



# ANAS S.p.A.

DIREZIONE REGIONALE PER LA SICILIA

## PA17/08

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 - Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121

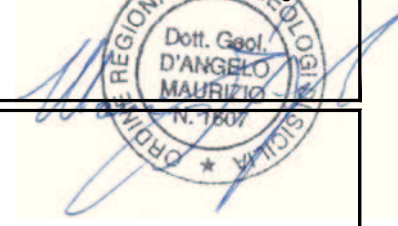
### Bolognetta S.c.p.a.

Contraente Generale:  
Ing. Pierfrancesco Paglini

BOLOGNETTA S.c.p.a.

Il Responsabile Ambientale:  
Dott. Maurizio D'angelo

## PERIZIA DI VARIANTE



Titolo elaborato:

### "TRATTO SCORCIAVACCHE" GEOLOGIA, GEOTECNICA E SISMICA GEOTECNICA E SISMICA Relazione geotecnica

Codice Unico Progetto (CUP) : F41B03000230001

Codice elaborato:	OPERA	ARGOMENTO	DOC. E PROG.	FASE	REVISIONE
PA17/08	S V	G T	R T 0 3	5	0

CARTELLA:	FILE NAME:	NOTE:	PROT.	SCALA:
	SVGTRT03	1=1	4   1   3   7	-
5				
4				
3				
2				
1				
0	PRIMA EMISSIONE		Ottobre 2017	C. Terrioti   S. Fortino   D. Tironi
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO   VERIFICATO   APPROVATO

Il Progettista Responsabile Prof. Ing. Mario Manassero 	Il Geologo Dott. Fabio Brunamonte 	Il Coordinatore per la Sicurezza in fase di esecuzione: Ing. Francesco Cocciantè 	Il Direttore dei Lavori: Ing. Sandro Favero 
---	--	--	--

ANAS S.p.A.		VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	
DATA:	PROTOCOLLO:	Dott. Ing. Ettore de Cesbron de la Grennelais	
CODICE PROGETTO	LO410C E 1101		

## INDICE

1	PREMESSA .....	3
1.1	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	4
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
2	QUADRO GEOLOGICO DI SINTESI E DEFINIZIONE DELLE FORMAZIONI GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO .....	6
2.1	FORMAZIONI GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO .....	7
3	INDAGINI GEOTECNICHE .....	9
3.1	CAMPAGNA D’INDAGINE 2009 - 2010 .....	9
3.2	CAMPAGNA D’INDAGINE INTEGRATIVA 2011 .....	10
3.3	CAMPAGNA D’INDAGINE 2015 - 2016.....	11
3.4	CAMPAGNA D’INDAGINE 2017.....	13
4	MONITORAGGIO PIEZOMETRICO E SINTESI DELL’ASSETTO IDROGEOLOGICO .	15
4.1	MONITORAGGIO PIEZOMETRICO .....	15
4.2	SINTESI DELL’ASSETTO IDROGEOLOGICO .....	20
5	MONITORAGGIO INCLINOMETRICO E SINTESI DEL QUADRO DEFORMATIVO .....	22
5.1	MONITORAGGIO INCLINOMETRICO .....	22
5.2	SINTESI DEL QUADRO DEFORMATIVO A LIVELLO LOCALE.....	26
6	DEFINIZIONE DELL’INPUT SISMICO .....	28
6.1	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA .....	29
6.2	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL’AREA .....	29
7	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	31
7.1	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI COSTITUENTI IL SOTTOSUOLO.....	31
7.1.1	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA.....	31
7.1.2	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ.....	33
7.2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE DEL RILEVATO .....	36
7.3	FORMAZIONE R – RIPORTO.....	39
7.4	FORMAZIONE B – COLTRE .....	40
7.4.1	PARAMETRI DI RESISTENZA.....	41
7.4.2	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ.....	41
7.5	FORMAZIONE A – STRATO DI BASE .....	42
7.5.1	PARAMETRI DI RESISTENZA.....	43
7.5.2	CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ.....	44

8	BACK ANALYSIS .....	70
8.1	SEZIONE 575 .....	71
8.1.1	CALIBRAZIONE DEI PARAMETRI DI RESISTENZA RESIDUI.....	71
8.1.2	RICOSTRUZIONE DEL CINEMATISMO D1 .....	76
8.1.3	VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI RESISTENZA RAPPRESENTATIVI DELLE CONDIZIONI ATTUALI	78
8.2	SEZIONE 570 .....	80
8.2.1	RICOSTRUZIONE DEL CINEMATISMO D2 .....	80
8.2.2	VALUTAZIONE DEI PARAMETRI DI RESISTENZA RAPPRESENTATIVI DELLE CONDIZIONI ATTUALI	82
9	SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI ADOTTATI .....	85
10	BIBLIOGRAFIA .....	87

## 1 PREMESSA

Nella presente relazione si illustra la caratterizzazione geotecnica a supporto della progettazione esecutiva del rifacimento del rilevato di approccio al viadotto “Scorciavacche 2” dell’asse principale della S.S. 121 e delle relative opere di consolidamento nel tratto compreso tra la Progr. 11+140 e la Progr. 11+509.

La necessità di ricostruire il rilevato tra la Progr. 11+300 e la Progr. 11+509 e di eseguire opportune opere di consolidamento tra la Progr. 11+140 e la Progr. 11+509 si pone in quanto il manufatto stradale, realizzato e completato nel 2014 sulla base del Progetto Esecutivo del Lotto funzionale n. 2 dei “Lavori di ammodernamento della Strada Statale 121”, è stato interessato, tra la fine del 2014 ed i primi mesi del 2015, da due importanti fenomeni di dissesto, che ne hanno compromesso l’utilizzo e che hanno evidenziato condizioni geotecniche del sottosuolo più critiche di quelle previste nel sopra menzionato Progetto Esecutivo.

In particolare, tra la fine del dicembre 2014 ed i primi giorni del gennaio 2015, in corrispondenza del tratto di approccio alla spalla nord del viadotto “Scorciavacche 2” (all’incirca tra la Progr. 11+500 e la Progr. 11+450) si è verificato un primo significativo dissesto (denominato “D1”), che ha determinato abbassamenti di oltre 2 m della superficie della carreggiata, con sensibile danneggiamento del manto stradale.

Successivamente, nel febbraio 2015 un secondo dissesto (denominato “D2”) si è verificato nel tratto di rilevato compreso tra le progressive Progr. 11+357 e Prog. 11+395.

Tracce di fessurazioni sono state rilevate sul manto stradale anche nel tratto di rilevato compreso tra le due porzioni interessate dai dissesti avvenuti.

A seguito dei suddetti fenomeni di dissesto il Tribunale di Termini Imerese ha avviato un procedimento giudiziario nel corso del quale il Prof. Ing. Airò Farulla e l’Ing. Cassarà hanno compiuto una Consulenza Tecnica per l’Ufficio del G.I.P. Dott. Michele Guarnotta supportata da indagini, accertamenti tecnici ed attività di monitoraggio integrative che hanno consentito di approfondire, a scala locale, il quadro delle caratteristiche geotecniche del sottosuolo.

Successivamente, il tratto di rilevato all’incirca compreso tra la Progr. 11+360 e la Progr. 11+509 è stato in buona parte smantellato.

Ad ulteriore integrazione delle indagini condotte, nel corso dei mesi di maggio - giugno 2017 gli scriventi hanno pianificato nell’area oggetto di studio l’esecuzione di ulteriori sondaggi geotecnici, che allo stato attuale è stato possibile realizzare solo in parte a causa di problematiche di accesso (diniego da parte della proprietà). Inoltre, sempre nel corso dei

mesi di maggio - giugno 2017 è stata eseguita una nuova campagna di lettura inclinometrica e piezometrica in corrispondenza degli strumenti di monitoraggio disponibili; gli esiti di tale campagna sono riportati nella “Relazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica”, alla quale si rimanda altresì per l’inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico di dettaglio dell’area di interesse progettuale.

In sintesi, il presente documento affronterà i seguenti temi:

- definizione delle formazioni geotecniche di riferimento;
- descrizione delle indagini in sito e di laboratorio eseguite nelle diverse campagne di indagine ed interpretazione dei risultati ottenuti;
- sintesi dei risultati delle attività di monitoraggio;
- sismica del sito;
- presentazione dei risultati derivati da “back analysis” finalizzate alla determinazione dei parametri di resistenza residua dei terreni interessati da fenomeni deformativi concentrati all’interno di livelli di spessore discreto (i.e. “shear band”);
- definizione dei parametri geotecnici di progetto per le formazioni geotecniche di interesse.

## 1.1 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Il presente documento si basa sui seguenti documenti di riferimento.

- [1] Progetto di rifacimento del rilevato Scorciavacche – dal km 11+140 al km 11+509. “Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica”. Luglio 2017.
- [2] Tribunale di Termini Imerese – Sezione GIP. Procedimento Penale N. 1995/15 R.G. notizie di reato N. 1632/15 R.G. G.I.P.. G.I.P. Dott. Michele Guarnotta. “Lavori di ammodernamento della Strada Statale 121 – Lotto funzionale n. 2. Allegato G – Indagini Geotecniche e Geologiche, Tomografie elettrica 3D” alla “Relazione di consulenza tecnica”. Luglio 2016.
- [3] Progetto di rifacimento del rilevato Scorciavacche – dal km 11+140 al km 11+509. “Carta geologica”. Luglio 2017.
- [4] Progetto di rifacimento del rilevato Scorciavacche – dal km 11+140 al km 11+509. “Profilo geologico”. Luglio 2017.
- [5] Progetto di rifacimento del rilevato Scorciavacche – dal km 11+140 al km 11+509. “Sezioni geologiche”. Luglio 2017.

- [6] Progetto di rifacimento del rilevato Scorciavacche – dal km 11+140 al km 11+509. “Planimetria ubicazione indagini geognostiche”. Luglio 2017.
- [7] Progetto di rifacimento del rilevato Scorciavacche – dal km 11+140 al km 11+509. “Relazione tecnica e di calcolo opere OS90NEW, OS90A, OS92 dal km 11+140 al km 11+509”. Luglio 2017.

## 1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la redazione del presente documento si è fatto riferimento alle seguenti norme.

NT\_01 D.M. 14 gennaio 2008: *“Nuove Norme tecniche per le costruzioni”*.

NT\_02 Circolare 2 febbraio 2009, n°617 – *Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008.*

## **2 QUADRO GEOLOGICO DI SINTESI E DEFINIZIONE DELLE FORMAZIONI GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO**

Nell'ambito di riferimento progettuale oggetto del presente elaborato sono state individuate le seguenti formazioni geologiche naturali di principale interesse (vedi doc. [1]), la cui successione è desumibile dalle sezioni e dai profili geologici (docc. [3]÷[5]):

### **UNITA' b e bn – Depositi torrentizi e depositi torrentizi terrazzati**

Sedimenti presenti in corrispondenza del reticolo idrografico attuale, costituiti da alternanze irregolari di sabbie e ghiaie con limi argillosi, a tratti prevalenti. Depositi eterogenei e con spiccata variabilità areale; spessore nell'ordine di alcuni metri (b).

Sedimenti alluvionali posti a quote superiori al reticolo attuale e non riferibili ai fenomeni di modellamento attuale ad opera delle acque di scorrimento incanalato. Alternanze di ghiaie e sabbie prevalenti, inglobanti localmente ciottoli, con interposizione di orizzonti limoso-argillosi. Alla sommità è presente generalmente un livello limoso-argilloso pedogenizzato. Spessore accertato di alcuni metri. Le indagini condotte in sede giudiziaria hanno rilevato la presenza dei depositi terrazzati anche al disotto dell'impronta del tracciato stradale in esame (bn).

### **UNITA' b2 – Coltri detritico-colluviali**

Terreni sciolti, prevalentemente a granulometria limoso-argillosa, localmente inglobanti clasti eterometrici, derivanti dall'alterazione in posto delle litologie del substrato, a cui fa seguito il rapido rimaneggiamento ed un eventuale limitato trasporto ad opera delle acque di scorrimento superficiale non incanalate. In prossimità del fondovalle costituiscono una copertura pressoché continua con spessori accertati variabili da alcuni metri a circa 10 m da p.c..

### **UNITA' AVF' – Alterazione delle Argille varicolori inferiori**

Orizzonte superiore di alterazione del substrato costituito dalle Argille varicolori. Limo argilloso sabbioso di colore avana, grigiastro o localmente marrone rossastro, inglobante inclusi litici e, localmente, con originaria struttura a scaglie sottili in parte riconoscibile. Caratteristiche e consistenza del terreno sono condizionate dallo sviluppo dei fenomeni di alterazione connessi ai circuiti idrici nei terreni sovrastanti e dallo stato deformativo del

pendio. Le discontinuità tra le scaglie sono generalmente aperte e ospitano una significativa circolazione idrica. Spessore riconosciuto in sondaggio  $1 \div 3$  m.

### **UNITA' AVF –Argille varicolori inferiori**

Argille e marne di colore grigio verdastro o rossastro, argilliti policrome a tratti laminate con intercalazioni di marne verdastre, calcareniti e brecce calcaree. Depositi con giacitura generalmente caotica e struttura a scaglie derivante dall'intensa tettonizzazione subita. Spessore noto  $50 \div 180$  m.

## **2.1 FORMAZIONI GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO**

Dal punto di vista geotecnico, le unità geologiche riportate nel precedente Paragrafo possono essere suddivise nelle seguenti formazioni di riferimento:

### **FORMAZIONE A – Strato di base**

Formazione geotecnica corrispondente all'unità geologica AVF delle Argille varicolori inferiori.

Terreni ad elevata consistenza, talvolta lapidea, fortemente sovraconsolidati, caratterizzati da struttura scagliettata.

### **FORMAZIONE B – Coltre**

Formazione geotecnica che raggruppa le unità geologiche delle coltri detritico-colluviali (b2), dei depositi torrentizi (b, bn) e della fascia alterata delle argille varicolori (AVF').

La formazione raggruppa terreni caratterizzati da una notevole eterogeneità: la loro composizione varia da quella della sabbia con ghiaia e blocchi, tipica delle unità b e bn, a quella delle argille limose (e.g. inclusioni a grana fine all'interno delle unità b e bn, coltri detritico-colluviali (b2), fascia alterata delle argille varicolori (AVF')).

All'interno di tale formazione sono state rilevate fasce di spessore discreto sottoposte ad elevati fenomeni deformativi (i.e. “shear band”) nelle quali sono state superate le condizioni di resistenza di picco e sono pertanto mobilitabili valori della resistenza al taglio ridotti, sino al raggiungimento della resistenza residua.



I materiali antropici utilizzati per la costruzione dei rilevati sono definiti all'interno della seguente formazione geotecnica di riferimento:

### **FORMAZIONE R – Riporto e corpo stradale**

La formazione comprende sia il materiale da costruzione del rilevato stradale e dell'opera di sostegno in terra rinforzata OS92, attualmente presenti in sito tra la Progr. 11+140 e la Progr. 11+300 e di cui è previsto il mantenimento, sia il materiale da costruzione della porzione di rilevato stradale compreso tra la Progr. 11+300 e la Progr. 11+509, dell'opera di sostegno in terra rinforzata OS90NEW e della scarpata naturale OS90A, attualmente in progetto (vedi doc. [7]).

Per il tratto di rilevato di cui è previsto il rifacimento si prevede l'impiego di materiale appartenente alle classi A1-a o A1-b di cui alla norma CNR-UNI 10006.

All'interno di tale formazione sono state altresì ricomprese le piste per mezzi di cantiere ed i sottofondi stradali della viabilità esistente.

### 3 INDAGINI GEOTECNICHE

Nell'area oggetto del presente progetto sono state eseguite le seguenti campagne d'indagine geotecniche:

- campagna d'indagine 2009 – 2010 a supporto del Progetto Definitivo;
- campagna d'indagine integrativa 2011 a supporto del Progetto Esecutivo;
- campagna d'indagine integrativa 2015 – 2016, eseguita in sede di procedimento giudiziario;
- sondaggio integrativo 2017.

L'ubicazione delle indagini eseguite è riportata nel doc. [6].

#### 3.1 CAMPAGNA D'INDAGINE 2009 - 2010

Durante la campagna d'indagine 2009 – 2010, nell'area di interesse progettuale sono state eseguite le seguenti indagini:

- n° 2 sondaggi geotecnici a carotaggio continuo denominati SC2Pz (piezometro a tubo aperto) e SC1DH (prova sismica tipo Down Hole) di lunghezza pari a 35 m;
- n° 1 piezometro di tipo a Tubo Aperto di lunghezza 35.0 m;
- n° 1 prova sismica tipo Down Hole di lunghezza 35.0 m;
- n° 2 prove penetrometriche statiche CPT denominate CTP13 e CPT14, eseguite in posizione molto prossima, ancorché esterna, all'area di interesse progettuale;
- n° 2 traverse sismiche a rifrazione con restituzione tomografica (Tomo 23-24) eseguite in posizione molto prossima, ancorché esterna, all'area di interesse progettuale;
- n°1 MASW denominata Masw3A, eseguita in posizione molto prossima, ancorché esterna, all'area di interesse progettuale.

Durante le perforazioni dei sondaggi sono state eseguite le seguenti attività:

- catalogazione e ripresa fotografica del materiale recuperato;
- accurato riconoscimento stratigrafico, geotecnico e geomeccanico dei materiali;
- esecuzione di determinazioni speditive sulle caratteristiche di consistenza dei materiali (Pocket Penetrometer);

- prelievo di campioni indisturbati (negli strati coesivi) per l'esecuzione di prove di laboratorio.

Nella seguente tabella sono sintetizzati i sondaggi eseguiti nell'area di interesse durante la campagna geognostica 2009 – 2010.

**Sondaggi campagna geognostica 2009 - 2010**

Sondaggio	Profondità [m]	N. campioni indisturbati[n.]	Piezometro [m]	Prova Down-Hole [m]
SC2Pz	35.0	3	TA [0+35 m]	-
SC1DH	35.0	3	-	35.0

TA: piezometro del tipo a tubo aperto (profondità tratto filtrante).

Nella tabella seguente sono sintetizzate le prove penetrometriche statiche a punta meccanica eseguite nell'area di interesse durante la campagna geognostica 2009 – 2010. Tutte le prove sono state sospese per disancoraggio dal terreno.

**Prove penetrometriche statiche, campagna geognostica 2009 - 2010**

Indagine	Profondità [m]
CPT13	7.20
CPT14	9.00

### 3.2 CAMPAGNA D'INDAGINE INTEGRATIVA 2011

Nel 2011, per la redazione del Progetto Esecutivo è stata eseguita una nuova campagna d'indagine, che aveva tra i propri obiettivi quello di approfondire la conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei terreni presenti in corrispondenza del viadotto Scorciavacche 2.

Nel corso della campagna di indagine, in posizione molto prossima all'area oggetto del presente progetto sono state eseguite n° 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica (CPTE) spinte sino a una profondità tale da ottenere il rifiuto strumentale (vedi Tabella seguente).

**Prove penetrometriche statiche a punta elettrica CPTE campagna geognostica 2011**

Indagine	Profondità [m]
CPTE1	8.53
CPTE2	4.39

### **3.3 CAMPAGNA D'INDAGINE 2015 - 2016**

In sede di procedimento giudiziario, sotto la supervisione del Prof. Ing. Airò Farulla e dell'Ing. Cassarà, Consulenti Tecnici del G.I.P. Dott. Guarnotta, è stata eseguita una nuova campagna di indagine principalmente finalizzata alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione dei tratti di rilevato interessati dai dissesti D1 e D2 ed alla caratterizzazione geotecnica dei materiali da costruzione utilizzati per la realizzazione del rilevato.

A tale scopo sono stati eseguiti:

- n° 7 sondaggi geognostici a carotaggio continuo e n° 10 sondaggi a distruzione di nucleo per l'installazione di strumenti di monitoraggio;
- n° 6 scavi esplorativi, immediatamente a monte ed immediatamente a valle dei due dissesti osservati, denominati rispettivamente PM1+PM3 e P1+P3;
- n° 6 prove CPTU, denominate S2, S4, S7, S10, S12 e S15;

Durante le perforazioni dei sondaggi a carotaggio continuo sono state eseguite le seguenti attività:

- catalogazione e ripresa fotografica del materiale recuperato;
- riconoscimento stratigrafico, geotecnico e geomeccanico dei materiali;
- esecuzione di determinazioni speditive sulle caratteristiche di consistenza dei materiali (Pocket Penetrometer);
- prelievo di campioni indisturbati (negli strati coesivi) per l'esecuzione di prove di laboratorio;
- prelievo di campioni rimaneggiati per l'esecuzione di prove di laboratorio.

Per la misura delle pressioni interstiziali alla base del rilevato e nei terreni di fondazione sono stati installati n° 10 piezometri Casagrande e n° 3 piezometri a tubo aperto.

Per la misura degli spostamenti in profondità sono stati installati n° 4 inclinometri a sonda removibile, mentre per il controllo degli spostamenti in superficie è stata predisposta una rete di punti di misura monitorati con rilievi topografici di superficie.

Nella seguente tabella sono sintetizzati i sondaggi a carotaggio continuo eseguiti durante la campagna geognostica del 2015 – 2016 e le relative prove in sito.

**Sondaggi a carotaggio continuo, campagna d'indagine 2015 – 2016**

Sondaggio	Profondità [m]	N. campioni indisturbati [n.]	N. campioni rimaneggiati [n.]	Piezometro [m]	Inclinometro [m]
S1a	20.0	5	16	PC [13.50÷13.25]	-
S3	20.0	4	28		20.0
S6	15.0	3	14		15.0
S9	18.3	3	18	PC [3.45÷3.20]	
S11	15.0	4	20		15.0
S14	10.3	4	13		10.0
S18	14.5	2	19	PA [4.5]	
PA: piezometro del tipo a tubo aperto [profondità tratto filtrante] PC: piezometro Casagrande [profondità di installazione della cella]					

Nella seguente Tabella sono sintetizzati i sondaggi a distruzione di nucleo eseguiti durante la campagna del 2015 – 2016 e le relative strumentazioni installate.

**Sondaggi a distruzione di nucleo, campagna d'indagine 2015 – 2016**

Sondaggio	Profondità [m]	Piezometro [m]
S1b	8.2	PC [7.50÷7.25]
S5a	8.7	PC [8.30÷8.05]
S5b	17.0	PC [16.50÷16.25]
S8a	4.0	PC [3.20÷2.95]
S8b	7.0	PC [6.20÷5.95]
S8c	7.0	PA [7.0]
S13	5.6	PC [5.05÷4.80]
S16a	3.0	PC [1.80÷1.55]
S16b	5.0	PC [4.20÷3.95]
P2		PA [6.1]
PA: piezometro del tipo a tubo aperto [profondità tratto filtrante] PC: piezometro Casagrande [profondità di installazione della cella]		

Durante l'esecuzione delle trincee esplorative sono stati prelevati campioni a blocco nei terreni a grana fine. In corrispondenza della trincea P2, al momento della chiusura si è proceduto all'installazione di un piezometro a tubo aperto.

Nella seguente Tabella è indicata la profondità raggiunta dalle prove CPTU eseguite durante la campagna 2015 – 2016.

**Prove penetrometriche statiche CPTU, campagna di indagine 2015 – 2016.**

Nome CPTU	Profondità raggiunta [m]
S2	14.3
S4	3.5
S7	5.8
S10	14.0
S12	12.9
S15	6.0

Al fine di caratterizzare i materiali utilizzati per la costruzione del rilevato sono state eseguite le seguenti indagini:

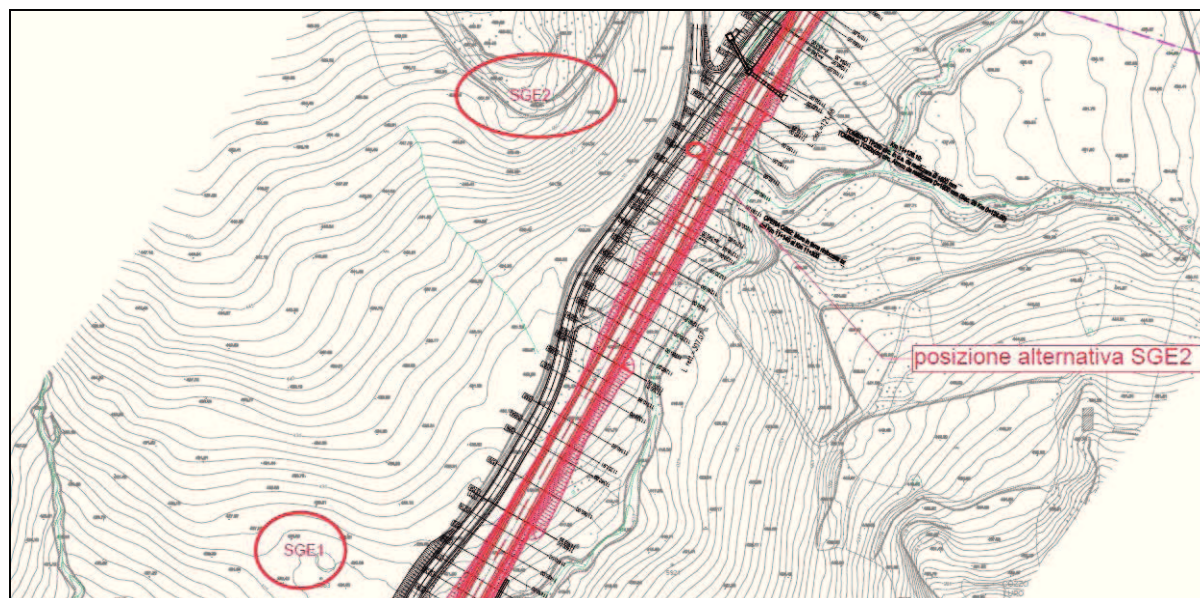
- n° 7 prove penetrometriche dinamiche DPSH;
- n° 12 prove di carico su piastra;
- n° 1 prova di permeabilità di tipo “Matsuo”,

oltre a prove di classificazione e prove di compattazione di tipo Proctor.

Infine, nel corso della campagna di indagine 2015 - 2016 è stata eseguita una tomografia elettrica tridimensionale del tratto di rilevato della S.S. 121 interessato dai dissesti e di una striscia di terreno a valle di questo.

### 3.4 CAMPAGNA D'INDAGINE 2017

Ad ulteriore approfondimento del quadro conoscitivo delle caratteristiche del sottosuolo, gli scriventi hanno pianificato l'esecuzione di due ulteriori sondaggi geotecnici a carotaggio continuo (denominati SGE1-SGE2), di cui si riporta l'ubicazione nella sottostante Figura 1.



**Figura 1** Ubicazione planimetrica indicativa dei sondaggi previsti nella campagna di indagine 2017.

Allo stato attuale è stata eseguita la sola verticale di indagine SGE2 (successivamente rinominata S1\_SCR) nella posizione indicata come “alternativa” nella soprastante Figura 1,

mentre non è stato possibile eseguire la verticale SGE1 a causa di problematiche di accesso (diniego da parte della proprietà).

Durante la perforazione del sondaggio S1\_SCR, spinta fino a 20 m di profondità, sono state eseguite le seguenti attività:

- catalogazione e ripresa fotografica del materiale recuperato;
- accurato riconoscimento stratigrafico, geotecnico e geomeccanico dei materiali;
- esecuzione di determinazioni speditive sulle caratteristiche di consistenza dei materiali (Pocket Penetrometer, Vane Test).

#### 4 MONITORAGGIO PIEZOMETRICO E SINTESI DELL'ASSETTO IDROGEOLOGICO

Nell'area di interesse per il presente progetto sono state eseguite le seguenti campagne di monitoraggio:

- campagna di monitoraggio piezometrico 2009 – 2010 a base del Progetto Definitivo;
- campagna di monitoraggio piezometrico ed inclinometrico 2015 – 2016, eseguita in sede di CTU;
- aggiornamento dei dati di monitoraggio maggio – giugno 2017.

Nel seguito saranno presentate le letture piezometriche eseguite nelle diverse campagne di monitoraggio. La presentazione dei dati di monitoraggio sarà completata da una sintesi descrittiva dell'assetto idrogeologico del sito in esame.

L'ubicazione della strumentazione è riportata nel doc. [6].

##### 4.1 MONITORAGGIO PIEZOMETRICO

Nella seguente tabella vengono riportate le letture piezometriche eseguite sul piezometro a tubo aperto SC2Pz installato nel corso della campagna del 2009 – 2010. Le letture sono espresse sia in quota assoluta (m s.l.m.) sia in quota relativa (profondità dal p.c.).

Letture piezometriche campagna geognostica 2009 - 2010

<b>Misura</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>
<b>Data</b>	<i>mar-10</i>	<i>mag-10</i>	<i>lug-10</i>	<i>set-10</i>	<i>nov-10</i>	<i>gen-11</i>	<i>feb-11</i>	<i>nov-11</i>
<b>m p.c.</b>	<b>1,50</b>	<b>2,78</b>	<b>3,43</b>	<b>3,48</b>	<b>2,86</b>	<b>2,74</b>	<b>2,74</b>	<b>2,96</b>
<b>m s.l.m</b>	<b>412,67</b>	<b>411,39</b>	<b>410,74</b>	<b>410,69</b>	<b>411,31</b>	<b>411,43</b>	<b>411,43</b>	<b>411,43</b>

Successivamente, ulteriori misure dei livelli piezometrici sono state eseguite sui piezometri installati nel corso della campagna geognostica 2015 – 2016. Nelle seguenti tabelle vengono riportate le misure di soggiacenza effettuate.



**Lecture piezometriche campagna di monitoraggio 2015 - 2016**

*Piezometro Casagrande S1a. Profondità massima della cella piezometrica rispetto al piano campagna: 13.48 m.*

Data	canna 1	canna 2
27/10/2015	9.95	9.95
12/11/2015	9.37	9.4
17/11/2015	9.19	9.19
02/12/2015	9.17	9.18
21/12/2015	9.22	9.22
13/01/2016	9.24	9.24
20/01/2016	9.35	9.38
27/01/2016	9.41	9.41
15/02/2016	9.51	9.51
02/03/2016	9.63	9.64

*Piezometro Casagrande S1b. Profondità massima della cella piezometrica rispetto al piano campagna: 7.67 m.*

Data	canna 1	canna 2
12/11/2015	7.19	7.2
17/11/2015	7.07	7.07
02/12/2015	7.17	7.17
21/12/2015	7.23	7.23
13/01/2016	7.2	7.21
20/01/2016	7.1	7.1
27/01/2016	7.12	7.12
15/02/2016	7.18	7.18
02/03/2016	7.2	7.2

*Piezometro Casagrande S5a. Profondità massima della cella piezometrica rispetto al piano campagna: 8.21 m.*

Data	canna 1	canna 2
30/09/2015	2.43	2.43
27/10/2015	1.98	1.96
12/11/2015	2.02	2.01
17/11/2015	1.8	1.8
02/12/2015	1.95	1.95
21/12/2015	1.89	1.89
13/01/2016	1.87	1.87
20/01/2016	1.88	1.85
27/01/2016	1.96	1.95
15/02/2016	1.85	1.83
02/03/2016	1.98	1.98

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121" - PROGETTO DI RIFACIMENTO DEL RILEVATO SCORCIAVACCHE – DAL KM 11+140 AL KM 11+509

RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA - DAL KM 11+140 AL KM 11+509

*Piezometro Casagrande S5b. Profondità massima della cella piezometrica rispetto al piano campagna: 16.56 m.*

30/09/2015	1.89	1.89
27/10/2015	1.44	1.44
12/11/2015	1.7	1.7
17/11/2015	1.43	1.43
02/12/2015	1.49	1.49
21/12/2015	1.56	1.56
13/01/2016	1.54	1.54
20/01/2016	1.25	1.25
27/01/2016	1.53	1.52
15/02/2016	1.32	1.32
02/03/2016	1.34	1.35

*Piezometro Casagrande S8a. Profondità massima della cella piezometrica rispetto al piano campagna: 3.02 m.*

Data	canna 1	canna 2
12/11/2015	2.75	2.75
17/11/2015	2.64	2.64
02/12/2015	2.83	2.83
21/12/2015	2.91	2.91
13/01/2016	2.86	2.86
20/01/2016	2.99	2.99
27/01/2016	2.99	2.99
15/02/2016	3.01	3.01
02/03/2016	3.01	3.01

*Piezometro Casagrande S8b. Profondità massima della cella piezometrica rispetto al piano campagna: 6.06 m.*

Data	canna 1	canna 2
12/11/2015	5.19	5.2
17/11/2015	5	5
02/12/2015	5	5
21/12/2015	5	5
13/01/2016	4.98	4.98
20/01/2016	4.98	4.98
27/01/2016	5.05	5.04
15/02/2016	5.02	5.02
02/03/2016	5.06	5.06

*Piezometro a tubo aperto S8c. Profondità massima del piezometro rispetto al piano campagna: 7 m.*

Data	misura
12/11/2015	asciutto
17/11/2015	asciutto
02/12/2015	asciutto
21/12/2015	asciutto
13/01/2016	6.63
20/01/2016	6.56
27/01/2016	6.54
15/02/2016	6.42
02/03/2016	6.38

*Piezometro Casagrande S9. Profondità massima della cella piezometrica rispetto al piano campagna: 3.55 m.*

Data	canna 1	canna 2
27/10/2015	2.77	2.77
12/11/2015	2.71	2.72
17/11/2015	2.56	2.56
02/12/2015	2.63	2.63
21/12/2015	2.65	2.65
13/01/2016	2.7	2.7
20/01/2016	2.7	2.7
27/01/2016	2.71	2.71
15/02/2016	2.66	2.66
02/03/2016	2.45	2.45

*Piezometro Casagrande S13a. Profondità massima della cella piezometrica rispetto al piano campagna: 4.79 m.*

Data	canna 1	canna 2
27/10/2015	1.1	1.11
12/11/2015	1.4	1.59
17/11/2015	1.32	1.32
02/12/2015	1.22	1.22
21/12/2015	1.5	1.5
13/01/2016	1.55	1.55
20/01/2016	1.19	1.19
27/01/2016	1.4	1.4
15/02/2016	1.46	1.46
02/03/2016	1.49	1.49

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121" - PROGETTO DI RIFACIMENTO DEL RILEVATO SCORCIAVACCHE – DAL KM 11+140 AL KM 11+509

RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA - DAL KM 11+140 AL KM 11+509

*Piezometro Casagrande S16a. Profondità massima della cella piezometrica rispetto al piano campagna: 2.00 m.*

Data	canna 1	canna 2
27/10/2015	asciutto	asciutto
12/11/2015	1.58	1.58
17/11/2015	0.98	0.98
02/12/2015	0.57	0.57
21/12/2015	0.51	0.51
13/01/2016	0.47	0.47
20/01/2016	0.46	0.46
27/01/2016	0.48	0.49
15/02/2016	0.38	0.439
02/03/2016	0.07	0.07

*Piezometro Casagrande S16b. Profondità massima della cella piezometrica rispetto al piano campagna: 4.05 m.*

Data	canna 1	canna 2
27/10/2015	-0.11	-0.11
12/11/2015	0.38	0.38
17/11/2015	0.23	0.23
02/12/2015	0.51	0.51
21/12/2015	0.53	0.53
13/01/2016	0.55	0.55
20/01/2016	0.57	0.57
27/01/2016	0.6	0.6
15/02/2016	0.49	0.5
02/03/2016	0.48	0.48

*Piezometro a tubo aperto S18. Profondità massima del piezometro rispetto al piano campagna: 14.4 m.*

Data	misura
27/10/2015	2.09
12/11/2015	2.38
17/11/2015	2.33
02/12/2015	2.01
21/12/2015	2.53
13/01/2016	2.57
20/01/2016	2.18
27/01/2016	2.26
15/02/2016	2.41
02/03/2016	2.49

*Piezometro a tubo aperto P2. Profondità massima del piezometro rispetto al piano campagna: 6.12 m.*

Data	misura
13/01/2016	2.1
20/01/2016	1.15
27/01/2016	1.68
15/02/2016	1.03
02/03/2016	0.93

#### 4.2 SINTESI DELL'ASSETTO IDROGEOLOGICO

L'analisi delle letture piezometriche eseguite, unita alle osservazioni derivate dai sopralluoghi effettuati in sito, porta a ritenere che gli strati più superficiali del sottosuolo, che costituiscono la Formazione geotecnica B, denominata “Coltre” (vedi Paragrafo 2.1), e che risultano di maggiore interesse ai fini delle verifiche di stabilità del manufatto, costituiscano un sistema di falde sovrapposte, determinato da alternanze di livelli a media e bassa permeabilità, con deflusso preferenziale dell'acqua nei litotipi a più alto grado di permeabilità relativa (unità b e bn).

L'andamento delle pressioni interstiziali all'interno di tale formazione è governato da livelli piezometrici che possono raggiungere il piano di campagna e da condizioni locali di parziale confinamento idraulico (vedi considerazioni di cui al doc. [1]), che determinano l'instaurarsi di circuiti idrici permanenti nei livelli più profondi, generalmente interessati da fenomeni deformativi intensi (unità geologica/idrogeologica AVF').

Il livello di falda rappresentativo delle pressioni interstiziali agenti nella Formazione geotecnica B gioca un ruolo decisivo sulle condizioni di stabilità del versante e può essere collocato, cautelativamente ed in assenza di appositi sistemi di drenaggio e/o di riduzione delle pressioni interstiziali, in corrispondenza e/o in prossimità del piano di campagna naturale (soggiacenza compresa tra 0 e 3 m da p.c.).

Al di sotto della Formazione geotecnica B è presente l'unità idrogeologica a cui è associata la Formazione argilloso-marnosa A (“Strato di base”, vedi Paragrafo 2.1), che costituisce un substrato a bassa permeabilità in grado di delimitare inferiormente i circuiti idrici ospitati nella sequenza di terreni sovrastante.

La ricostruzione dei profili piezometrici adottati nelle diverse sezioni di calcolo utilizzate per le verifiche di stabilità dell'opera è stata pertanto derivata, in termini prudenziali, dai monitoraggi piezometrici effettuati ed è riportata negli elaborati grafici di cui ai docc. [3] e [5].

Affidamento a Contraente Generale dei “Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121” - PROGETTO DI RIFACIMENTO DEL RILEVATO SCORCIAVACCHE – DAL KM 11+140 AL KM 11+509

---

RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA - DAL KM 11+140 AL KM 11+509

Per una descrizione di maggiore dettaglio della situazione idrogeologica del sito in esame si rimanda al doc. [1].

## **5 MONITORAGGIO INCLINOMETRICO E SINTESI DEL QUADRO DEFORMATIVO**

Nell'area di interesse per il presente progetto sono state eseguite le seguenti campagne di monitoraggio:

- campagna di monitoraggio piezometrico ed inclinometrico 2015 – 2016, eseguita in sede di CTU per il procedimento giudiziario;
- aggiornamento dei dati di monitoraggio maggio – giugno 2017.

Nel seguente Paragrafo 5.1 si illustrano i dati di monitoraggio inclinometrico acquisiti, mentre nel Paragrafo 5.2 si riporta una sintesi descrittiva del quadro deformativo del sottosuolo nell'area d'intervento.

L'ubicazione della strumentazione è riportata nel doc. [6].

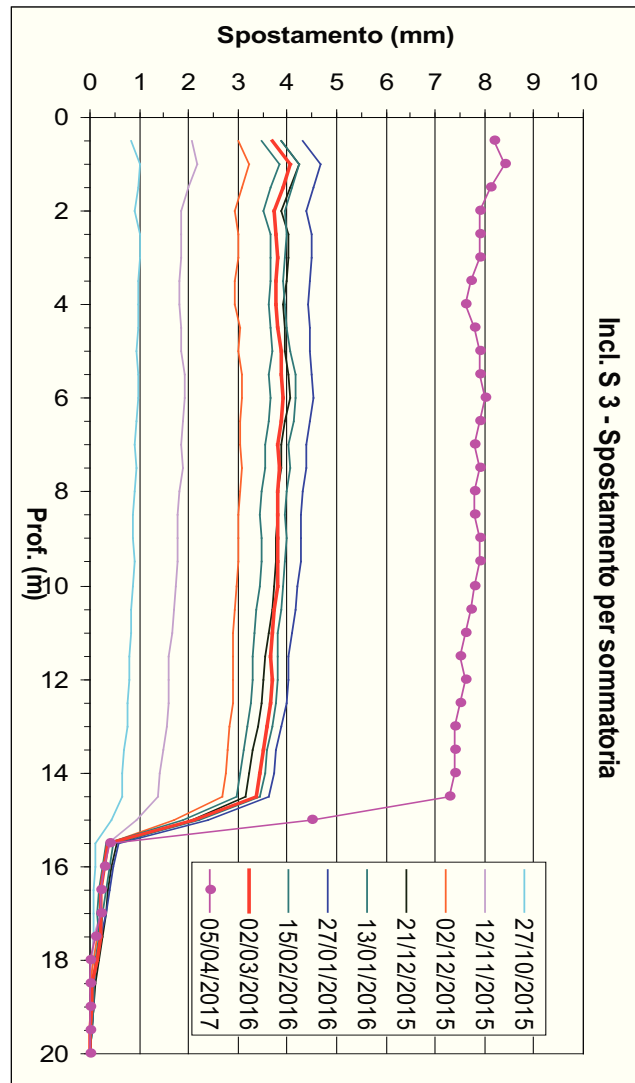
### **5.1 MONITORAGGIO INCLINOMETRICO**

Nel corso della campagna di monitoraggio 2015 – 2016 e del recente aggiornamento del 2017 sono state compiute letture di monitoraggio inclinometrico sulle verticali S3, S6, S11 e S14.

Gli strumenti sono stati collocati a monte ed a valle del rilevato in maniera tale da consentire la ricostruzione degli spostamenti nel sottosuolo lungo due sezioni di riferimento, sostanzialmente corrispondenti agli assi trasversali dei due dissesti verificatisi: gli inclinometri S3 ed S6 rilevano le condizioni osservate in corrispondenza della sezione in asse con il dissesto D1 mentre gli inclinometri S11 ed S14 rilevano le condizioni osservate in corrispondenza della sezione in asse con il dissesto D2.

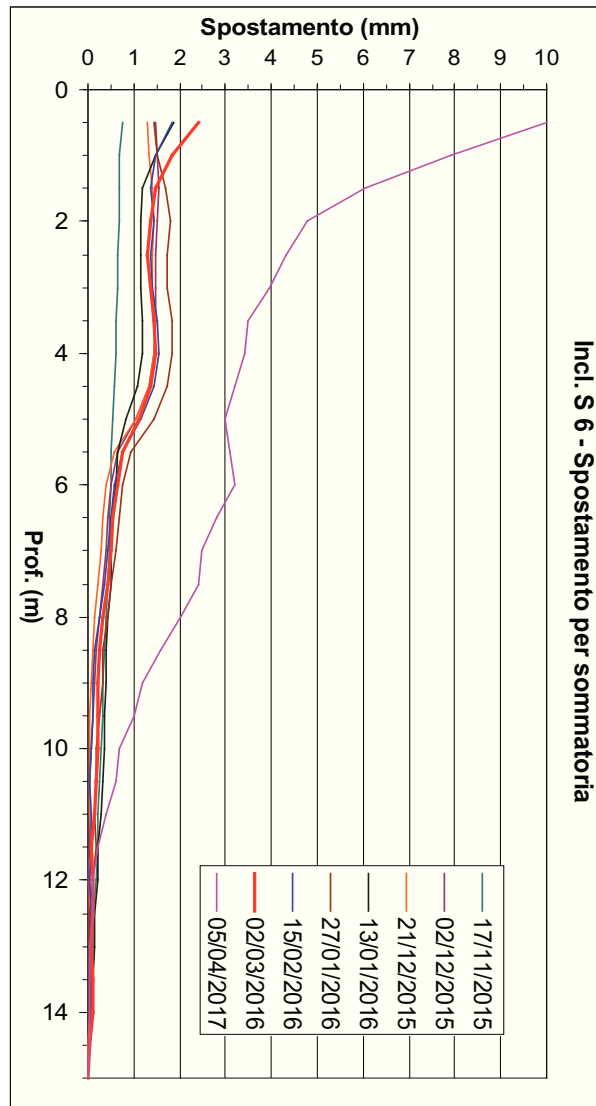
Le letture di zero dei rilievi inclinometrici sono state effettuate a partire da settembre-ottobre 2015, di conseguenza la strumentazione può aver rilevato solo la fase finale di evoluzione dei movimenti connessi direttamente ai dissesti, mentre le evidenze riscontrate, in particolare successivamente al parziale smantellamento della porzione di rilevato interessata dai cinematismi in questione, avvenuto nel corso dell'estate 2016, possono essere riferibili in parte significativa a spostamenti in atto nel sottosuolo in modo indipendente dalla presenza del carico costituito dal rilevato.

Gli esiti di tali letture così come illustrati nel doc. [1] sono riportati nelle seguenti Figure in termini di risultante degli spostamenti (i dati relativi alla misura di aprile 2017 sono stati ricevuti, informalmente ed in termini preliminari, in formato grafico).

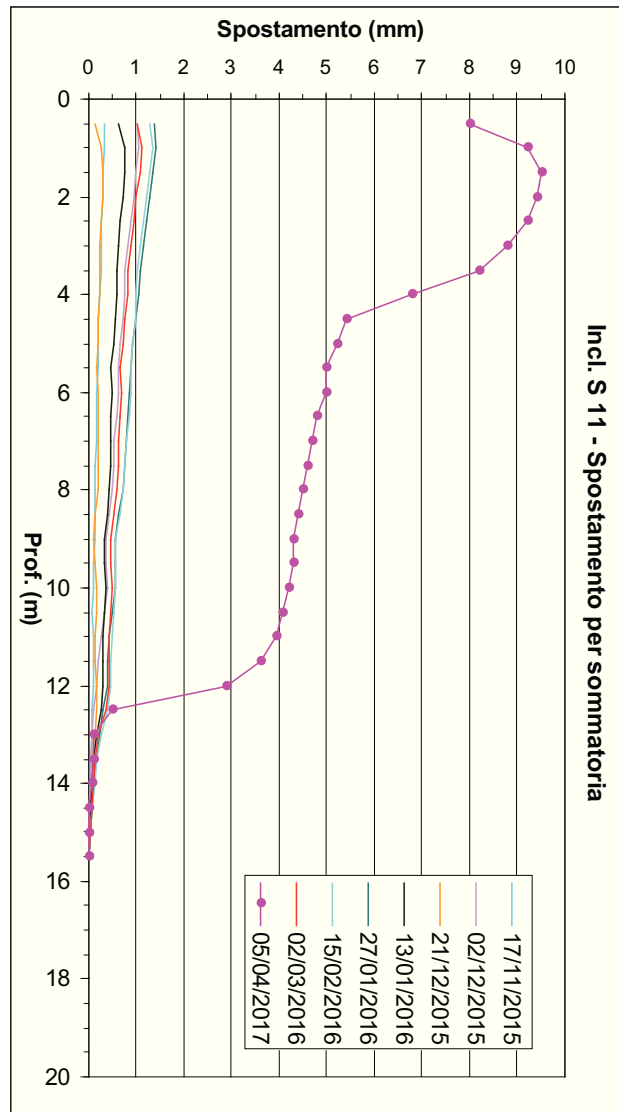


**Figura 2** Inclino metro S3, risultante degli spostamenti. Periodo di monitoraggio: settembre 2015 ÷ aprile 2017 (da doc. [1]).

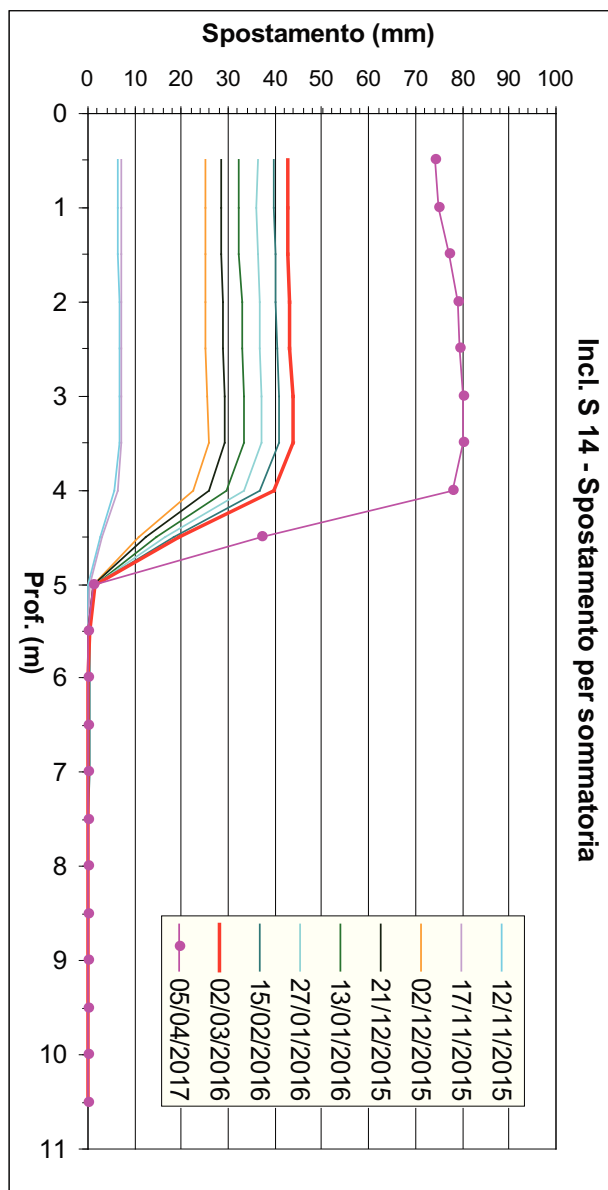




**Figura 3** Inclino metro S6, risultante degli spostamenti. Periodo di monitoraggio: novembre 2015 ÷ aprile 2017 (da doc. [1]).



**Figura 4** Inclinometro S11, risultante degli spostamenti. Periodo di monitoraggio: novembre 2015 ÷ aprile 2017 (da doc. [1]).



**Figura 5** Inclino metro S14, risultante degli spostamenti. Periodo di monitoraggio: ottobre 2015 ÷ aprile 2017 (da doc. [1]).

### 5.2 SINTESI DEL QUADRO DEFORMATIVO A LIVELLO LOCALE

Tenendo conto delle elaborazioni ottenute per ogni verticale, si può affermare che gli strumenti S3, S11 ed S14 rilevano con chiarezza spostamenti significativi relativi a movimenti tuttora in evoluzione entro una zona di taglio ben definita e piuttosto ristretta (compresa tra 1.5 e 2.0 m di spessore), in direzione prevalente nord-sud o nordovest-sudest.

Anche le misure compiute in corrispondenza dell'inclinometro S6 forniscono spostamenti in accordo, almeno in prima approssimazione, con quelli registrati sugli altri strumenti, sebbene da un'analisi più approfondita dei dati emerga che tale verticale può essere affetta da effetti di deriva strumentale nella parte più profonda.

Gli spostamenti rilevati in corrispondenza delle verticali di monitoraggio S6 ed S14 (i.e. “inclinometri di valle”), analizzati congiuntamente con le zone di innesco dei dissesti D1 e D2 in corrispondenza del piano sommitale del rilevato stradale (vedi elaborato grafico di cui al doc. [5]) e con le ulteriori evidenze di campo rilevate (e.g. superficie di scivolamento individuata nella trincea P2), consentono di ricostruire in maniera sostanzialmente univoca la geometria delle superfici di scivolamento osservate tra dicembre 2014 e marzo 2015. Tali superfici coinvolgono i terreni di fondazione appartenenti alla Formazione geotecnica B, detta “Coltre”, e si sviluppano in parte lungo piani preferenziali a giacitura sub-parallela rispetto al piano di campagna naturale entro i quali la resistenza mobilitata corrisponde, o è molto prossima, a quella residua.

Nondimeno il complesso delle misure acquisite ed, in special modo, gli spostamenti rilevati in corrispondenza delle verticali di monitoraggio S3 ed S11 (i.e. “inclinometri di monte”), oltre a rilevare l'evoluzione finale delle deformazioni conseguenti alla mobilitazione dei dissesti nei terreni delle coperture su cui è impostato il rilevato, evidenzia la presenza di movimenti lenti anche nel settore a monte del corpo stradale in corrispondenza della zona di contatto tra il substrato locale, localmente degradato, e la base delle coperture. Si tratta di scorrimenti lenti (le velocità di deformazione sono estremamente basse, anche solo di qualche mm/anno), di tipo viscoso, indotti dall'azione di masse agenti alla scala del pendio retrostante, con estensione areale potenzialmente significativa. Anche in questo caso è ipotizzabile che le deformazioni avvengano all'interno di bande di taglio collocate alla base della Formazione B, entro le quali la resistenza mobilitata corrisponde sostanzialmente a quella residua.

## 6 DEFINIZIONE DELL'INPUT SISMICO

Sotto l'effetto delle azioni sismiche di progetto deve essere garantito il rispetto dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Le verifiche allo SLV per le combinazioni sismiche devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali validi per le combinazioni statiche.

L'analisi della sicurezza in condizioni sismiche delle opere in materiali sciolti e delle opere di sostegno oggetto della presente progettazione, così come l'analisi di stabilità dei pendii, può essere eseguita mediante il metodo pseudo-statico o mediante il metodo degli spostamenti.

Nell'analisi pseudo-statica l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove:

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità;

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_T \cdot S_S \cdot a_g$$

dove:

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ );

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

## 6.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

La progettazione delle opere farà riferimento a:

- vita nominale  $V_N = 50$  anni
- classe d'uso IV

In base a ciò risulta:

- coefficiente d'uso  $C_U = 2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R = V_N \times C_U = 100$  anni

Prese come riferimento le coordinate dell'area di intervento si ottiene un valore di  $a_g$  pari a 0.172.

## 6.2 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

Per le verifiche di sicurezza delle opere previste nel nuovo tratto in esame, sono stati adottati i seguenti parametri:

$$S_T = 1.0$$

$$S_S = 1.44$$

Il valore di  $S_S$  deriva dal calcolo del parametro  $V_{s30}$ , che è stato eseguito utilizzando i dati geofisici disponibili nelle campagne d'indagine 2009 - 2010. In particolare, sono stati presi in esame i risultati ottenuti dalle prove:

- Down Hole eseguita entro il foro di sondaggio Sc1DH;
- MASW3a;
- Sismica a rifrazione tomografica ad alta risoluzione, TOMO 23 e TOMO 24

Sulla base delle suddette campagne d'indagini è emerso che il terreno di fondazione può essere classificato nella Categoria C:

*"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s"*

Affidamento a Contraente Generale dei “Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121” - PROGETTO DI RIFACIMENTO DEL RILEVATO SCORCIAVACCHE – DAL KM 11+140 AL KM 11+509

---

RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA - DAL KM 11+140 AL KM 11+509

*(ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina)*”.

Utilizzando un coefficiente di riduzione dell’accelerazione massima attesa al sito  $\beta_m$  pari a 0.24, sulla base dei valori dei parametri sopra riportati si ottiene:

$$k_h = 0.059$$

$$k_v = \pm 0.029$$

## 7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 7.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI COSTITUENTI IL SOTTOSUOLO

La caratterizzazione geotecnica dei terreni costituenti le formazioni A e B è stata ricavata dall'interpretazione delle prove in sito e delle prove di laboratorio sui campioni indisturbati.

La calibrazione finale dei parametri di resistenza al taglio in condizioni residue per la formazione B, i cui range di variazione sono stati definiti mediante prove di taglio diretto sottoponendo i provini a diversi cicli di taglio, è stata effettuata mediante back-analysis e sarà presentata al Capitolo 8.

La classificazione dei terreni è avvenuta essenzialmente sulla base dei risultati delle seguenti prove di classificazione:

- analisi granulometriche (Figura 9÷Figura 10);
- pesi di volume naturale (Figura 11);
- limiti di Atterberg (Figura 12÷Figura 14)
- contenuti d'acqua naturale (Figura 13)

#### 7.1.1 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA

La determinazione della resistenza al taglio in condizioni non drenate  $c_u$ , fa riferimento ai risultati ottenuti da:

- misure con Pocket Penetrometer, eseguite in sito sulle carote dei sondaggi ed in laboratorio sui campioni indisturbati prelevati (Figura 15);
- prove triassiali di tipo UU (Figura 15);

Attraverso la stima dei parametri indice definiti da Robertson (2010), confermata dalle stratigrafie dei sondaggi, lungo la profondità delle verticali penetrometriche eseguite è stata registrata la prevalenza di materiali coesivi.

Pertanto, risulta altresì significativa la stima della resistenza al taglio non drenata  $c_u$  ricavata a partire dai risultati delle prove penetrometriche statiche CPT, CPTe e CPTU mediante la seguente correlazione empirica proposta da Robertson (2009):



$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k}$$

essendo:

$$N_k = 14 \div 20$$

$\sigma_{vo}$  = pressione verticale totale

$q_c$  = resistenza alla punta rilevata

La pressione verticale totale geostatica è stata valutata ipotizzando un peso di volume naturale costante con la profondità pari a 20.0 kN/m<sup>3</sup>.

I valori della resistenza al taglio non drenata ( $c_u$ ) ricavati dalle prove CPT e CPTE eseguite rispettivamente nel corso della campagna di indagine 2009 – 2010 e 2011 sono riportati in Figura 16.

I valori della resistenza al taglio non drenata ( $c_u$ ) ricavati dalle prove CPTU eseguite nel corso della campagna di indagine 2015 – 2016 sono riportati in Figura 17÷Figura 18, Figura 20÷Figura 23. In particolare, l'interpretazione di queste ultime prove è stata tratta dagli elaborati di cui al doc. [2]. Nelle Figure sopra menzionate sono stati indicati graficamente, in termini semplificati ed approssimati, i valori della coesione non drenata prudenziali rappresentativi per fasce di profondità, da cui, successivamente, è stata ricavata la stima del grado di sovraconsolidazione OCR e dei moduli di deformabilità.<sup>1</sup>

In corrispondenza della prova CTPU S4 (Figura 18) è stata effettuata una prova penetrometrica DPSH a partire da circa 3.4 m da p.c., profondità alla quale la prova CPTU è andata a rifiuto. Dalla prova DPSH è stata ricavata la stima della coesione non drenata con la profondità riportata in Figura 19.

Ulteriori stime della coesione non drenata, riferibili agli strati più superficiali della formazione B, già soggetti al carico derivato dalla costruzione del rilevato, successivamente smantellato, sono state ricavate a partire dalle prove di carico su piastra eseguite nella campagna di indagine 2015 – 2016 (vedi doc. [2]). Attraverso un'analisi inversa del carico limite stimato a partire dall'interpretazione della curva carico-cedimento derivata da prove spinte sino ad elevati livelli tensionali (i.e. 400 kPa) e considerando condizioni non drenate sono stati ottenuti valori della coesione non drenata  $c_u$  del terreno di fondazione compresi tra 65 e 180

---

<sup>1</sup> Tale procedura grafica è stata effettuata in quanto non risultavano a disposizione degli scriventi i file editabili utili per una completa rielaborazione dei dati.

kPa, riferibili a profondità corrispondenti a circa 3÷8 m dal piano sommitale del rilevato. Tali valori sono in linea con i valori ricavati dalle prove di laboratorio e dalle prove in situ per i terreni della coltre, come si può apprezzare dai grafici delle Figure sopra richiamate.

In termini drenati, i range di variazione dell'angolo di resistenza al taglio di picco e residuo delle formazioni A e B sono stati stimati in prima battuta mediante l'interpretazione delle prove di taglio diretto eseguite. I risultati ottenuti sono rappresentati nel grafico di Figura 26 in funzione della profondità.

La stima delle caratteristiche di resistenza al taglio operativa, rappresentativa della resistenza al taglio effettivamente mobilitabile all'interno delle bande di taglio individuate, è stata quindi effettuata nel dettaglio mediante apposite back analysis, i cui risultati saranno presentati nel Capitolo 8.

Il grado di sovraconsolidazione OCR è stato ricavato a partire dai valori di coesione non drenata  $c_u$  stimati dai risultati delle prove con Pocket Penetrometer, delle prove triassiali non consolidate non drenate (UU) e delle prove penetrometriche CPT, CPTE e CPTU mediante la seguente relazione:

$$OCR = \left( \frac{c_u}{c_{u,NC}} \right)^{1.25}$$

Una stima del grado di sovrancosolidazione è stata inoltre effettuata attraverso l'interpretazione delle prove edometriche eseguite<sup>2</sup>.

I risultati complessivamente ottenuti sono riportati nei grafici di Figura 24÷Figura 25.

### 7.1.2 CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

Il modulo di rigidezza  $E'$  è stato ricavato a partire dai valori di coesione non drenata stimati dalle prove penetrometriche statiche, dalle determinazioni dei pocket penetrometer e dalle prove triassiali non consolidate non drenate.

---

<sup>2</sup> I campioni prelevati risultano affetti da un più o meno marcato grado di disturbo determinato in fase di campionamento dall'eterogenea composizione granulometrica del materiale. Tale limitazione fa sì che, in molti casi, i risultati delle prove siano di difficile interpretazione e, conseguentemente, di incerta rappresentatività delle effettive condizioni del materiale indisturbato presente in sito.

Il modulo di rigidezza  $E'$  può essere infatti ricavato attraverso la seguente correlazione con la coesione non drenata:

$$E = \alpha \cdot c_u$$

con  $\alpha = 100$       valore assunto nei calcoli  
 $c_u =$               coesione non drenata

Inoltre, il modulo di rigidezza è stato stimato a partire dai moduli edometrici  $M$  ricavati dalle prove edometriche e riferiti ad un livello tensionale compreso tra la tensione verticale geostatica iniziale e la tensione verticale efficace finale, determinata dall'esecuzione del rilevato.

I risultati derivati dalle determinazioni dei pocket penetrometer, dalle prove triassiali non consolidate non drenate e dalle prove edometriche sono riportati in Figura 27, mentre i risultati derivati dalle prove penetrometriche statiche sono riportati in Figura 28.

A partire dalle prove edometriche sono stati inoltre stimati gli indici di compressibilità  $c_c$ ,  $c_s$  e  $c_r$ , che hanno fornito i risultati illustrati in Figura 29.

Un'altra stima del modulo di rigidezza  $E'$  è stata compiuta a partire dalla prova sismica in sito tipo Down Hole SC1DH. Il modulo di taglio  $G_0$  e quello di Young  $E_0$ , associabili a piccole deformazioni, possono essere determinati sulla base delle seguenti espressioni:

$$G_0 = (\gamma_t / g) \cdot (V_s)^2$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

$$\gamma_t = \text{peso di volume naturale del terreno [kN/m}^3\text{]} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\nu' = \text{rapporto di Poisson del terreno} = 0.25$$

$$V_s = \text{velocità delle onde di taglio [m/sec]}$$

Il valore di  $E'_{op}$  operativo per la stima dei cedimenti di rilevati può essere determinato utilizzando la seguente espressione, in funzione del tipo di opera:

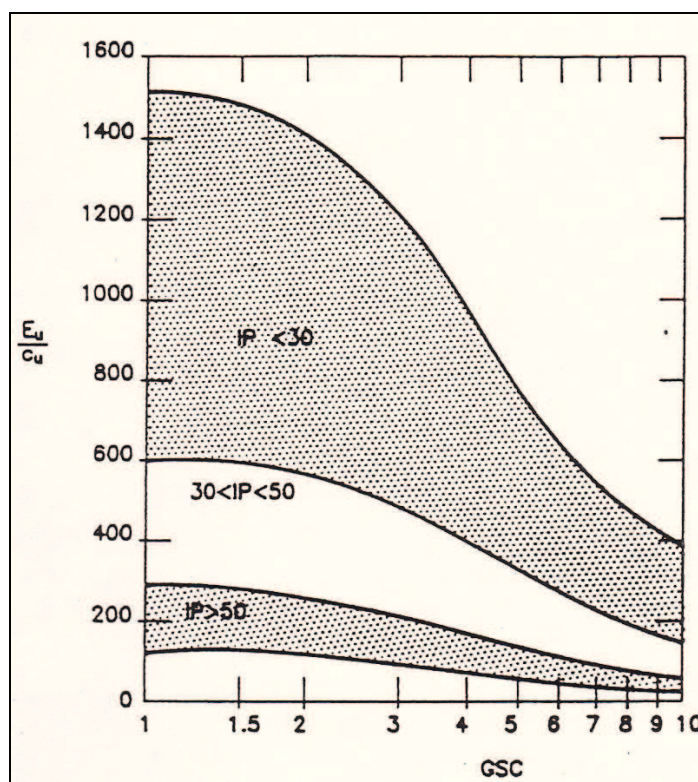
$$E'_{op} = E_0/10$$

I valori del modulo di rigidezza  $E'_{op}$  in funzione della profondità sono riportati in Figura 30.

Nella valutazione dei cedimenti immediati dei rilevati il modulo di rigidezza non drenato  $E_u$  può essere stimato sulla base della correlazione empirica proposta da Duncan & Buchignani (1976; Figura 6):

$$E_u = k \cdot c_u$$

correlata all'indice plastico del materiale e al grado di sovraconsolidazione dello stesso.



**Figura 6** Correlazione tra il modulo di rigidezza non drenato ed il grado di sovraconsolidazione, in funzione dell'indice plastico PI (Duncan & Buchignani, 1976).

Nel caso in esame, considerando il range di variazione di OCR di cui ai grafici di Figura 24 e Figura 25 ed un indice plastico inferiore a 30, si ricava, prudenzialmente:

$$E_u = 300 \div 500 c_u$$

con:

300 ÷ 500 = costanti ricavate del grafico di Figura 6

$c_u$  = resistenza al taglio non drenata

I risultati derivati dalle determinazioni dei pocket penetrometer e dalle prove triassiali non consolidate non drenate sono riportati in Figura 31, mentre i risultati derivati dalle prove penetrometriche statiche sono riportati in Figura 32.

## 7.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE DEL RILEVATO

Le caratteristiche del materiale da costruzione del rilevato presente tra le Progressive 11+140 e 11+300 e dell'opera in terra rinforzata OS92 possono essere derivate, oltre che dagli esiti positivi derivati dai controlli e dalle prove effettuate in corso d'opera, dai risultati delle prove eseguite in sede di CTU (vedi doc. [2]) sui materiali da costruzione dell'adiacente tratto di rilevato così come originariamente realizzato tra le Progressive 11+300 e 11+509 e successivamente smantellato.<sup>3</sup>

Il materiale costituente la fondazione stradale e l'ultimo strato di rilevato è costituito da ghiaia con sabbia (cat. A1a secondo la norma CNR UNI 10006/63).

Il materiale utilizzato sia per il rilevato in terra rinforzata sia per il rilevato tradizionale è un tout venant di cava ed è costituito da ghiaia con blocchi debolmente sabbiosi o da blocchi con ghiaia debolmente sabbiosi (cat. A1a secondo la norma CNR UNI 10006/63).

Al fine di stimare le caratteristiche di resistenza del materiale da costruzione utilizzato è possibile far riferimento, in prima battuta, alle prove DPSH S9bisA e S9bisB ed alle prove DPSH S17A e S17B, eseguite a partire dalla sommità del rilevato e spinte sino a circa 1.4 m di profondità.

I risultati ottenuti dalle suddette prove sono illustrati in Figura 33+Figura 36.

Considerando la relazione di conversione tra i dati derivati dalle prove DPSH ( $N_{20}$ ) ed i corrispondenti valori di  $N_{SPT}$ <sup>4</sup>:

$$N_{SPT} = C \cdot N_{20}$$

ed adottando prudenzialmente un valore del fattore di conversione C unitario, è possibile stimare la densità relativa a partire dalle seguenti relazioni:

---

<sup>3</sup> Le prove eseguite sui materiali costituenti porzioni di rilevato indisturbate, o comunque non interessate dai dissesti verificatisi, possono essere considerate rappresentative del materiale da costruzione del rilevato attualmente esistente tra le Progressive 11+140 e 11+300 e dell'opera OS92 in quanto, sulla base delle informazioni disponibili, la tipologia di materiale utilizzato e le procedure esecutive adottate non sono state soggette a variazioni nei diversi tratti di opera realizzati. Ciò è, oltre tutto, confermato dai controlli eseguiti in corso d'opera sul materiale di riempimento dell'opera OS92.

<sup>4</sup> Si assume che la conversione sia effettuata con riferimento a un valore dell'efficienza del sistema di battitura del 60%.

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}}$$

$$N_1 = C_N \cdot N_{SPT}$$

$$D_R = \sqrt{\frac{N_1}{60}}$$

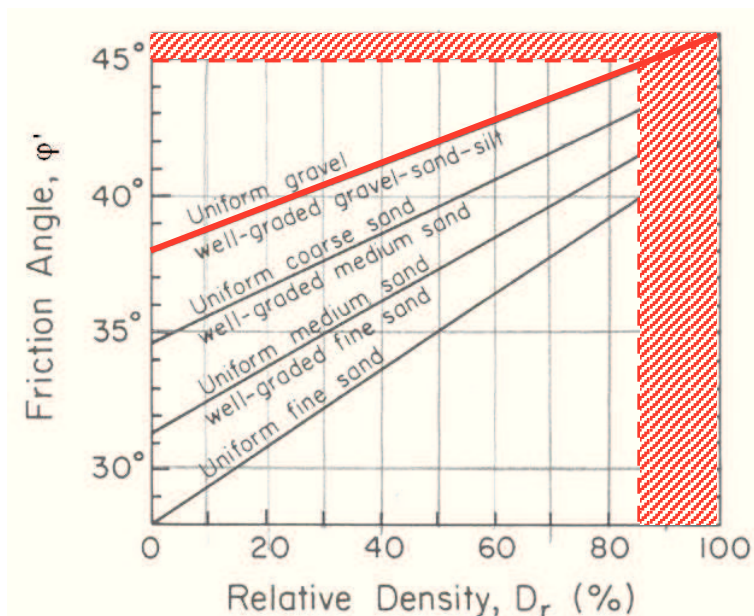
Nella seguente Tabella si riportano i valori di densità relativa ottenuti per le prove DPSH di riferimento.

Profondità [m]	D <sub>R</sub>			
	S9bisA	S9bisB	S17A	S17B
0.2	-	-	-	-
0.4	-	-	96%	100%
0.6	88%	95%	100%	100%
0.8	99%	82%	100%	100%
1.0	69%	88%	100%	100%
1.2	100%	100%	100%	-
1.4	100%	100%	-	-

Dall'abaco riportato in Figura 7 è possibile stimare l'angolo di resistenza al taglio per materiali ghiaiosi che, nella fattispecie, presentano valori di D<sub>R</sub> sempre superiori all'85%.

Inoltre, ulteriori valutazioni di riscontro sono state compiute mediante la seguente correlazione di Schmertmann (1975), giungendo a risultati analoghi:

$$\varphi' = \arctan \left[ \frac{N_{SPT}}{12.2 + 20.3 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{0.34}} \right]$$



**Figura 7** Correlazione tra  $D_R$  e  $\phi'$  per terreni sabbiosi e ghiaiosi (Schmertmann, 1978).

In evidenza si pone il valore minimo di densità relativa stimato dalle prove DPSH.

Per quanto concerne la stima del modulo di rigidezza è possibile ricavare una prima valutazione, riferibile agli strati più superficiali a partire dalla seguente relazione:

$$E' = f N60$$

nella quale è possibile adottare, per il coefficiente  $f$ , un valore prudenziale pari a 1.5 (da Stroud; 1988).

Nella seguente Tabella si riportano i valori del modulo di rigidezza  $E'$  ottenuti per le prove DPSH di riferimento.

Profondità [m]	$E'$ [MPa]			
	S9bisA	S9bisB	S17A	S17B
0.2	0	0	0	0
0.4	0.0	0.0	58.9	74.4
0.6	34.3	58.9	80.6	86.8
0.8	43.6	45.0	96.1	105.4
1.0	21.8	52.7	111.6	142.6
1.2	60.2	96.1	141.1	0
1.4	91.4	145.7	0	74.4

Il modulo di rigidezza relativo allo strato di fondazione stradale è stato altresì stimato a partire dai risultati delle prove di carico su piastra eseguite sul piano di fondazione del manto stradale e sul piano di posa della fondazione del manto stradale (PLT1÷PLT6). Tali prove hanno fornito in tutti i casi valori dei moduli di deformazione  $M_d$  accettabili rispetto alle prescrizioni imposte dal Capitolato ed hanno consentito di ricavare dalla seguente relazione tra modulo di deformazione  $M_d$  e modulo di rigidezza  $E'_{PLT}$

$$0.785 \cdot M_d \cdot (1 - \nu^2)$$

valori del modulo di rigidezza  $E'_{PLT}$  sempre superiori a 100 MPa, come da Tabella seguente.

prova	piano di prova	$M_d$ [MPa]	$E'_{PLT}$ [MPa]
PLT1	Fondazione	281	207
	Piano di posa	187	117
PLT3	Fondazione	167	123
PLT4	Piano di posa	273	171
PLT5	Fondazione	225	166
	Piano di posa	176	110

### 7.3 FORMAZIONE R – RIPORTO

La formazione R comprende il materiale da costruzione del corpo del rilevato stradale presente tra le Progr. 11+140 e Progr. 11+300 nonché il materiale costituente l'opera in terra rinforzata OS92. Di tali opere, attualmente esistenti e non interessate da fenomeni deformativi, si prevede il mantenimento.

L'insieme delle indagini eseguite nel corso della campagna d'indagine 2015 – 2016 al fine di caratterizzare il materiale costituente il corpo del rilevato nel tratto non interessato dai dissesti verificatisi e gli esiti dei controlli e delle prove effettuate in corso d'opera consentono di definire i seguenti valori caratteristici dei parametri geotecnici:

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 45^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0\div 5 \text{ kPa}$	coesione intercetta (il valore di 5 kPa è assegnato in corrispondenza del paramento costituente la facciata dell'opera in terra rinforzata OS92)
$E' \geq 40 \text{ MPa}$	modulo di rigidezza



Tali valori dei parametri geotecnici di resistenza e di rigidezza saranno altresì utilizzati per il tratto di rilevato in progetto compreso tra la Progr. 11+300 e la Progr. 11+509, all'interno del quale sono comprese le opere OS90A e OS90NEW, per il quale si prevede l'impiego di materiale di categoria A1-a o A1-b (CNR UNI 10006).

#### **7.4 FORMAZIONE B – COLTRE**

La formazione B è prevalentemente costituita da terreni a granulometria limoso-argillosa, moderatamente consistenti, localmente inglobanti clasti eterometrici, presenti lungo il tracciato sotto il terreno di riporto o a partire dal p.c. naturale.

Nella parte più profonda dell'unità sono presenti orizzonti di alterazione del substrato argilloso fortemente sovraconsolidato, aventi, da un punto di vista geotecnico, caratteristiche meccaniche assimilabili a quelle degli strati limoso-argillosi sovrastanti; il grado di rimaneggiamento di tali orizzonti è condizionato dallo sviluppo di fenomeni deformativi e dalla presenza di una significativa circolazione idrica.

All'interno della formazione sono presenti lenti di depositi torrentizi, con alternanze di ghiaie e sabbie prevalenti ed interposizioni di orizzonti limoso-argillosi. Tali depositi sono stati generalmente rilevati nell'intorno dell'alveo del corso d'acqua di fondo valle e, sebbene con una certa discontinuità areale, al di sotto del piano di fondazione del rilevato stradale in progetto (vedi Sezioni geologiche di cui al doc. [5]).

Nelle porzioni di sottosuolo presenti al di sotto dei tratti interessati dai dissesti verificatisi e, presumibilmente, in corrispondenza di alcune localizzate bande di taglio, l'unità presenta una generale riduzione delle caratteristiche di sovraconsolidazione e di resistenza, come si può cogliere, in prima approssimazione, dall'andamento della resistenza alla punta e, conseguentemente, della coesione non drenata derivato dalle prove CPTU eseguite nella campagna d'indagine 2015 - 2016 (Figura 17+Figura 25).

Nel complesso, dalle analisi granulometriche eseguite in laboratorio sui campioni prelevati si evince che il materiale è costituito da una percentuale di fine (limo+argilla) variabile mediamente fra il 25% ed il 97% (Figura 9).

Il peso di volume naturale è mediamente pari a 20 kN/m<sup>3</sup> (Figura 11)

Il contenuto naturale d'acqua è compreso fra il 7% ed il 27%. Il limite liquido è compreso fra il 19% ed il 55%. Il limite plastico è compreso fra il 5% ed il 33%(Figura 13). Dalla carta di plasticità di Casagrande (Figura 14) il materiale è classificabile prevalentemente come argilla inorganica a bassa-media plasticità.

#### 7.4.1 PARAMETRI DI RESISTENZA

Dalle prove di taglio diretto eseguite in laboratorio sono stati ottenuti i seguenti parametri di resistenza (Figura 26):

coesione intercetta	$c' \approx 0$ kPa
angolo di resistenza al taglio di picco	$\phi'_P = 20 \div 35^\circ$
angolo di resistenza al taglio residuo	$\phi'_R = 10 \div 29^\circ$

I valori di resistenza al taglio operativi, rappresentativi di condizioni intermedie tra il picco e il residuo e/o di condizioni residue, sono stati ulteriormente calibrati mediante le procedure di back analysis illustrate al Capitolo 8.

Per quanto riguarda la resistenza al taglio non drenata (Figura 15+Figura 23), derivata dall'interpretazione delle prove in sito (CPT, CPTE, CPTU e Pocket Penetrometer) e di laboratorio (Pocket Penetrometer, triassiali UU) sono stati osservati valori prevalentemente compresi fra:

resistenza al taglio non drenata	$c_u = 50 \div 300$ kPa
----------------------------------	-------------------------

con una generale tendenza all'incremento con la profondità.

I materiali risultano essere generalmente da sovraconsolidati a fortemente sovraconsolidati, essendo caratterizzati da valori di OCR normalmente maggiori di 4. I valori minori di OCR stimati derivano in genere dai risultati delle prove edometriche, la cui interpretazione appare di incerta rappresentatività a causa del disturbo associato alla fase di campionamento, e/o da valutazioni prudenziali derivate dalle prove CPTU eseguite nella campagna d'indagine 2015 - 2016 (Figura 24+Figura 25). A tale proposito occorre sottolineare che lungo alcuni tratti delle verticali penetrometriche eseguite si rilevano importanti riduzioni della resistenza alla punta, in genere riconducibili ai rilevanti fenomeni deformativi associati ai dissesti avvenuti.

#### 7.4.2 CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

In Figura 27+Figura 28 sono riportati i valori del modulo di rigidezza stimati a partire dai risultati delle prove in sito (prove penetrometriche statiche CPT, CPTE e CPTU) e delle prove di laboratorio (Pocket Penetrometer, prove triassiali UU, prove edometriche) eseguite.

In Figura 30 è riportata la stima del modulo di rigidezza derivato dalla misura diretta delle velocità delle onde di taglio con la prova sismica Down-Hole SC1DH.

Da un'analisi complessiva dei dati disponibili è possibile stimare prudenzialmente il seguente range di variazione del modulo di rigidezza:

$$E' = 5 \div 30 \text{ MPa}$$

Per quanto riguarda il modulo di deformazione in condizioni non drenate (Figura 31+Figura 32) è possibile definire prudenzialmente il seguente range di variazione:

$$E_u = 15 \div 100 \text{ MPa}$$

### **7.5 FORMAZIONE A – STRATO DI BASE**

L'unità A è costituita da terreni argillosi, a struttura scagliettata, da consistenti a molto consistenti. Questa unità costituisce il substrato di base lungo il tratto di rilevato in progetto ed è presente al di sotto dell'unità B fino alle massime profondità investigate.

Le prove penetrometriche statiche CPT, CPTe e CPTU sono andate a rifiuto al contatto tra l'unità B e l'unità in esame, raggiungendo una resistenza alla punta penetrometrica generalmente maggiore di 6÷10 MPa. Fa eccezione la prova CPTU S15, che si è spinta, a partire da 4.5 da p.c., all'interno di tale strato, fornendo una resistenza alla punta sempre maggiore di 3 MPa sino ad arrivare a rifiuto (i.e. 10 MPa) a 6 m da p.c..

Nella maggior parte dei casi, le determinazioni di resistenza effettuate mediante Pocket Penetrometer hanno dato rifiuto ( $UCS \geq 0.6 \div 1.0 \text{ MPa}$ ).

Dalle analisi granulometriche eseguite in laboratorio sui campioni prelevati il materiale è costituito da una percentuale di fine (limo+argilla) variabile fra il 93% ed il 98%; la frazione argillosa oscilla tra il 39% ed il 47%, mentre le frazioni sabbiose e ghiaiose sono trascurabili o pressoché assenti (Figura 10).

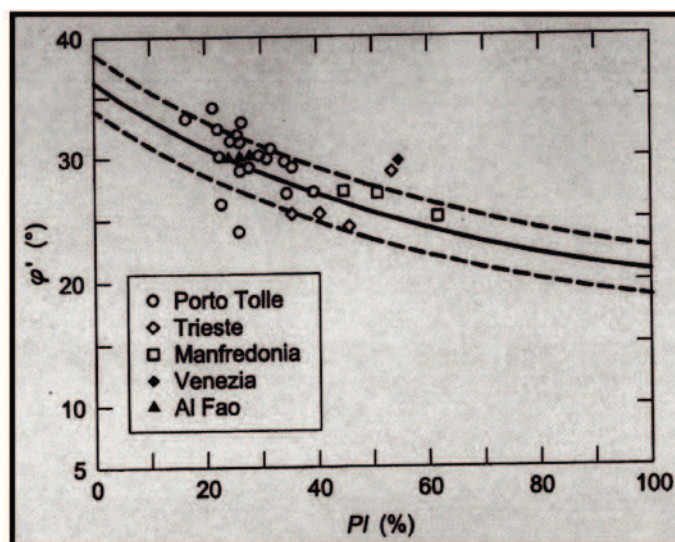
Il peso di volume naturale è mediamente compreso fra 20 e 21 kN/m<sup>3</sup> (Figura 11).

Il contenuto naturale d'acqua è compreso fra l'11% ed il 24%. Il limite liquido è compreso fra il 38% ed il 57%. Il limite plastico è compreso fra il 19% ed il 27% (Figura 12+Figura 13).

Dalla carta di plasticità di Casagrande (figura 4) il materiale è classificabile come argilla inorganica di medio-alta plasticità.

### 7.5.1 PARAMETRI DI RESISTENZA

All'interno dei terreni della formazione A i parametri di resistenza determinati mediante la prova di taglio diretto eseguita sul campione S6-C3 hanno fornito un angolo di resistenza al taglio pari a  $30^\circ$  e coesione intercetta nulla. Tale determinazione può essere considerata rappresentativa degli strati più superficiali della formazione in oggetto, che risentono di fenomeni di rimaneggiamento e di disturbo derivati dal cinematismo che ha interessato la coltre sovrastante (vedi quadro deformativo descritto al Paragrafo 5.2 e letture dell'inclinometro S6). Come si può evincere dal grafico di Figura 8, infatti, per valori dell'indice plastico compresi tra il 15% ed il 36% (range di valori entro il quale si colloca l'indice plastico misurato sui campioni prelevati nell'unità in esame) si ottengono valori dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante compresi tra circa  $28^\circ$  e  $32^\circ$ .



**Figura 8** Correlazione tra l'angolo di resistenza al taglio e l'indice di plasticità (Jamiolkowski et al., 1979).

In condizioni indisturbate, tali materiali, fortemente sovraconsolidati, determinano valori di rifiuto sia nelle prove con Pocket Penetrometer sia nei Vane Test, sia nelle prove penetrometriche statiche e risultano molto consistenti. La resistenza al taglio del materiale in sito è, quindi, maggiore di quella misurata mediante prove di laboratorio e ciò può essere preso in conto considerando una componente coesiva stimabile nell'ordine di  $c' = 0 \div 20$  kPa. Per quanto riguarda la resistenza al taglio non drenata, si osserva che, come già anticipato:

ERROR: undefined  
OFFENDING COMMAND: TANBUS+ArialNarrow\*1

STACK: