

**CONFERIMENTO CARATTERISTICHE AUTOSTRADALI  
AL RACCORDO SA/AV COMPRESO L'ADEGUAMENTO DELLA S.S. 7  
E 7 BIS FINO ALLO SVINCOLO DI AVELLINO EST DELL'A16  
1° stralcio da Mercato S. Severino allo svincolo di Fratte**

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. NA95

**PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGER S.p.A. (capogruppo mandataria)  
PROGIN S.p.A. - INTEGRA CONSORZIO STABILE  
IDROESSE Engineering S.r.l. - Prometeoengineering.it S.r.l. - ART S.r.l.**

<b>RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:</b> Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)
<b>IL GEOLOGO:</b> Dott. Geol. Marco SANDRUCCI (PROGER S.p.A.)
<b>IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:</b> Dott. Ing. Nicola SCIARRA (Proger S.p.A.)
<b>IL PROJECT MANAGER DELL'R.T.I.:</b> Dott. Ing. Carlo LISTORTI (Proger S.p.A.)
<b>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:</b> Dott. Ing. Giuseppe MELI
PROTOCOLLO _____ DATA _____ 201_

**CAPOGRUPPO MANDATARIA:**



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI

---

**MANDANTI:**



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Lorenzo INFANTE



Direttore Tecnico:  
Prof. Ing. Franco BRAGA



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Alberto CECCHINI



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Alessandro FOCARACCI



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Ivo FRESIA

**STUDI GENERALI  
GEOLOGIA, GEOTECNICA E SISMICA  
Relazione geotecnica generale - Parte 2  
modelli geotecnici per il dimensionamento delle opere principali**

<b>CODICE PROGETTO</b>		<b>NOME FILE</b>			<b>REVISIONE</b>	<b>SCALA:</b>
PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG. LO412A      D      2001		T00GE00GETRE02_A.doc			A	-
CODICE ELAB.		T00GE00GETRE02				
A	EMISSIONE	Gennaio 2021	INNOCENZI	MASCARUCCI	MASCARUCCI	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

CONFERIMENTO CARATTERISTICHE AUTOSTRADALI  
AL RACCORDO SA/AV COMPRESO L'ADEGUAMENTO DELLA S.S. 7

## RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE – PARTE 2 – MODELLI GEOTECNICI PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE PRINCIPALI

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>3</b>
2.1	Documentazione di progetto e di base.....	3
<b>3</b>	<b>UNITÀ GEOTECNICHE E CARATTERIZZAZIONE GENERALE</b> .....	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>VIADOTTO 1 (DA PK= 1+910 A PK= 2+015)</b> .....	<b>7</b>
4.1	Unità geotecniche presenti .....	7
4.2	Dati geotecnici a disposizione.....	9
4.3	Caratterizzazione geotecnica locale .....	9
<b>5</b>	<b>VIADOTTO 2 (DA PK= 2+590 A PK= 2+760)</b> .....	<b>13</b>
5.1	Unità geotecniche presenti .....	13
5.2	Dati geotecnici a disposizione.....	14
5.3	Caratterizzazione geotecnica locale .....	14
<b>6</b>	<b>VIADOTTO 3 (DA PK= 3+915 A PK= 4+080)</b> .....	<b>18</b>
6.1	Unità geotecniche presenti .....	18
6.2	Dati geotecnici a disposizione.....	19
6.3	Caratterizzazione geotecnica locale .....	19
<b>7</b>	<b>VIADOTTO 4 (DA PK= 5+455 A PK= 5+575)</b> .....	<b>22</b>
7.1	Unità geotecniche presenti .....	22
7.2	Dati geotecnici a disposizione.....	23
7.3	Caratterizzazione geotecnica locale .....	23
<b>8</b>	<b>GALLERIE (DA PK= 2+860 A PK= 3+090)</b> .....	<b>27</b>
8.1	Unità geotecniche presenti .....	27
8.2	Dati geotecnici a disposizione.....	28
8.3	Caratterizzazione geotecnica.....	28
<b>9</b>	<b>TRATTA DA PK= 0 A PK= 2+500</b> .....	<b>32</b>
<b>10</b>	<b>TRATTA DA PK=2+500 A PK= 3+850</b> .....	<b>36</b>
<b>11</b>	<b>TRATTA DA PK=3+850 A PK= 4+950</b> .....	<b>41</b>
<b>12</b>	<b>TRATTA DA PK=4+950 A PK= 6+000</b> .....	<b>45</b>

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx



**PROGER**

**PROGIN**  
Progettazione Grandi Infrastrutture



---

<b>13</b>	<b>TRATTA DA PK=6+000A PK= 8+345 .....</b>	<b>50</b>
<b>14</b>	<b>RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....</b>	<b>54</b>

CONFERIMENTO CARATTERISTICHE AUTOSTRADALI  
AL RACCORDO SA/AV COMPRESO L'ADEGUAMENTO DELLA S.S. 7

## 1 INTRODUZIONE

In questa relazione è descritta la caratterizzazione geotecnica dei terreni e degli ammassi rocciosi presenti nel sottosuolo delle principali opere presenti tratto di raccordo autostradale oggetto dei lavori di ampliamento. Nel capitolo 3 si richiama la caratterizzazione geotecnica generale basata sull'esame critico e le elaborazioni dei risultati di tutte le indagini in sito e delle prove di laboratorio disponibili.

Successivamente si presentano i modelli geotecnici da utilizzare nei vari tratti del tracciato per le verifiche geotecniche delle principali opere ricadenti. La caratterizzazione geotecnica in prossimità dei viadotti è trattata separatamente.

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 Documentazione di progetto e di base

Si riporta di seguito l'elenco dei documenti utilizzati per la stesura della presente relazione:

- [1] Relazione geotecnica generale (Elab. T00GE00GETRE01A)
- [2] Profili geotecnici (T00GE00GETFG01-10A)

### 3 UNITÀ GEOTECNICHE E CARATTERIZZAZIONE GENERALE

I principali litotipi (o unità geotecniche) interessati dalle opere in progetto e quindi oggetto della caratterizzazione geotecnica sono:

- Riporti antropici:
  - R= Terreno di riporto e rilevato
- Alluvioni attuali e recenti:
  - AR= Alluvioni attuali e recenti di natura essenzialmente ghiaiosa e sabbioso-limosa;
- Detriti eluvio-colluviali:
  - DEC/s = Sabbie e limi con matrice argillosa (deposito di versante);
  - DEC/g = Ghiaia eterometrica in matrice argillosa (deposito di conoide);
- Piroclastiti:
  - P= Piroclastiti fini (ceneri e pomici) e sabbie vulcaniche alternate a sabbie e sabbie ghiaiose di origine alluvionale;
- Tufo Grigio:
  - TG= Deposito semicoerente o sublitoide, cineritico-scoriaceo, grigiastro;
- Sedimenti di conoidi:
  - SCA= Conglomerati poligenici in matrice piroclastica gialla;
- Successione M.te Tobenna-M.ti Lattari:
  - CD= Dolomie e dolomie calcaree di colore dal grigio chiaro al grigio scuro;
  - CM= Calcari marnosi;
  - M= Marne ed argille.

Nell'area di interesse sono state condotte due campagne di indagini, una relativa al Progetto Preliminare (2003) e una nell'ambito del Progetto Definitivo (2020). La campagna del 2003 ha previsto l'esecuzione di 5 sondaggi a carotaggio continuo, in corrispondenza delle principali opere che interessano l'infrastruttura, nei quali sono state effettuate in totale 14 prove SPT, 8 prelievi di campioni indisturbati e sono stati installati 3 piezometri a tubo aperto (Tabella 3.1).

Nella campagna del 2020 sono stati eseguiti 21 sondaggi a carotaggio continuo in cui sono state effettuate 129 prove penetrometriche di tipo SPT e 3 prove di permeabilità di tipo Lefranc. Dai sondaggi sono stati prelevati complessivamente 34 campioni indisturbati, 128 campioni rimaneggiati e 5 campioni di roccia; su cui sono state eseguite numerose prove di laboratorio. Inoltre, in 7 fori di sondaggio sono stati installati piezometri a tubo aperto e altri 7 sono stati attrezzati per l'esecuzione di prove geofisiche tipo *down-hole* (Tabella 3.2)

La caratterizzazione geotecnica per le varie unità geotecniche di interesse è riassunta nelle Tabelle 3.3 e 3.4, rispettivamente per le terre e le rocce. Oltre al peso dell'unità di volume sono riportati i parametri di resistenza e rigidità operativa, il valore della velocità delle onde di taglio. Per i materiali rocciosi i parametri di resistenza si riferiscono alla linearizzazione del criterio di rottura nell'intervallo tensionale di interesse.

Per maggiori dettagli si veda la Relazione Geotecnica Generale (vedi Rif [1]),

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger\_SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

**PROGER****PROGIN****INTEGRA**

Tabella 1 – Prove eseguite nella campagna del 2003 (Progetto Preliminare)

SOND.	Opera di riferimento	L (m)	CR	CI	SPT	Lefranc	Piezometro
S1a	viadotto pk 1+950	30	-	2	3	-	-
S2a	viadotto Cologna pk 2+652	29	-	2	2	-	x
S3a	galleria pk 2+825	10	-	-	3	-	-
S4a	sottovia pk 3+766	30	-	2	3	-	x
S5a	viadotto Fontanafiore pk 5+517	31	-	2	3	-	x

Tabella 2 – Prove eseguite nella campagna del 2020 (Progetto Definitivo)

Sondaggio	Opera di riferimento	L (m)	CR	CI	SPT	Le Franc	Piezometro	Down-Hole
SPD01-PZ	sottovia pk 1+048	20	5	2	5	-	x	-
SPD03-PZ	viadotto pk 1+950	35	7	3	7	-	x	-
SPD04-DH		40	10	1	10	-	-	x
SPD05	opere minori	20	4	2	4	-	-	-
SPD06-DH	viadotto Cologna pk 2+652	40	10	2	10	-	-	x
SPD07		35	3	1	3	-	-	-
SPD08-DH	galleria pk 2+825	30	2	-	2	-	-	x
SPD09		12	-	-	-	-	-	-
SPD10-PZ	sottovia pk 3+070	30	4	2	4	-	x	-
SPD12-PZ	viadotto Spinacavallo pk 3+950	45	9	3	-	-	-	-
SPD14-DH		45	12	3	-	-	-	-
SPD15-PZ	sottovia pk 4+421	20	5	1	5	x	x	-
SPD16	-	15	5	-	5	-	-	-
SPD17	viadotto Fontanafiore pk 5+517	30	9	1	9	-	-	-
SPD18-DH		30	9	2	9	-	-	x
SPD19	cavalcavia pk 5+848	20	-	-	-	-	-	-
SPD20-PZ	sottovia pk 6+455	20	5	1	5	x	x	-
S01AMB-PZ	cavalcavia pk 7+100	20	6	-	6	-	x	-
SPD21-DH		40	9	2	9	-	-	x
SPD22-PZ		35	9	2	9	x	x	-
SPD23-DH	cavalcavia pk 7+697	30	6	3	6	-	-	x

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger\_SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx



**PROGER**

**PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



**INTEGRA**



Tabella 3.3 – Sintesi della caratterizzazione geotecnica per i terreni

LITOTIPO	PESO DI VOLUME	RESISTENZA	RIGIDEZZA	V <sub>s</sub> (m/s)
Piroclastite e tufo (P)	16 kN/m <sup>3</sup>	c'=0-5 kPa; φ'=30-33°	E=20-40 MPa	200 per z=0-10 m 300 per z>10 m
Detrito eluvio-col. (DEC)	17.5 kN/m <sup>3</sup>	c'=0-10 kPa; φ'=32-35°	E=30-40 MPa per z=0-20 m E=40-50 MPa per z > 20 m	250-300 per z=0-20 m 400 per z=20-40 m
Sedimenti di conoidi (SCA)	17.5 kN/m <sup>3</sup>	c'=0-10 kPa; φ'=32-35°	E=30-40 MPa per z=0-20 m E=40-50 MPa per z > 20 m	250-300 per z=0-20 m 400 per z=20-40 m
Marne (M)	21 kN/m <sup>3</sup>	Cu = 200-300 kPa;	E=150-250 MPa	700-800*
Alluvioni recenti (AR)	18 kN/m <sup>3</sup>	c'=0; φ'=30°	E=20 MPa	-
Riperto (R)	18 kN/m <sup>3</sup>	c'=0; φ'=30°	E=20 MPa	-

\* Gradiente con la profondità

Tabella 3.4 – Sintesi della caratterizzazione geotecnica per i materiali rocciosi

LITOTIPO	PESO DI VOLUME	RESISTENZA (Mohr-Coulomb)	RIGIDEZZA	V <sub>s</sub> (m/s)
Dolomie calcaree (CD)	26.5 kN/m <sup>3</sup>	c' = 150-260 kPa; φ' = 44-49° # (σ <sub>3,max</sub> = 0.5 MPa)	E= 3000-6500 MPa #	800-1100*
Calcari marnosi (CM)	22 kN/m <sup>3</sup>	c' = 0.05 MPa φ' = 45° (σ <sub>3,max</sub> = 0.1 MPa)	E= 200 MPa	700-800

# intervallo relativo alle due ipotesi D=0 e D=0.5

## 4 VIADOTTO 1 (DA PK= 1+910 A PK= 2+015)

Il viadotto, costituito da un'unica campata, è compreso tra le distanze progressive pk= 1+910 e pk= 2+015. La categoria di sottosuolo (NTC18) associata all'opera è la categoria C.

### 4.1 Unità geotecniche presenti

I terreni di fondazione del viadotto risultano costituiti in prevalenza dall'unità detritica DEC, che presenta, in corrispondenza dell'opera, uno spessore variabile dai 35 ai 25 m (Figura 4.1). All'interno dello strato detritico, ad una profondità di circa 2 m dal piano campagna, è presente una lente piroclastica (unità P) spessa circa 3 m, che interessa l'area sottostante la prima metà del tratto in viadotto, lato Sud. Al di sotto della copertura detritica si trova il basamento marnoso (unità M).

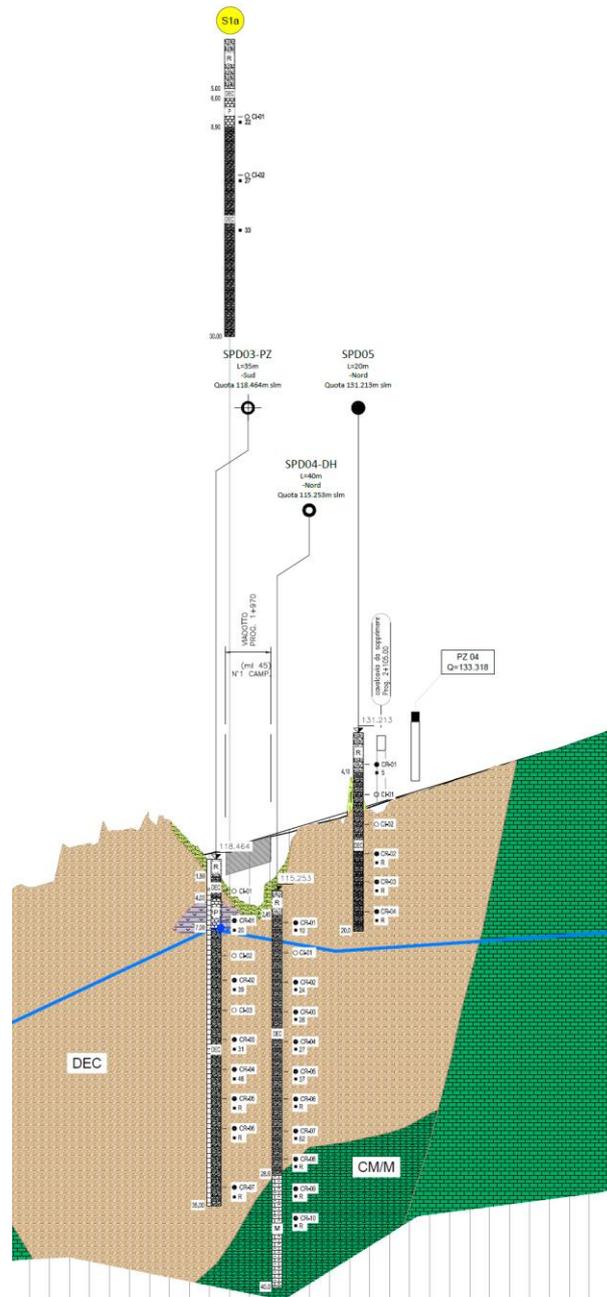


Figura 4.1 – Stralcio profilo geotecnico con indicazione dell'opera e delle indagini geotecniche eseguite

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx



**PROGER**

**PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



**INTEGRA**



## 4.2 Dati geotecnici a disposizione

In corrispondenza del viadotto sono stati effettuati 4 sondaggi a carotaggio continuo, di cui 2 attrezzati con piezometro a tubo aperto (SPD03-PZ, S1a), 1 attrezzato per prove *down-hole* (SPD04-DH) e 1 non attrezzato (SPD05). Il sondaggio S1a è relativo al Progetto Preliminare mentre gli altri si riferiscono al Progetto Definitivo (Figura 4.1).

All'interno del foro di sondaggio SPD03-PZ sono state eseguite 7 prove SPT e sono stati prelevati 7 campioni rimaneggiati e 3 indisturbati. Su tutti i campioni sono state eseguite analisi granulometriche, mentre sui campioni indisturbati sono state condotte 3 prove di taglio diretto.

Nel sondaggio S1a della campagna di indagine del Progetto Preliminare sono state eseguite 3 prove SPT ed è stato prelevato 1 campione indisturbato, su cui è stata effettuata una prova di taglio diretto, che non è stata presa in considerazione in quanto è ritenuta inaffidabile sulla base dell'esame critico dei certificati.

Il sondaggio SPD04-DH è stato utilizzato per la misura della velocità di propagazione delle onde elastiche attraverso l'esecuzione di una prova *down-hole*, per l'esecuzione di 10 prove SPT e per il prelievo di 10 campioni rimaneggiati e 1 campione indisturbato. Sul campione indisturbato è stata eseguita una prova di taglio diretto.

Nel sondaggio SPD05 sono state eseguite 3 prove SPT, sono stati prelevati 3 campioni rimaneggiati e 2 campioni indisturbati sui quali sono state condotte 2 prove di taglio diretto.

## 4.3 Caratterizzazione geotecnica locale

Per stimare l'angolo di attrito  $\varphi'$  dei litotipi P e DEC si è utilizzata la correlazione con  $N_{SPT}$  proposta da De Mello (1971). I risultati delle prove eseguite nei 4 fori di sondaggio sono riportati in Figura 4.2, distinti per unità geotecnica.

Nella Figura i dati relativi alle prove eseguite nei quattro sondaggi di interesse per l'opera sono riportati con simboli colorati pieni. Per confronto sono riportati con simboli vuoti i dati relativi a tutte le prove disponibili per i litotipi considerati sull'intero tracciato e utilizzati nella caratterizzazione generale (Rif [1]).

Dal grafico si osserva che per l'unità DEC si hanno valori dell'angolo di attrito sempre superiori a  $35^\circ$ , mentre alle 2 prove SPT nell'unità P sono associati valori di  $\varphi'$  leggermente superiori a  $40^\circ$ , i più elevati rispetto alla caratterizzazione generale basata sui dati provenienti da tutti i sondaggi.

La rigidità del materiale è stata stimata con la correlazione proposta da Denver (1984) tra  $N_{SPT}$  e modulo di Young ( $E'$ ) per sabbia e ghiaia normalmente consolidate. I valori di  $E'$  ottenuti per le due unità geotecniche sono riportati in funzione della profondità in Figura 4.3 nella quale è sempre mostrato il confronto tra dati locali e quelli relativi all'intero tracciato.

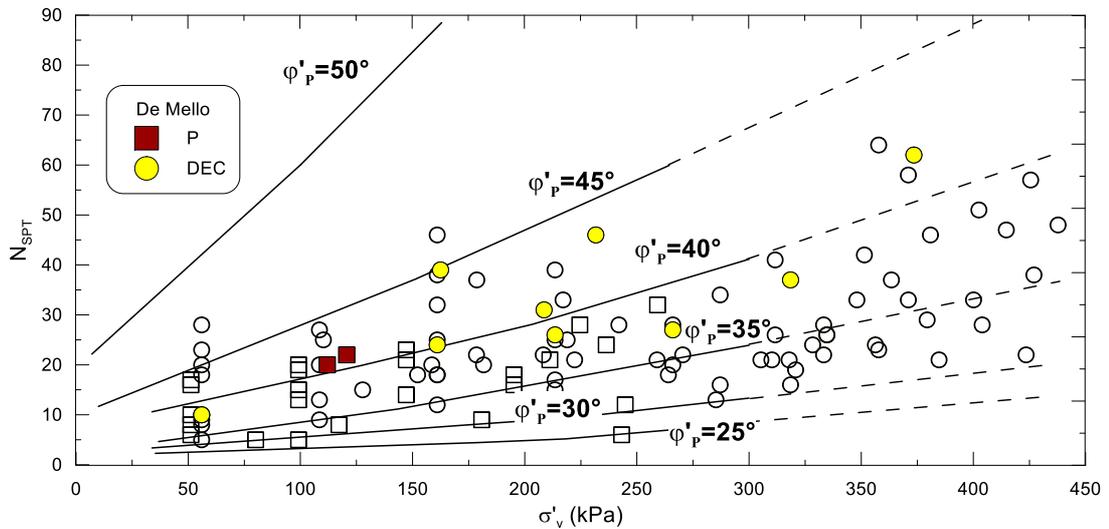


Figura 4.2 – Angolo di attrito dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di De Mello (1971); simboli pieni: prove effettuate in corrispondenza dell'opera, simboli vuoti: dati disponibili sull'intero tracciato

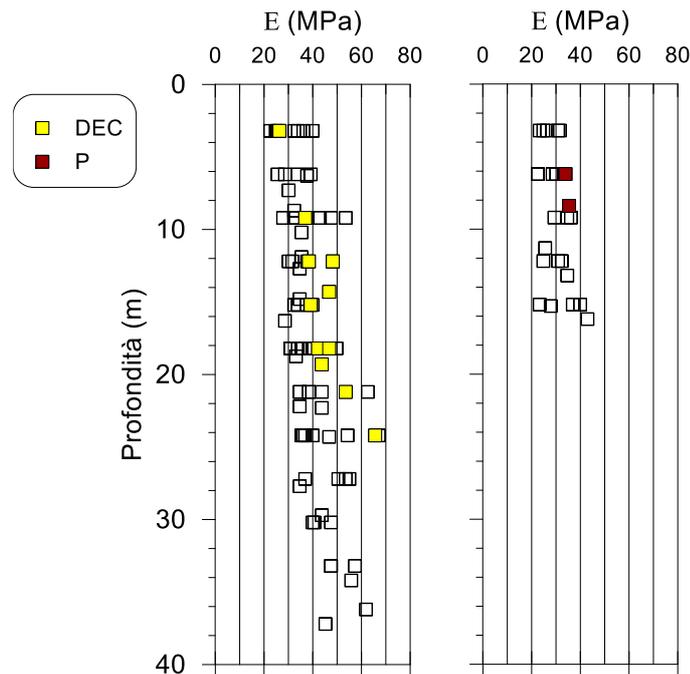


Figura 4.3 – Andamento del Modulo di Young con la profondità dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di Denver (1984); simboli pieni: prove effettuate in corrispondenza dell'opera, simboli vuoti: dati disponibili sull'intero tracciato

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx



**PROGER**

**PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



**INTEGRA**



Oltre alle SPT, per il litotipo DEC sono disponibili 6 prove di taglio diretto la cui elaborazione congiunta è riportata in Figura 4.4 sul piano di Mohr. Dall'elaborazione delle prove si possono stimare i seguenti valori medi per i parametri di resistenza:  $c'=16$  kPa,  $\phi'=33^\circ$ .

I profili delle velocità delle onde P ed S con la profondità misurati nella *down-hole* SPD04 sono infine riportati nella Figura 4.5.

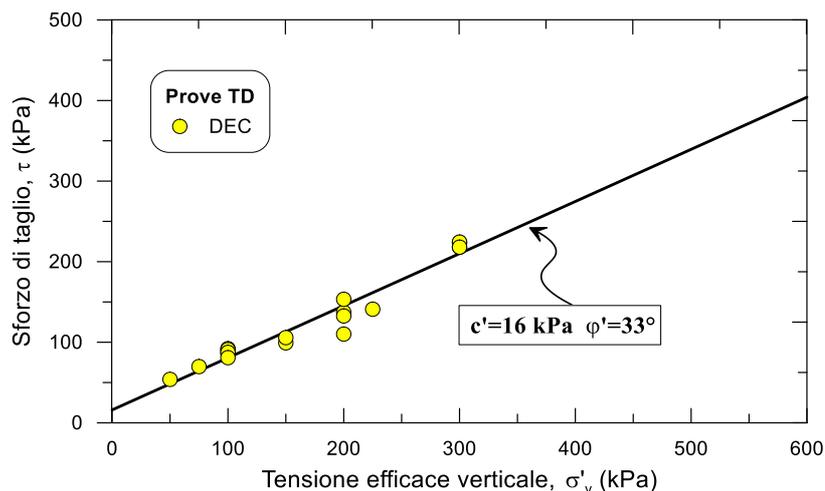


Figura 4.4 – Prove di taglio diretto

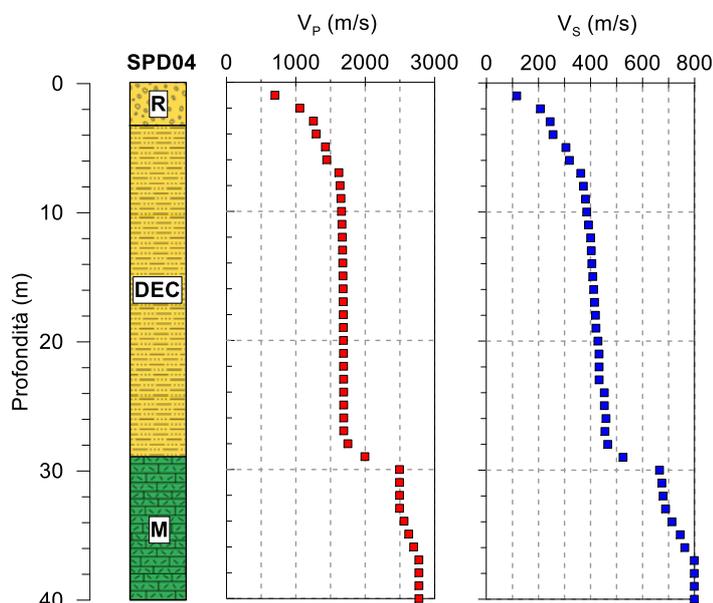


Figura 4.5 – Profili di  $V_p$ ,  $V_s$  dalla prova *down-hole* eseguita nel foro di sondaggio SPD04-DH

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

Per il litotipo M, la rigidezza può essere stimata mediante opportuna scalatura del modulo di Young a base deformazioni ( $E_0$ ) calcolato sulla base dei risultati della prova *down-hole* (Figura 4.6). Per questo litotipo non esistono misure di resistenza: assumendo un comportamento in condizioni non drenate, la resistenza non drenata è stata stimata cautelativamente  $c_u=220-300$  kPa come dettagliato nella Relazione Geotecnica generale.

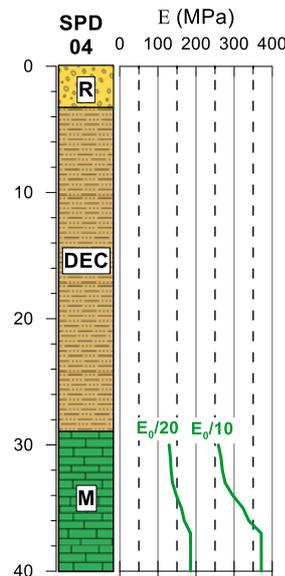


Figura 4.6 – Profili di  $E_0/20$  ed  $E_0/10$  riferiti all'unità M per la stima del modulo di rigidezza statico

La caratterizzazione geotecnica dei litotipi di interesse per l'opera in progetto è sintetizzata in Tabella 4.1.

Tabella 4.1: Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione del viadotto 1

Unità	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Resistenza	Rigidezza	$V_s$ (m/s)
P	16	$c' = 0$ kPa; $\phi' = 33^\circ$	$E = 30$ MPa	200
DEC	17.5	$c' = 10$ kPa; $\phi' = 33^\circ$	$E = 30$ MPa per $z = 0-10$ m $E = 40$ MPa per $z = 10-20$ m $E = 50$ MPa per $z > 20$ m	300 per $z = 0-10$ m 400 per $z > 10$ m
M	21	$c_u = 250$ kPa;	$E = 200$ MPa	700

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

## 5 VIADOTTO 2 (DA PK= 2+590 A PK= 2+760)

Il viadotto, costituito da 3 campate, è compreso tra le distanze progressive pk= 2+590 e pk= 2+760. La categoria di sottosuolo (NTC18) associata all'opera è la categoria E.

### 5.1 Unità geotecniche presenti

I terreni di fondazione del viadotto sono costituiti da uno strato di copertura detritica (unità DEC) al di sopra dei calcari dolomitici di base (unità CD). Lo spessore dello strato detritico, nel tratto in corrispondenza del viadotto, è di circa 10 m (Figura 5.1).

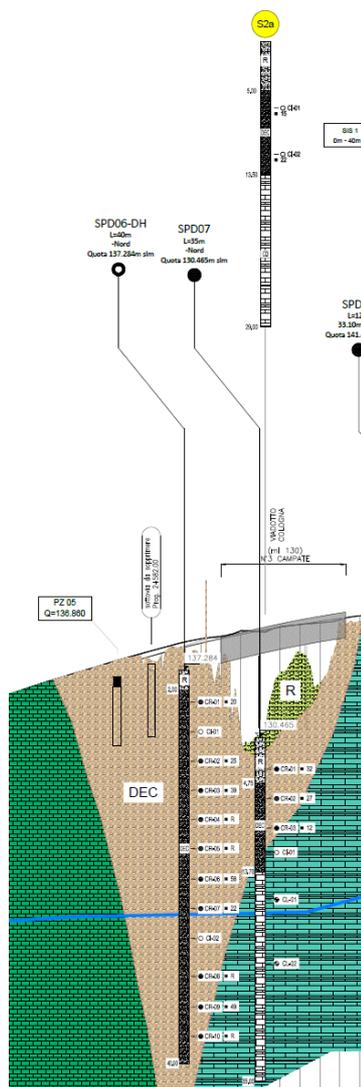


Figura 5.1 – Stralcio profilo geotecnico con indicazione dell'opera e delle indagini geotecniche eseguite

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

## 5.2 Dati geotecnici a disposizione

In corrispondenza del viadotto sono stati effettuati 3 sondaggi a carotaggio continuo, di cui 1 attrezzato con piezometro a tubo aperto (S2a), 1 attrezzato per prove *down-hole* (SPD06-DH) e 1 non attrezzato (SPD07). Il sondaggio SPD06-DH è stato utilizzato per la misura della velocità di propagazione delle onde elastiche attraverso l'esecuzione di una prova *down-hole*, per l'esecuzione di 10 prove SPT e per il prelievo di 10 campioni rimaneggiati e 2 campioni indisturbati. Su un campione indisturbato è stata eseguita una prova di taglio diretto.

All'interno del foro di sondaggio SPD07 sono state eseguite 2 prove SPT e sono stati prelevati 2 campioni rimaneggiati nell'unità DEC, 1 campione indisturbato nell'unità DEC e 2 campioni di roccia nell'unità CD. Sul campione indisturbato è stata eseguita una prova di taglio diretto, mentre sui campioni di roccia sono state eseguite 2 prove di compressione uniassiale.

Nel sondaggio S2a della campagna di indagine del Progetto Preliminare sono state eseguite 2 prove SPT.

## 5.3 Caratterizzazione geotecnica locale

L'abaco di De Mello (1971) per la stima dell'angolo di attrito  $\varphi'$  dai risultati delle prove SPT è riportato in Figura 5.2. Le prove SPT hanno interessato l'unità DEC che presenta valori dell'angolo di attrito compresi essenzialmente tra 35 e 45°.

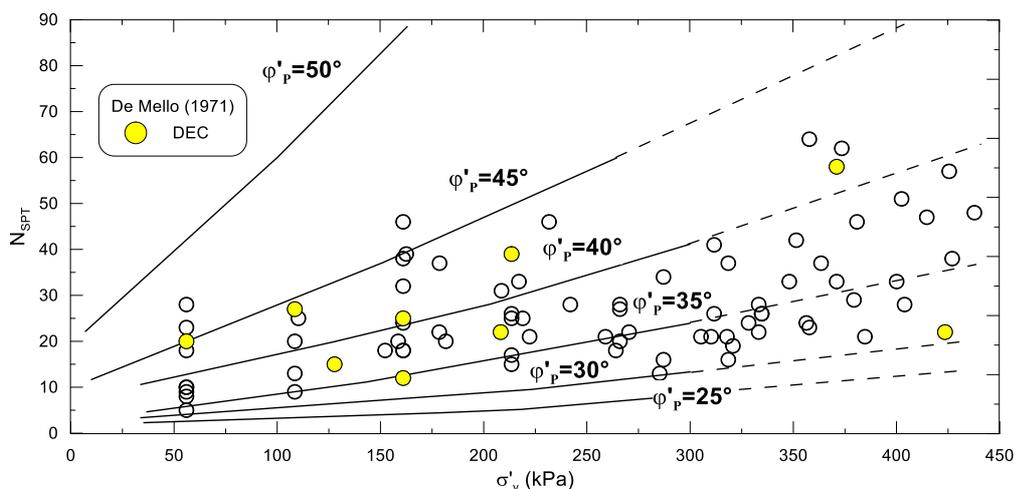


Figura 5.2 – Angolo di attrito dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di De Mello (1971); simboli pieni: prove effettuate in corrispondenza dell'opera, simboli vuoti: dati disponibili sull'intero tracciato

Sempre per l'unità DEC, il profilo del modulo di Young ( $E'$ ) con la profondità stimato con la correlazione proposta da Denver (1984) valida per sabbia e ghiaia normalmente consolidate è riportato in Figura 5.3. La rigidezza mostra un gradiente con la profondità con valori di circa 30 MPa in superficie e 60 MPa alla massima profondità investigata.

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger\_SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

Oltre alle SPT, per il litotipo DEC sono disponibili 2 prove di taglio diretto la cui elaborazione congiunta è riportata in Figura 5.4 sul piano di Mohr. Dall'elaborazione delle prove si possono stimare i seguenti valori medi per i parametri di resistenza:  $c'=15$  kPa,  $\phi'=35^\circ$ .

I profili delle velocità delle onde P ed S con la profondità misurati nella *down-hole* SPD04 sono infine riportati nella Figura 5.5. La verticale si sviluppa interamente nel litotipo DEC evidenziando Vs crescenti con la profondità nei primi 20 m da 100 m/s a 400 m/s mantenendosi poi costanti al di sotto di tale quota.

Per quanto riguarda l'unità CD, questa è stata caratterizzata secondo l'approccio della meccanica delle rocce, partendo quindi dalla valutazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale roccioso intatto per poi passare alla scala dell'ammasso per stimare i "valori operativi" dei parametri geotecnici. L'analisi dei dati disponibili è discussa in dettaglio nella Relazione generale [Rif(1)] e riassunta nel paragrafo 8 dedicato alle Gallerie ( $pk= 2+860\div 3+090$ ) che si sviluppano interamente nell'unità CD.

Il criterio di rottura del materiale roccioso intatto è espresso dalla:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2} \quad \text{con } \sigma_{ci}= 37 \text{ MPa e } m_i= 8.$$

La resistenza a compressione uniassiale del materiale roccioso  $\sigma_{ci}$  è stata posta pari al valore medio delle determinazioni sperimentali (37 MPa) cioè prove uniassiali (UX) e Point Load (PTL) mentre per il parametro  $m_i$ , non essendo disponibili dati sperimentali da prove triassiali, si è assunto un valore di letteratura tipico per il materiale in esame.

Il criterio di rottura dell'ammasso roccioso è stato ricavato mediante il metodo introdotto da Hoek et al. (2002), che utilizza l'indice di qualità GSI (*Geological Strength Index*). A tal fine è stato assunto il valore minimo dell'indice GSI=40 ricavato dai rilievi geomeccanici eseguiti su 20 stendimenti effettuati nella cava adiacente alle gallerie ( $pk= 2+860\div 3+090$ ) [Rif(1)] e ipotizzato fattore di disturbo  $D=0.5$ .

Il criterio è stato infine linearizzato con la relazione di Mohr-Coulomb nell'intervallo di tensioni compreso tra  $\sigma_{3,\min} = \sigma_t = -0.03$  MPa e  $\sigma_{3,\max} = 0.26$  MPa. Quest'ultimo è stato scelto considerando il valore della tensione di confinamento a circa 20 m di profondità.

I parametri di resistenza dell'ammasso roccioso in accordo al criterio lineare di Mohr-Coulomb risultano:  $c'=133$  kPa e  $\phi'=48^\circ$ .

Il modulo di rigidezza dell'ammasso  $E_m$  è stato calcolato utilizzando la relazione di Hoek & Diederichs (2006) in funzione del modulo elastico della roccia intatta  $E_i$ , del GSI e del fattore di disturbo  $D$  dell'ammasso roccioso. Assumendo  $E_i=41000$  MPa (media delle determinazioni sperimentali), GSI=40 e  $D=0.5$ , risulta  $E_m \sim 3000$  MPa.

La caratterizzazione geotecnica dei litotipi di interesse per l'opera in progetto è sintetizzata in Tabella 5.1.

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger\_SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

**PROGER****PROGIN**  
Progettazione Grandi Infrastrutture**INTEGRA**

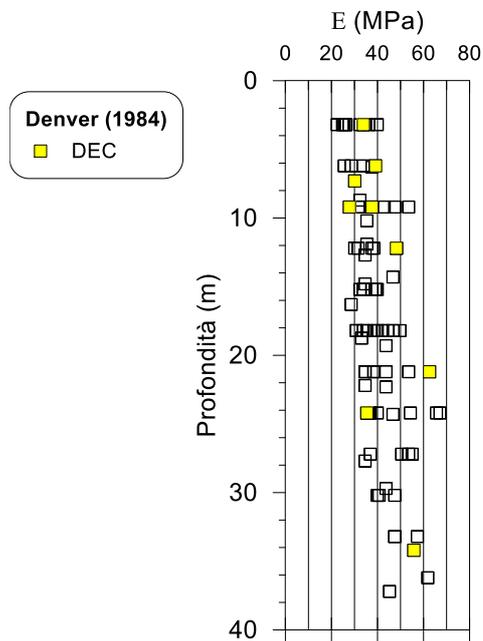


Figura 5.3 – Andamento del Modulo di Young con la profondità dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di Denver (1984); simboli pieni: prove effettuate in corrispondenza dell'opera, simboli vuoti: dati disponibili sull'intero tracciato

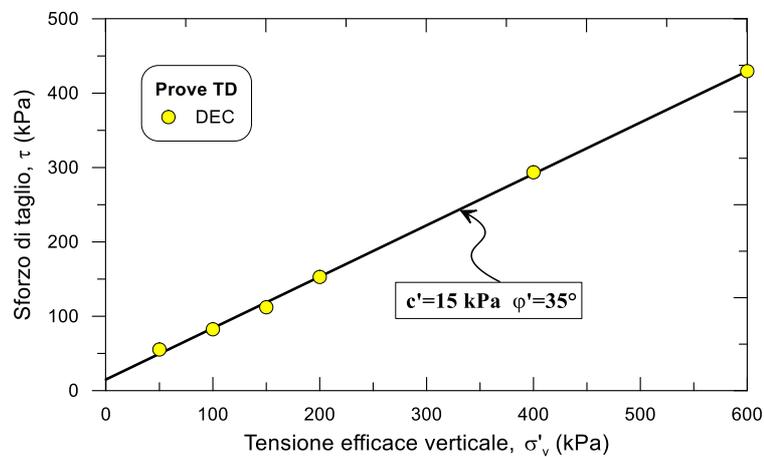


Figura 5.4 – Prove di taglio diretto

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

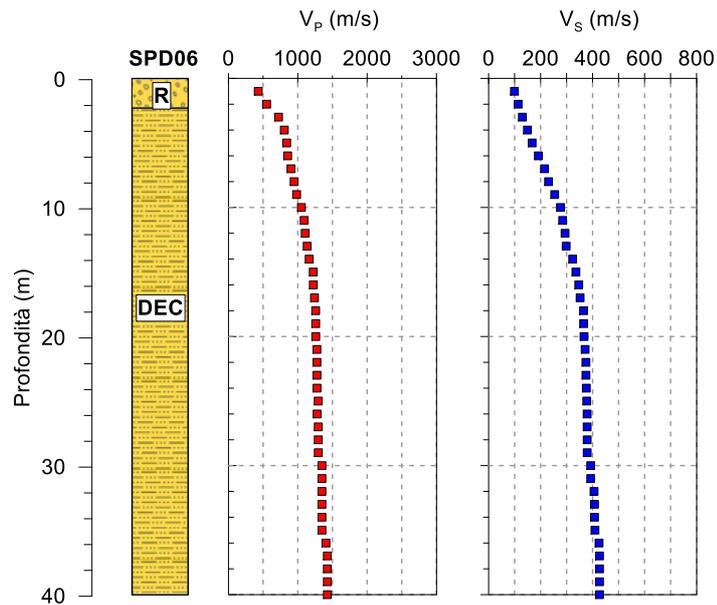


Figura 5.5 – Profili di  $V_p$ ,  $V_s$  dalla prova *down-hole* eseguita nel foro di sondaggio SPD04-DH

Tabella 5.1: Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione del viadotto 2 (§: linearizzazione nell'intervallo  $\sigma_3 = -0.03-0.26$  MPa)

Unità	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Resistenza	Rigidezza	$V_s$ (m/s)
DEC	17.5	$c' = 5$ kPa; $\phi' = 35^\circ$	$E = 30$ MPa per $z = 0-20$ m $E = 50$ MPa per $z > 20$ m	200 per $z = 0-10$ m 300 per $z = 10-20$ m 400 per $z > 20$ m
CD	26.5	$c' = 133$ kPa; $\phi' = 48^\circ$ §	$E = 3000$ MPa	800-1100

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

## 6 VIADOTTO 3 (DA PK= 3+915 A PK= 4+080)

Il viadotto, costituito da 3 campate, è compreso tra le distanze progressive pk= 3+915 e pk= 4+080. La categoria di sottosuolo (NTC18) associata all'opera è la categoria C.

### 6.1 Unità geotecniche presenti

I terreni di fondazione del viadotto sono costituiti unicamente dalla copertura detritica (unità DEC) (Figura 6.1).

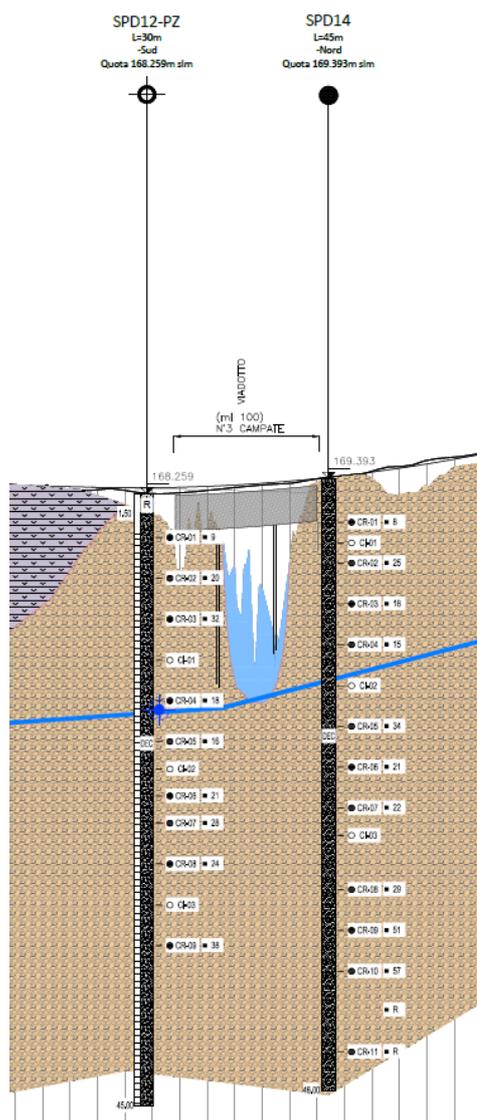


Figura 6.1 – Stralcio profilo geotecnico con indicazione dell'opera e delle indagini geotecniche eseguite

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

## 6.2 Dati geotecnici a disposizione

In corrispondenza del viadotto sono stati effettuati 2 sondaggi a carotaggio continuo, di cui 1 attrezzato con piezometro a tubo aperto (SPD12-PZ) e 1 attrezzato per prove *down-hole* (SPD14-DH).

All'interno del foro di sondaggio SPD12-PZ sono state eseguite 9 prove SPT e sono stati prelevati 9 campioni rimaneggiati e 3 indisturbati. Su tutti i campioni sono state eseguite analisi granulometriche, mentre sui campioni indisturbati sono state condotte 2 prove di taglio diretto.

Il sondaggio SPD14-DH è stato utilizzato per la misura della velocità di propagazione delle onde elastiche attraverso l'esecuzione di una prova *down-hole*, per l'esecuzione di 12 prove SPT e per il prelievo di 11 campioni rimaneggiati e 2 campioni indisturbati. Sui campioni indisturbati sono state eseguite due prove di taglio diretto.

## 6.3 Caratterizzazione geotecnica locale

Per stimare l'angolo di attrito  $\varphi'$  si è utilizzata la correlazione con  $N_{SPT}$  proposta da De Mello (1971). I risultati delle prove eseguite nei 2 fori di sondaggio sono riportati in Figura 6.2, distinti per unità geotecnica.

Nella Figura i dati relativi alle prove eseguite nei due sondaggi di interesse per l'opera sono riportati con simboli colorati pieni. Per confronto sono riportati con simboli vuoti i dati relativi a tutte le prove disponibili per i litotipi considerati sull'intero tracciato e utilizzati nella caratterizzazione generale (Rif [1]).

Dal grafico si osservano valori dell'angolo di attrito  $\varphi'$  generalmente compresi nell'intervallo tra 30 e 40° e alcuni valori tra 40 e 45°.

La rigidità del materiale è stata stimata con la correlazione proposta da Denver (1984) tra  $N_{SPT}$  e modulo di Young ( $E'$ ) per sabbia e ghiaia normalmente consolidate. I valori di  $E'$  ottenuti per le due unità geotecniche sono riportati in funzione della profondità in Figura 6.3 nella quale è sempre mostrato il confronto tra dati locali e quelli relativi all'intero tracciato.

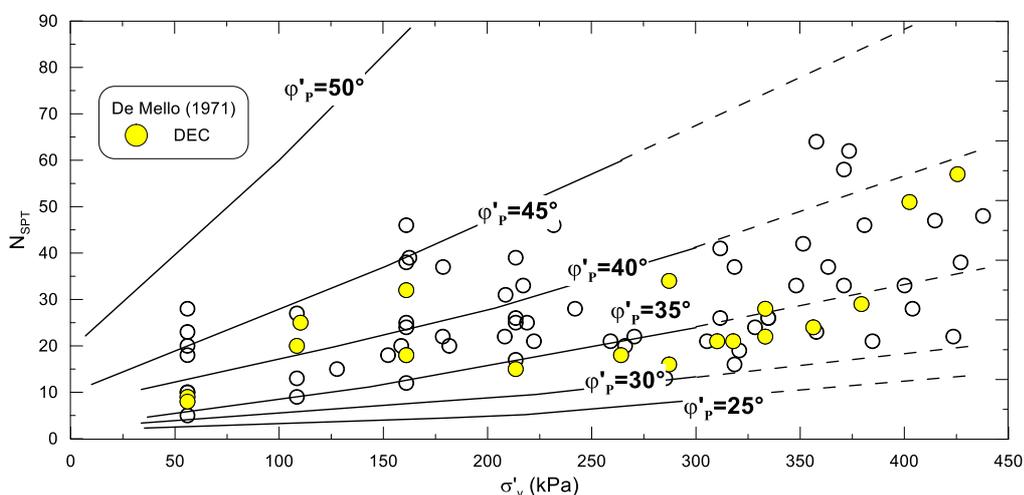


Figura 6.2 – Angolo di attrito dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di De Mello (1971); simboli pieni: prove effettuate in corrispondenza dell'opera, simboli vuoti: dati disponibili sull'intero tracciato

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger\_SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx



**PROGER**

**PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



**INTEGRA**



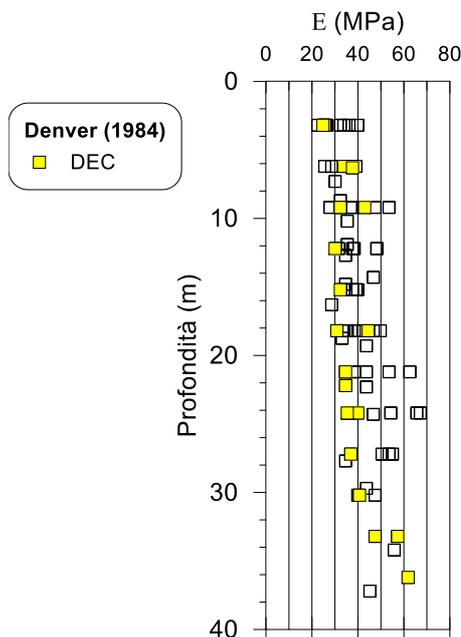


Figura 6.3 – Andamento del Modulo di Young con la profondità dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di Denver (1984); simboli pieni: prove effettuate in corrispondenza dell'opera, simboli vuoti: dati disponibili sull'intero tracciato

Oltre alle SPT, per il litotipo DEC sono disponibili 4 prove di taglio diretto la cui elaborazione congiunta è riportata in Figura 6.4 sul piano di Mohr. Dall'elaborazione delle prove si possono stimare i seguenti valori medi per i parametri di resistenza:  $c'=10$  kPa,  $\varphi'=31^\circ$ .

I profili delle velocità delle onde P ed S con la profondità misurati nella *down-hole* SPD14 sono infine riportati nella Figura 6.5.

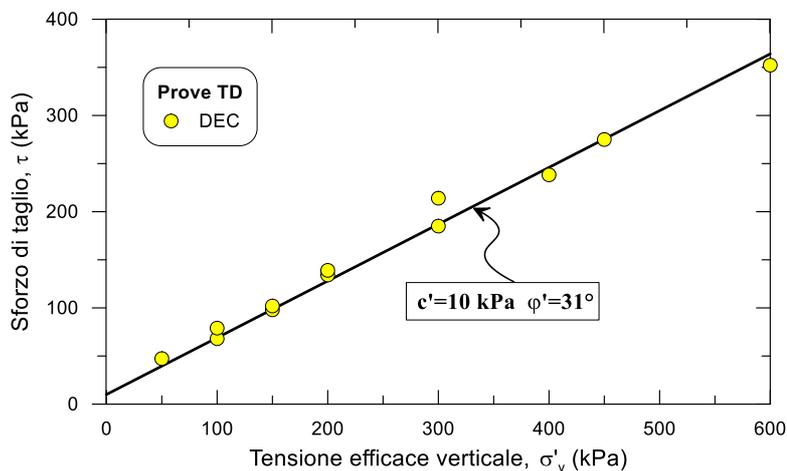


Figura 6.4 – Prove di taglio diretto

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

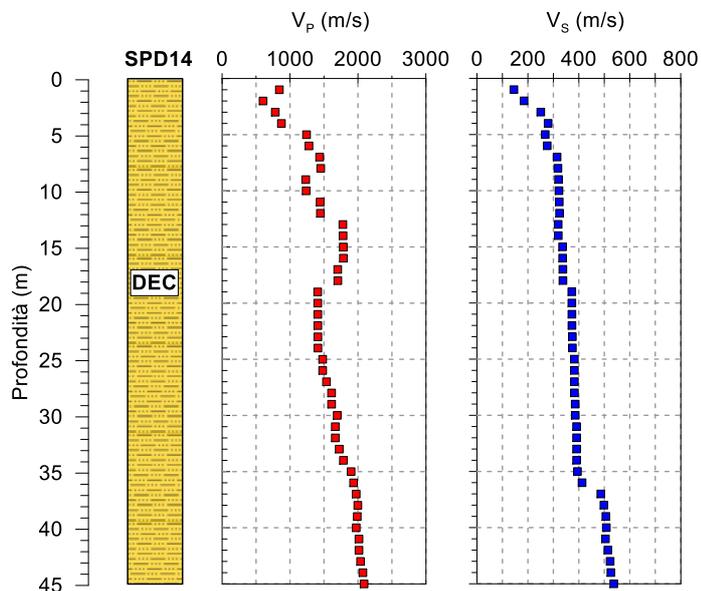


Figura 6.5 – Profili di  $V_p$ ,  $V_s$  dalla prova *down-hole* eseguita nel foro di sondaggio SPD14-DH

La caratterizzazione geotecnica dei litotipi di interesse per l'opera in progetto è sintetizzata in Tabella 6.1.

Tabella 4.1: Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione del viadotto 3

Unità	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Resistenza	Rigidezza	$V_s$ (m/s)
DEC	17.5	$c' = 0$ kPa; $\phi' = 32^\circ$	E = 30 MPa per $z = 0-20$ m E = 40 MPa per $z = 20-30$ m E = 50 MPa per $z > 30$ m	250 per $z = 0-20$ m 400 per $z = 20-35$ m 500 per $z > 35$ m

## 7 VIADOTTO 4 (DA PK= 5+455 A PK= 5+575)

Il viadotto, costituito da 1 campata, è compreso tra le distanze progressive pk= 5+455 e pk= 5+575. La categoria di sottosuolo (NTC18) associata all'opera è la categoria C.

### 7.1 Unità geotecniche presenti

I terreni di fondazione del viadotto sono costituiti dal lato Sud dai sedimenti di conoidi (unità SCA) e dal lato Nord da uno strato di copertura piroclastica (unità P) di spessore massimo circa pari a 20 m (Figura 7.1). Al di sotto delle piroclastiti sono presenti i detriti eluvio colluviali (unità DEC).

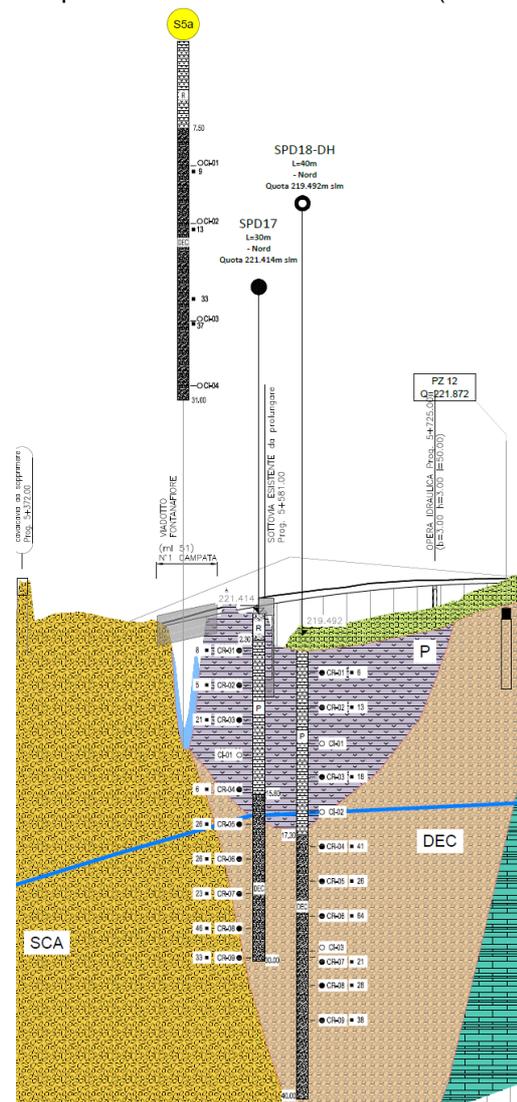


Figura 7.1 – Stralcio profilo geotecnico con indicazione dell'opera e delle indagini geotecniche eseguite

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

## 7.2 Dati geotecnici a disposizione

In corrispondenza del viadotto sono stati effettuati 3 sondaggi a carotaggio continuo, di cui 1 attrezzato con piezometro a tubo aperto (S5a), 1 attrezzato per prove *down-hole* (SPD18-DH) e 1 non attrezzato (SPD17). Il sondaggio SPD18-DH è stato utilizzato per la misura della velocità di propagazione delle onde elastiche attraverso l'esecuzione di una prova *down-hole*, per l'esecuzione di 9 prove SPT e per il prelievo di 9 campioni rimaneggiati e 3 campioni indisturbati. Sui campioni indisturbati sono state eseguite 3 prove di taglio diretto.

All'interno del foro di sondaggio SPD17 sono state eseguite 9 prove SPT e sono stati prelevati 9 campioni rimaneggiati e 1 campione indisturbato. Sul campione indisturbato è stata eseguita una prova di taglio diretto.

Nel sondaggio S5a della campagna di indagine del Progetto Preliminare sono state eseguite 3 prove SPT e sono stati prelevati 2 campioni indisturbati sui quali sono state effettuate altrettante prove di taglio diretto.

## 7.3 Caratterizzazione geotecnica locale

Per stimare l'angolo di attrito  $\varphi'$  dei litotipi P e DEC si è utilizzata la correlazione con  $N_{SPT}$  proposta da De Mello (1971). I risultati delle prove eseguite nei 4 fori di sondaggio sono riportati in Figura 7.2, distinti per unità geotecnica.

Nella Figura i dati relativi alle prove eseguite nei quattro sondaggi di interesse per l'opera sono riportati con simboli colorati pieni. Per confronto sono riportati con simboli vuoti i dati relativi a tutte le prove disponibili per i litotipi considerati sull'intero tracciato e utilizzati nella caratterizzazione generale (Rif [1]).

Dal grafico si osserva che per l'unità DEC si hanno valori dell'angolo di attrito compresi tra 30 e 40°, ad eccezione di un unico valore al di sopra di questo intervallo, mentre all'unità P sono associati valori di  $\varphi'$  compresi tra 25 e 40°.

La rigidità del materiale è stata stimata con la correlazione proposta da Denver (1984) tra  $N_{SPT}$  e modulo di Young ( $E'$ ) per sabbia e ghiaia normalmente consolidate. I valori di  $E'$  ottenuti per le due unità geotecniche sono riportati in funzione della profondità in Figura 7.3 nella quale è sempre mostrato il confronto tra dati locali e quelli relativi all'intero tracciato.

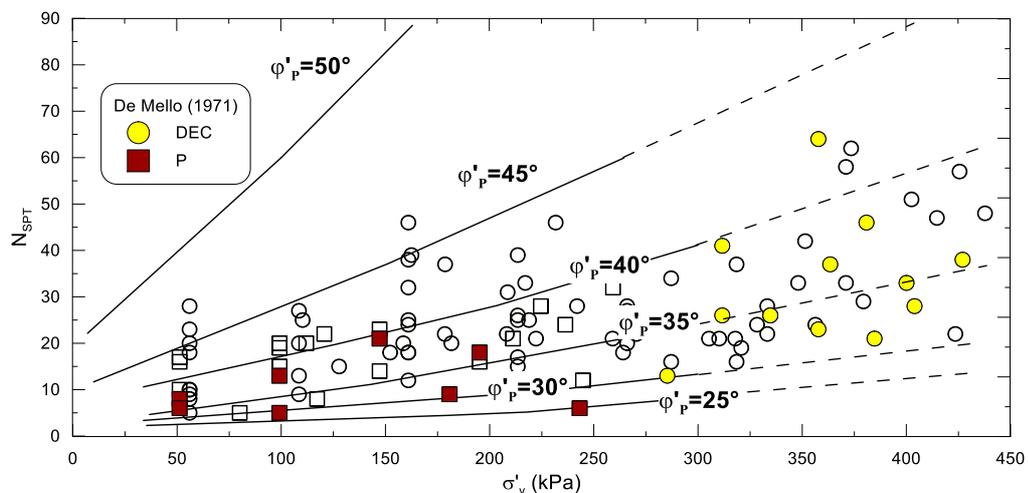


Figura 7.2 – Angolo di attrito dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di De Mello (1971); simboli pieni: prove effettuate in corrispondenza dell'opera, simboli vuoti: dati disponibili sull'intero tracciato

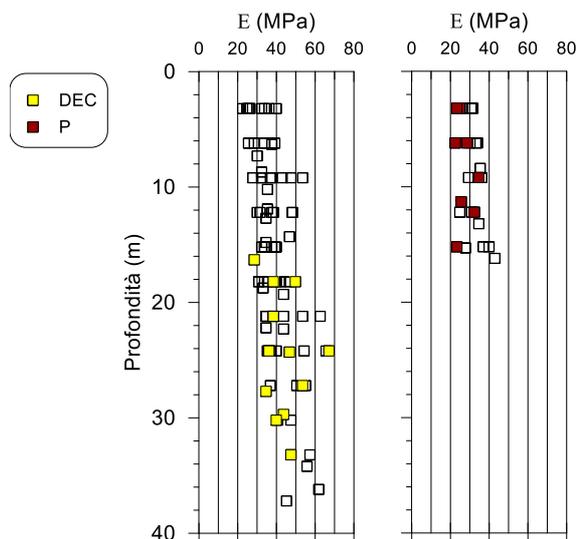


Figura 7.3 – Andamento del Modulo di Young con la profondità dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di Denver (1984); simboli pieni: prove effettuate in corrispondenza dell'opera, simboli vuoti: dati disponibili sull'intero tracciato

Oltre alle SPT, per ognuno dei due litotipi, sono disponibili 3 prove di taglio diretto, la cui elaborazione nel piano di Mohr è mostrata in Figura 9.4. Dall'elaborazione delle prove si possono stimare i seguenti valori medi per i parametri di resistenza:  $c'=18$  kPa,  $\phi'=32^\circ$  per l'unità P e  $c'=10$  kPa,  $\phi'=30^\circ$  per unità DEC.

I profili delle velocità delle onde P ed S con la profondità misurati nella *down-hole* SPD18 sono infine riportati nella Figura 7.5.

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

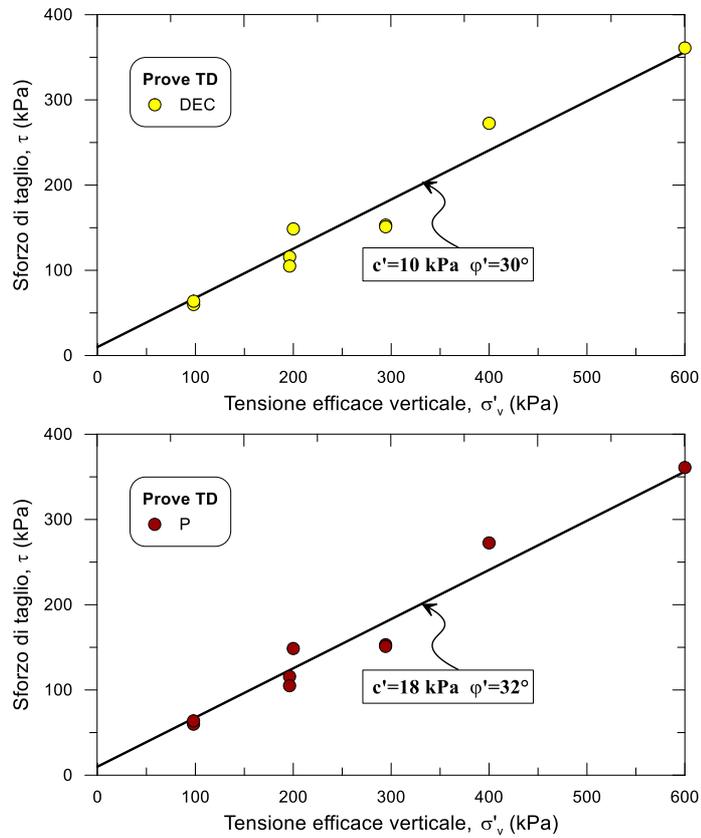


Figura 7.4 – Prove di taglio diretto

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx



**PROGER**

**PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



**PROMETEO**  
 Ingegneria

**INTEGRA**



**IDROSSE**  
 ENGINEERING

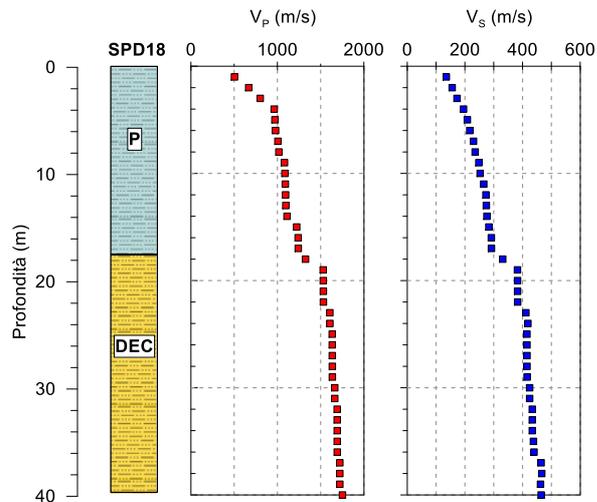


Figura 7.5 – Profili di  $V_p$ ,  $V_s$  dalla prova *down-hole* eseguita nel foro di sondaggio SPD18-DH

Per l'unità SCA, non essendoci dati geotecnici disponibili, si è adottata la stessa caratterizzazione dell'unità DEC, analogamente a quanto fatto per la caratterizzazione generale media (Rif[1]).  
 La caratterizzazione geotecnica dei litotipi di interesse per l'opera in progetto è sintetizzata in Tabella 7.1.

Tabella 7.1: Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione del viadotto 1

Unità	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Resistenza	Rigidezza	$V_s$ (m/s)
P	16	$c' = 0$ kPa; $\phi' = 31^\circ$	$E = 20$ MPa per $z = 0-10$ m $E = 30$ MPa per $z > 10$ m	200 per $z = 0-10$ m 300 per $z > 10$ m
DEC	17.5	$c' = 0$ kPa; $\phi' = 32^\circ$	$E = 30$ MPa per $z = 0-20$ m $E = 40$ MPa per $z > 20$ m	300 per $z = 0-20$ m 400 per $z > 20$ m
SCA	17.5	$c' = 0$ kPa; $\phi' = 32^\circ$	$E = 30$ MPa per $z = 0-20$ m $E = 40$ MPa per $z > 20$ m	300 per $z = 0-20$ m 400 per $z > 20$ m

## 8 GALLERIE (DA PK= 2+860 A PK= 3+090)

Le gallerie sono comprese tra le distanze progressive pk= 2+860 e pk= 3+090.

### 8.1 Unità geotecniche presenti

Le gallerie si sviluppano nei calcari dolomitici (unità CD) come illustrato in Figura 8.1.

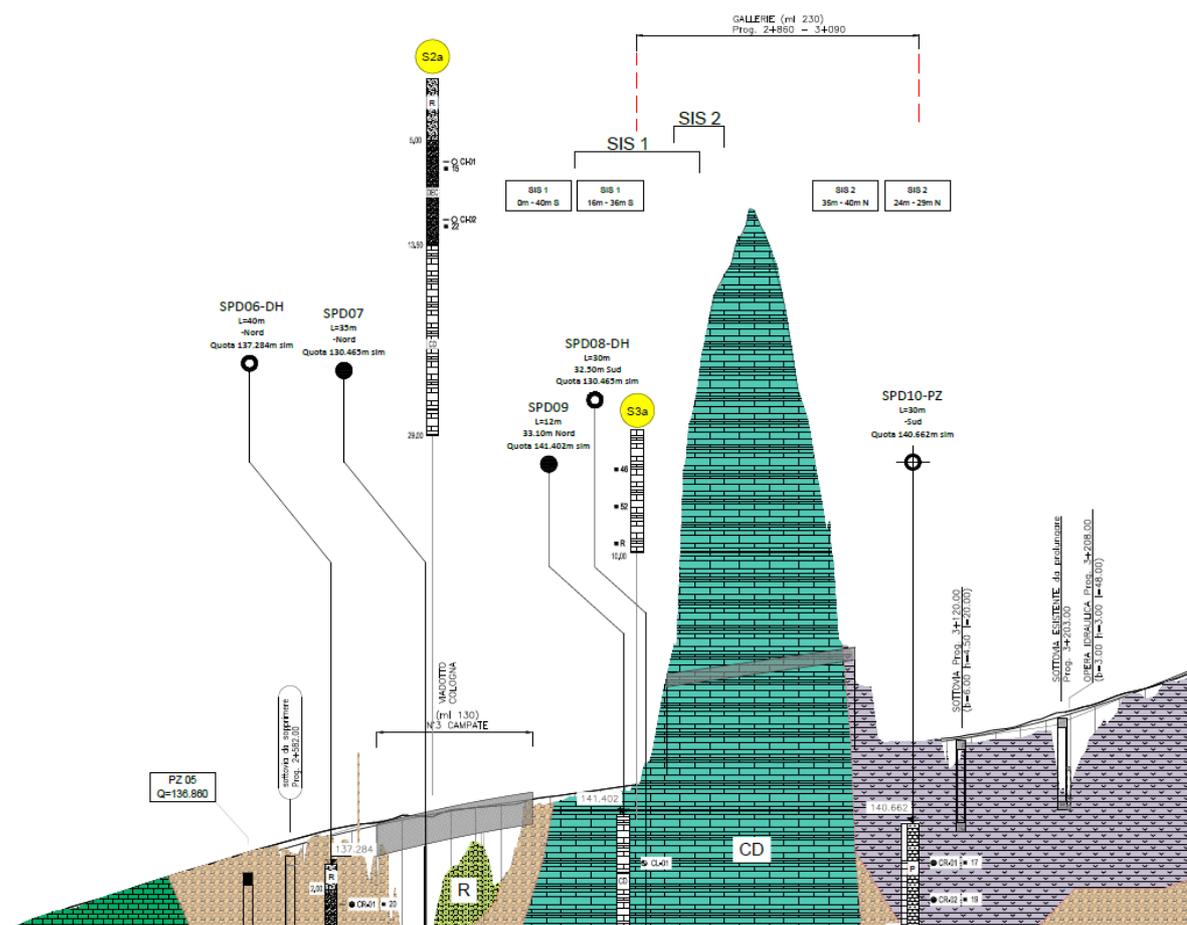


Figura 8.1 – Sezione geologica con ubicazione dell'opera e delle indagini geotecniche eseguite

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

## 8.2 Dati geotecnici a disposizione

In corrispondenza della galleria sono stati eseguiti i sondaggi SPD8-DH (attrezzato per l'esecuzione di una prova *down-hole*) e SPD09. A questi si aggiunge il sondaggio SPD07, eseguito in corrispondenza dell'adiacente viadotto Cologna (viadotto n. 2), che nella parte inferiore ha intercettato i calcari CD (Figura 8.1). All'interno dei sondaggi sono stati prelevati 5 campioni sui quali sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio per la caratterizzazione del materiale roccioso intatto:

- N. 5 prove di compressione uniassiale;
- N. 3 determinazioni del modulo elastico (da prove uniassiali);
- N. 3 prove di carico puntuale "*Point Load Test*".

Le caratteristiche di qualità dell'ammasso roccioso sono state valutate dai risultati dei rilievi geomeccanici eseguiti su 20 stendimenti effettuati nella cava adiacente alle gallerie (pk= 2+860÷3+090) [Rif(1)].

## 8.3 Caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione dell'unità CD è stata effettuata secondo l'approccio della meccanica delle rocce, partendo quindi dalla valutazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale roccioso intatto per poi passare alla scala dell'ammasso per stimare i "valori operativi" dei parametri geotecnici.

L'analisi dei dati disponibili è discussa in dettaglio nella Relazione generale [Rif(1)], di seguito si richiamano gli aspetti essenziali.

### Materiale roccioso intatto

Le prove uniassiali (UX) hanno fornito valori della resistenza a compressione uniassiale variabili tra 11 e 53 MPa, con un valore medio pari a  $\sigma_f = 28$  MPa, mentre il modulo tangente è risultato in due prove compreso tra 20 e 30 GPa e in una prova superiore a 70 GPa, per un valore medio di  $E_t = 41$  GPa.

Dalle prove di carico puntuale (Point Load, PLT) si è ricavato l'indice di resistenza  $I_{s,50}$  da cui, mediante correlazioni, è stata stimata la resistenza a trazione  $\sigma_t$  (compresa tra 1 e 3 MPa con valore medio 2.1 MPa), e la resistenza a compressione monoassiale  $\sigma_f$  (in media pari a 52.8 MPa con valori compresi tra 40 e 70 MPa).

I valori di resistenza a rottura, a compressione monoassiale e a trazione, sono stati riportati nel piano delle tensioni principali  $\sigma_1 - \sigma_3$  in Figura 8.2. I dati possono essere interpretati dal criterio di resistenza di Hoek-Brown:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2} \quad \text{con } \sigma_{ci} = 37 \text{ MPa e } m_i = 8.$$

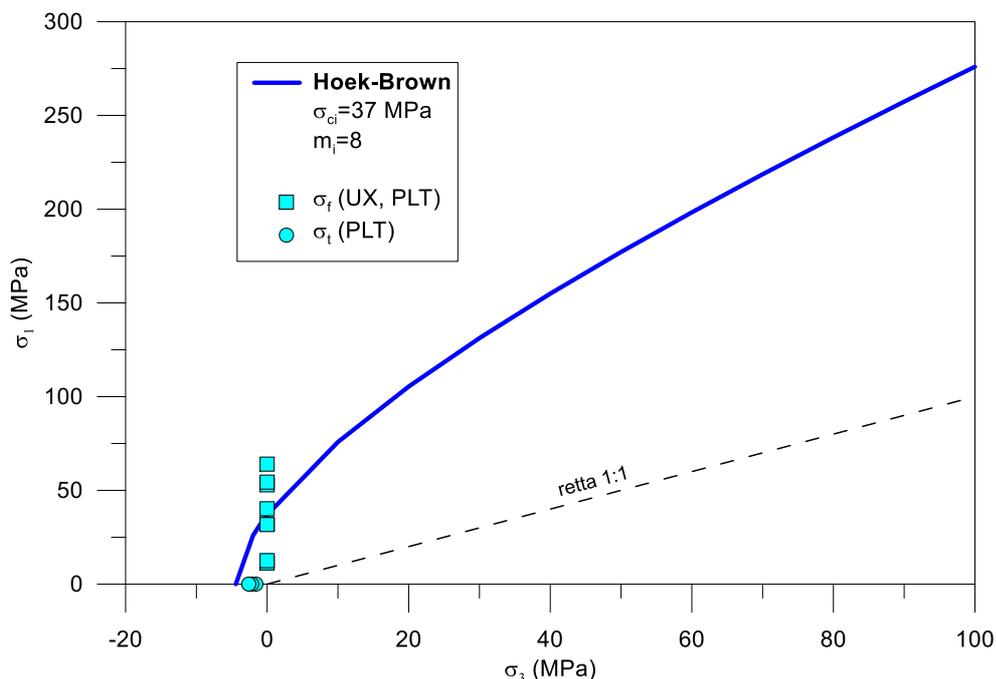


Figura 8.2 – Criterio di resistenza di Hoek-Brown del materiale roccioso intatto nel piano delle tensioni principali

La resistenza a compressione uniassiale del materiale roccioso  $\sigma_{ci}$  è stata posta pari al valore medio delle determinazioni sperimentali (37 MPa) cioè prove uniassiali (UX) e Point Load (PTL). Per il parametro  $m_i$ , non essendo disponibili dati sperimentali da prove triassiali, si è assunto un valore di letteratura tipico per il materiale in esame.

#### Ammasso roccioso

Per stimare la resistenza dell'ammasso roccioso si è applicato il metodo introdotto da Hoek et al. (2002), che utilizza l'indice di qualità GSI (*Geological Strength Index*) per convertire il criterio del materiale intatto in un criterio valido per l'ammasso roccioso.

Le caratteristiche di qualità dell'ammasso roccioso sono state valutate dai risultati dei rilievi geomeccanici [Rif(1)] eseguiti su 20 stendimenti effettuati nella cava adiacente alle gallerie ( $p_k = 2+860 \div 3+090$ ), dai quali risultano un valore minimo di GSI=40 e un valore medio di GSI=55.

Assumendo il valore minimo dell'indice GSI=40 e ipotizzando fattore di disturbo  $D=0$  (disturbo minimo dovuto allo scavo meccanizzato o con esplosioni controllate), si ottiene il criterio di rottura per l'ammasso roccioso rappresentato in Figura 8.3 nel piano delle tensioni principali.

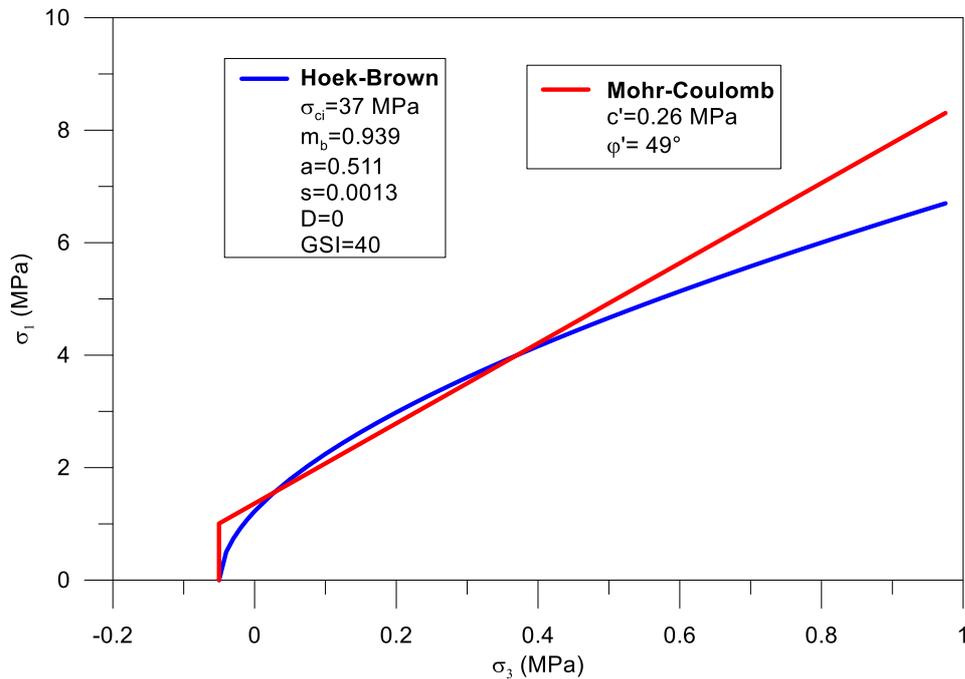


Figura 8.3 – Criterio di resistenza dell’ammasso roccioso ricavato con il metodo di Hoek et al. (2002) e linearizzazione con il criterio di Mohr-Coulomb nell’intervallo di tensione di confinamento -0.03÷0.5 MPa

Il criterio è stato linearizzato con la relazione di Mohr-Coulomb nell’intervallo di tensioni compreso tra  $\sigma_{3,min} = \sigma_t = -0.03$  MPa e  $\sigma_{3,max} = 0.5$  MPa. Quest’ultimo è stato scelto considerando il valore della tensione di confinamento a cui ci si aspetta sia sottoposta la roccia interessata dalle operazioni di scavo.

I parametri di resistenza dell’ammasso roccioso in accordo al criterio lineare di Mohr-Coulomb risultano:  $c' = 0.26$  MPa e  $\phi' = 49^\circ$ .

Il modulo di rigidezza dell’ammasso  $E_{rm}$  è stato calcolato utilizzando la relazione di Hoek & Diederichs (2006) in funzione del modulo elastico della roccia intatta  $E_i$ , del GSI e del fattore di disturbo  $D$  dell’ammasso roccioso:

$$E_{rm}(MPa) = E_i \left( 0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right)$$

Utilizzando il valore medio del modulo elastico della roccia intatta  $E_i = 41000$  MPa determinato sperimentalmente e assumendo il valore minimo  $GSI = 40$  e un fattore di disturbo nullo  $D = 0$ , risulta  $E_{rm} = 6545$  MPa. Tale valore è in sostanziale accordo con il modulo elastico ottenuto dalla prova *down-hole* effettuata

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

nel foro di sondaggio SPD08-DH. Tale indagine mostra all'interno dell'unità litoide CD un andamento di  $V_s$  variabile tra 800 nella porzione più superficiale e 1100 m/s in profondità.

La caratterizzazione geotecnica del litotipo CD è sintetizzata in Tabella 8.1.

In questa relazione ci si è limitati alla caratterizzazione dell'ammasso in termini di continuo equivalente con i parametri di resistenza alla Mohr-Coulomb. Analisi inerenti la possibilità di instabilità di cunei di roccia delimitati dalla famiglie di discontinuità (illustrate e caratterizzate in dettaglio nella Relazione Geotecnica [Rif(1)]) con riferimento a Gallerie e Fronti di scavo sono riportate nelle specifiche relazioni di calcolo.

Tabella 8.1: Caratterizzazione geotecnica delle rocce interessate dallo scavo delle gallerie

Unità	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Resistenza	Rigidezza	$V_s$ (m/s)
CD	26.5	$c' = 260$ kPa; $\phi' = 49^\circ$	$E = 6500$ MPa	800-1100

## 9 TRATTA DA PK= 0 A PK= 2+500

Le principali opere ricadenti in questa tratta sono:

- Svincolo Pellezzano (pk= 1+050)
- Viadotto n.1 (pk= 1+910÷2+015) (oggetto di caratterizzazione ad hoc riportata nel paragrafo 4)

Le indagini disponibili in questa tratta sono riassunte nella Tabella 9.1 mentre le indagini suddivise per i litotipi di interesse sono riportate in Tabella 9.2.

Tabella 9.1: Indagini geotecniche disponibili per la tratta pk= 0 ÷ 2+500 (SPT: prove penetrometriche dinamiche standard, CI: campioni indisturbati, TD: prove di taglio diretto, DH: prova down-hole) - \* prove non considerate attendibili

Sondaggio	SPT	CI	TD	DH
SPD01-PZ	5	2	2	-
SPD03	7	3	3	-
SPD04-DH	10	1	1	X
SPD05	3	2	2	-
S1a	3	2	2*	-

Tabella 9.2: Indagini geotecniche disponibili per i litotipi di interesse per la tratta pk= 0 ÷ 2+500 (\*a rifiuto)

Litotipo	SPT	TD	DH
CM	-	-	-
P	4	2	-
M	2*	-	1
DEC	22	6	1

L'abaco di De Mello (1971) per la stima dell'angolo di attrito  $\phi'$  dai risultati delle prove SPT è riportato in Figura 9.3. Dal grafico si osserva che per l'unità DEC si hanno valori dell'angolo di attrito compresi tra 35 e 45° mentre per l'unità P si osserva  $\phi'=30-40^\circ$ . Per questi due litotipi si hanno a disposizione anche prove di taglio diretto la cui elaborazione nel piano di Mohr è mostrata in Figura 9.4. Dall'elaborazione delle prove si

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger\_SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

possono stimare i seguenti valori medi per i parametri di resistenza:  $c'=21$  kPa,  $\varphi'=30^\circ$  per l'unità P e  $c'=16$  kPa,  $\varphi'=33^\circ$  per l'unità DEC.

La rigidezza dei litotipi P e DEC è stata stimata con la correlazione proposta da Denver (1984) tra  $N_{SPT}$  e modulo di Young ( $E'$ ). I valori di  $E'$  ottenuti per le due unità geotecniche sono riportati in funzione della profondità in Figura 9.5 nella quale è sempre mostrato il confronto tra dati locali e quelli relativi all'intero tracciato. L'unità P mostra un valore medio di  $E'=30$  MPa pressoché costante con la profondità mentre l'unità DEC evidenzia un sensibile gradiente con la profondità essendo  $E'=30$  MPa in superficie e circa 60 MPa alla massima profondità investigata.

I profili delle velocità delle onde S con la profondità misurati nella *down-hole* SPD04 sono infine riportati nella Figura 9.6.

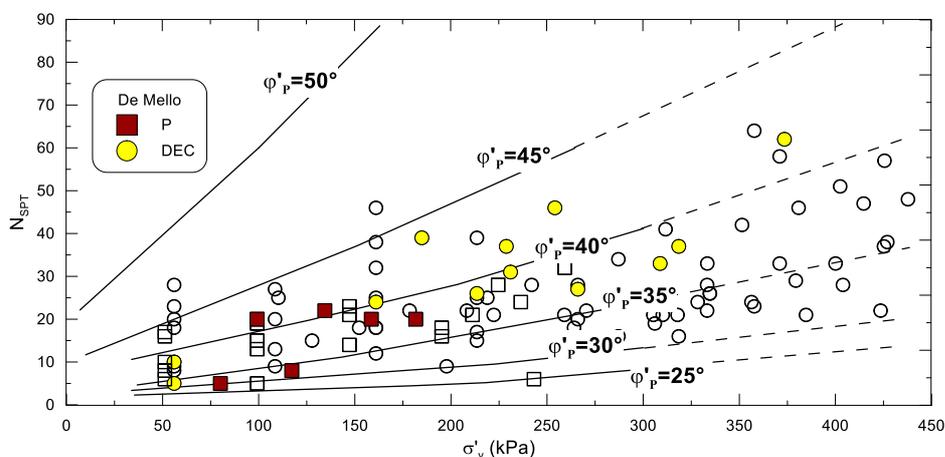
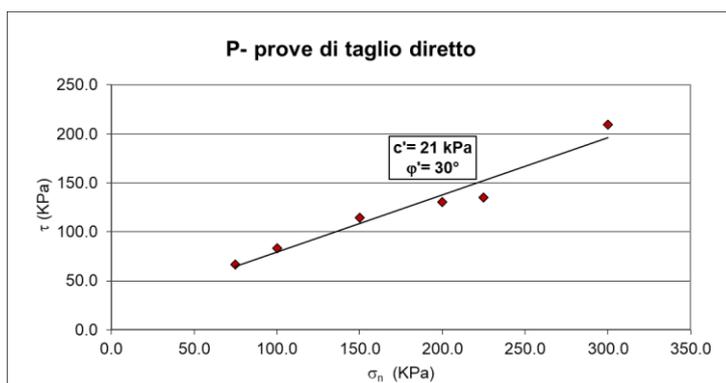


Figura 9.3 – Angolo di attrito dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di De Mello (1971); simboli pieni: prove effettuate nella tratta considerata, simboli vuoti: dati disponibili sull'intero tracciato



Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

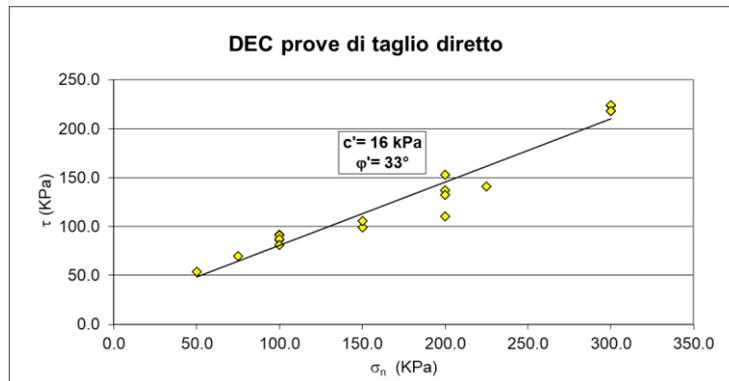


Figura 9.4 – Prove di taglio diretto

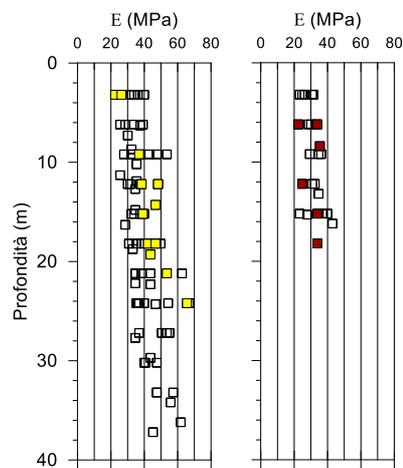


Figura 9.5 – Andamento del Modulo di Young con la profondità dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di Denver (1984); simboli pieni: prove effettuate nella tratta considerata, simboli vuoti: dati disponibili sull'intero tracciato

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

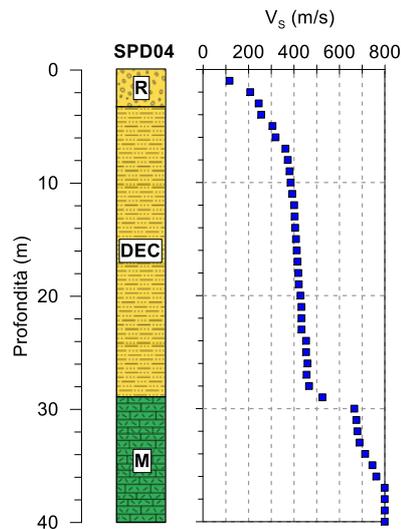


Figura 9.6 – Profili di Vs dalla prova *down-hole* eseguita nel foro di sondaggio SPD04-DH

La caratterizzazione geotecnica dei litotipi di interesse per la tratta di interesse è sintetizzata in Tabella 8.3.

Tabella 9.3: Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione tratta pk= 0 ÷ 2+500

Un.	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	RESISTENZA	RIGIDEZZA	$V_s$ (m/s)
P	16	$c'=2,5$ kPa; $\varphi'=31^\circ$	E=30 MPa	200
DEC	17.5	$c'=5$ kPa; $\varphi'=33^\circ$	E=30 MPa per z=0-10 m E=40 MPa per z=10-20m E=50 MPa per z>20m	300 per z=0-10 m 400 per z>10 m
M	21	$C_u = 250$ kPa;	E=200 MPa	700
CM	22	$c'=50$ kPa; $\varphi'=45^\circ$	E= 200 MPa	700-800

## 10 TRATTA DA PK=2+500 A PK= 3+850

Le principali opere ricadenti in questa tratta sono:

- Viadotto n.2 (pk= 2+590÷2+760) (oggetto di caratterizzazione ad hoc riportata nel paragrafo 5)
- Gallerie (pk= 2+860÷3+090) (oggetto di caratterizzazione ad hoc riportata nel paragrafo 8)

Nel tratto sono ubicati diversi sottovia.

Le indagini disponibili in questa tratta sono riassunte nella Tabella 10.1 mentre le indagini suddivise per i litotipi di interesse sono riportate in Tabella 10.2.

Tabella 10.1: Indagini geotecniche disponibili per la tratta pk= 2+500 ÷ 3+850 (SPT: prove penetrometriche dinamiche standard, CI: campioni indisturbati, CL: campioni di roccia, TD: prove di taglio diretto, DH: prova *down-hole*, UX: prove di compressione uniassiale, PLT: prove Point Load) - \* prove non considerate attendibili

Sondaggio	SPT	CI	CL	TD	DH	UX	PLT
SPD06-DH	10	2	-	1	x	-	-
SPD07	2	1	2	1	-	2	1
SPD08-DH	-	-	2	-	x	2	1
SPD09	-	-	1	-	-	1	1
SPD10	4	3	-	3	-	-	-
S2a	2	2	-	2*	-	-	-
S3a	3	-	-	-	-	-	-
S4a	3	2	-	1*	-	-	-

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

Tabella 10.2: Indagini geotecniche disponibili per i litotipi di interesse per la tratta pk= 2+500 ÷ 3+850 (\*a rifiuto)

Litotipo	SPT	TD	UX	PLT	DH
CM	-	-	-	-	-
P	3	-	-	-	-
DEC	18	5	-	-	1
CD	-	-	5	3	1

L'abaco di De Mello (1971) per la stima dell'angolo di attrito  $\varphi'$  dai risultati delle prove SPT è riportato in Figura 10.1. Dal grafico si osserva che per l'unità DEC si hanno valori dell'angolo di attrito compresi essenzialmente tra 35 e 45° mentre per l'unità P si hanno pochi dati estremamente dispersi. Per il litotipo DEC si hanno a disposizione anche prove di taglio diretto la cui elaborazione nel piano di Mohr è mostrata in Figura 10.2. Dall'elaborazione delle prove si possono stimare i seguenti valori medi per i parametri di resistenza:  $c'=15$  kPa,  $\varphi'=33^\circ$ .

La rigidezza dei litotipi P e DEC è stata stimata con la correlazione proposta da Denver (1984) tra  $N_{SPT}$  e modulo di Young ( $E'$ ). I valori di  $E'$  ottenuti per le due unità geotecniche sono riportati in funzione della profondità in Figura 10.3 nella quale è sempre mostrato il confronto tra dati locali (tratta in esame) e quelli relativi all'intero tracciato. L'unità P mostra un valore medio di  $E'=30$  MPa pressoché costante con la profondità mentre l'unità DEC evidenzia un sensibile gradiente con la profondità con  $E'=30$  MPa in superficie e circa 50 MPa alla massima profondità investigata.

I profili delle velocità delle onde P ed S con la profondità misurati nelle *down-hole* SPD06 e SPD08 sono infine riportati nella Figura 10.4.

I litotipi CM e CD sono stati caratterizzati secondo l'approccio della meccanica delle rocce, partendo quindi dalla valutazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale roccioso intatto per poi passare alla scala dell'ammasso per stimare i "valori operativi" dei parametri geotecnici. L'analisi dei dati disponibili è discussa in dettaglio nella Relazione generale [Rif(1)] e per il litotipo CD riassunta nel paragrafo 8 dedicato alle Gallerie (pk= 2+860÷3+090) che si sviluppano interamente in tale unità.

Il criterio di rottura dell'ammasso roccioso è stato derivato da quello del materiale intatto mediante il metodo introdotto da Hoek et al. (2002), che utilizza l'indice di qualità GSI (*Geological Strength Index*) e il fattore di disturbo D assumendo i seguenti valori:

GSI = 38 e D=0.5 per l'unità CM  
 GSI= 40 e D=0 per l'unità CD.

Il criterio è stato infine linearizzato con la relazione di Mohr-Coulomb nei seguenti intervalli di tensione:

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger\_SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

$\sigma_{3,\min} = \sigma_t = -0.01$  MPa e  $\sigma_{3,\max} = 0.11$  MPa per l'unità CM  
 $\sigma_{3,\min} = \sigma_t = -0.03$  MPa e  $\sigma_{3,\max} = 0.50$  MPa per l'unità CD

L'estremo superiore dell'intervallo tensionale si riferisce rispettivamente alle profondità di interesse di 10 m e 40 m.

Il modulo di rigidezza dell'ammasso  $E_{rm}$  è stato calcolato utilizzando la relazione di Hoek & Diederichs (2006) in funzione del modulo elastico della roccia intatta  $E_i$ , del GSI e del fattore di disturbo D dell'ammasso roccioso.

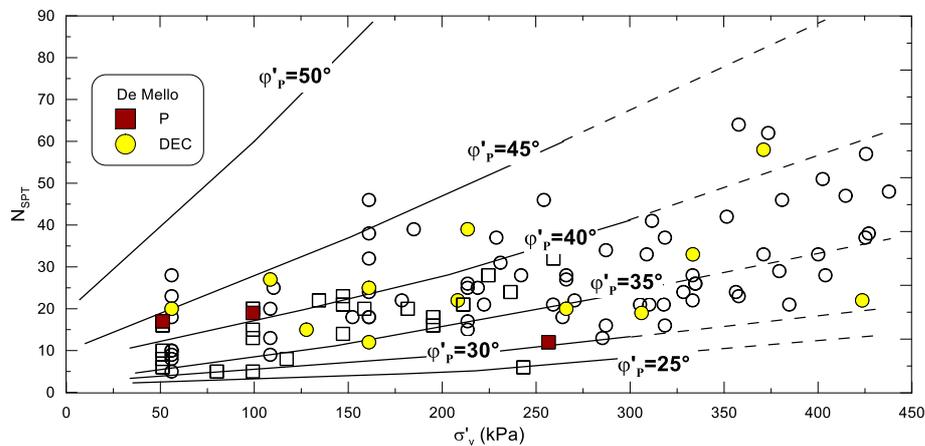


Figura 10.1 – Angolo di attrito dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di De Mello (1971); simboli pieni: prove effettuate nella tratta considerata, simboli vuoti: dati disponibili sull'intero tracciato

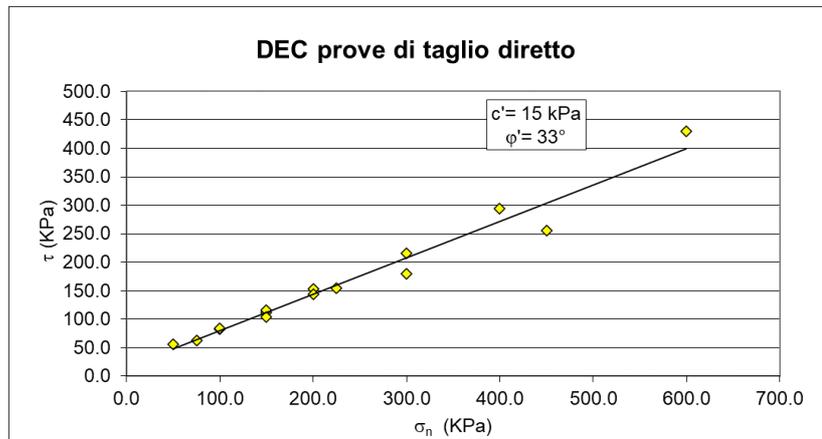


Figura 10.2 – Prove di taglio diretto eseguite sul litotipo DEC nella tratta considerata

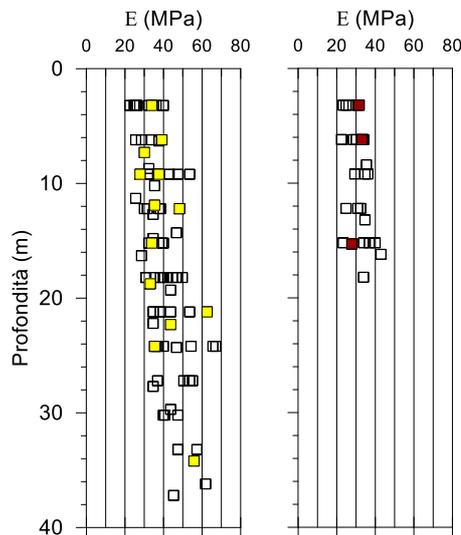


Figura 10.3 – Andamento del Modulo di Young con la profondità dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di Denver (1984); simboli pieni: prove effettuate nella tratta considerata, simboli vuoti: dati disponibili sull'intero tracciato

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

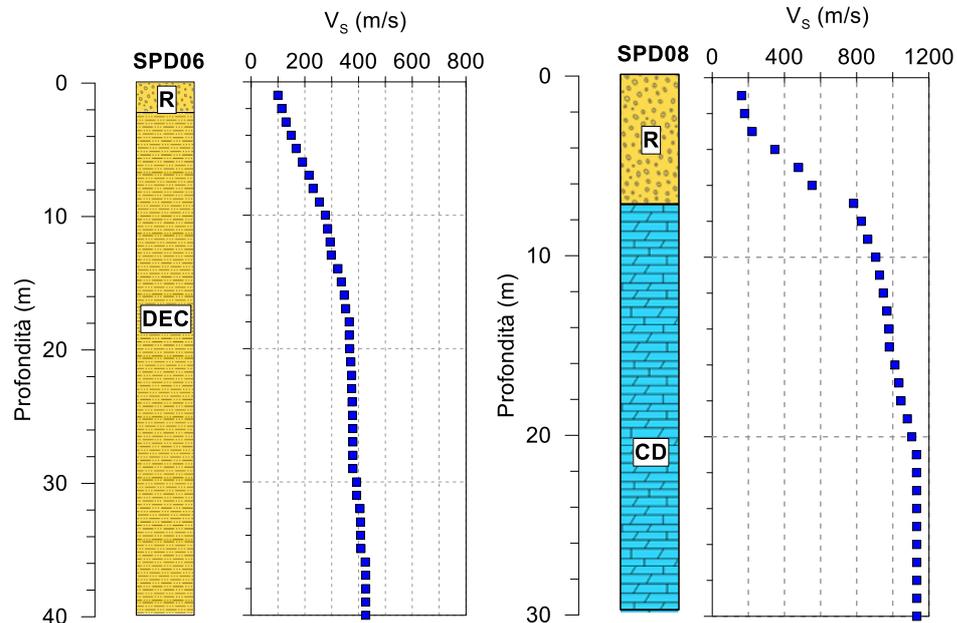


Figura 10.4 – Profili di  $V_s$  dalle prove *down-hole* eseguite nei fori di sondaggio SPD06-DH e SPD08-DH

La caratterizzazione geotecnica dei litotipi di interesse per la tratta di interesse è sintetizzata in Tabella 10.3.

Tabella 10.3: Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione tratta pk= 2+500 ÷ 3+850

Un.	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	RESISTENZA	RIGIDEZZA	$V_s$ (m/s)
P	16	$c' = 2.5$ kPa; $\varphi' = 31^\circ$	$E = 30$ MPa per $z = 0-10$ m	200
DEC	17.5	$c' = 5$ kPa; $\varphi' = 33^\circ$	$E = 30$ MPa per $z = 0-10$ m $E = 40$ MPa per $z = 10-20$ m $E = 50$ MPa per $z > 20$ m	300 per $z = 0-10$ m 400 per $z > 10$ m
CM	22	$c' = 50$ kPa; $\varphi' = 45^\circ$	$E = 200$ MPa	700-800
CD	26.5	$c' = 250$ kPa; $\varphi' = 49^\circ$	$E = 6000$ MPa	800-1100

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

## 11 TRATTA DA PK=3+850 A PK= 4+950

Le principali opere ricadenti in questa tratta sono:

- Viadotto n.3 (pk= 3+915÷4+080) (oggetto di caratterizzazione ad hoc riportata nel paragrafo 6)
- Svincolo Baronissi (pk = 4+210)
- Sottovia (pk = 4+420)

Le indagini disponibili in questa tratta sono riassunte nella Tabella 11.1 mentre le indagini disponibili per ogni litotipo di interesse per la tratta sono riportate in Tabella 11.2.

Tabella 11.1: Indagini geotecniche disponibili per la tratta pk= 3+850 ÷ 4+950 (SPT: prove penetrometriche dinamiche standard, CI: campioni indisturbati, TD: prove di taglio diretto, DH: prova down-hole; LF: prova Lefranc)

Sondaggio	SPT	CI	TD	DH	LF
SPD12-PZ	9	3	2	-	-
SPD14-DH	12	3	2	1	-
SPD15-PZ	5	1	1	-	1

Tabella 11.2: Indagini geotecniche disponibili per i litotipi di interesse per la tratta pk= 3+850 ÷ 4+950

Litotipo	SPT	TD	DH
P	3	1	-
DEC	23	4	1

L'abaco di De Mello (1971) per la stima dell'angolo di attrito  $\varphi'$  dai risultati delle prove SPT è riportato in Figura 11.1. Dal grafico si osserva che per l'unità DEC si hanno valori dell'angolo di attrito essenzialmente compresi tra 30° e 40° mentre per l'unità P si ha  $\varphi'=40-45^\circ$ . Per questi due litotipi si hanno a disposizione anche prove di taglio diretto la cui elaborazione nel piano di Mohr è mostrata in Figura 11.2. Dall'elaborazione delle prove si possono stimare i seguenti valori medi per i parametri di resistenza:  $c'=13$  kPa,  $\varphi'=34^\circ$  per l'unità P e  $c'=20$  kPa,  $\varphi'=29^\circ$  per unità DEC.

La rigidezza dei litotipi P e DEC è stata stimata con la correlazione proposta da Denver (1984) tra  $N_{SPT}$  e modulo di Young ( $E'$ ). I valori di  $E'$  ottenuti per le due unità geotecniche sono riportati in funzione della

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger\_SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

profondità in Figura 11.3 nella quale è sempre mostrato il confronto tra dati locali e quelli relativi all'intero tracciato. L'unità P mostra un valore medio di  $E'=30$  MPa pressoché costante con la profondità mentre l'unità DEC evidenzia un modesto gradiente con la profondità con  $E'=30$  MPa in superficie e circa 60 MPa alla massima profondità investigata.

I profili delle velocità delle onde S con la profondità misurati nella *down-hole* SPD14 sono infine riportati nella Figura 11.4. Il profilo interessa esclusivamente l'unità DEC che mostra  $V_s$  crescente con la profondità, pari mediamente a 300 m/s nei primi 20 m e 400 m/s al di sotto.

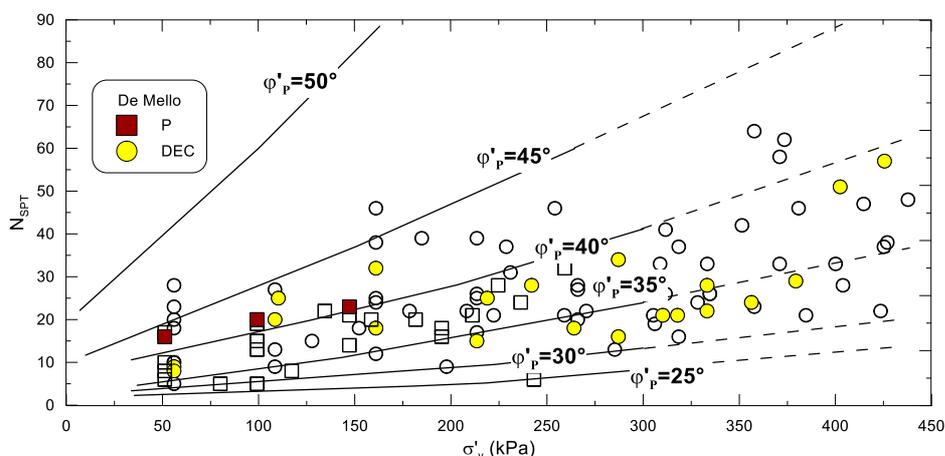


Figura 11.1 – Angolo di attrito dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di De Mello (1971); simboli pieni: prove effettuate nella tratta considerata, simboli vuoti: dati disponibili sull'intero tracciato

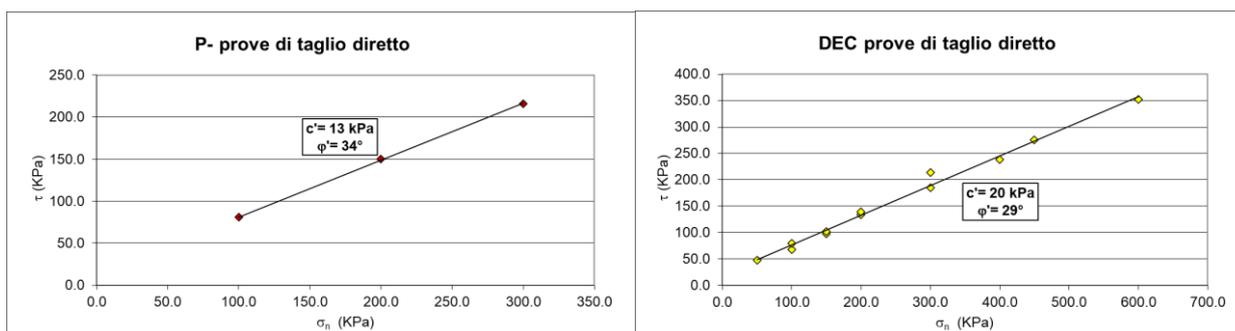


Figura 11.2 – Prove di taglio diretto

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

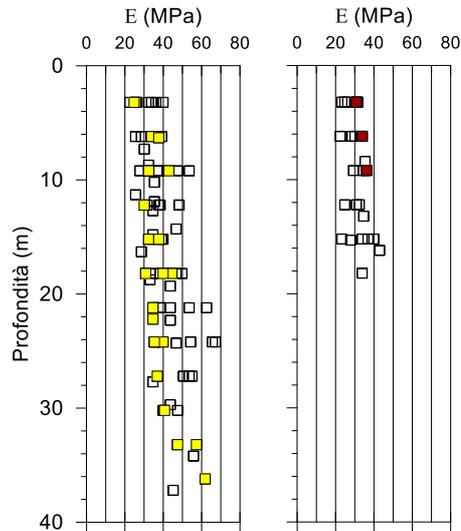


Figura 11.3 – Andamento del Modulo di Young con la profondità dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di Denver (1984); simboli pieni: prove effettuate nella tratta considerata, simboli vuoti: dati disponibili sull'intero tracciato

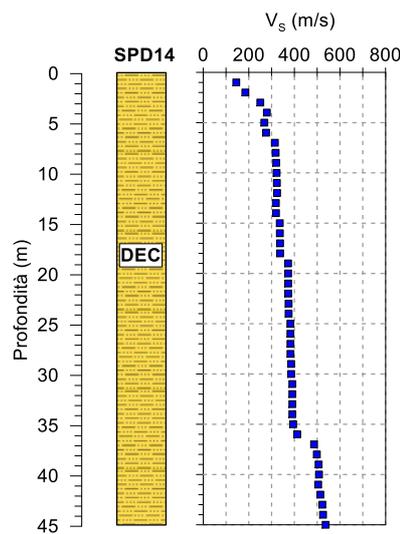


Figura 11.4 – Profili di  $V_s$  dalla prova *down-hole* eseguita nel foro di sondaggio SPD14-DH

La caratterizzazione geotecnica dei litotipi di interesse per la tratta di interesse è sintetizzata in Tabella 11.3.

Tabella 11.3: Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione tratta pk= 3+850 ÷ 4+950

Un.	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	RESISTENZA	RIGIDEZZA	$V_s$ (m/s)
P	16	$c'=2.5$ kPa; $\varphi'=33^\circ$	E=30 MPa per z=0-10 m	200
DEC	17.5	$c'=10$ kPa; $\varphi'=32^\circ$	E=30 MPa per z=0-10 m E=40 MPa per z=10-20m E=50 MPa per z>20m	300 per z=0-20 m 400 per z>20 m

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

## 12 TRATTA DA PK=4+950 A PK= 6+000

Le principali opere ricadenti in questa tratta sono:

- Cavalcavia (pk= 5+000)
- Cavalcavia (pk = 5+350)
- Viadotto n. 4 (pk = 5+455-5+575) (oggetto di caratterizzazione *ad hoc* riportata nel paragrafo 7)
- Cavalcavia (pk = 5+860)
- Sottovia (pk = 5+950)

Le indagini disponibili in questa tratta sono riassunte nella Tabella 12.1 mentre le indagini suddivise per i litotipi di interesse nella tratta sono riportate in Tabella 12.2.

Tabella 12.1: Indagini geotecniche disponibili per la tratta pk= 4+950 ÷ 6+000 (SPT: prove penetrometriche dinamiche standard, CI: campioni indisturbati, TD: prove di taglio diretto, DH: prova down-hole) - \* prove non considerate attendibili

Sondaggio	SPT	CI	TD	DH
SPD16	5	-	-	-
SPD17	9	1	1	-
SPD18-DH	9	3	3	1
SPD19	-	-	-	-
SPD01-AMB	6	-	-	-
S5a	3	4	2*	-

Tabella 12.2: Indagini geotecniche disponibili per i litotipi di interesse per la tratta pk= 4+950 ÷ 6+000

Litotipo	SPT	TD	DH
P	9	3	-
DEC	23	1	1
CD	-	-	-
SCA	-	-	-

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

L'abaco di De Mello (1971) per la stima dell'angolo di attrito  $\varphi'$  dai risultati delle prove SPT è riportato in Figura 12.1. Dal grafico si osserva che per l'unità DEC si hanno valori dell'angolo di attrito compresi tra  $30^\circ$  e  $40^\circ$  mentre per l'unità P si  $\varphi'=30-40^\circ$ . Per questi due litotipi si hanno a disposizione anche prove di taglio diretto la cui elaborazione nel piano di Mohr è mostrata in Figura 12.2. Dall'elaborazione delle prove si possono stimare i seguenti valori medi per i parametri di resistenza:  $c'=15$  kPa,  $\varphi'=33^\circ$  per l'unità P e  $c'=15$  kPa,  $\varphi'=31^\circ$  per unità DEC.

La rigidezza dei litotipi P e DEC è stata stimata con la correlazione proposta da Denver (1984) tra  $N_{SPT}$  e modulo di Young ( $E'$ ). I valori di  $E'$  ottenuti per le due unità geotecniche sono riportati in funzione della profondità in Figura 12.3 nella quale è sempre mostrato il confronto tra dati locali e quelli relativi all'intero tracciato. L'unità P mostra un valore medio di  $E'=30$  MPa pressoché costante con la profondità mentre l'unità DEC evidenzia un leggero gradiente con la profondità con  $E'=30$  MPa nei primi metri di profondità e circa 50 MPa alle massime profondità investigate.

I profili delle velocità delle onde S con la profondità misurati nella *down-hole* SPD018 sono infine riportati nella Figura 12.4. Il profilo interessa tanto le piroclastiti P che l'unità DEC più in profondità. La  $V_s$  varia tra 100 m/s e 300 m/s nell'unità P con un valore medio di 200 m/s; anche nei terreni DEC la  $V_s$  mostra un apprezzabile gradiente 400-500 m/s.

Le unità CD e SCA presenti nella tratta non sono state in questa parte del tracciato oggetto di indagine. Per queste si deve quindi fare riferimento alla caratterizzazione generale.

In particolare, per quanto riguarda l'unità CD, questa è stata caratterizzata secondo l'approccio della meccanica delle rocce, partendo quindi dalla valutazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale roccioso intatto per poi passare alla scala dell'ammasso per stimare i "valori operativi" dei parametri geotecnici. L'analisi dei dati disponibili è discussa in dettaglio nella Relazione generale [Rif(1)] e riassunta nel paragrafo 8 dedicato alle Gallerie ( $pk= 2+860\div 3+090$ ) che si sviluppano interamente nell'unità CD.

Il criterio di rottura dell'ammasso roccioso è stato ricavato mediante il metodo introdotto da Hoek et al. (2002), che utilizza l'indice di qualità GSI (*Geological Strength Index*). A tal fine è stato assunto il valore minimo dell'indice  $GSI=40$  ricavato dai rilievi geomeccanici eseguiti su 20 stendimenti effettuati nella cava adiacente alle gallerie ( $pk= 2+860\div 3+090$ ) [Rif(1)] e ipotizzato fattore di disturbo  $D=0.5$ .

Il criterio è stato infine linearizzato con la relazione di Mohr-Coulomb nell'intervallo di tensioni compreso tra  $\sigma_{3,min} = \sigma_t = -0.03$  MPa e  $\sigma_{3,max} = 0.26$  MPa. Quest'ultimo è stato scelto considerando il valore della tensione di confinamento a circa 20 m di profondità.

I parametri di resistenza dell'ammasso roccioso in accordo al criterio lineare di Mohr-Coulomb risultano:  $c'=133$  kPa e  $\varphi'=48^\circ$ .

Il modulo di rigidezza dell'ammasso  $E_m$  è stato calcolato utilizzando la relazione di Hoek & Diederichs (2006) in funzione del modulo elastico della roccia intatta  $E_i$ , del GSI e del fattore di disturbo  $D$  dell'ammasso roccioso. Assumendo  $E_i=41000$  MPa (media delle determinazioni sperimentali),  $GSI=40$  e  $D=0.5$ , risulta  $E_m \sim 3000$  MPa.

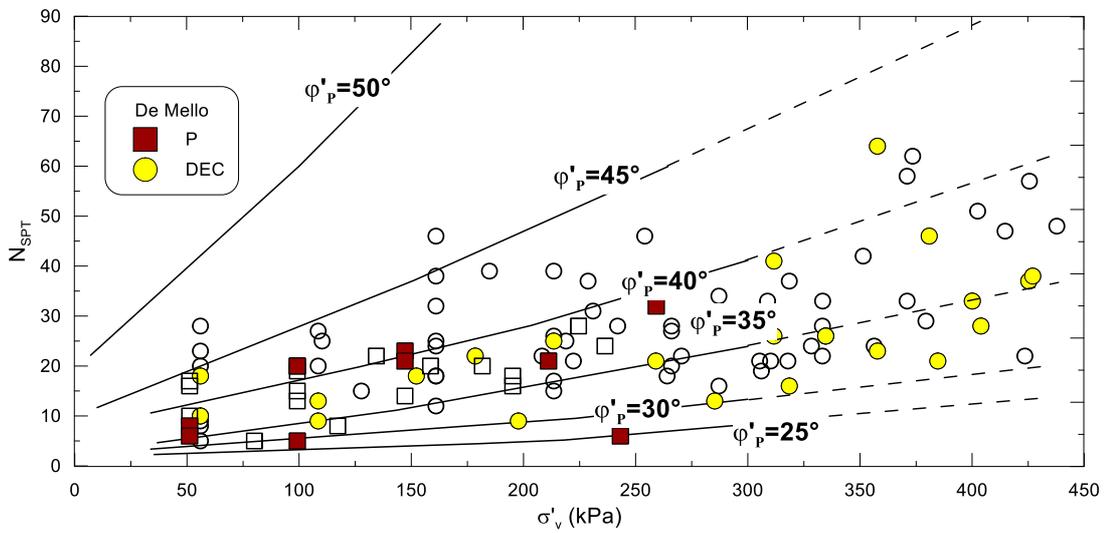


Figura 12.1 – Angolo di attrito dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di De Mello (1971); simboli pieni: prove effettuate nella tratta considerata, simboli vuoti: dati disponibili sull'intero tracciato

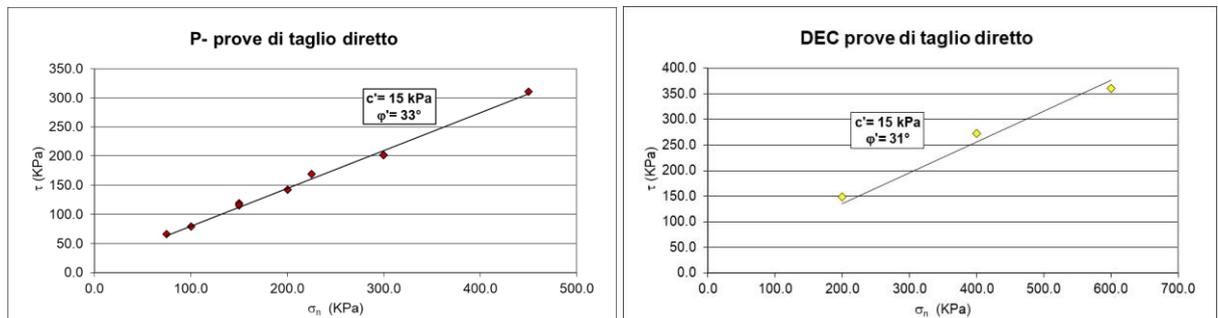


Figura 12.2 – Prove di taglio diretto

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx



**PROGER**

**PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



**PROMETEO**  
 POLITECNICO DI TORINO

**INTEGRA**



**IDROESSE**  
 ENGINEERING

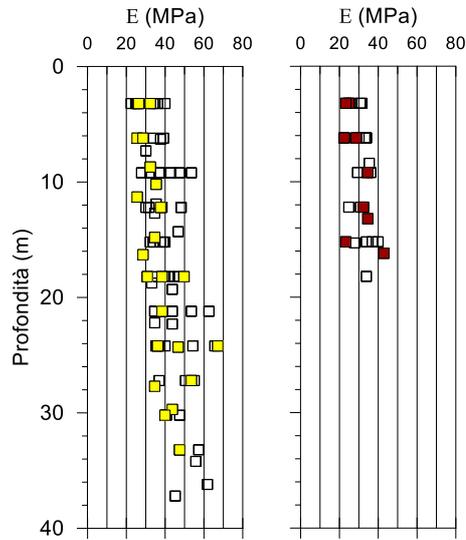


Figura 12.3 – Andamento del Modulo di Young con la profondità dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di Denver (1984); simboli pieni: prove effettuate nella tratta considerata, simboli vuoti: dati disponibili sull'intero tracciato

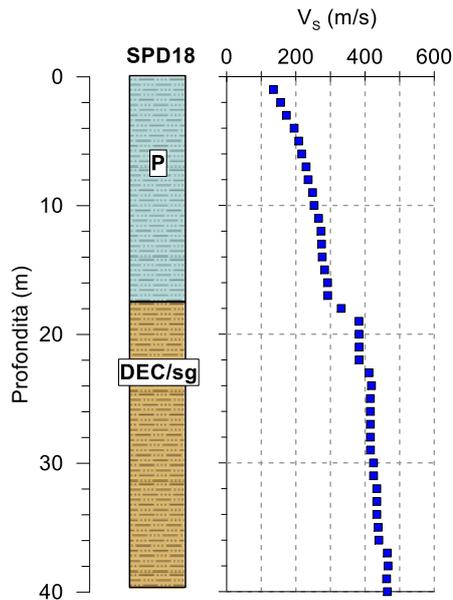


Figura 12.4 – Profili di  $V_s$  dalla prova *down-hole* eseguita nel foro di sondaggio SPD18-DH

La caratterizzazione geotecnica dei litotipi di interesse per la tratta di interesse è sintetizzata in Tabella 12.3.

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

Tabella 12.3: Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione tratta pk= 4+950 ÷ 6+000( \*gradiente con la profondità)

Un.	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	RESISTENZA	RIGIDEZZA	$V_s$ (m/s)
P	16	$c'=0$ kPa; $\varphi'=33^\circ$	E=30 MPa per z=0-10 m	200
DEC	17.5	$c'=5$ kPa; $\varphi'=32^\circ$	E=30 MPa per z=0-10 m E=40 MPa per z=10-20m E=50 MPa per z>20m	300 per z=0-10 m 400 per z>10 m
SCA	17.5	$c'=5$ kPa; $\varphi'=33^\circ$	E=30 MPa per z=0-20 m E=40 MPa per z=20-40 m	250 per z=0-20 m 400 per z=20-40 m
CD	26.5	$c' = 133$ kPa; $\varphi' = 48^\circ$	E= 3000 MPa	800-1100 *

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx



**PROGER**

**PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



**INTEGRA**



## 13 TRATTA DA PK=6+000A PK= 8+345

Le principali opere ricadenti in questa tratta sono:

- Sottovia (pk= 6+180)
- Cavalcavia (pk = 6+455)
- Cavalcavia (pk = 7+370)
- Svincolo Lancusi (pk = 7+110)
- Cavalcavia (pk = 7+700)

Le indagini disponibili in questa tratta sono riassunte nella Tabella 13.1 mentre le indagini suddivise per i litotipi di interesse sono riportate in Tabella 13.2.

Tabella 13.1: Indagini geotecniche disponibili per la tratta pk= 6+000 ÷ 8+345 (SPT: prove penetrometriche dinamiche standard, CI: campioni indisturbati, TD: prove di taglio diretto, DH: prova down-hole)

Sondaggio	SPT	CI	TD	DH
SPD20-PZ	5	1	1	-
SPD21-DH	9	3	3	1
SPD22-PZ	9	2	2	-
SPD23-DH	6	3	3	1

Tabella 13.2: Indagini geotecniche disponibili per i litotipi di interesse per la tratta pk= 6+000 ÷ 8+345 (\*a rifiuto)

Litotipo	SPT	TD	DH
P	6	4	1
DEC	17	5	1
AR	-	-	-
SCA	6	-	-

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx



**PROGER**

**PROGIN**



**PROMETEO**

**INTEGRA**



**IDROESSE**  
ENGINEERING

L'abaco di De Mello (1971) per la stima dell'angolo di attrito  $\phi'$  dai risultati delle prove SPT è riportato in Figura 13.1. Dal grafico si osserva che per l'unità DEC si hanno valori dell'angolo di attrito molto dispersi compresi tra 33 e 47° mentre per le unità P e SCA si  $\phi'=35-40^\circ$ . Per i litotipi P e DEC si hanno a disposizione anche prove di taglio diretto la cui elaborazione nel piano di Mohr è mostrata in Figura 13.2. Dall'elaborazione delle prove si possono stimare i seguenti valori medi per i parametri di resistenza:  $c'=13$  kPa,  $\phi'=33^\circ$  per l'unità P e  $c'=16$  kPa,  $\phi'=32^\circ$  per l'unità DEC.

La rigidezza dei litotipi P, SCA e DEC è stata stimata con la correlazione proposta da Denver (1984) tra  $N_{SPT}$  e modulo di Young ( $E'$ ). I valori di  $E'$  ottenuti per le due unità geotecniche sono riportati in funzione della profondità in Figura 13.3 nella quale è sempre mostrato il confronto tra dati locali e quelli relativi all'intero tracciato. L'unità P mostra un valore medio di  $E'=30$  MPa pressoché costante con la profondità mentre l'unità DEC evidenzia un modesto gradiente con la profondità con  $E'=30$  MPa in superficie e circa 50 MPa alla massima profondità investigata. Il litotipo SCA mostra un modulo di rigidezza  $E'$  mediamente pari a 50 MPa costante con la profondità.

I profili delle velocità delle onde S con la profondità misurati nella *down-hole* SPD04 sono infine riportati nella Figura 13.4. La prova ha interessato il litotipo DEC e, in maniera subordinata, l'unità P. Per il litotipo DEC è evidente un aumento di  $V_s$  con la profondità con  $V_s$  mediamente 250 m/s nei primi 10 m e in 350 m/s a profondità maggiori. Per la piroclastite si hanno valori compresi generalmente tra 200 e 300 m/s.

Per l'unità AR non si dispone di dati. Questa unità in realtà risulta poco investigata lungo tutto il tracciato e, come dettagliato nella Relazione Geotecnica generale, è stata caratterizzata con valori prudenziali dei parametri fisici e meccanici corrispondenti ai limiti inferiori degli intervalli di resistenza e rigidezza associati al litotipo P.

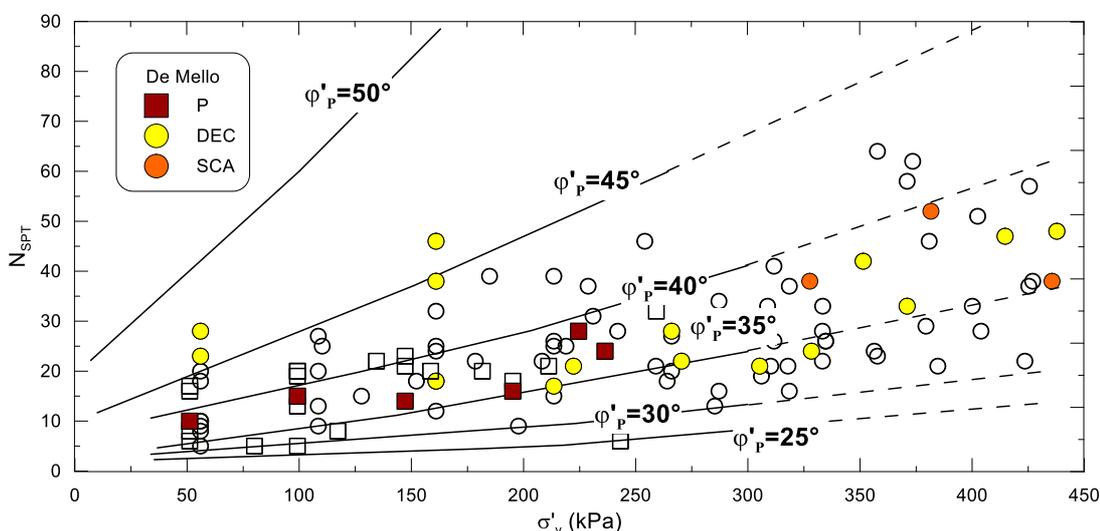


Figura 13.1 – Angolo di attrito dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di De Mello (1971); simboli pieni: prove effettuate nella tratta considerata, simboli vuoti: dati disponibili sull'intero tracciato

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger\_SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

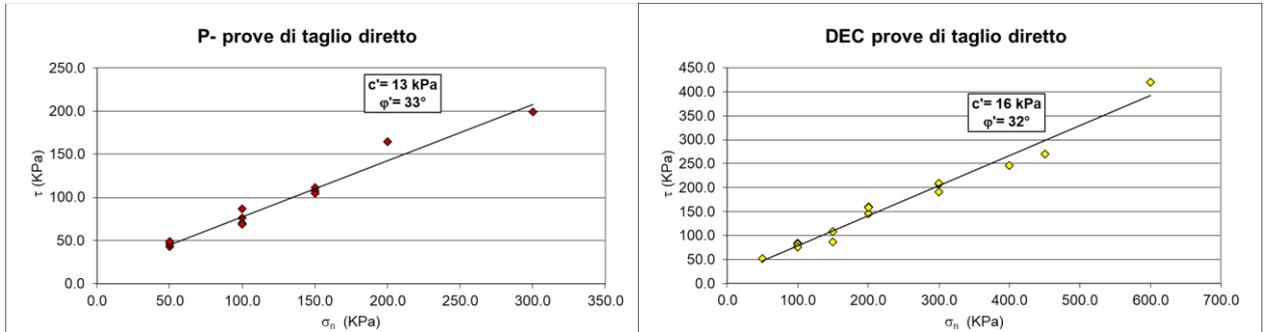


Figura 13.2 – Prove di taglio diretto

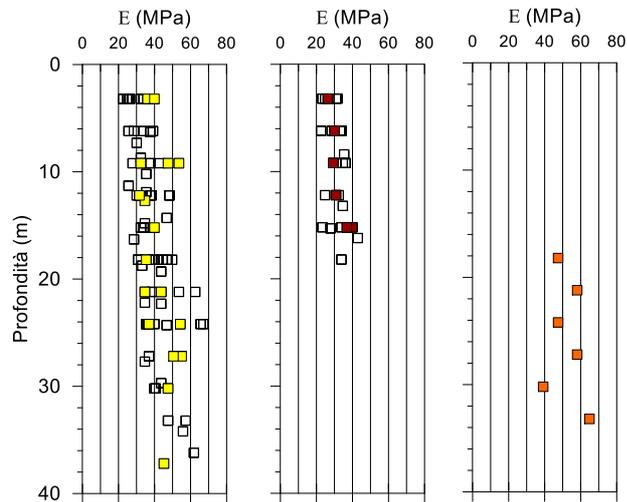


Figura 13.3 – Andamento del Modulo di Young con la profondità dalla correlazione con  $N_{SPT}$  di Denver (1984); simboli pieni: prove effettuate nella tratta considerata, simboli vuoti: dati disponibili sull'intero tracciato

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx



**PROGER**

**PROGIN**  
 Progettazione Grandi Infrastrutture



**INTEGRA**



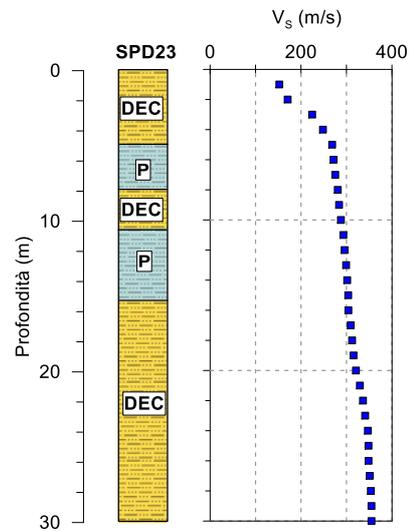


Figura 13.4 – Profili di  $V_s$  dalla prova *down-hole* eseguita nel foro di sondaggio SPD23-DH

La caratterizzazione geotecnica dei litotipi di interesse per la tratta di interesse è sintetizzata in Tabella 13.3.

Tabella 13.3: Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione tratta pk= 6+000 ÷ 8+345

Un.	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	RESISTENZA	RIGIDEZZA	$V_s$ (m/s)
P	16	$c' = 2.5$ kPa; $\varphi' = 33^\circ$	$E = 30$ MPa	250
DEC	17.5	$c' = 5$ kPa; $\varphi' = 33^\circ$	$E = 30$ MPa per $z = 0-20$ m $E = 40$ MPa per $z > 20$ m	250 per $z = 0-20$ m 350 per $z > 20$ m
SCA	17.5	$c' = 5$ kPa; $\varphi' = 33^\circ$	$E = 40$ MPa per $z = 0-20$ m $E = 50$ MPa per $z > 20$ m	300 per $z = 0-20$ m 350 per $z > 20$ m
AR	18	$c' = 0$ ; $\varphi' = 30^\circ$	$E = 20$ MPa	-

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx

## 14 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

De Mello V.F.B. (1971). The Standard Penetration Test. State of the Art Report, 4th Panamerican Conference Soil Mechanics Found. Eng., Dan Juan, Puerto Rico, V.1, pp.1-86.

Denver H. (1982). Modulus of elasticity for sand determined by SPT and CPT. Proc. 2nd ESOPT, Amsterdam, May 1982.

Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B. (2002). Hoek-Brown failure criterion - 2002 Edition. 5th North American Rock Mech. Symp. & 17th Tunneling Association of Canada Conf., NARMS-TAC, Toronto, 267-271.

Hoek E., M.S. Diederichs (2006) - Empirical estimation of rock mass modulus - s/ International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 43 (2006) 203–215.

---

Y:\LAVORI\2020\20\_11\_Proger SA\_AV\WORK\Consegna\T00GE00GETRE02A.docx