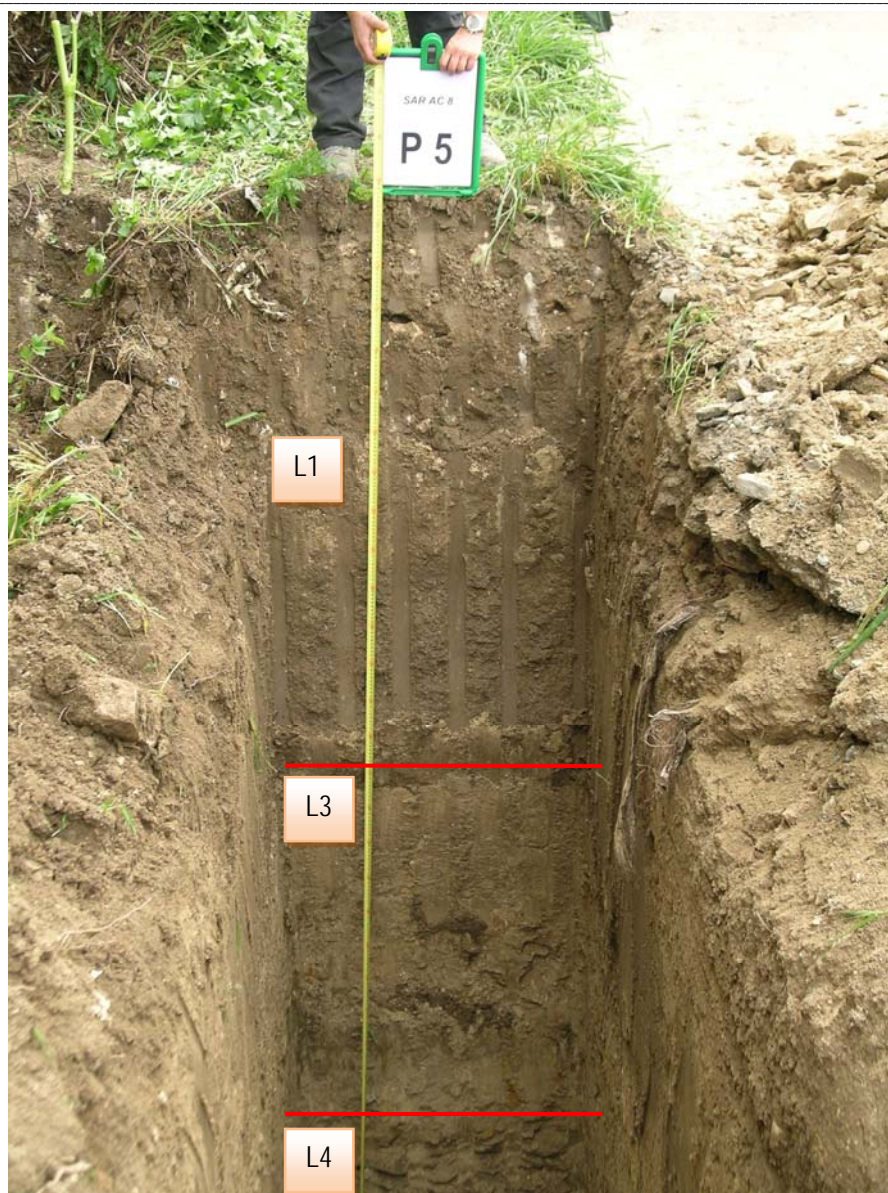


Figura 10. Tipica stratigrafia indagata nei sei siti di intervento.

L'interfaccia con la sottostante roccia, da semilapidea a lapidea, è individuato da una coltre di alterazione, pressoché continua, del livello più superficiale del sostrato marnoso miocenico.

Tale litotipo (Litotipo 3) con potenza massima rilevata di circa 3.40 metri (S5) lungo il Ponte Canale I di Guasila e di circa 1.90 metri in corrispondenza del Ponte Canale di Guasila II (P8) costituisce il sedime delle fondazioni indagate durante verifiche propedeutiche allo studio in progetto. Si tratta di un litotipo il cui fuso granulometrico è prevedibilmente sbilanciato verso la frazione medio-fine, che caratterizza il deposito come un'argilla-limosa o un limo-argilloso, con percentuali in sabbia estremamente variabili contenute nei livelli più arenacei.

Localmente si rinvencono piccoli clasti di marna alterata e friabile e ossidazioni rossastre di Fe e nerastre di Mn, indizio di circolazione idrica in seno al sedimento, così come le rideposizioni carbonatiche in forma di concrezioni soffici e noduli duri, che contribuiscono alla cementazione del deposito. Spesso il livello basale dello strato si caratterizza per una maggiore presenza di frammenti litici di marna, frequentemente fissili e fragili che nel complesso conferiscono al deposito un maggiore addensamento (Fig.11).

In corrispondenza del Litotipo 3 sono stati rilevati i livelli della falda superficiale, emergente al contatto tra i terreni coesivi e la roccia semilapidea, attestati tra 1.00 - 3,30 metri dal p.r. (S5-S6) lungo il Ponte Canale I e 2.10-2.70 metri dal p.r. (P7-P8) presso il Ponte Canale II. Durante l'esecuzione dei pozzetti è stata apprezzata unicamente una debole filtrazione senza accumulo idrico alla base, consentendo di stimare qualitativamente scarsa la permeabilità della coltre alteritica.



Figura 11. Marna fissile intensamente altera e disgregata in livelli sottili e friabili. In dx idraulica a monte del Ponte Canale I

Lungo il Ponte Canale II, interposta tra il Litotipo 1 ed il Litotipo 3, è stata rilevata una lente di deposito colluviale-eluviale con spessori compresi tra 0.90 metri (P9) e 1.30 metri (P7) (Litotipo 2) con sviluppo da monte verso valle. In parte originato dal disfacimento dei depositi di versante a ridosso della piccola collina a tergo dell'opera esistente, ormai ampiamente sbancata ad opera dall'azione antropica, si caratterizza per lo scarso contenuto in ciottoli con diametro massimo di 2.0 cm in matrice argilloso-sabbiosa talora con resti vegetali. Mediamente coerente, da addensato a sciolto nei livelli più granulari, in merito alle caratteristiche geotecniche sostanzialmente non differisce dal Litotipo 1.

Il passaggio al substrato roccioso è caratterizzato da un livello discontinuo di roccia semilapidea intensamente fratturata e solo parzialmente alterata (Litotipo 4) rilevato unicamente in corrispondenza tra i SS 6 e 7 a profondità comprese tra circa 2.85-3.85 metri dal p.r. (185.84-185.58 m s.l.m.). Si tratta della marna siltitica che con la profondità migliora le proprietà geomeccaniche tendendo ad un litotipo lapideo (Litotipo 5) praticamente incompressibile, da poco permeabile a impermeabile, progressivamente più tenace, non di rado intervallato a termini più sabbiosi o francamente arenacei.

9 CARATTERIZZAZIONE DEI LITOTIPI RILEVATI

9.1 Prove di laboratorio

9.1.1 Prova di taglio diretto (ASTM D3080 – 90)

Allo scopo di rilevare i valori di angolo di attrito interno ϕ e coesione c , il campione è stato sottoposto ad una prova di taglio diretto con *Apparecchio di Casagrande*. Come previsto dalla normativa (ASTM) il campione è stato vagliato allo scopo di escludere i granuli aventi $\phi > 0,5$ mm (pari a 1/12 del lato interno della Scatola di Casagrande) e riportato all'originario valore di peso di volume su banco di consolidazione.

La determinazione dei parametri è stata ottenuta mediante l'interpolazione dei carichi $\sigma - \tau$ sul piano di *Mohr-Coulomb*.

9.1.2 Resistenza a compressione monoassiale (ASTM D 2938 – 95)

La prova deve essere eseguita su provini cilindrici ottenuti con operazioni di carotaggio, taglio e rettifica da spezzoni di carota o da campioni di forma irregolare in accordo allo standard ASTM D 4543 - 85 (91) - Standard Practice for Preparing Rock Core Specimens and Determining Dimensional and Shape Tollerances. I provini avranno diametro non inferiore a 10 volte la dimensione massima dei grani costituenti la roccia e comunque non inferiori a 50 mm, con

rapporto altezza/diametro compreso tra 2 e 3.

La superficie laterale 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°. 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 applicata con continuità ad una velocità di applicazione costante. La velocità di incremento del carico sarà scelta in modo che il campione giunga a rottura in un tempo compreso tra 2 e 15 min.

9.1.3 Point Load Test

Lo strumento necessario per l'esecuzione della prova è strutturato come segue:

- Parte superiore costituita da un martinetto idraulico, il quale viene azionato da un'apposita leva;
- Parte inferiore che funge da struttura di contrasto;
- Strumento di lettura.

Il campione viene posizionato tra due punte coniche di dimensioni standard, aventi raggio di 0.5 cm e angolo al vertice di 60°, e portato a rottura azionando il martinetto. Il valore del carico di rottura P si rileva tramite apposito manometro. Qualora i provini da sottoporre a rottura non abbiano la dimensione standard (carote con $D = 50$ mm) devono soddisfare il seguente requisito:

$$0.3W_m < D < W_m$$

Dove:

D = spessore del campione compreso tra le punte

$W_m = (W_1 + W_2)/2$ = larghezza media del provino.

Dalla prova si ricava l'indice di resistenza I_s che, per campioni irregolari di roccia, è espresso dalla seguente formula:

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad \text{dove: } P = \text{carico che porta a rottura il campione;}$$

$$D_e^2 = \frac{4A}{\pi} \quad \text{Con } A \text{ sottoposta a pressione data da: } A = W_m \times D$$

Ricavato il valore dell'indice di punzonamento I_s , si applica il fattore correttivo di forma come segue:

$$I_{s(50)} = F \times I_s \quad \text{con } F = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0.45}$$

9.2 Prove in situ

9.2.1 Prove penetrometriche dinamiche discontinue (S.P.T.)

Ad integrazione delle informazioni acquisite tramite i sondaggi si è inoltre optato per l'esecuzione di un numero di prove S.P.T. da eseguire in foro che fosse sufficientemente rappresentativo dei litotipi riscontrati. La procedura prevede l'infissione di un tubo campionatore standard tipo Raymond al fondo di un foro di sondaggio, 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 (Fig.1) (ASTM D-1586-84) (Associazione Geotecnica Internazionale ISSMFE ISOPT 1-1988). Data la natura dei terreni interessati dall'indagine, si è optato per l'esecuzione della prova tramite la punta conica con apertura di 60° (Palmer e Stuart (1957)).

La prova consiste nel rilevare il numero di colpi N_1 , N_2 e N_3 necessario per compiere un'infissione di 45 cm ripartiti tra 15 cm nella fase preparatoria, successivi alla penetrazione statica per effetto del peso, e 30 cm nella prova dinamica vera e propria; se $N_1 > 50$ 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 $N_2 + N_3 > 100$.

Ai fini dell'elaborazione si assume il numero di colpi $N_{S.P.T.} = N_2 + N_3$ 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, dell'angolo di resistenza la taglio e del 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, eventualmente influenzata dalla falda freatica se presente, agente alla profondità di infissione.

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

$$N_{60} = N_{S.P.T.} \cdot ER_r / 60 \cdot cr \cdot cd \cdot cn$$

dove:

ER_r = rendimento energetico di riferimento;

cr = coefficiente dipendente dalla lunghezza;

cd = coefficiente dipendente dal diametro della batteria delle aste del foro di sondaggio;

$cn = 0.901^{-0.56}$ coefficiente dipendente dalla pressione litostatica (Jamolkowski, 1985).

Il valore di $N_{S.P.T.}$ corretto in N_{60} è stato successivamente inserito nelle relazioni empiriche più frequentemente utilizzate per ricavare la Densità relativa (Dr), l'angolo di resistenza al taglio ϕ° e la coesione non drenata (C_u) caratteristici dei terreni interessati dalle prove penetrometriche dinamiche S.P.T.

9.2.1.1 Angolo di attrito interno (ϕ) ricavato da SPT.

Come anticipato in precedenza tra le relazioni analitiche si è scelto di utilizzare quelle che consentissero l'applicabilità a tutti i tipi di terreno.

1. $\phi = \sqrt{15 \cdot N_{spt}} + 15$ SHIOI & FUKUNI Road Bridge Specification (1982)
2. $\phi = 0,3 \cdot N_{spt} + 27$ SHIOI & FUKUNI Japanese National Railway (1982)
3. $\phi = 19 - 0,38c + 8,73 \log(N_{spt})$ DE MELLO (1971)

9.2.1.2 Resistenza non drenata.

La presenza nel sito in oggetto di litotipi mediamente argillosi e plastici ed a diverso grado di consistenza ha reso necessaria una loro caratterizzazione tramite l'elaborazione del parametro relativo alla coesione non drenata, per il calcolo della quale si è scelto di applicare la seguente formula consigliata da Shioi & Fukui:

argille a media plasticità: $C_u = 0.025 \cdot N_{S.P.T.}$

10 CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO CON IL METODO DI BIENIAWSKI

La caratterizzazione dei litotipi semilapidei e lapidei, contraddistinti da proprietà geomeccaniche mediamente buone e con valori di resistenza alla compressione per lo più assai elevati anche se variabili in funzione della distribuzione e tipologia delle diaclasi che li scompongono in prismi e cunei, si fonda usualmente su indagini di tipo indiretto basate sull'attribuzione di pesi numerici all'affioramento ed alle sue discontinuità.

Nella fattispecie, la classificazione ideata da Bieniawski (1989) prevede l'attribuzione di un indice di qualità dell'ammasso roccioso (RMR) derivante dalla sommatoria di cinque parametri numerici ed un indice correttivo:

$$RMR = (A1 + A2 + A3 + A4 + A5) - I_c$$

I parametri A1-A5 dipendono dalle condizioni dell'ammasso roccioso e sono definiti come segue:

- A1 = Resistenza a compressione uniassiale;
- A2 = (RQD %) *Rock Quality Designation* (Σ Lunghezza spezzoni/Lunghezza totale carotaggio) ≥ 10 cm;
- A3 = Spaziatura delle discontinuità;
- A4 = Condizioni dei giunti;
- A5 = Condizioni idrauliche dei giunti;
- I_c (Indice di correzione) = orientazione dei giunti in relazione alla tipologia di intervento.

Il valore di RMR descrive l'ammasso roccioso quali-quantitativamente, secondo un intervallo di valori compreso tra 0 e 100, entro il quale vengono distinte le seguenti 5 classi di qualità:

RMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
Classe	V	IV	III	II	I
Qualità	molto scadente	scadente	discreta	buona	ottima
Coesione (Mpa)	<0.1	0.1-0.20	0.20-0.30	0.3-0.4	>0.4
ϕ°	<15	15-25	25-35	35-45	>45

Ponendo pari a 0 il valore di I_c (Beniawski et alii, 1989) la somma dei 5 indici parziali fornisce il Basic RMR (BRMR), il quale, in condizioni di giunti asciutti ($A_5 = 15$), consente di determinare il parametro G.S.I. (Geological Strength Index) secondo la formula:

$$\text{G.S.I.} = \text{BRMR} - 5 \quad (\text{solo per BRMR} > 23)$$

Mediante il G.S.I. è possibile ricavare i parametri m , s ed a , necessari alla definizione del criterio di rottura di Hoek-Brown, come verrà illustrato nel paragrafo seguente.

10.1 Determinazione dei parametri di resistenza al taglio mediante il criterio di Hoek-Brown

A differenza di quanto avviene nelle terre, negli ammassi rocciosi la resistenza al taglio del materiale non può generalmente essere descritta con il criterio di rottura di Coulomb:

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

dove:

c = coesione;

σ = pressione efficace;

ϕ = angolo d'attrito

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 chiaramente di tipo non lineare. D'altra parte i metodi dell'equilibrio limite richiedono che il materiale, terra o roccia, sia descrivibile attraverso i parametri c e ϕ . E' necessaria, quindi, una correlazione tra queste due grandezze e quelle utilizzate normalmente per la descrizione del comportamento meccanico dell'ammasso roccioso.

Hoek e Brown descrivono una procedura che consente l'applicazione delle formule dell'equilibrio limite anche al caso di ammassi rocciosi secondo il seguente criterio di rottura (*cf* 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 della costante m per gli ammassi rocciosi;

s, a = costanti dipendenti dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso;

σ_c = resistenza alla compressione monoassiale della roccia intatta;

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

La determinazione dei parametri a , s e m_b viene condotta in funzione della qualità dell'ammasso roccioso, espressa numericamente dall'indice G.S.I. il quale, come precedentemente descritto, può essere a sua volta ricavato tramite la classificazione di Bieniawski.

11 DEFINIZIONE E PARAMETRIZZAZIONE DEI PRINCIPALI LITOTIPI

Sulla scorta dello studio si è giunti alla definizione di cinque litotipi principali.

Litotipo 1

Si tratta di una coltre di ricoprimento composta da suolo e terreno di riporto autoctono, perlopiù in matrice argilloso-sabbiosa con scarsi clasti eterogenei ed eterometrici. Sotto il profilo geotecnico si tratta di un materiale generalmente poco addensato, eterogeneo e, comunque, scadente. Su tale livello, non è stata compiuta alcuna prova ma sono stati assegnati dei parametri geotecnici ragionevolmente adeguati alla tipologia di materiali.

$$\gamma_{\text{nat}} = 1.600 \text{ kg/m}^3$$

$$\varphi = 24^\circ$$

$$c' = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

Litotipo 2

Litotipo a grana fine, eterometrico, con frazione argillosa molto variabile e scarsi piccoli clasti prevalentemente marnosi. Sotto il profilo geotecnico il comportamento è simile al Litotipo 1. Debolmente addensati e con basso grado di coesione sono localmente rimaneggiati e sciolti. Un miglioramento delle caratteristiche geomeccaniche è conferito alle frazioni del deposito con maggiore presenza di scheletro grossolano. Hanno un grado di permeabilità mediamente basso e sono facilmente scavabili.

Anche su questo litotipo, non sono state eseguite prove di laboratorio ma sono stati assegnati parametri geotecnici desunti dalla letteratura.

$$\gamma_{\text{nat}} = 1.800 \text{ kg/m}^3$$

$$\varphi = 27^\circ$$

$$c' = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

Litotipo 3

Marna sabbiosa molto alterata ed argillificata ricca in rideposizioni carbonatiche in forma di concrezioni soffici e noduli duri. In seno al deposito e sulle superfici dei rari poliedri di marna in scaglie sottili e friabili, si riconoscono spesso le tipiche striature rossastre e nerastre rispettivamente per ossidi di Fe e Mn conseguenti all'azione chimica dell'acqua. Litotipi semicoerenti, con frazione sabbiosa molto variabile. Da mediamente plastici e consistenti nei termini argillosi a ben addensati in quelli sabbiosi. Possono caratterizzarsi per un'elevata compressibilità e igroscopicità laddove il tenore in argilla risulta preponderante. Tenaci allo stato asciutto. Subiscono un rapido scadimento delle proprietà geomeccaniche se decompressi a seguito dell'esposizione costante agli agenti esogeni.

La massa volumica è stata mutuata dal campione S8C1 mentre la determinazione dei parametri di resistenza al taglio è stata ottenuta a seguito dell'elaborazione delle SPT (tabella sottostante) e dall'acquisizione di due certificati inerenti prove di taglio con Scatola di Casagrande (All.5).

Sondaggio n.	S.P.T. (m)	N _{S.P.T.}	N ₆₀	Angolo di attrito φ°	Coesione non drenata C _u (kg/cm ²)
				De Mello (1971)	
S5	1.88	52	72.23	35	1.78
S7	3.00	50	35.22	32	0.88
S8	3.20	40	63.14	34	1.58

I valori caratteristici da attribuire al deposito sono stati elaborati effettuando l'analisi statistica dei dati tramite la formula proposta da Cherubini & Orr (1999), che si basa su un approccio di tipo Bayesiano. Nella fattispecie è stata adottata la situazione B che prevede la disponibilità di alcuni valori ottenuti da analisi di laboratorio o prove in situ.

$$\gamma_{\text{nat}} = 1898 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 2020 \text{ kg/m}^3$$

$$\varphi = 33^\circ$$

$$c' = 0.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$c_u = 1.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_p \text{ (Pocket Penetrometer)} = 1.80 - 3.50 \text{ kg/cm}^2$$

Frazione litica

Il livello basale del litotipo 3, all'interfaccia con la roccia da semilapide a lapidea, è spesso caratterizzato da una percentuale più elevata di elementi litici la cui natura marnosa accompagnata alla tipica fissilità della roccia, ha reso

particolarmente difficoltosa la realizzazione dei provini sui quali effettuare le prova di compressione monoassiale. Si è dunque proceduto effettuando il Point Load Test sui provini normalizzati al fine di ottenere una stima della resistenza al punzonamento.

Anche in questo caso i dati sono stati elaborati tramite la formula proposta da Cherubini & Orr (1999).

Campione Id	Profondità (m)	$I_{s(50)}$ (kg/cm ²)
P7C5	2.50-2.80	0.73
P9C6	1.30-1.90	0.66

La variabilità nelle caratteristiche geomeccaniche ha trovato conferma nei dati in uscita che si presentano dispersi, oscillando tra 0.51 kg/cm² e 1.06 kg/cm² nel P7C5 e 0.62 kg/cm² e 0.86 kg/cm² nel P9C6, e certamente non elevati seppure congruenti con altri valori registrati su materiali analoghi campionati in aree limitrofe.

Litotipo 4

Marna siltitico-arenacea semilapidea fittamente stratificata in sottili livelli dello spessore variabile da pochi mm a qualche cm localmente alterata e con alcuni livelli plastici.

Laddove attraversata da famiglie di giunti diversamente orientate è suddivisa in lastre e blocchi facilmente asportabili da una comune terna benché, talora, la presenza di bancate in giacitura suborizzontale possa rendere l'operazione più difficoltosa. Litotipo poco compressibile e scarsamente permeabile.

Con $RMR_{base} = 51$ l'ammasso roccioso rientra nella III classe della classificazione geomeccanica di Bieniawski definendo la roccia qualitativamente discreta. I parametri sono stati elaborati tramite le relazioni seguenti:

- $c = 5 \times RMR_{base}$ (kPa)
- $\phi = 5 + RMR_{base}/2$

La massa volumica è stata mutuata dal campione S7C1 all'interfaccia con la roccia lapidea.

$$\begin{aligned}\gamma_{nat} &= 2100 \text{ kg/m}^3 \\ \phi &= 30^\circ \\ c' &= 2.60 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Litotipo 5

Marna siltitica con scarsi livelletti sabbiosi e arenaria da siltitica a grossolana in cemento calcareo da fratturata a pressoché integra. Litotipo duro e lapideo praticamente incompressibile e impermeabile, presenta ottime proprietà geomeccaniche.

Lungo ciascuna verticale di sondaggio, l'ammasso roccioso è stato indagato tramite la classificazione geomeccanica di Bieniawski, consentendo una prima definizione qualitativa della roccia. La determinazione dei parametri di resistenza al taglio e del modulo di elasticità E_i , è stata ottenuta mediante il criterio di Hoek-Brown.

Anche in questo caso i dati sono stati elaborati con la formula proposta da Cherubini & Orr (1999).

Analoga trattazione è stata eseguita con i dati delle masse volumiche e delle Resistenze a Compressione Monoassiale (RCU) misurate in laboratorio e con il parametro RQD rilevato in situ durante la campagna geognostica.

Sondaggio n.	$RMR_{base}/2$	Classe	Qualità
S5	77	II	Buona
S6	63	II	Buona
S7	58	III	Discreta
S8	65	II	Buona

$$\begin{aligned}\gamma_{nat} &= 2262 \text{ kg/m}^3 \\ \phi' &= 48^\circ \\ c' &= 2.30 \text{ kg/cm}^2 \\ E_i &= 2080 \text{ MPa} \\ RCU &= 9.16 \text{ MPa} \\ RQD &= 69\%\end{aligned}$$

12 PIANO OPERATIVO DELLE INDAGINI

Nell'ottica di un intervento di risanamento delle fondazioni del manufatto esistente, in fase di redazione della progettazione definitiva ed esecutiva, si renderà necessaria una integrazione alla campagna di indagini svolta nel 2007, ed illustrata nel presente studio, volta ad una caratterizzazione più approfondita della coltre superficiale di alterazione della marna.

Al fine di perfezionare la definizione del modello geologico e geotecnico a cui si è pervenuti in via preliminare, si illustra il propedeutico piano delle indagini geognostiche *in situ*, corredato da opportune prove di laboratorio, ritenuto adeguato all'intervento in progetto.

GUASILA I	
INDAGINI IN SITU	
<i>Prestazione</i>	<i>Quantità</i>
Perforazione ad andamento verticale a carotaggio continuo fino ad intercettare il substrato semilapideo o lapideo.	3 (24 metri)
Standard Penetration Test (SPT)	3 (1 per sondaggio da eseguire sul Litotipo 3)
PROVE DI LABORATORIO	
Determinazione della massa volumica naturale con pesata idrostatica compresa la paraffinatura del campione	3
Prova di taglio diretto con velocità inferiore a 0.002 mm/min su tre provini	3
Prova di consolidazione edometrica ad incrementi di carico controllati, con il mantenimento di ogni gradino di carico per un intervallo di tempo ≤ 24 h per un numero di 7 incrementi in fase di carico per ogni ciclo	3
Classificazione terre CNR UNI 10006 (comprese le prove, limiti di Atterberg e granulometria per via umida)	2

GUASILA II	
INDAGINI IN SITU	
<i>Prestazione</i>	<i>Quantità</i>
Perforazione ad andamento verticale a carotaggio continuo fino ad intercettare il substrato semilapideo o lapideo.	3 (24 metri)
Standard Penetration Test (SPT)	3 (1 per sondaggio da eseguire sul Litotipo 3)
PROVE DI LABORATORIO	
Determinazione della massa volumica naturale con pesata idrostatica compresa la paraffinatura del campione	3
Prova di taglio diretto con velocità inferiore a 0.002 mm/min su tre provini	3
Prova di consolidazione edometrica ad incrementi di carico controllati, con il mantenimento di ogni gradino di carico per un intervallo di tempo ≤ 24 h per un numero di 7 incrementi in fase di carico per ogni ciclo	3
Classificazione terre CNR UNI 10006 (comprese le prove, limiti di Atterberg e granulometria per via umida)	2

13 CONCLUSIONI

Il presente studio, che andrà affinato nei successivi livelli progettuali, ha consentito la ricostruzione litostratigrafica in corrispondenza del sedime dei manufatti esistenti, contraddistinto da litotipi incoerenti o semicoerenti sovrapposti a litotipi da semilapidei a lapidei in facies marnosa.

Nella fattispecie, in via preliminare, il piano di posa delle fondazioni è stato individuato in corrispondenza di litotipi marnoso arenacei intensamente alterati, interessati da frequenti e repentine variazioni granulometriche, con preponderanza della frazione medio-fine che caratterizza il deposito come un'argilla-limosa o un limo-argilloso. Le percentuali in sabbia contenute nei livelli più arenacei sono estremamente variabili e localmente conferiscono al deposito una buona resistenza al taglio.

D'altro canto, in concomitanza di eventi meteorici mediamente intensi la presenza di frazioni fini argilloso-limose, anche in piccole percentuali, in seno ai terreni granulari, pur conferendo al deposito nel suo complesso una discreta coesione ne riduce sensibilmente la permeabilità con conseguente aumento delle sovrappressioni interstiziali causate da interventi, quali scavi, e riduzione della resistenza al taglio.

In corso d'opera, sarà dunque necessario prevedere un adeguato sistema di smaltimento delle acque di ruscellamento superficiale, anche al fine di ridurre sensibilmente il rischio che si formino ristagni idrici conseguenti alle elevate proprietà igroscopiche della coltre argilloso-limosa al contatto con le fondazioni.

Ne consegue che sono da scongiurare lunghi tempi di permanenza degli scavi aperti, in quanto le caratteristiche di resistenza dei litotipi indagati potrebbero subire un repentino processo di decadimento a seguito dell'esposizione del fronte agli agenti esogeni.

La presente relazione ha preso in esame uno stato di fatto ed ha inteso evidenziare le problematiche tecniche che si potranno incontrare; tuttavia la definizione del modello geologico-geotecnico e idrogeologico andrà affinato a seguito dei necessari approfondimenti propri dei livelli di progettazione successiva.

Cagliari, 22.04.2015

Il geologo

Barbara Mascia