

**S.S. 260 "PICENTE"**  
**LAVORI DI ADEGUAMENTO PLANO ALTIMETRICO  
DELLA SEDE STRADALE**

**Lotto "3" – da San Pelino a Marana di Montereale (Aq)**  
**Convenzione di Cofinanziamento ANAS – Regione Abruzzo – Provincia di L'Aquila in data 28/11/05 Rep. n°25597**

**CUP: F11B07000480001 – CIG: 665875741B**

**PROGETTO ESECUTIVO**

**GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**



Sede di Firenze  
Viale G. Amendola n.6 int.3  
50121 Firenze – 0552001660  
www.politecnica.it

<b>Direttore della Progettazione Responsabile Opere stradali ed idrauliche</b>  Ing. Marcello Mancone Ord. ing. di Firenze n.5723	<b>Responsabile Opere Strutturali Coordinatore Sicurezza in fase di progettazione</b>  Ing. Tommaso Conti Ord. ing. di Pistoia n.1149/A	<b>Responsabile Geologia</b>  Dott. Pietro Accolti Gil Ord. geol. della Toscana n.728	<b>Direttore Tecnico Responsabile Opere Impiantistiche</b>  Ing. Francesco Frassinetti Ord. ing. Bologna n.5897/A	<b>Responsabile Ambientale</b>  Arch. Maria Cristina Fregni Ord. arch. di Modena n.611
---	---	---	---	--

**IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

Ing. *FRANCESCO RUOCCO*

**IMPRESA ESECUTRICE :**

Responsabile di Commessa

*Geom. Giacomo Giona*

Direttore Tecnico

*Ing. Mauro Martini*



**03–GEOLOGIA E GEOTECNICA**

—

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E CONSOLIDAMENTI**

<b>CODICE PROGETTO</b>  PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG. <b>L0718B E 1801</b>	<b>NOME FILE</b> <b>03.35_P00_GE00_GET_RE01_A</b>	<b>PROGR. ELAB.</b> <b>03.35</b>	<b>REV.</b>	<b>SCALA:</b>
	<b>CODICE ELAB.</b> <b>P00GE00GETRE01</b>		<b>A</b>	—
<b>A</b>	CONSEGNA LUGLIO 2018	07/2018	S. TRONCONI	M. MANCONE
<b>REV.</b>	<b>DESCRIZIONE</b>	<b>DATA</b>	<b>REDATTO</b>	<b>VERIFICATO</b> <b>APPROVATO</b>

## INDICE

INDICE .....	1
1. INTRODUZIONE.....	3
2. ELABORATI DI PROGETTO.....	4
3. NORMATIVA .....	5
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO STRUTTURALE.....	6
5. INDAGINI GEOGNOSTICHE ESEGUITE .....	9
5.1. Campagna geognostica 2007.....	9
<b>Tabella 1 – sondaggi campagna geognostica 2007 .....</b>	<b>9</b>
<b>Tabella 2 – Prove penetrometriche statiche campagna geognostica 2007 .....</b>	<b>10</b>
5.2. Campagna sismica 2008 .....	10
5.3. Campagna geognostica 2013.....	10
<b>Tabella 3 – sondaggi campagna geognostica 2013 .....</b>	<b>11</b>
5.4. Campagna geognostica 2017.....	11
5.4.1 Eseguite da Delta Lavori .....	11
<b>Tabella 4 – sondaggi campagna geognostica 2017 .....</b>	<b>11</b>
5.4.2 Eseguite dai concorrenti alla gara .....	12
<b>Tabella 5 – sondaggi campagna geognostica 2017 .....</b>	<b>12</b>
5.5. Campagna geognostica 2018.....	13
<b>Tabella 6 – sondaggi campagna geognostica 2018 .....</b>	<b>14</b>
5.6. Prove di laboratorio.....	14
5.7. Letture piezometriche .....	15
6. UNITA' LITOLOGICHE INTERFRENTI CON LE OPERE IN PROGETTO .....	16
7. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA .....	17
7.1. Materiali a grana grossa .....	17
7.2. Materiali a grana fine .....	29
7.3. CLASSIFICAZIONE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI .....	41
8. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA e GEOMECCANICA .....	50
8.1. UNITA' bn1, bn2, BR e h .....	50
8.2. UNITA' b.....	56
7.3 UNITA' MMC1a, MMC1b, MMC2 e LAG.....	57
9. PARAMETRI GEOTECNICI E GEOMECCANICI.....	71
10. CONSOLIDAMENTI.....	73
10.1. MATERIALI .....	73
10.2. DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	73
10.3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO .....	77
10.4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	78
10.4.1 Stratigrafia di riferimento.....	78
10.4.2 Condizioni idrauliche al contorno.....	79
10.4.3 Caratteristiche meccaniche dei terreni .....	80
10.5. NORMATIVA: ESITO DELLE VERIFICHE EFFETTUATE.....	80
10.6. NORMATIVA: PROCEDURE E METODI .....	81
10.7. ANALISI SISMICA .....	83

10.8.	METODO DI CALCOLO E MODELLI .....	84
10.8.1	Descrizione del codice di calcolo .....	85
10.9.	Sezioni di calcolo di riferimento .....	88
10.9.1	TRATTO 1 .....	88
10.9.2	TRATTO 2 .....	89
10.9.3	TRATTO 3 .....	90
10.9.4	TRATTO 4 .....	91
10.9.5	TRATTO 5 .....	93
10.9.6	TRATTO 6 .....	94
10.9.7	TRATTO 7 .....	96
10.9.8	TRATTO 8 .....	97
10.9.9	TRATTO 9 .....	98
10.10.	STABILITA' SCAVI IN FASE PROVVISORIA .....	99
10.11.	VERIFICHE AGLI SLU .....	100
10.11.1	VERIFICA EQU .....	100
10.11.2	VERIFICA STR.....	100
10.11.3	VERIFICA GEO .....	100
10.11.4	VERIFICA UPL .....	101
10.11.5	VERIFICA HYD.....	101

## 1. INTRODUZIONE

Nel presente documento si riporta la caratterizzazione geotecnica e geomeccanica delle unità interessate dall' adeguamento piano-altimetrico della strada statale n° 260 "Picente"- Lotto 3 da San Pelino a Marana di Montereale (AQ).

In particolare nel presente documento verranno affrontati i seguenti aspetti:

- descrizione delle indagini in sito ed in laboratorio eseguite nelle diverse campagne geognostiche svolte lungo il tracciato in esame;
- interpretazione dei risultati delle indagini e definizione dei parametri geotecnici di progetto per le varie unità intercettate lungo il tracciato;
- analisi di stabilità e dei cedimenti dei rilevati;

L'area di intervento è individuata nell'immagine di fig. 1.



Figura 1 – Area di intervento

## 2. ELABORATI DI PROGETTO

L'analisi degli aspetti geotecnici viene condotta con riferimento ai seguenti elaborati:

03.01_P00_GE00_GEO_RE01_A	PIANO DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE INTEGRATIVE	-
03.02_P00_GE00_GEO_PU01_A	UBICAZIONE INDAGINI IN SITO TAV. 1/2	1:2000
03.03_P00_GE00_GEO_PU02_A	UBICAZIONE INDAGINI IN SITO TAV. 2/2	1:2000
03.04_P00_GE00_GEO_RE02_A	REPORT DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE -CAROTAGGI E PROVE DI LABORATORIO	-
03.05_P00_GE00_GEO_RE03_A	REPORT DELLE INDAGINI GEOFISICHE	-
03.06_P00_GE00_GEO_RE04_A	RELAZIONE GEOLOGICA GEOMORFOLOGICA ED IDROGEOLOGICA	-
03.07_P00_GE00_GEO_CG01_A	CARTA GEOLOGICA TAV.1/4	1:2.000
03.08_P00_GE00_GEO_CG02_A	CARTA GEOLOGICA TAV.2/4	1:2.000
03.09_P00_GE00_GEO_CG03_A	CARTA GEOLOGICA TAV.3/4	1:2.000
03.10_P00_GE00_GEO_CG04_A	CARTA GEOLOGICA TAV.4/4	1:2.000
03.11_P00_GE00_GEO_CG05_A	CARTA GEOMORFOLOGICA TAV.1/4	1:2.000
03.12_P00_GE00_GEO_CG06_A	CARTA GEOMORFOLOGICA TAV.2/4	1:2.000
03.13_P00_GE00_GEO_CG07_A	CARTA GEOMORFOLOGICA TAV.3/4	1:2.000
03.14_P00_GE00_GEO_CG08_A	CARTA GEOMORFOLOGICA TAV.4/4	1:2.000
03.15_P00_GE00_GEO_CI01_A	CARTA IDROGEOLOGICA TAV.1/4	1:2.000
03.16_P00_GE00_GEO_CI02_A	CARTA IDROGEOLOGICA TAV.2/4	1:2.000
03.17_P00_GE00_GEO_CI03_A	CARTA IDROGEOLOGICA TAV.3/4	1:2.000
03.18_P00_GE00_GEO_CI04_A	CARTA IDROGEOLOGICA TAV.4/4	1:2.000
03.19_P00_GE00_GEO_FG01_A	PROFILO GEOLOGICO TAV.1/8	1:1.000/1:1.000
03.20_P00_GE00_GEO_FG02_A	PROFILO GEOLOGICO TAV.2/8	1:1.000/1:1.000
03.21_P00_GE00_GEO_FG03_A	PROFILO GEOLOGICO TAV.3/8	1:1.000/1:1.000
03.22_P00_GE00_GEO_FG04_A	PROFILO GEOLOGICO TAV.4/8	1:1.000/1:1.000
03.23_P00_GE00_GEO_FG05_A	PROFILO GEOLOGICO TAV.5/8	1:1.000/1:1.000
03.24_P00_GE00_GEO_FG06_A	PROFILO GEOLOGICO TAV.6/8	1:1.000/1:1.000
03.25_P00_GE00_GEO_FG07_A	PROFILO GEOLOGICO TAV.7/8	1:1.000/1:1.000
03.26_P00_GE00_GEO_FG08_A	PROFILO GEOLOGICO TAV.8/8	1:1.000/1:1.000
03.27_P00_GE00_GEO_SZ01_A	SEZIONI GEOLOGICHE TAV.1/4	1:1.000/1:1.000
03.28_P00_GE00_GEO_SZ02_A	SEZIONI GEOLOGICHE TAV.2/4	1:1.000/1:1.000
03.29_P00_GE00_GEO_SZ03_A	SEZIONI GEOLOGICHE TAV.3/4	1:1.000/1:1.000
03.30_P00_GE00_GEO_SZ04_A	SEZIONI GEOLOGICHE TAV.4/4	1:1.000/1:1.000
03.31_P00_GE00_GEO_RE05_A	RELAZIONE SISMICA	-
03.32_P00_GE00_GEO_RE06_A	RELAZIONE SUI RILIEVI GEOLOGICO-STRUTTURALI E GEOMECCANICI DI DETTAGLIO	-
03.33_P00_GE00_GEO_RE07_A	SCHEDE RILEVAMENTO GEOLOGICO E SCHEDE DI RILEVAMENTO GEOMECCANICO	-
03.34_P00_GE00_GET_SZ01_A	SEZIONI GEOTECNICHE/GEOMECCANICHE	1:200
03.35_P00_GE00_GET_RE01_A	RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE	-
03.36_P00_GE00_GET_FG01_A	PROFILO GEOTECNICO TAV. 1/5	1:1.000/1:1.000
03.37_P00_GE00_GET_FG02_A	PROFILO GEOTECNICO TAV. 2/5	1:1.000/1:1.000
03.38_P00_GE00_GET_FG02_A	PROFILO GEOTECNICO TAV. 3/5	1:1.000/1:1.000
03.39_P00_GE00_GET_FG02_A	PROFILO GEOTECNICO TAV. 4/5	1:1.000/1:1.000
03.40_P00_GE00_GET_FG02_A	PROFILO GEOTECNICO TAV. 5/5	1:1.000/1:1.000

### 3. **NORMATIVA**

La stesura della relazione viene compiuta in ottemperanza alle disposizioni contenute nelle norme di seguito elencate ed ai richiami normativi in queste contenute:

- Decreto Ministero delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008 -Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 29 del 04/02/2008 - Suppl. Ordinario n.30)
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617 -Nuova Circolare delle Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 27 del 26/02/2009 – Suppl. Ordinario n. 27)
- NT\_03 D.M. 11 Marzo 1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- NT\_04 Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Circ. Dir. Centr. Tecn. N° 97/81.
- Eurocodice 7 UNI EN 1997-1:2005 - "Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole Generali"
- Eurocodice 8 UNI EN 1998-5:2002 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"
- UNI EN 14490 - Lavori geotecnici speciali: Chiodatura del terreno (Soil Nailing)
- UNI EN 14475 - Lavori geotecnici speciali: Terra rinforzata - UNI EN 14487-1 – Calcestruzzo proiettato: definizioni, specificazioni e conformità - UNI EN 14487-2 – Calcestruzzo proiettato: esecuzione

## 4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO STRUTTURALE

### 4.1 Inquadramento geologico strutturale di area vasta

Il settore dell'Appennino in cui ricade l'area esaminata è costituito da un complesso edificio strutturale, dato dalla sovrapposizione di diverse unità appartenenti al dominio di transizione tra la piattaforma carbonatica laziale-abruzzese ed il bacino pelagico umbro-marchigiano (Centamore et al., 1991). Tale strutturazione è avvenuta in diverse fasi tettoniche compressive che si sono protratte tra il Miocene superiore e il Pliocene inferiore (Bigi et al., 1991) o medio (Ghisetti & Vezzani, 1990), alle quali è succeduta, a partire dal Pliocene superiore una fase tettonica distensiva con faglie normali a prevalente andamento NW-SE con rigetti di migliaia di metri, le quali hanno riutilizzato i vecchi piani di sovrascorrimento e hanno determinato l'attuale assetto morfostrutturale costituito da a blocchi ribassati da NW verso SW.

L'area è collocata alla convergenza tra il fronte dei M. Sibillini (Linea Olevano-AnTRODoco-Posta - Salvini & Vittori, 1982) e le Strutture dell'unità laziale-abruzzese).

In questa zona, a piccola scala, si distinguono due principali unità tettono-stratigrafiche: l'unità di M. Gabbia-M. Giano che sovrascorre su quella che affiora nell'alta Valle Aterno costituita dall'unità del Gran Sasso.

L'unità di M. Gabbia-M. Giano è costituita da una successione di margine di piattaforma carbonatica (Cretaceo superiore - Capotorti et alii, 1991) sulla quale poggia una successione pelagica condensata costituita dalla "Scaglia rossa ridotta" e dalla Scaglia cinerea ridotta" (Cretacico sup.- Oligocene sup.), sulla quale seguono, verso l'alto, le formazioni del Bisciario, le Marne con Cerrognà (Aquitano-Serravalliano) e le Marne a Pteropodi.

Nell'area di intervento invece si riscontrano i termini dell'unità del "Gran Sasso" la quale dispiega una successione mesozoico-terziaria in facies di transizione tra la piattaforma carbonatica laziale-abruzzese ed il bacino marchigiano (Scarsella, 1953; Accordi et alii, 1988).

In corrispondenza dell'asse dell'opera in oggetto di studio, a cavallo del fiume Aterno, sono rappresentati i termini più giovani costituiti da calcareniti con liste di selce e detrito molto fine di glauconite e frammenti di spicole di spugne (Bisciario), al di sopra delle quali poggiano marne e marne calcaree con Zoophycos, Cylindrites, Globigerinoides, Globigerina e con frequenti intercalazioni di calcareniti del Burdigaliano - Tortoniano (Marne con Cerrognà). I termini più alti sono rappresentati da marne nerastre (Marne a Pteropodi) sopra le quali segue la successione terrigena messiniana pre-evaporitica del Flysch del Gran Sasso (Vezzani et alii, 1993) costituito dai depositi terrigeni del Flysch della Laga.

Alle pendici del Monte Castiglione al letto della faglia distensiva nota come sistema dell'alta Valle dell'Aterno, si riscontrano, verso nord i termini cretacici della Maiolica e dei calcari detritici a rudiste e verso sud i termini calcareo dolomitici.

Nel settore interessato dall'opera in esame, in sintesi, affiorano estesamente le Marne con Cerrognà, le Marne ad Orbulina ed il Flysch del Gran Sasso, mentre le successioni mesozoiche che caratterizzano l'unità del Gran Sasso si riscontrano esclusivamente a letto della faglia diretta dell'Aterno.

Da un punto di vista strutturale la tettonica compressiva che si dispiega nell'area non coincide con una netta superficie di sovrapposizione tettonica, ma si identifica piuttosto nella diffusa presenza di zone di taglio a diversa scala, in una ampia fascia di deformazione sviluppata all'interno delle successioni paleogeniche

calcereo-marnose delle Marne con Cerrognna (Miocene). Diversi autori tra i quali Piana (1995) segnalano una tettonica di scollamento che, utilizzando il livello stratigrafico delle Marne ad Orbulina, svincola le successioni terrigene messiniane del "Flysch del Gran Sasso" dal quadro deformativo che caratterizza il loro substrato. L'evoluzione quaternaria, a partire dal Pliocene superiore, è fortemente influenzata dal sollevamento tettonico e dalla fase distensiva che hanno condizionato l'approfondimento del reticolo idrografico e, verosimilmente, l'inizio dell'enucleazione dei bacini intramontani, in conseguenza dei movimenti lungo (Messina et Al., 2003) le faglie distensive che bordano i bacini stessi.

Si assiste, successivamente, ad un imponente e progressivo approfondimento dei solchi vallivi, caratterizzato dall'alternanza di fasi a prevalente incisione verticale e a prevalente spianamento laterale, che si è protratta fino ad oggi dando origine alle successioni dei terrazzi.

Durante l'evoluzione del versante si sono depositate inoltre spesse coltri di breccie tettoniche che "sarciscono" la faglia di Monte Castiglione costituendo una spessa coltre detritica. Tale elemento tettonico distensivo è stata segnalato da diversi Autori come attivo e capace. Bosi (1975) ha considerato le faglie normali del M. San Franco e del M. Stabiata ad "attività molto probabile" e quelle di Pizzoli-Barete e del M. Pettino ad "attività probabile". Michetti et al. (1995) hanno inserito tali faglie in una carta delle "faglie capaci" dell'Appennino centro-meridionale. Blumetti (1995) ha riconosciuto una attività paleosismica nell'area tra il M. San Franco e l'abitato di Arischia; Barchi et al. 2000, confermano, infine, la potenzialità attiva e capace di questo elemento.

#### **4.2 Inquadramento geologico strutturale di dettaglio**

Come descritto nell'inquadramento geologico generale, l'area di intervento è contenuta all'interno dell'Unità Gran Sasso, sottesa tra il sovrascorrimento del Monte Gabbia e la faglia dell'Alto Aterno, prosecuzione verso nord dell'elemento M. Marine - Pizzoli).

La stratigrafia dispiega termini miocenici compresi tra le Marne con Cerrognna e il Flysch della Laga, sui quali seguono i depositi quaternari – Pliocenico superiore in facies alluvionale e detritica.

Il sistema di sovrascorrimenti e di scollamenti vergenti a N e a NE che la delimitano alla base si manifestano, a livello superficiale, con deformazioni interne alle Marne con Cerrognna con lo sviluppo di zone di taglio interne che coinvolgono le Marne a Pteropodi e il Flysch.

Lo stile strutturale è condizionato da una tettonica di scollamento che vede come superficie preferenziale di scorrimento i termini più duttili costituiti dalle Marne ad Orbulina e dalla porzione superiore delle Marne con Cerrognna. Questo tema è ricorrente sia nel tratto dove la valle dell'Aterno è incassata, sia in quello posto a Nord della Località Osteria del Sambuco dove le Marne a Orbulina affiorano in modo discontinuo e in contatto stratigrafico tra le Marne con Cerrognna ed il Flysch del Gran Sasso.

Nel complesso l'assetto delle Marne con Cerrognna si presenta come il fianco di una piega sinforme ad asse rovesciata evoluta in thrust la quale ha un assetto monoclinale fagliato con diversi temi di sovrapposizione a direzione NW-SE e vergenza NE, che aumentano progressivamente all'approssimarsi alla struttura di Monte Castiglione con l'associazione a volumi di deformazione e cataclasi.

Tale livello di scollamento tettonico verificatosi in regime compressivo è stato, a partire dal Pliocene superiore, interessato da un'inversione tettonica di tipo distensivo. I rigetti distensivi aumentano a SE e, a partire dalla Frazione di S. Giovanni, si apre la Piana dell'Aquila.

I depositi quaternari sono caratterizzati prevalentemente da detrito di versante da sciolto a molto cementato e, solo nel fondovalle, da depositi alluvionali attuali e terrazzati.

Costituiscono una particolarità i depositi alluvionali posti a SE di S. Giovanni i quali, in letteratura (Messina et al., 2003), sono ricondotti al Pliocene superiore.

La faglia di Monte Castiglione (faglia Barete Pizzoli) è caratterizzata dalla sarcitura con depositi detritici e di talus molto cementati i quali presentano episodi di fagliazione superficiale.

## 5. INDAGINI GEOGNOSTICHE ESEGUITE

Per la caratterizzazione stratigrafica e geomeccanica delle varie unità attraversate lungo il tracciato, sono state eseguite le seguenti campagne geognostiche:

- Campagna geognostica 2007 – eseguita da ANAS
- Campagna sismica 2008 – eseguita da ANAS
- Campagna geognostica 2013 – eseguita da ANAS
- Campagna geognostica 2017 – eseguita in fase di gara dai vari concorrenti
- Campagna geognostica 2018 – eseguita da Delta Lavori S.p.A.

### 5.1. Campagna geognostica 2007

Durante la campagna geognostica 2007 da parte di ANAS, sono state eseguite le seguenti indagini:

- n°2 sondaggi a carotaggio continuo denominati S1 e S2 di lunghezza rispettivamente 20 m e 30 m dal p.c.;
- prelievo di n°5 campioni nel sondaggio S1 di cui n°4 disturbati e n°1 indisturbato;
- n°6 prove SPT;
- installazione in entrambi i fori di sondaggio di n°2 piezometri a tubo aperto a profondità 20.0 m (S1) e 26.0 m (S2);
- n°4 prove penetrometriche dinamiche SCPT.

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

- catalogazione del materiale recuperato;
- riconoscimento stratigrafico, geotecnico e geomeccanico dei materiali;
- prelievo di campioni indisturbati (Q5) per l'esecuzione di prove di laboratorio;
- prelievo di campioni rimaneggiati (Q2)
- prove Standard Penetration Test (SPT).

La tabella 1 elenca i sondaggi eseguiti durante la campagna geognostica del 2007.

**Tabella 1 – sondaggi campagna geognostica 2007**

Sondaggio	Profondità [m]	Prove SPT [n.]	N. campioni indisturbati [n.]	N. campioni rimaneggiati [n.]	Piezometro [m]
S1	20.0	4	1	4	TA [0-20 m]
S2	30.0	2	-	-	TA [0-26 m]
TA: piezometro del tipo a tubo aperto (profondità tratto filtrante)					

Nella tabella 2 sono sintetizzate le prove penetrometriche dinamiche eseguite.

**Tabella 2 – Prove penetrometriche statiche campagna geognostica 2007**

Nome CPT	Profondità [m]
SCPT1	4.20
SCPT2	14.20
SCPT3	1.60
SCPT4	1.00

Sui campioni disturbati prelevati non sono state eseguite prove di laboratorio. Mentre sull'unico campione indisturbato sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- apertura e riconoscimento del materiale;
- determinazione del peso di volume naturale,
- determinazione del contenuto naturale d'acqua;
- analisi granulometriche;
- prove di taglio diretto;

Nelle tabelle riportate in Appendice A sono sintetizzati i risultati delle analisi di laboratorio.

## 5.2. Campagna sismica 2008

Durante la campagna 2008 da parte di ANAS, sono state eseguite solamente indagini sismiche, quali:

- n°10 stendimenti di sismica a rifrazione in onde S e P;
- n°6 prove MASW;
- n°11 indagini sismiche di tipo Re.Mi. per la determinazione della  $V_{s30}$ ;
- n°20 misure di microtremori eseguite con il metodo HVSR di Nakamura.

Tale campagna d'indagine viene presa in esame per avere su ampia scala, le velocità  $V_{s30}$  lungo il tracciato e determinare quindi la categoria di suolo ai fini sismici.

## 5.3. Campagna geognostica 2013

Durante la campagna geognostica 2013 da parte di ANAS, sono state eseguite le seguenti indagini:

- n°3 sondaggi a carotaggio continuo denominati S1, S2 e S3 di lunghezza rispettivamente 30 m, 20 m e 30 m dal p.c.;
- prelievo di n°3 campioni nel sondaggio S1 e di n°7 nel sondaggio S3. Di questi solo n°5 del sondaggio S3, campioni litoidi, sono stati sottoposti a prove di compressione monoassiale;
- n°5 prove SPT;
- n°2 prove Down Hole nei sondaggi S1 e S3;
- n°1 sismica a rifrazione in onde P.

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

- catalogazione del materiale recuperato;

- riconoscimento stratigrafico, geotecnico e geomeccanico dei materiali;
- prelievo di campioni litoidi;
- prove Standard Penetration Test (SPT).

La tabella 3 elenca i sondaggi eseguiti durante la campagna geognostica del 2013.

**Tabella 3 – sondaggi campagna geognostica 2013**

Sondaggio	Profondità [m]	Prove SPT [n.]	N. campioni litoidi [n.]	N. campioni rimaneggiati [n.]	Down Hole [m]
<b>S1</b>	30.0	3	-	3	DH [0-30 m]
<b>S2</b>	20.0	1	-	-	-
<b>S3</b>	30.0	1	5	2	DH [0-30 m]

DH: foro di sondaggio attrezzato per prova sismica Down Hole

Sui campioni litoidi prelevati sono state eseguite prove di compressione semplice.

Nelle tabelle riportate in Appendice A sono sintetizzati i risultati delle analisi di laboratorio.

#### **5.4. Campagna geognostica 2017**

La campagna geognostica 2017 riporta tutte le indagini eseguite sia dalla Delta Lavori S.p.A. quale impresa aggiudicataria dei lavori e sia delle indagini più significative dei concorrenti e messe a disposizione dalla stazione appaltante ANAS. In particolare sono:

##### **5.4.1 Eseguite da Delta Lavori**

- n°3 sondaggi a carotaggio continuo. I sondaggi S1 ed S3 sono stati spinti fino alla profondità di 30 m dal p.c.. Il sondaggio S2 ha raggiunto la profondità di 23 dal p.c.;
- n°1 piezometro a tubo aperto in corrispondenza del sondaggio S1;
- prelievo di n°3 campioni nel sondaggio S1, n°5 campioni nel sondaggio S2 e n°2 campioni nel sondaggio S3;
- n°16 prove SPT;
- n°3 stendimenti sismici a rifrazione in onde P e S;

La tabella 4 elenca i sondaggi eseguiti durante la campagna geognostica del 2017.

**Tabella 4 – sondaggi campagna geognostica 2017**

Sondaggio	Profondità [m]	Prove SPT [n.]	N. campioni indisturbati [n.]	N. campioni rimaneggiati [n.]	Piezometro [m]
<b>S1_2017</b>	30.0	6	2	3	TA [0-30 m]

<b>S2_2017</b>	23.0	6	1	2	-
<b>S3_2017</b>	30.0	4	3	-	-
TA: piezometro del tipo a tubo aperto (profondità tratto filtrante)					

Sui campioni disturbati prelevati non sono state eseguite prove di laboratorio. Mentre sull'unico campione indisturbato sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- apertura e riconoscimento del materiale;
- determinazione del peso di volume naturale,
- determinazione del contenuto naturale d'acqua;
- analisi granulometriche;
- prove di taglio diretto;

Nelle tabelle riportate in Appendice A sono sintetizzati i risultati delle analisi di laboratorio.

#### 5.4.2 Eseguite dai concorrenti alla gara

- CODIMAR - n°1 sondaggio a carotaggio continuo orizzontale in prossimità dell'imbocco lato Marana della Galleria Naturale. Il sondaggio è stato spinto per una lunghezza di 50 m. Prelievo di n°5 campioni litoidi da sottoporre a prove Point Load Test e determinazione del peso naturale;
- INTEGRA – n°2 sondaggi a carotaggio continuo di cui S1 di tipo verticale spinto ad una profondità di 20.0 m da p.c. e S2 di tipo orizzontale avente lunghezza 10.0 m. Nel sondaggio S1 sono state eseguite n°4 prove SPT ed il prelievo di n°4 campioni disturbati;
- CONSORZIO STABILE – n°3 sondaggi a carotaggio continuo denominati SN/1, SN/2 e SN/3 di profondità rispettivamente 20.0 m, 20.0 m e 25.0 m. All'interno dei vari fori di sondaggio sono state eseguite complessivamente n°13 prove SPT;
- NEOSIA – n°2 sondaggi a carotaggio continuo denominati S1 e S2 di profondità ciascuno 20.0 m. All'interno dei vari fori di sondaggio sono state eseguite complessivamente n°12 prove SPT;
- KOSTRUTTIVA - n°2 sondaggi a carotaggio continuo denominati S1 e S2 di profondità ciascuno 20.0 m. All'interno dei vari fori di sondaggio sono state eseguite complessivamente n°4 prove SPT.

La tabella 5 elenca i sondaggi eseguiti durante la campagna geognostica del 2017.

**Tabella 5 – sondaggi campagna geognostica 2017**

	Sondaggio	Profondità [m]	Prove SPT [n.]	N. campioni indisturbati [n.]	N. campioni rimaneggiati [n.]
<b>CODIMAR</b>	<b>S1</b>	50.0	---	5	---

	Orizzontale			Point Load Test	
INTEGRA	S1	20.0	4	---	4
	S2	10.0	---	---	---
CONSORZIO STABILE	SN/1	20.0	4	---	---
	SN/2	20.0	4	---	---
	SN/3	25.0	5	---	---
NEOSIA	S1	20.0	6	---	---
	S2	20.0	6	---	---
KOSTRUTTIVA	S1	20.0	2	---	---
	S2	20.0	2	---	---

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

- catalogazione del materiale recuperato;
- riconoscimento stratigrafico, geotecnico e geomeccanico dei materiali;
- prelievo di campioni indisturbati (Q5) per l'esecuzione di prove Point Load Test;
- prelievo di campioni rimaneggiati (Q2)
- prove Standard Penetration Test (SPT).

### 5.5. Campagna geognostica 2018

Durante la campagna geognostica integrativa 2018 da parte dell'impresa appaltatrice, sono state eseguite le seguenti indagini:

- n°3 sondaggi a carotaggio continuo denominati S1, S2 e S3 di lunghezza rispettivamente 15 m, 35 m e 15 m dal p.c.;
- prelievo di n°3 campioni nel sondaggio S1, di n°5 nel sondaggio S2 e di n°2 nel sondaggio S3;
- n°16 prove SPT;
- n°1 piezometro a tubo aperto all'interno del sondaggio S3;
- n°3 prove pressiometriche all'interno dei fori di sondaggio: n°1 in S1 e n°2 in S2.

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

- catalogazione del materiale recuperato;
- riconoscimento stratigrafico, geotecnico e geomeccanico dei materiali;
- prelievo di campioni indisturbati (Q5) per l'esecuzione di prove di laboratorio;
- prelievo di campioni rimaneggiati (Q2) per l'esecuzione di prove di laboratorio;
- prove Standard Penetration Test (SPT);

La tabella 6 elenca i sondaggi eseguiti durante la campagna geognostica del 2018.

**Tabella 6 – sondaggi campagna geognostica 2018**

Sondaggio	Profondità [m]	Prove SPT [n.]	N. campioni indisturbati [n.]	N. campioni rimaneggiati [n.]	Prove in foro [m]	Piezometro
<b>S1</b>	15.0	4	---	3	1 Pressiometrica	---
<b>S2</b>	35.0	9	---	5	2 Pressiometrica	---
<b>S3</b>	15.0	3	1	1	---	TA [0-15 m]

TA: foro di sondaggio attrezzato con piezometro a Tubo Aperto

Su incarico dell'Impresa Appaltatrice, la ditta Progeo Srl di Forlì ha eseguito lo studio geofisico allo scopo di fornire indicazioni relativamente alle caratteristiche deformative ed alle geometrie degli orizzonti litologici del sottosuolo.

L'indagine si è sviluppata effettuando n°9 sezioni sismiche tomografiche ad onde di compressione e taglio così ripartite in relazione alle opere da eseguire:

Galleria artificiale:

- Sezione sismica L1 48 stazioni lunghezza dello stendimento 125.0 m
- Sezione sismica L2 48 stazioni lunghezza dello stendimento 117.5 m
- Sezione sismica L3 48 stazioni lunghezza dello stendimento 120.0 m
- Sezione sismica L4 48 stazioni lunghezza dello stendimento 117.5 m
- Sezione sismica L5 96 stazioni lunghezza dello stendimento 242.5 m

Galleria naturale:

- Sezione sismica L7 60 stazioni lunghezza dello stendimento 150.0 m
- Sezione sismica L9 48 stazioni lunghezza dello stendimento 128.0 m

Sezione tra progressiva 844 e 875:

- Sezione sismica L6 24 stazioni lunghezza dello stendimento 57.5 m

Il totale delle indagini eseguite nel sito sono di 1058 m di sezioni ad onde di compressione (P) ed ad onde di taglio (S) con spaziatura intergeofonica di 2.5 m e shot mediamente ogni 3-4 stazioni.

Le sezioni sismiche realizzate nel sito sono state acquisite sia ad onde di compressione (P) sia ad onde di taglio (S) allo scopo di fornire sia una completa parametrizzazione dei materiali nei termini dei parametri elastici sia di definire le principali geometrie dei sismostrati presenti in sito.

## 5.6. Prove di laboratorio

Durante le perforazioni dei vari sondaggi eseguiti nelle diverse campagne d'indagine, sono stati effettuati prelievi di campioni. Sui campioni sono state eseguite le seguenti prove:

- apertura e riconoscimento del materiale
- determinazione del peso di volume naturale
- determinazione del contenuto naturale d'acqua

- determinazione dei limiti di Atterberg e dei limiti di consistenza
- analisi granulometriche

Sui campioni indisturbati sono state effettuate le seguenti prove integrative:

- prove di taglio diretto
- prove a compressione assiale semplice.

### 5.7. Letture piezometriche

I fori di sondaggio S1 e S2 della campagna d'indagine 2007 sono stati attrezzati con un piezometri di tipo a Tubo Aperto rispettivamente fino alla profondità di 20.0 m e 26.0 m dal piano campagna. I piezometri non hanno individuato la falda freatica fino alla profondità di investigazione.

Successivamente nella campagna d'indagine integrativa 2017 il foro di sondaggio S1 di profondità 30.0 m, in prossimità dell'imbocco lato Marana della Galleria Artificiale, è stato attrezzato con tubo piezometrico a tubo aperto. Dalle letture effettuate nel corso di 04/2017, il livello di falda è stato rilevato a -20.70 m da p.c.. Nel corso dell'anno 2018 sono state fatte ulteriori nuove letture che hanno rilevato la quota di falda a circa 18.50 m da p.c..

Nel corso della campagna d'indagine 2018, è stato installato un piezometro a tubo aperto in corrispondenza dello svincolo di Cagnano Amiterno nel sondaggio S3. La quota di falda è stata rilevata a -1.75 m da p.c..

## 6. UNITA' LITOLOGICHE INTERFRENTI CON LE OPERE IN PROGETTO

Il tracciato in progetto può essere suddiviso dal punto di vista geotecnico e geomeccanico in 3 tratti.

1. 1° tratto: da inizio tracciato (lato Aquila) sino alla Progr.0+480 è presente in affioramento l'unità dei Conglomerati di S. Pelino (bn2). Il substrato è costituito dall'Unità litoide del Gran Sasso (GS), calcari dolomitici, oolitici e calcareniti;
2. 2° tratto: dalla Progr.0+480 alla Progr.2+940 sono presenti le unità litoidi delle Marne e Calcari marnosi (MCC1a e MCC1b) e dei Calcari marnosi e Marne calcaree (MMC2). È inoltre presente in un breve tratto dalla Progr.0+900 a 1+080, l'Unità delle Breccie (BR);
3. 3° tratto: dalla Progr.2+940 sino alla fine del tracciato è caratterizzata dalla presenza dell'unità b che costituisce i depositi alluvionali. Al di sotto di tale unità ha inizio l'unità litoide LAG costituita da alternanze di arenarie e peliti.

Di seguito si prendono in esame ai fini della caratterizzazione geotecnica e geomeccanica, le sole unità che interferiscono con le opere in progetto. In particolare:

1. 1° tratto: l'Unità che interferisce con le opere in progetto sono i Conglomerati di S. Pelino (**bn1 e bn2**);
2. 2° tratto: in questo tratto tutte le unità presenti quali l'unità delle Marne e Calcari marnosi (**MCC1a e MCC1b**) e dei Calcari marnosi e Marne calcaree (**MMC2**) e l'Unità delle Breccie (**Br**), interessano le opere in progetto;
3. 3° tratto: in questo tratto le opere di interesse sono rilevati e opere di sostegno. L'Unità di interesse è quella più superficiale dei depositi alluvionali (**b**).

## 7. CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E GEOMECCANICA

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche, tengono conto del fatto che sono stati rinvenuti fondamentalmente:

1. Unità incoerenti: per la maggior parte cementati (bn1, bn2 e BR) e rilevati di origine antropica (h);
2. Unità limo sabbiosi e sabbio limosi: che costituiscono i depositi alluvionali (b);
3. Unità litoidi: quali marne (MMC1a e MMC1b) e calcari (MMC2).

Si vedano i profili geotecnici, nonché gli studi a carattere geologico, nell'ambito dei quali sono stati effettuati:

- ✓ sondaggi geognostici con prelievo di campioni disturbati e indisturbati;
- ✓ prove penetrometriche dinamiche in foro di tipo SPT in foro;
- ✓ prove penetrometriche dinamiche superpesanti SCPT, con misura numero di colpi;
- ✓ prove di laboratorio con classificazione dei campioni prelevati;
- ✓ prove Down Hole;
- ✓ prove sismiche a rifrazione tomografica (zone galleria artificiale, naturale e su due sezioni trasversali);

### 7.1. Materiali a grana grossa

Si intendono a grana grossa quei materiali caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a  $\cong 50\%$ . In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in situ SPT (mediante correlazioni empiriche) e delle prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati in accordo ai criteri descritti nei paragrafi successivi.

L'interpretazione delle prove in situ SPT è finalizzata a determinare principalmente le seguenti caratteristiche:

- ✓ Densità Relativa  $D_R$  (stato iniziale del deposito)
- ✓ Angolo d'attrito  $\phi$
- ✓ Parametri di deformabilità E

Le prove SPT nei fori di sondaggio sono state eseguite anche all'interno delle unità litoidi e semilitoidi, per cui i valori ottenuti sono sempre andati a rifiuto  $N_{SPT} = 100$ . Di seguito vengono per completezza riportati i risultati anche se non vengono presi in esame per la caratterizzazione geomeccanica di tali unità.

#### 6.1.1 Prove Penetrometriche dinamiche pesanti SCPT

La correlazione utilizzata tra numero di colpi ottenuti con SCPT/20 cm e SPT/30 cm per le prove penetrometriche dinamiche, è la seguente:

$$N_{SPT} = \beta \cdot N$$

dove

N = numero di colpi DPSH ( $N_{30}$ )

B = coefficiente di correlazione con SPT = 1.5

$N_{SPT}$  = valore corrispondente di SPT

Queste prove vengono adottate solo per fare considerazioni di tipo stratigrafico, cioè individuare i passaggi di unità, ma non per ricavare le caratteristiche meccaniche delle unità. Infatti vanno a rifiuto in modo molto repentino vista la natura dei terreni da consistenti a litoidi. Solo la prova SCPT2 raggiunge la profondità di circa 14.0 m in quanto eseguita in corrispondenza delle unità dei depositi alluvionali (b).

### 6.1.2 Densità relativa $D_R$

La densità relativa ( $D_R$ ) viene ricavata dall'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

#### **Correlazione di Skempton**

In accordo a quanto indicato in Skempton (1986), la densità relativa  $D_R$  può essere correlata al valore  $N_{SPT}$  con la seguente legge:

$$D_r = \left( \frac{1}{A+B \cdot \sigma'_{vo}} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

A, B = costanti empiriche indicate nella tabella seguente;

$\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm<sup>2</sup>);

$N_{SPT}$  = numero di colpi per 30 cm di infissione;

$D_r$  = densità relativa (-).

Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986)

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovraconsolidate	27,5+43,3	$(21,7+27,5) \cdot \frac{1+2 \cdot (ko)_{sc}}{1+2 \cdot (ko)_{nc}}$

con

$(Ko)_{nc} = 1 - \sin \phi'$  = coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati

$(ko)_{sc} = (Ko)_{nc} \cdot (GSC)^{0.5}$  = coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati

Nel caso in esame sono state considerate le costanti empiriche relative a sabbie grosse normalconsolidate.

#### **Correlazione di Gibbs e Holtz**

In accordo a quanto indicato da Gibbs e Holtz (1957) la densità relativa  $D_R$  può essere correlata al valore  $N_{SPT}$  con la seguente espressione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{16 + 23 \cdot \sigma_{vo}'}}$$

essendo:

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm<sup>2</sup>);

$N_{SPT}$  = numero di colpi per 30 cm di infissione;

$D_R$  = densità relativa (-)

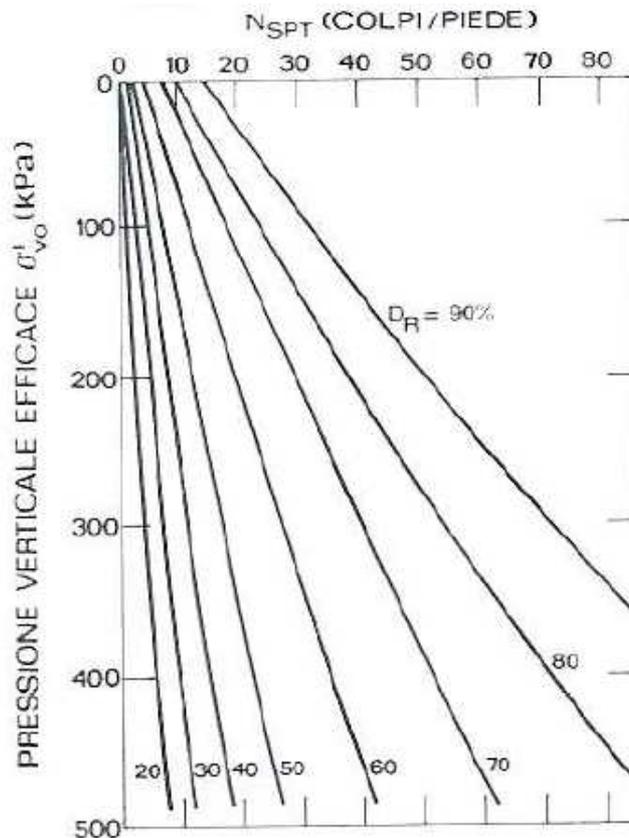


Figura 1 - Grafico di Gibbs e Holtz [1957]

### Correlazione di Bazaraa

In accordo a quanto indicato da Bazaraa (1967) la densità relativa  $D_R$  può essere correlata al valore  $N_{SPT}$  con la seguente espressione:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (1 + 4.1 \cdot \sigma_{vo}')}} \quad \text{per } \sigma_{vo}' > 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{20 \cdot (3.24 + 1.024 \cdot \sigma_{vo}')}} \quad \text{per } \sigma_{vo}' > 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

essendo:

$D_R$  = densità relativa (-).

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kg/cm<sup>2</sup>);

$N_{SPT}$  = numero di colpi per 30 cm di infissione.

### 6.1.3 Angolo di resistenza al taglio

#### **Correlazione di Schmertmann**

Il valore dell'angolo di attrito di picco è determinato in funzione del tipo di terreno e della densità relativa secondo il grafico di Schmertmann (1977) riportato nella figura seguente.

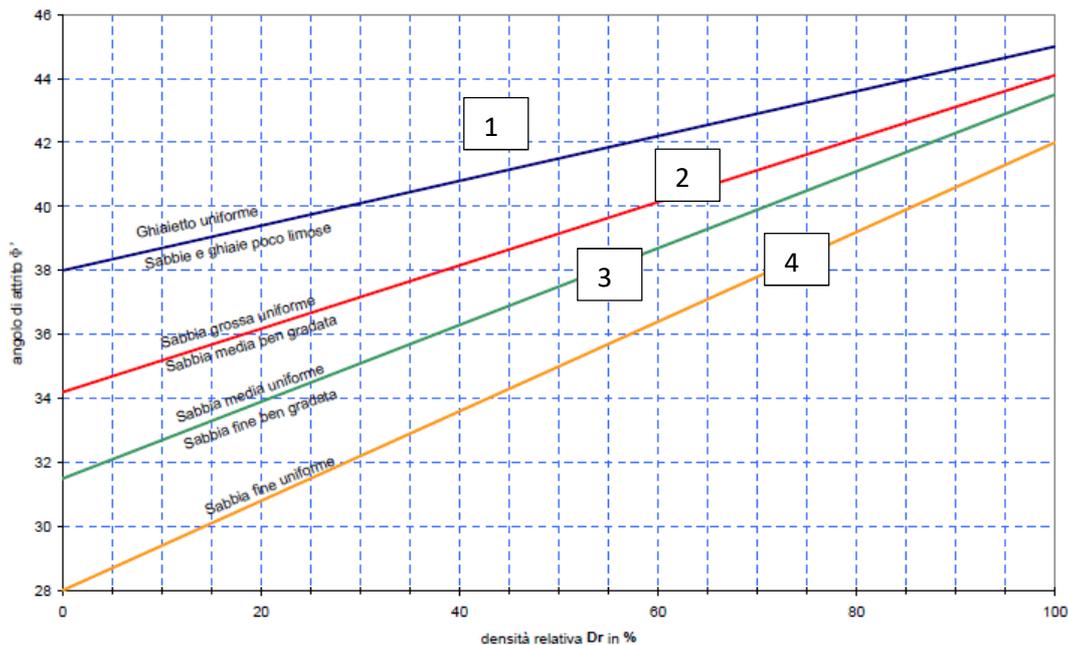


Figura 2 - Relazione fra angolo d'attrito efficace ( $\phi'$ ) e Densità Relativa ( $D_R$ ) per diverse granulometrie

Da cui le relazioni sono:

$$\varphi = 38.5 + 0.108 \cdot D_R \quad \text{valida per sabbia e ghiaia poco limosa e ghiaietto uniforme}$$

$$\varphi = 34.5 + 0.10 \cdot D_R \quad \text{sabbia grossa-media uniformemente ben gradata}$$

$$\varphi = 31.5 + 0.115 \cdot D_R \quad \text{sabbia medio-fine uniformemente ben gradata}$$

$$\varphi = 28.0 + 0.14 \cdot D_R \quad \text{sabbia fine uniforme}$$

essendo:

$D_R$  = densità relativa

Nel caso in esame si è considerata la correlazione valida per sabbia medio-fine uniformemente ben gradata.

#### **Correlazione di Bolton**

L'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'$  è stato determinato in accordo al metodo proposto da Bolton (1986):

$$\varphi' = \varphi'_{cv} + m \cdot DI$$

$$DI = D_r \cdot [Q - \ln(p_f')] - 1$$

essendo:

$\varphi'$  = angolo di attrito di picco

$\varphi'_{cv}$  = angolo di attrito a volume costante

DI = indice di dilatanza

Q = fattore che dipende dalla composizione minereologica e dalla forma delle particelle di sabbia, valore consigliato = 10

$p_f'$  = pressione efficace media a rottura (kPa)

m = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione prevalenti (vedasi tabella seguente) (°). Nel nostro caso si assume  $m = 3$

$D_r$  = densità relativa (-)

Tabella 1 – Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Condizioni di rottura	m
Tipo prova triassiale di compressione ( $\sigma_2' = \sigma_3'$ )	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ( $\sigma_2' \neq \sigma_3'$ )	5

$\sigma_2'$  = tensione principale efficace intermedia  
 $\sigma_3'$  = tensione principale efficace minore

I valori dell'angolo di attrito  $\varphi'_{cv}$  sono stati ricavati in base a quanto indicato nella tabella seguente (Youd, 1972; Stroud, 1988).

Tabella 2 – Valori dell'angolo di attrito  $\varphi'_{cv}$  per sabbie silicee secondo quanto riportato in Stroud (1988) e Youd (1972)

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	$\varphi'_{cv} = 38^\circ$	$\varphi'_{cv} = 34^\circ$
Sabbie a spigoli arrotondati	$\varphi'_{cv} = 33^\circ$	$\varphi'_{cv} = 30^\circ$

Nel caso specifico per la determinazione dell'angolo di attrito  $\varphi'_{cv}$  si è assunto  $\varphi'_{cv} = 33^\circ$ .

### Correlazione di Kulhawy e Mayne

Il valore dell'angolo di attrito di picco è determinato secondo Kulhawy e Mayne [1980] mediante la seguente correlazione:

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

Tale formulazione è rappresentata nella seguente Figura 3.

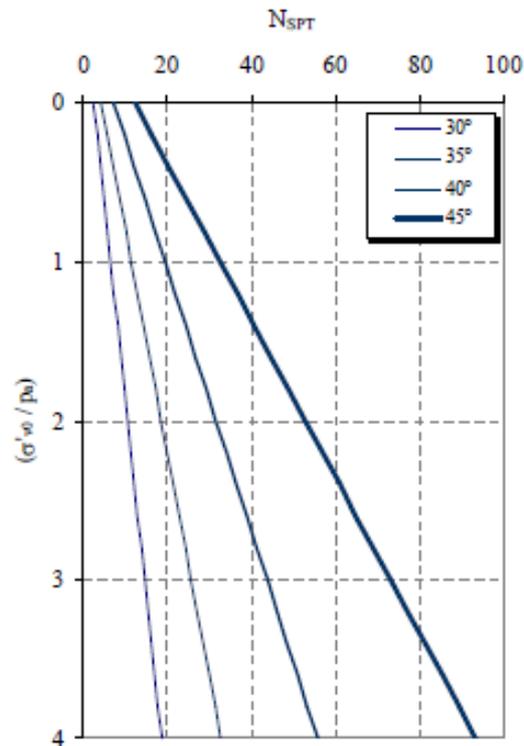


Figura 3 – Stima di  $\phi'$  da  $N_{SPT}$  con Kulhawy e Mayne [1980]

### Correlazione di Wolff

Il valore dell'angolo di attrito di picco è determinato secondo la correlazione di Peck, Hanson e Thornburn (1974) approssimabile con la seguente equazione di Wolff (1989) riportata di seguito:

$$\phi' (\text{°}) = 27.1 + 0.3 C_N N_{SPT} - 0.00054 (C_N N_{SPT})^2$$

con

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{vo}}{p_a}} \quad \text{per sabbie fini}$$

$$C_N = \frac{3}{1 + \frac{\sigma'_{vo}}{p_a}} \quad \text{per sabbie grosse}$$

### Correlazione di De Mello

Il valore dell'angolo di attrito di picco è determinato secondo la correlazione di De Mello (1971):

$$\phi' (\text{°}) = 19 - 0.38 \sigma + 8.73 \text{LN}(N_{SPT})$$

e rappresentata nella seguente Figura 4.

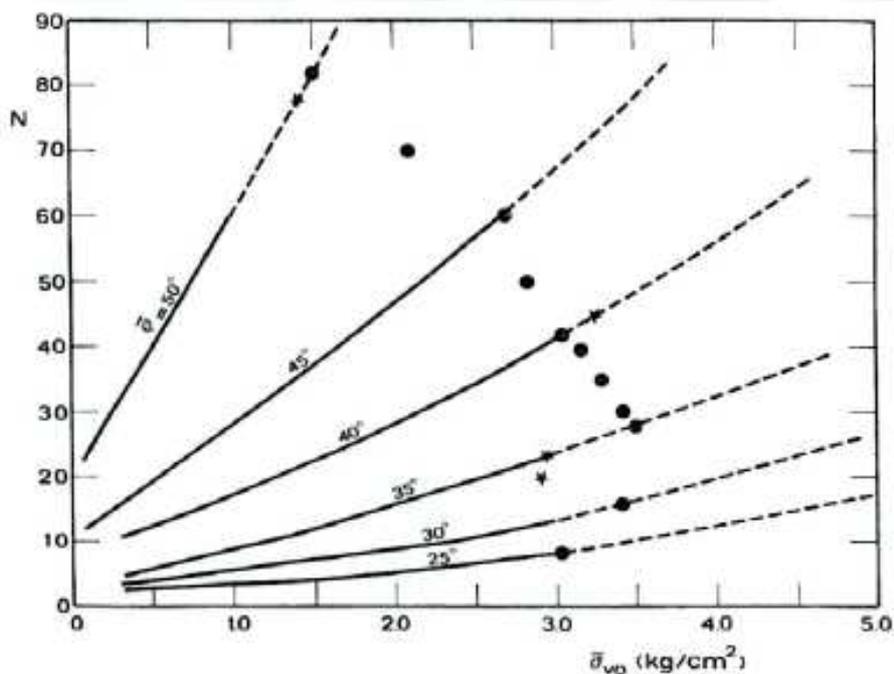


Figura 4 – De Mello (1971)

#### 6.1.4 Caratteristiche di deformabilità

##### **Moduli elastici iniziali**

Il modulo di taglio iniziale ( $G_0$ ) e quello di Young iniziale ( $E_0$ ), associabili a piccole deformazioni, possono essere ricavati dai valori delle velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) utilizzando le seguenti correlazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \quad (\text{kPa})$$

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

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale del terreno in assunto pari a 19 – 20 kN/m<sup>3</sup>

$\nu$  = coefficiente di Poisson del terreno (assunto pari a 0.3)

$V_s$  = velocità delle onde di taglio in m/s

La velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) può essere ricavata direttamente dai risultati delle prove geofisiche in foro di sondaggio o indirettamente, interpretando i risultati delle prove SPT attraverso la correlazione di Ohta e Goto (1978) o la correlazione di Yoshida e al. (1988).

##### **Correlazione di Ohta e Goto (1978)**

$$v_s = C \cdot (N_{60})^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \quad (\text{m/s})$$

essendo:

$$C = 67.3$$

$z$  = profondità dal p.c. in metri;

$f_A$  = coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (vedasi Tabella 3)

$f_G$  = coefficiente funzione della composizione granulometrica (vedasi Tabella 4)

Tabella 3 – Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_A$  (funzione dell'epoca geologica del deposito)

$f_A$	Olocene	Pleistocene
	1.0	1.3

Tabella 4 – Relazione di Ohta e Goto, 1978 - Coefficiente  $f_G$  (funzione della granulometrica del deposito)

$f_G$	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
		1.45	1.15	1.14	1.09

Nel caso in esame è stato assunto:  $f_A = 1.3$  e  $f_G = 1.09$ .

#### **Correlazione di Yoshida et al. (1988)**

$$v_s = C \cdot (N_{SPT})^{0.25} \cdot (\sigma_v')^{0.14} \quad (\text{m/s})$$

essendo:

$C=49$  per sabbie fini;

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova.

#### **Moduli elastici operativi**

Il comportamento dei terreni a grana grossa risulta non lineare; i moduli di deformazione risultano infatti funzione sia delle pressioni efficaci medie correnti  $p'$  sia del livello di deformazione indotto o del grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

In relazione a quanto sopra la scelta dei moduli di deformazione per le analisi ingegneristiche viene a dipendere anche dal metodo di analisi adottato.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono:

I moduli elastici iniziali;

Curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto. Tipiche curve di degrado del modulo di taglio  $G$  in funzione del livello di deformazione  $\gamma$  indotto, tratte da Lo Presti (1989), sono riportate nella Figura 5 e nella Figura 6. In alternativa alle curve di degrado possono essere adottate le seguenti espressioni (vedi ad esempio la Figura 7 Fahey, 1992 e Fahey & Carter, 1993):

$$\frac{E'}{E_0} = \frac{1}{1 + 0.8 \cdot \left( \frac{\gamma}{\lambda_r} \right)}$$

$$\frac{E'}{E_0} = 1 - 0.8 \cdot \frac{\tau}{\tau_{\max}}$$

o meglio (vedi ad esempio Byrne et al, 1990):

$$\frac{E'}{E_0} = 1 - 0.8 \cdot \frac{\Delta\tau}{\Delta\tau_{\max}}$$

essendo:

$\gamma$  = deformazione di taglio corrente

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_0}$$

$\tau_{\max}$  = tensione di taglio limite

$\tau$  = tensione di taglio corrente

$G_0$  = modulo di taglio iniziale

$\Delta\tau$  = variazione della tensione di taglio (vedi la Figura 7)

$\Delta\tau_{\max}$  = variazione massima della tensione di taglio.

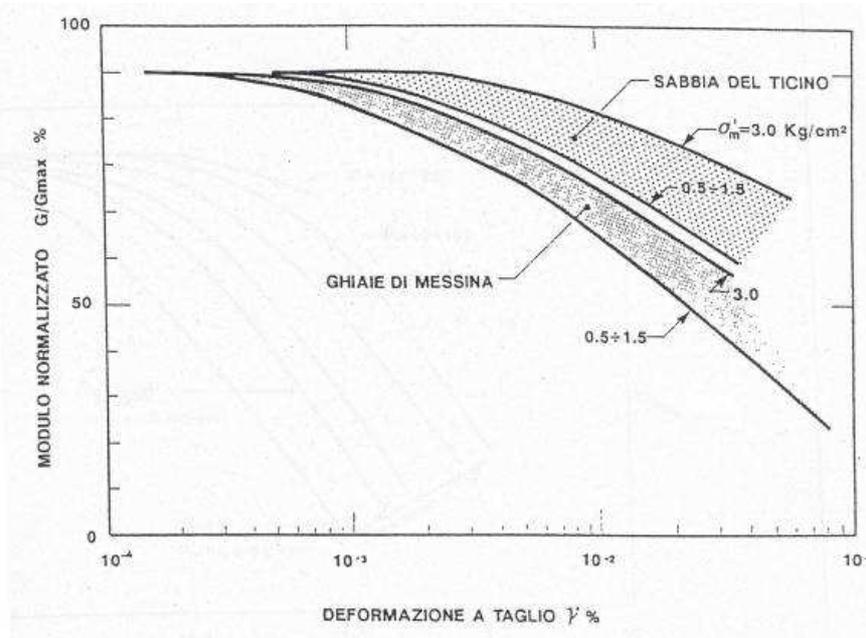


Figura 5 – Degrado del modulo G per terreni incoerenti

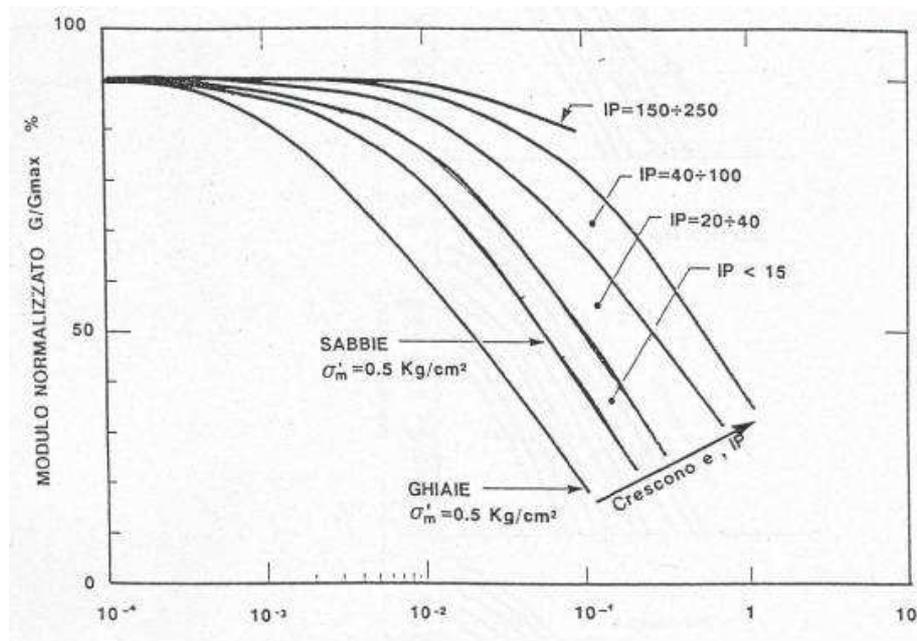


Figura 6 – Degradamento del modulo G per vari tipi di terreno

Va rilevato che la procedura suddetta, associata all'utilizzo delle curve di degrado riportate nelle Figure 5 e 6, risulta rigorosamente applicabile in condizioni di scarico e/o di scarico e ricarica tensionale; nel caso di problemi di "primo carico", caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione geostatica iniziale, potrebbe condurre ad una sottostima degli spostamenti.

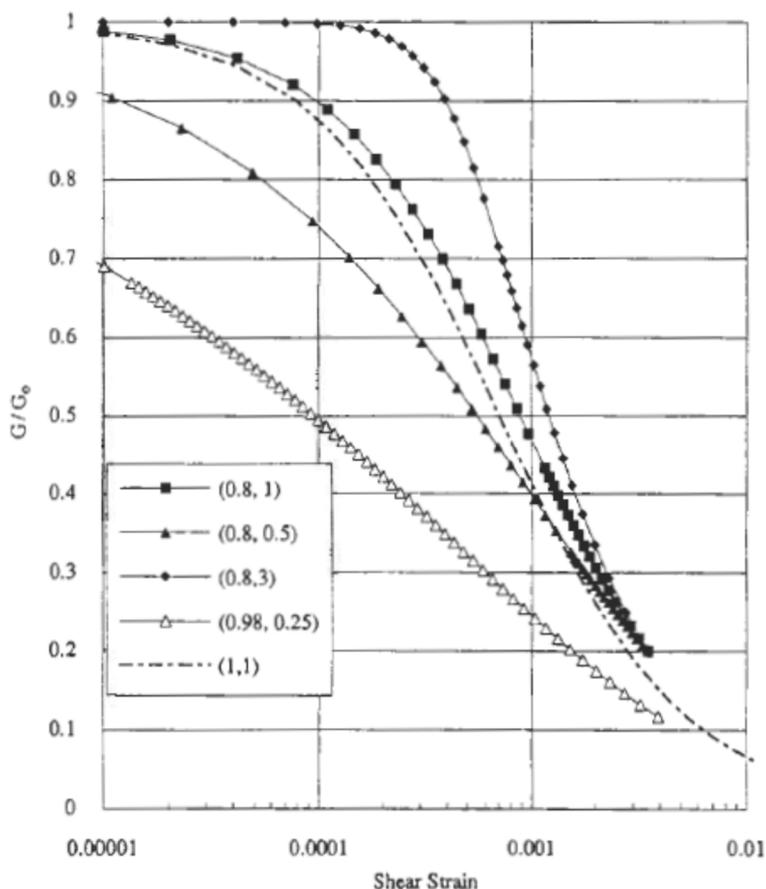


Figura 7 – Degrado del modulo G (Fahey, 1992 e Fahey & Carter, 1993)

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, per la stima dei moduli "operativi" da associare allo specifico problema al contorno verranno fatte le seguenti assunzioni "convenzionali":

- ✓ Nell'analisi di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie (tirantate e non) i moduli di Young "operativi"  $E_{op}$  sono pari a circa  $(1/3 \div 1/5) \cdot E_0$ ; il problema è infatti complessivamente di scarico; inoltre i coefficienti di sicurezza nei confronti della stabilità imposti dalla normativa vigente sono tali per cui normalmente le deformazioni indotte risultano relativamente contenute, dell'ordine di  $1 \times 10^{-3} \div 5 \times 10^{-3}$ .

Nell'analisi di fondazioni profonde e dirette i moduli di Young "operativi"  $E_{op}$  sono pari a circa  $1/5 \cdot E_0$ , ciò in considerazione del fatto che:

- ✓ gli spostamenti totali e differenziali ammissibili per l'opera sono molto contenuti (i cedimenti ammissibili sono infatti generalmente inferiori a  $0.01 \cdot B$ , essendo  $B$  la dimensione minore della fondazione). Da ciò deriva che, in base alla normativa vigente e alla pratica corrente, tale tipo di opere è caratterizzato infatti da coefficienti di sicurezza nei confronti della rottura per capacità portante generalmente superiori a  $2.5 \div 3$ ;

- ✓ Nel calcolo dei cedimenti dei rilevati i moduli di Young "operativi"  $E_{op}$  sono pari a circa  $(1/5 \div 1/10) \cdot E_0$  o, in alternativa, pari a quelli desumibili dalle correlazioni empiriche riportate di seguito; per tali strutture in terra possono essere infatti ammessi cedimenti totali e differenziali maggiori di quelli delle fondazioni profonde e dirette.

### **Correlazione di Jamiolkowski**

Una stima dei moduli elastici "operativi", viene fatta utilizzando la correlazione proposta da Jamiolkowski et al. (1988), corrispondente a tensioni dell'ordine del 25% di quelle a rottura in funzione della densità relativa  $D_R$  e di  $N_{SPT}$ .

Per terreni NC:  $E'_{25} = (10.5 - 3.5D_R) \cdot N_{SPT} \quad \text{kg/cm}^2$

Per terreni OC:  $E'_{25} = (52.5 - 35D_R) \cdot N_{SPT} \quad \text{kg/cm}^2$

essendo:

$E'_{25}$  = modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%

$D_R$  = densità relativa espressa come frazione dell'unità

$N_{SPT}$  = numero di colpi in prova SPT.

Nel caso in esame si adotta la correlazione proposta per terreni NC.

### **Correlazione di Stroud**

La correlazione di Stroud (1989) determina il modulo elastico in funzione di  $N_{SPT}$ , attraverso le seguenti correlazioni:

Per sabbie NC:  $E' = (0.9 \div 2) \cdot N_{SPT} \quad \text{MPa}$

Per sabbie OC e le ghiaie:  $E' = (2 \div 16) \cdot N_{SPT} \quad \text{MPa}$

Nel caso in esame si adotta  $E' = 1 N_{SPT}$ .

### **Correlazione di D'Appolonia et al.**

La correlazione di D'Appolonia (1970) determina il modulo elastico in funzione di  $N_{SPT}$ , attraverso le seguenti correlazioni:

Per sabbie e ghiaia NC:  $E' = 1875 + 0.756 N_{SPT} \quad \text{MPa}$

Per sabbie OC:  $E' = 36.79 + 1.043 \cdot N_{SPT} \quad \text{MPa}$

Nel caso in esame si adotta la correlazione per sabbie e ghiaie NC.

## 7.2. Materiali a grana fine

### 6.2.1 Caratteristiche di resistenza

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dei depositi coesivi, ci si è basati sui risultati delle:

- prove in sito che sono prove penetrometriche dinamiche SPT (sulle unità coesive);
- prove di laboratorio di Taglio diretto

La resistenza al taglio non drenata può anche essere desunta dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT eseguite nei fori di sondaggio, in base alla seguente correlazione di Stroud (1974):

$$c_u = (5.0 - 5.5) \cdot N_{SPT} \quad \text{kPa}$$

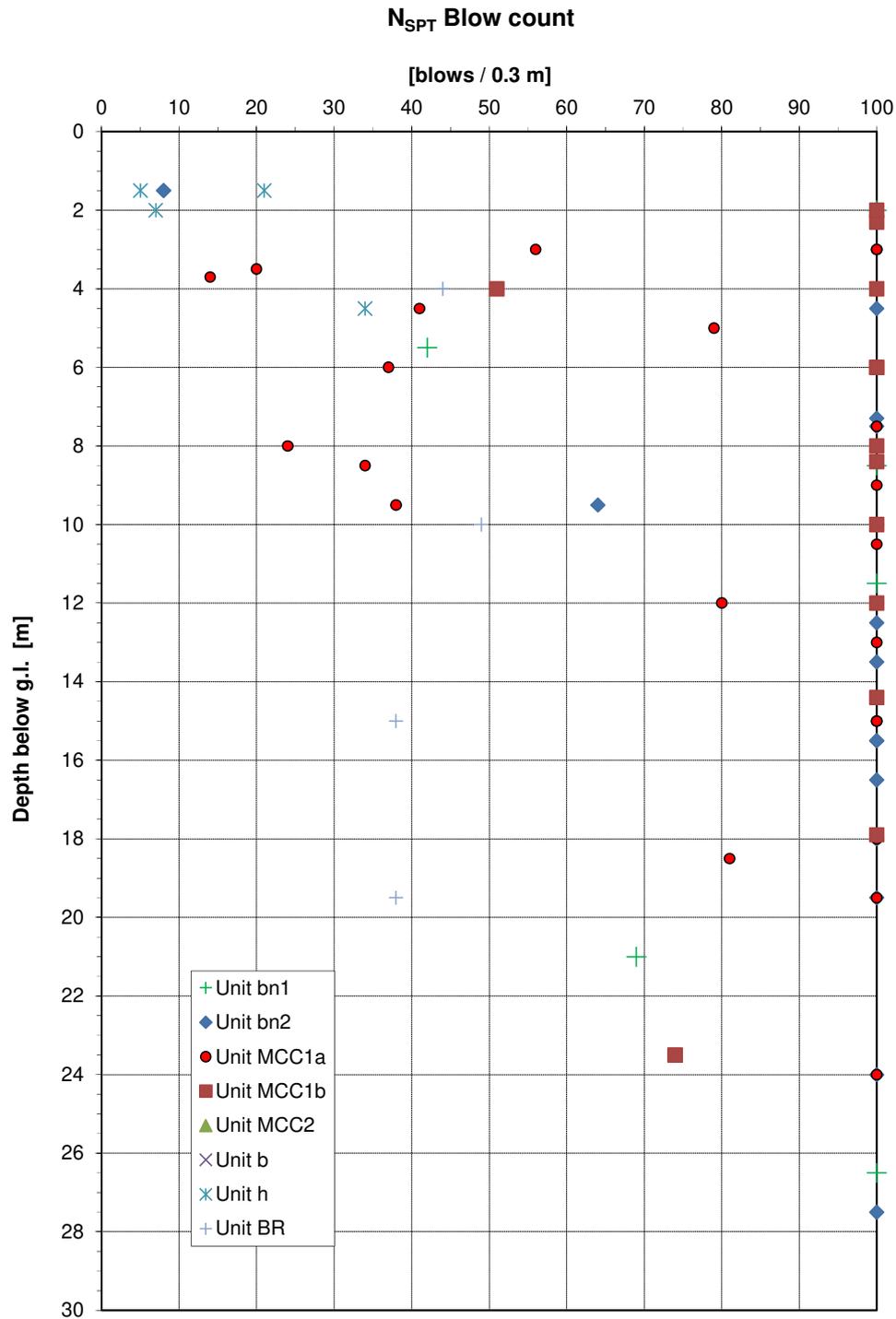
### 6.2.2 Caratteristiche di deformabilità

Per determinare le caratteristiche di deformabilità  $M$  si utilizza la correlazione con la coesione non drenata:

$$E = \alpha \cdot c_u \quad \text{kPa}$$

con

- $\alpha = 150$     valore assunto nei calcoli  
 $c_u$         coesione non drenata



**Continuous dynamic penetrometric tests super heavy  
SCPT1**

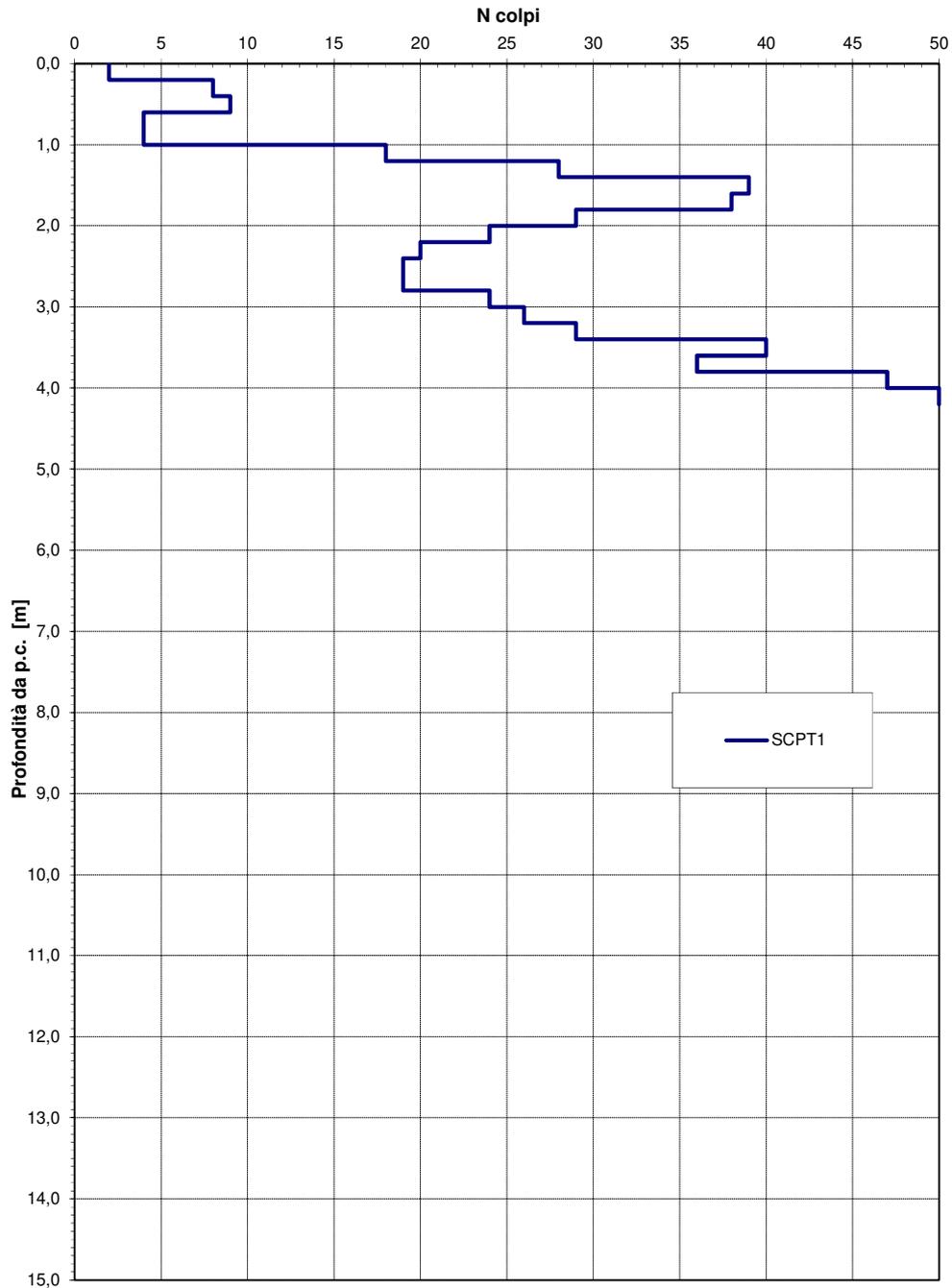


Figura 9 – Prove penetrometriche dinamiche continua: SCPT1

**Continuous dynamic penetrometric tests super heavy  
SCPT2**

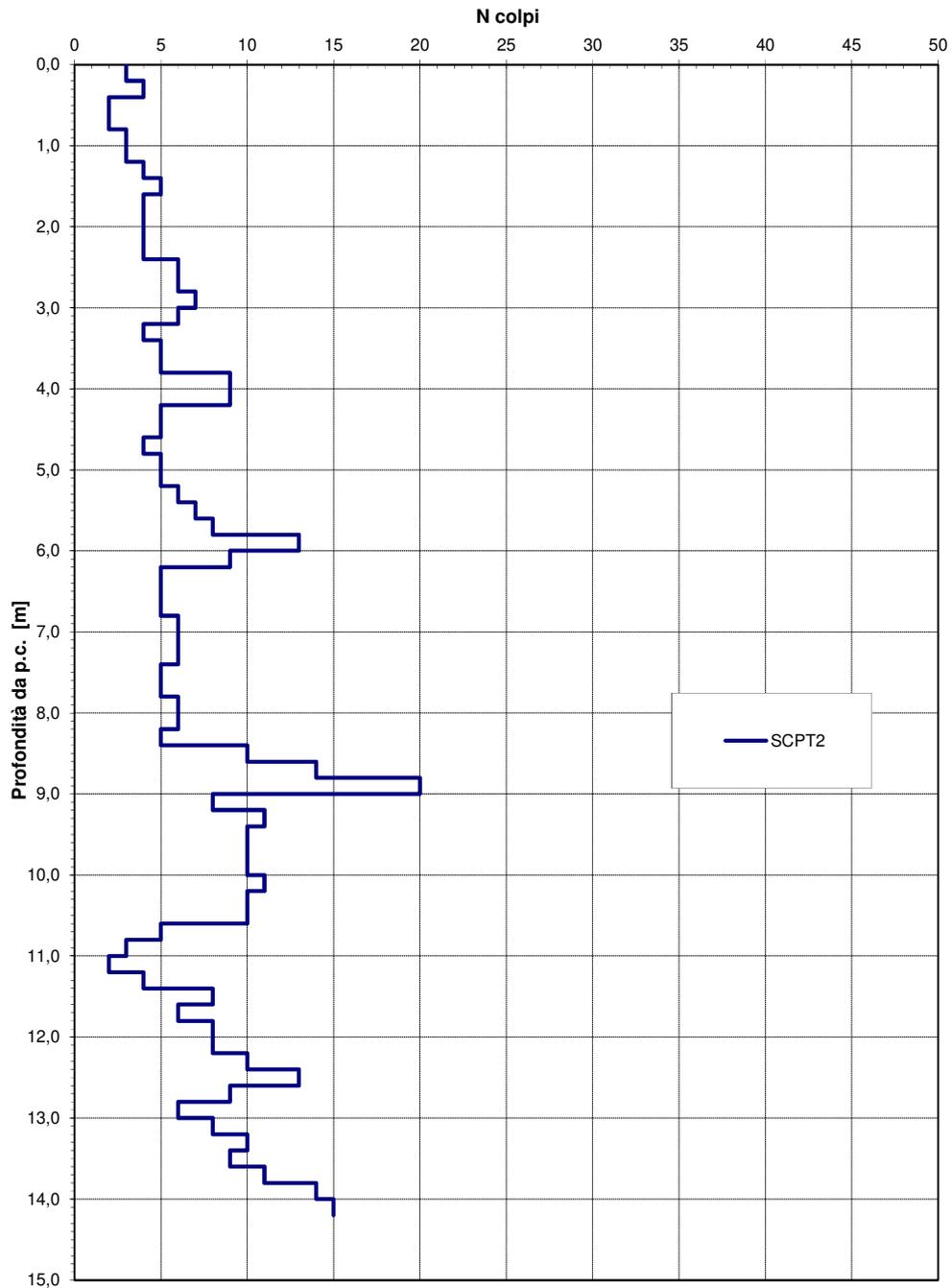


Figura 10 – Prove penetrometriche dinamiche continua: SCPT2

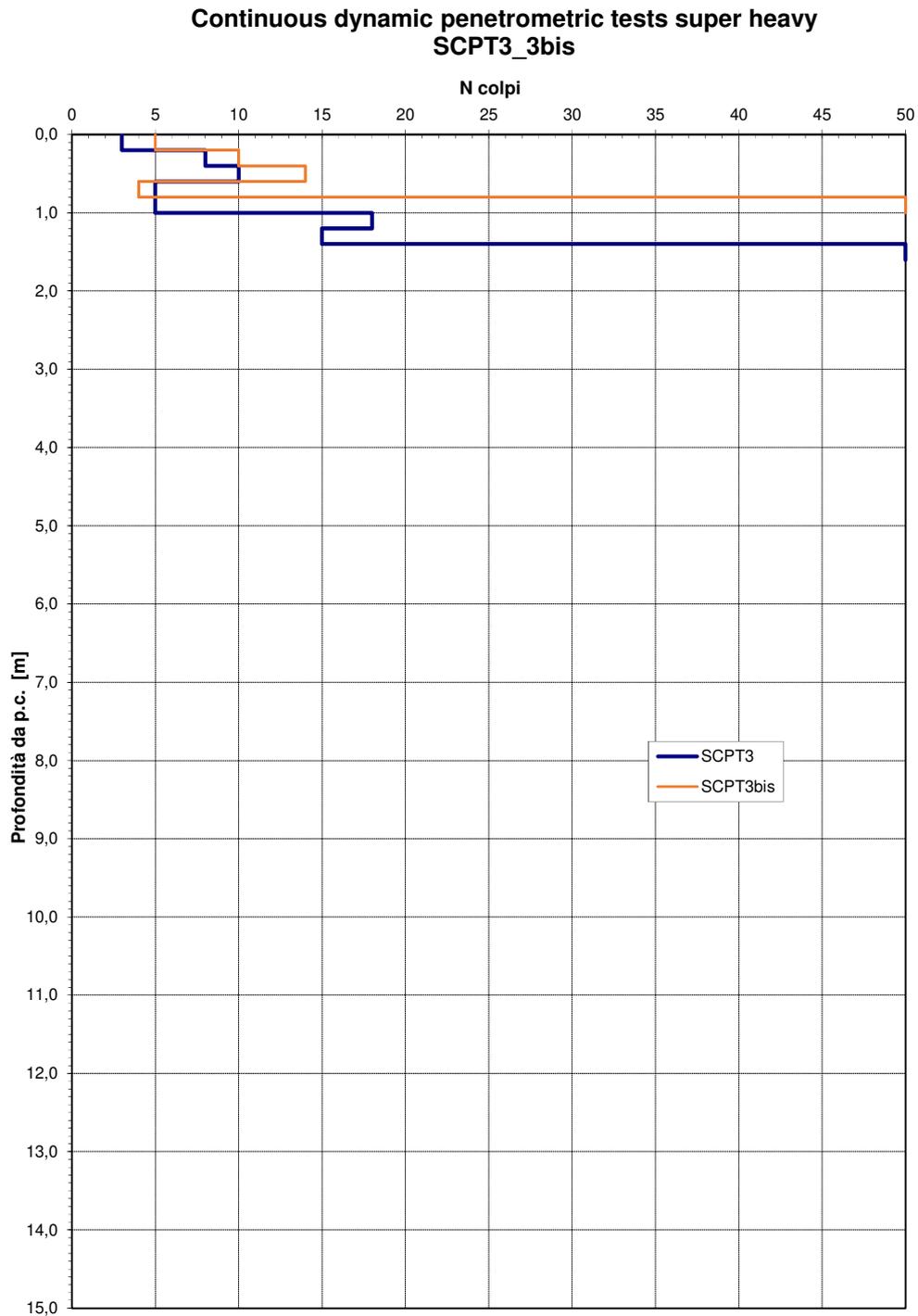


Figura 11 – Prove penetrometriche dinamiche continua: SCPT3 e 3bis

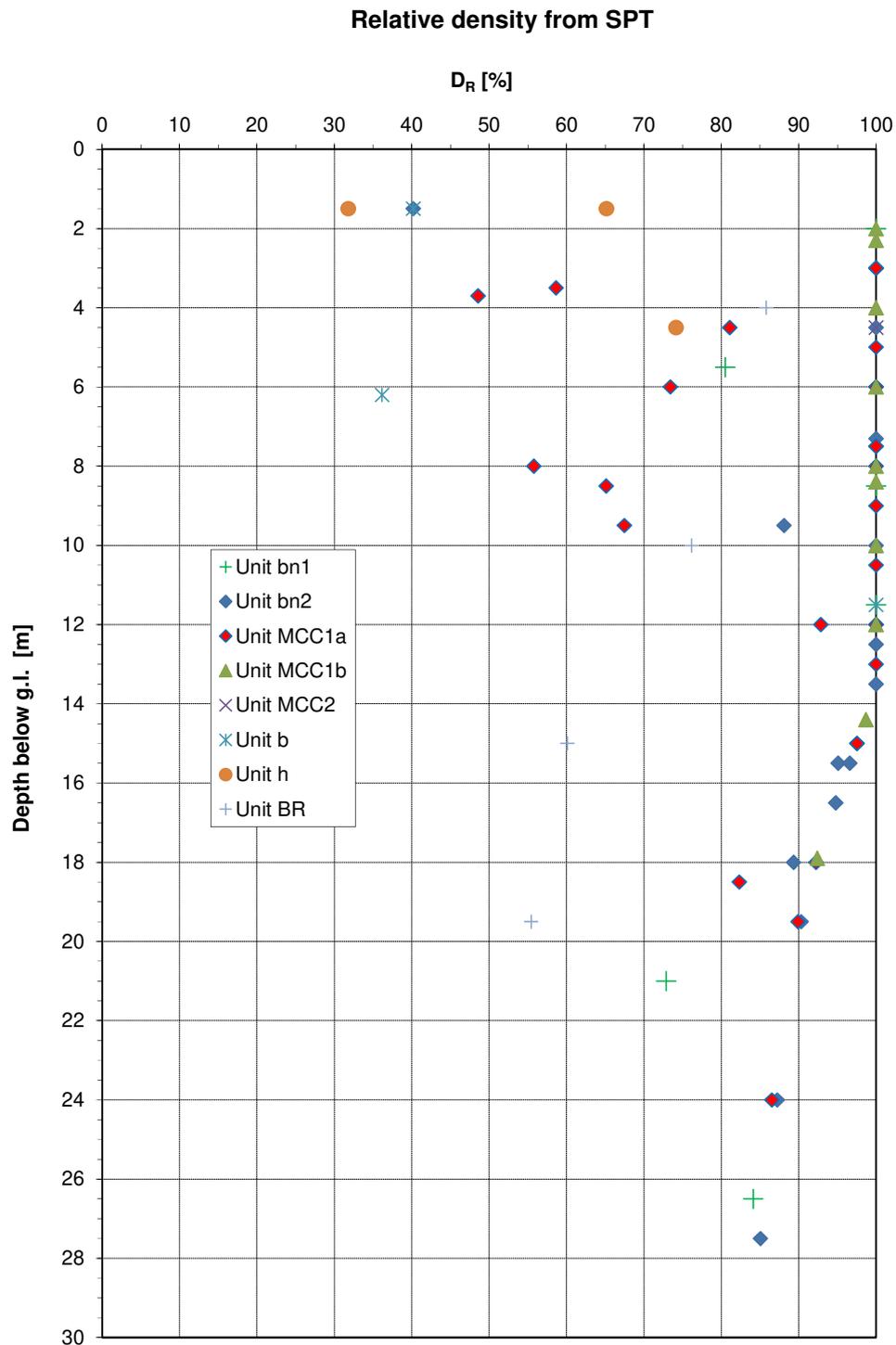


Figura 12 – Prove penetrometriche dinamiche: Densità relativa

**Shearing resistance angle from SPT**

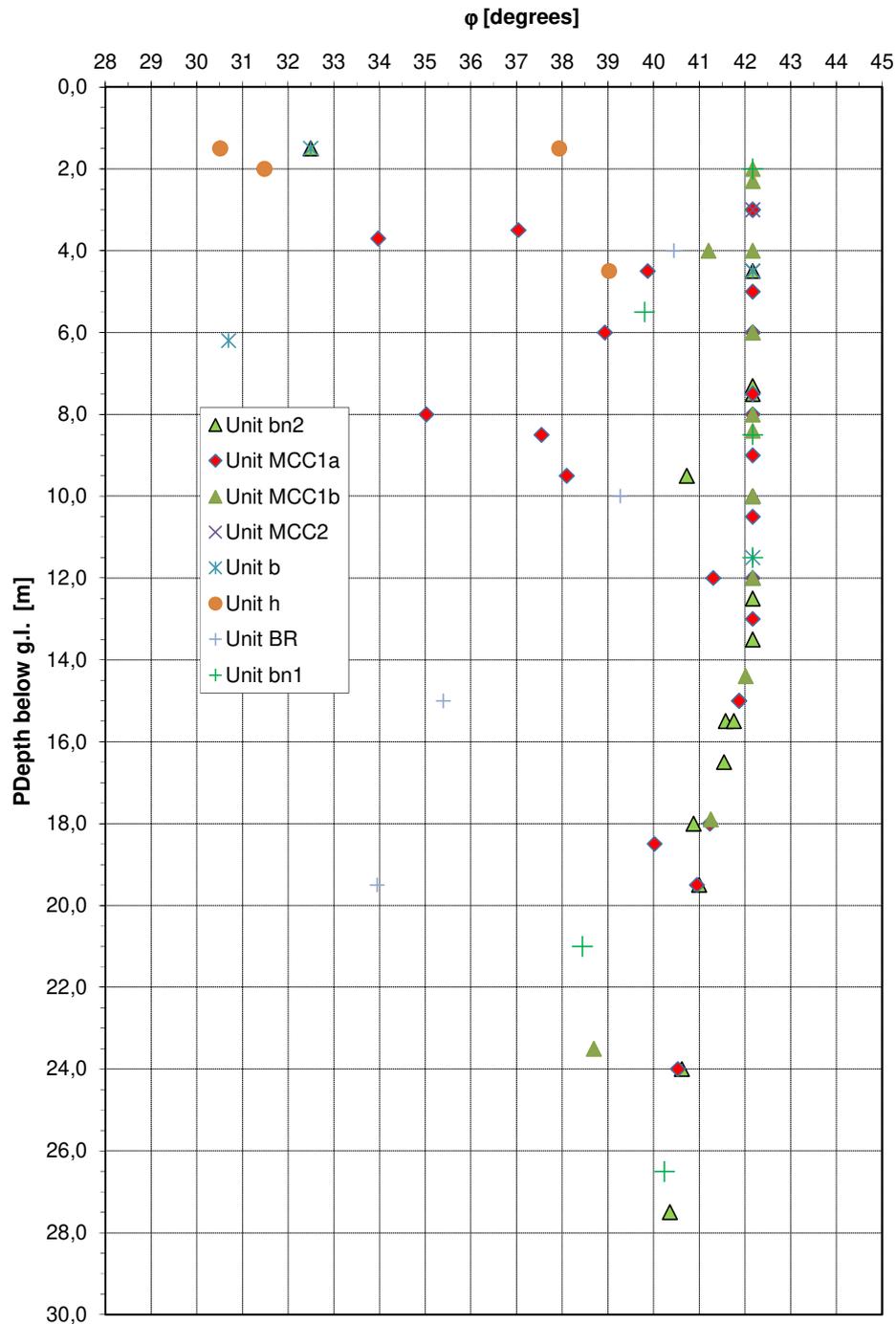
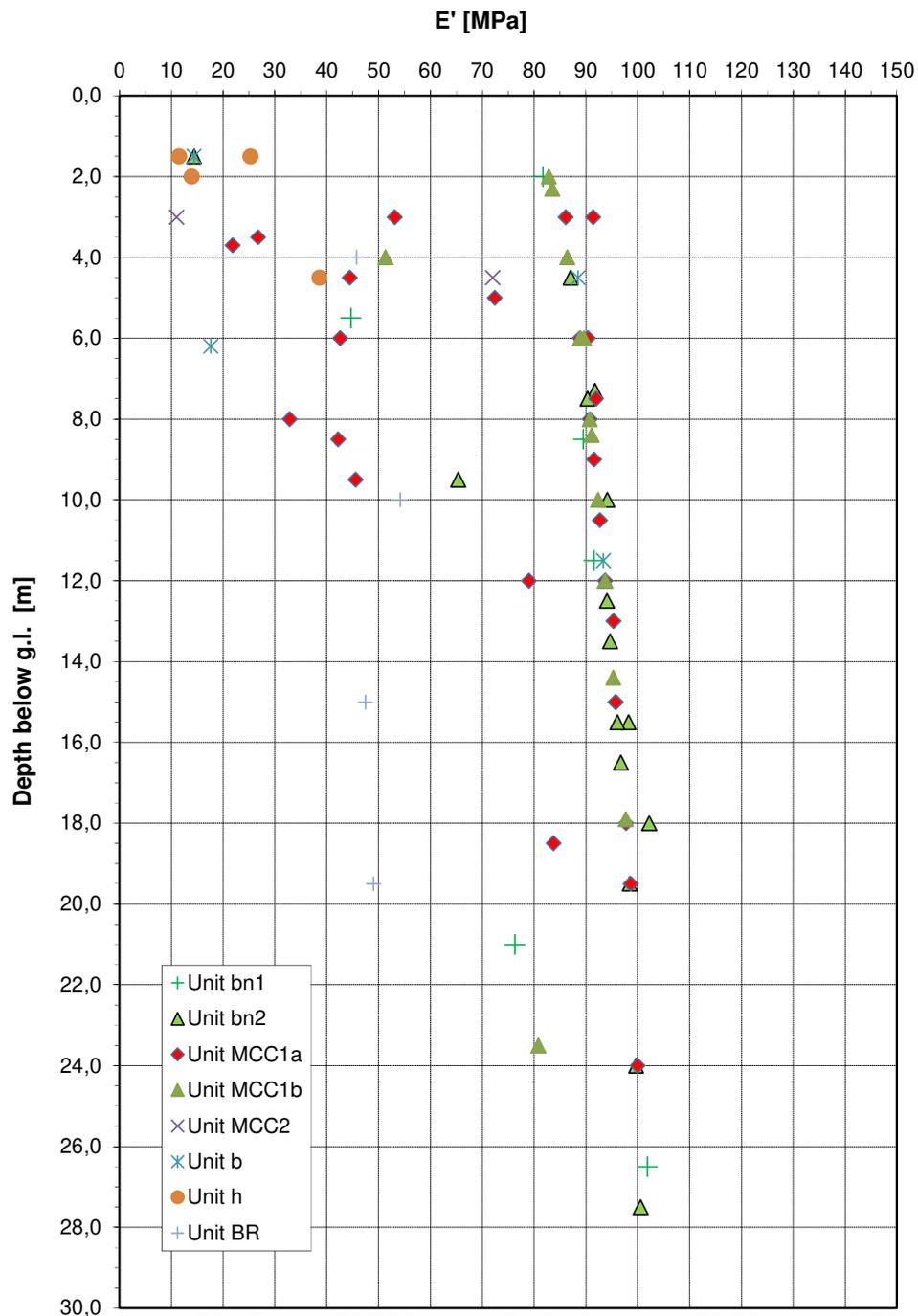


Figura 13 – Prove penetrometriche dinamiche: Angolo di resistenza al taglio

Young modulus from SPT



### Velocità onde di taglio da prova down-hole

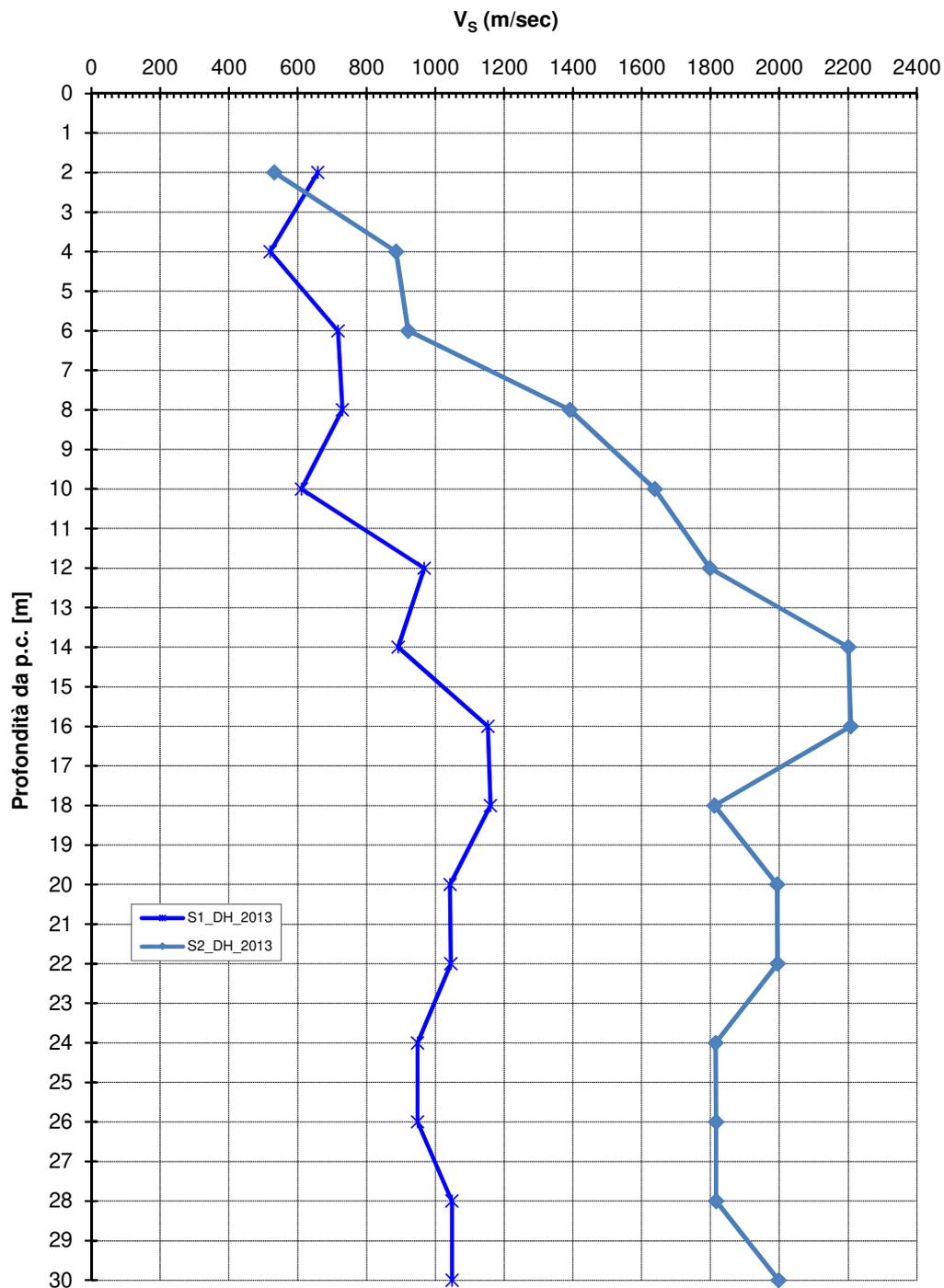


Figura 15 – Andamento  $V_{s30}$  da prova Down Hole

Modulo di deformazione a taglio iniziale  $G_0$  da prova down-hole

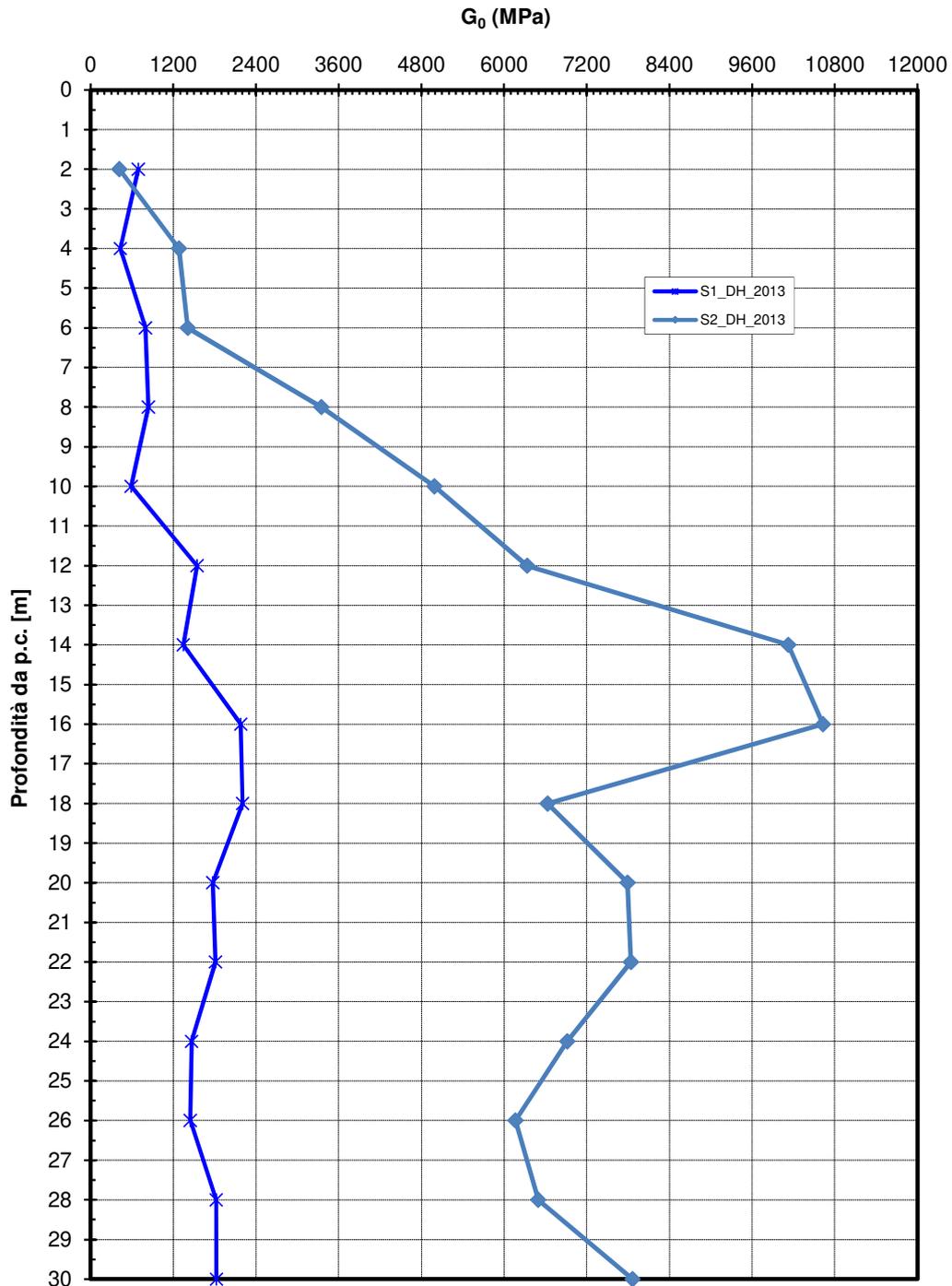


Figura 16 – Andamento Modulo  $G_0$  da prova Down Hole

Modulo di deformazione di Young iniziale  $E_0$  da prova down-hole

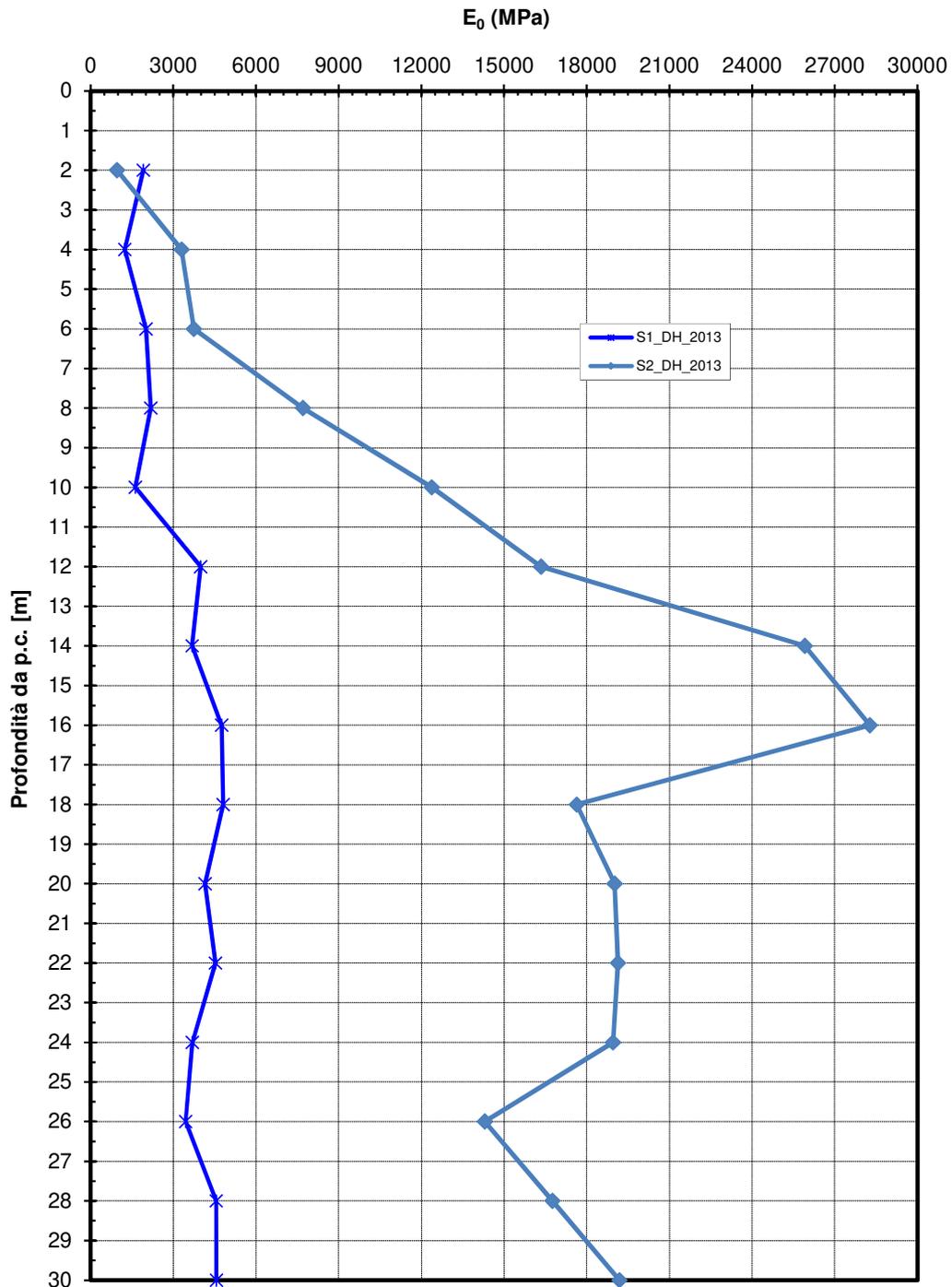


Figura 17 – Andamento Modulo  $E_0$  da prova Down Hole

**Modulo di deformazione di Young  $E_{OPERATIVO}$   
da prova down-hole**

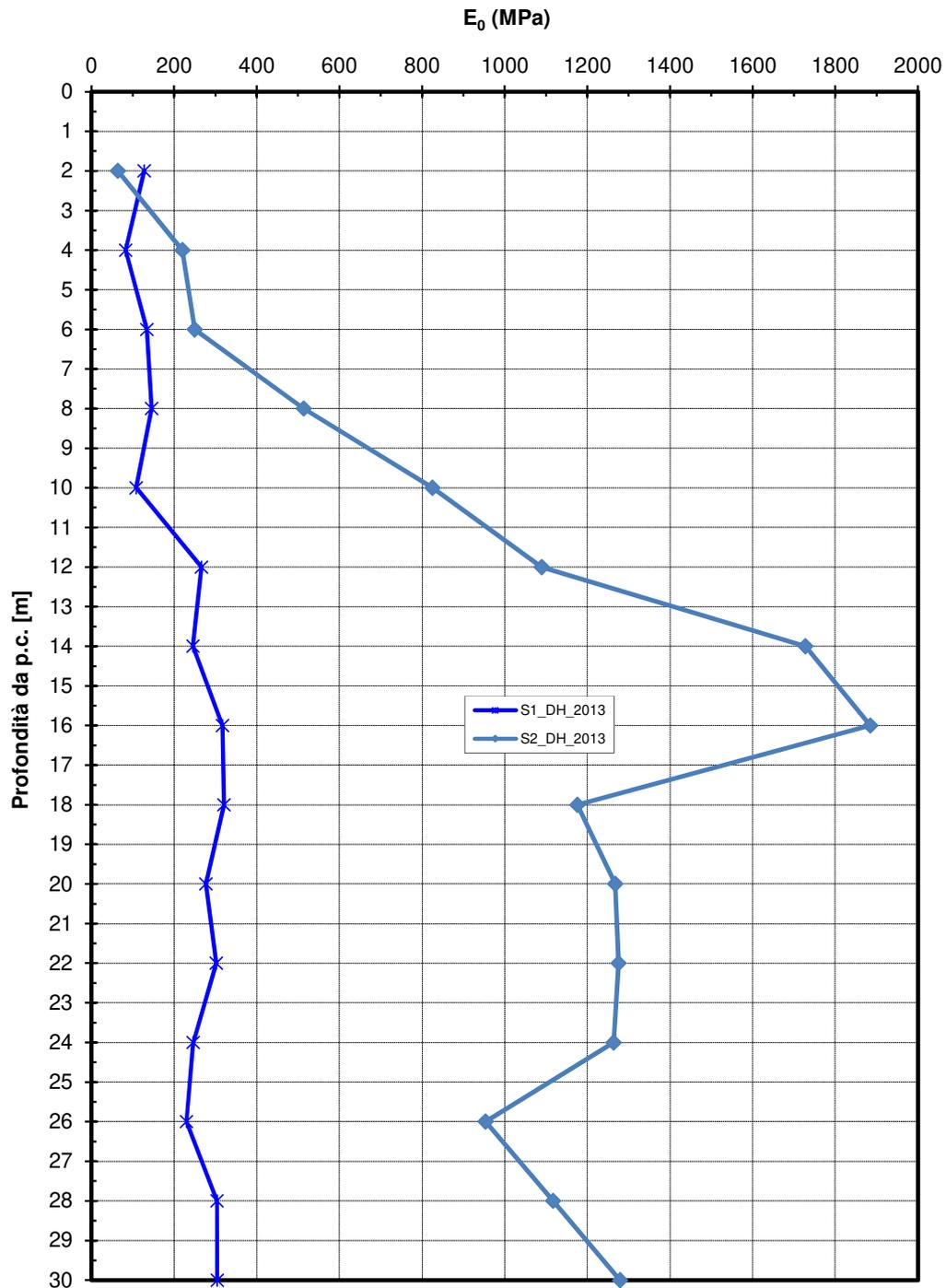


Figura 18 – Andamento Modulo elastico operativo  $E_{OPER.}$  da prova Down Hole

### 7.3. CLASSIFICAZIONE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

Dalle indagini effettuate nelle varie campagne d'indagine, è possibile riscontrare che il tracciato in progetto interessa tratti in cui sono presenti unità litoidi quali MMC1a, MMC1b, MMC2 vale a dire Marne e Calcari marnosi.

La caratterizzazione geotecnica di tutte queste unità litoidi, è stata fatta facendo riferimento alla classificazione dell'ammasso roccioso proposta da Bieniawski (1989), allo schema concettuale di mezzo continuo (omogeneo o stratificato) e ai criteri di rottura proposti e aggiornati da Hoek & Brown a partire dal 1980. In particolare:

Il parametro RMR "Rock Mass Rating" verrà stimato sulla base di quanto descritto nel paragrafo successivo. Il parametro GSI (Geological Strength Index) verrà valutato con la seguente espressione (vedi Sjöberg, 1997):

$$GSI = RMR_{89} - 5$$

L'involuppo delle resistenze dell'ammasso roccioso in condizioni "undisturbed" o "disturbed" verrà valutato sulla base di quanto riportato in Brown & Hoek (1988), Hoek & Brown (1988), Hoek, Kaiser & Bawden (1995), Hoek et al (2002).

#### 6.1.5 Valutazione del parametro RMR

Il metodo consiste nella determinazione del valore di RMR. Tale sistema associa all'ammasso un punteggio compreso tra 0 e 100, sulla base del quale è classificato in una delle cinque categorie (cfr. Tabella 1).

Tabella 1 – Classifica RMR degli ammassi rocciosi

classe:	I	II	III	IV	V
RMR:	81 ÷ 100	61 ÷ 80	41 ÷ 60	21 ÷ 40	< 21
qualità:	molto buona	buona	discreta	scadente	molto scadente

L'RMR viene calcolato come:

$$RMR = \sum_{i=1}^5 n_i = n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5$$

Gli indici che compaiono nella sommatoria sono correlati alle principali caratteristiche dell'ammasso:

Resistenza della roccia intatta ( $\sigma_c$ a compressione monoassiale o Point Load Test) (n1)	punteggio fra 0 e 15
Qualità delle carote RQD (n2)	punteggio fra 3 e 20
Spaziatura delle discontinuità (n3)	punteggio fra 5 e 20
Condizioni delle discontinuità (superfici più o meno ruvide, separate, alterate, ecc.) (n4)	punteggio fra 0 e 30

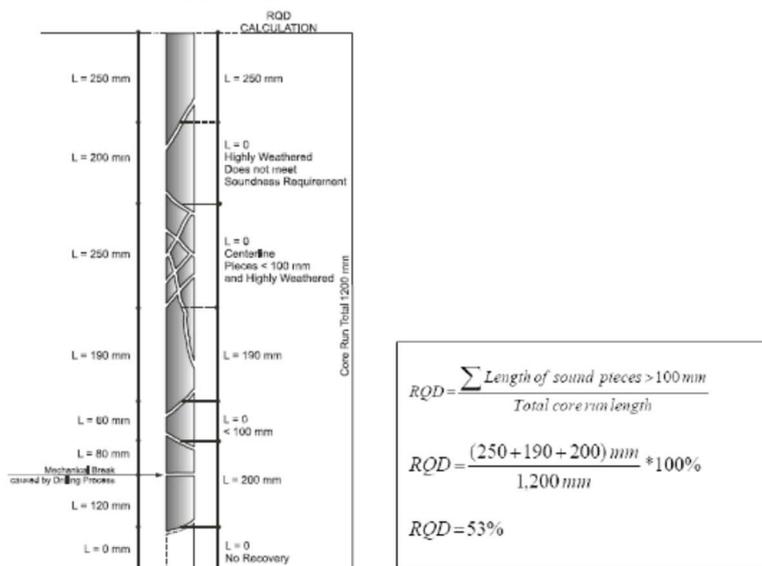
Condizioni idrauliche dei giunti (completamente asciutte, umide, bagnate, con stillicidio, con flusso continuo) (n5)

punteggio fra 0 e 15

Parametri	Intervallo di valori							
Resistenza roccia sana	Resistenza al «Point Load test» (MPa)	> 10	4 ÷ 10	2 ÷ 4	1 ÷ 2	Per questi bassi valori è preferibile la prova di compressione monoassiale		
	Resistenza a compressione monoassiale (MPa)	> 250	100 ÷ 250	50 ÷ 100	25 ÷ 50	5 ÷ 25	1 ÷ 5	< 1
Coefficienti numerici	15	12	7	4	2	1	0	
Rock Quality Designation RQD (%)	90 ÷ 100	75 ÷ 90	50 ÷ 75	25 ÷ 50	< 25			
Coefficienti numerici	20	17	13	8	3			
Spaziatura delle discontinuità	> 2 m	0,6 ÷ 2 m	200 ÷ 600 mm	60 ÷ 200 mm	< 60 mm			
Coefficienti numerici	20	15	10	8	5			
Condizione dei giunti	Superfici molto rugose. Discontinuità chiuse e non persistenti. Pareti non alterate	Superfici debolmente rugose. Apertura delle discontinuità < 1 mm. Pareti leggermente alterate	Superfici debolmente rugose. Apertura delle discontinuità < 1 mm. Pareti completamente alterate	Superfici lisce o riempimenti argillosi di potenza < 5 mm o discontinuità collegate e con apertura di 1 - 5 mm	Riempimenti di argilla molle di potenza > 5 mm o discontinuità collegate e con apertura > 5 mm, persistenti			
Coefficienti numerici	30	25	20	10	0			
Presenza di acqua	Venute d'acqua in 10 m di galleria (l/min)	Nulla	< 10	10 ÷ 25	25 ÷ 125	> 125		
	Rapporto tra la pressione dell'acqua nelle discontinuità e la massima sollecitazione principale	0	< 0,1	0,1 ÷ 0,2	0,2 ÷ 0,5	> 0,5		
	Condizioni generali della roccia	Perfettamente asciutta	Umida	Bagnata	Stillicidi	Venute d'acqua		
Coefficienti numerici	15	10	7	4	0			

La resistenza alla compressione semplice della roccia intatta è definita tramite prove a compressione monoassiale e/o Point Load Test.

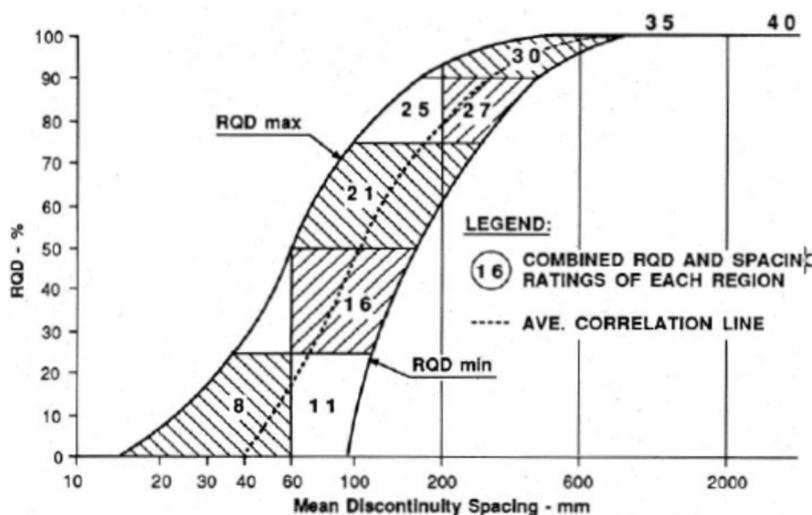
Nelle schede stratigrafiche dei sondaggi eseguiti è riportato l'RQD determinato come da figura seguente.



Sulla base del valor medio di RQD, secondo quanto riportato nella tabella seguente, è possibile definire la qualità dell'ammasso.

qualità dell'ammasso	RQD (%)
molto scadente	$\leq 25$
scadente	$26 \div 50$
discreta	$51 \div 75$
buona	$76 \div 90$
molto buona	$> 90$

Nella figura sotto è riportata la correlazione tra RQD e spaziatura delle discontinuità.



Una volta definito il valore di RMR, è possibile definire il GSI (Geological Strength Index), con il quale è classificato l'ammasso secondo Hoek (1994), attraverso la relazione (ammasso asciutto e orientamento dei giunti favorevole):

$$GSI = RMR - 5$$

Questa relazione è valida per  $RMR > 23$ .

Nella figura seguente è riportata la classificazione GSI in funzione delle caratteristiche strutturali e delle condizioni delle discontinuità.

Per valori di  $RMR < 23$ , il GSI è correlato all'indice di Barton modificato  $Q'$  (con  $J_w=1$  e  $S.R.F.=1$ ):

$$GSI = 9 \cdot \ln Q' + 44$$

Secondo la classificazione degli ammassi rocciosi proposta da Barton, l'indice  $Q$  si determina con la seguente relazione:

$$Q = \frac{R.Q.D.}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{S.R.F.}$$

dove:

$J_n$  = coefficiente numerico definito in funzione delle discontinuità presenti (0.5 per materiale massivo; 20 per materiale intensamente fratturato).

$J_r$  = indice di scabrezza delle superfici: 3 per superfici scabre e irregolari (0.5 per superfici lisce).

$J_a$  = indice di alterazione delle superfici (0.75 per superfici resistenti e discontinuità serrate; 15-20 per giunti con riempimento a materiale rigonfiante).

$J_w$  = coefficiente di riduzione in presenza di acqua (0.05-1 notevole presenza; 1 materiale asciutto)

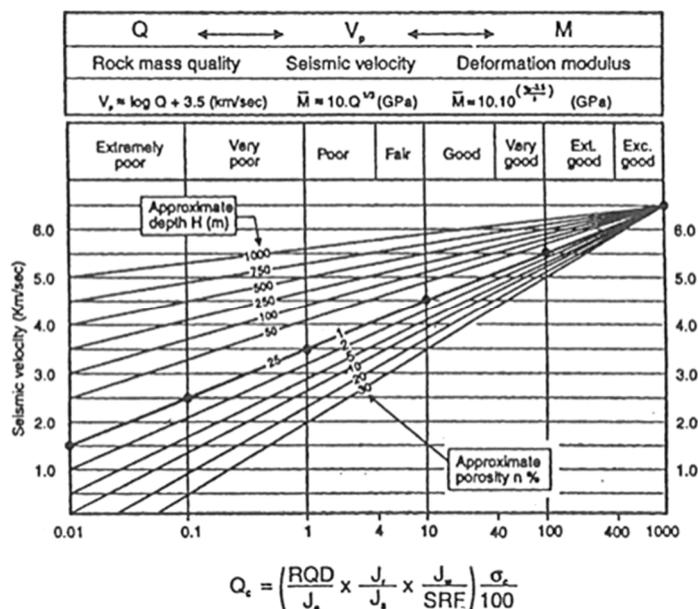
S.R.F.= coefficiente che tiene conto dello stato tensionale (0.5-2.5 roccia massiva; 10-20 roccia rigonfiante).

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS				
From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. <b>Note that the table does not apply to structurally controlled failures.</b> Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

L'indice Q, può essere stimato in funzione delle velocità delle onde elastiche di compressione  $V_p$  e della resistenza a compressione dell'ammasso  $\sigma_c$  secondo le relazioni:

$$V_p = \log Q + 3,5 \quad \text{con } V_p \text{ in km/s}$$

$$Q' = Q \cdot \frac{\sigma_c}{100} \quad \text{con } \sigma_c \text{ in MPa}$$



$$Q_c = \left( \frac{RQD}{J_a} \times \frac{J_r}{J_s} \times \frac{J_w}{SRF} \right) \frac{\sigma_c}{100}$$

Correlazione tra Vp e Q', (Barton, 1996)

### 6.1.6 Critero di rottura di Hoek – Brown per ammassi rocciosi e detrmiazione dei parametri equivalenti di Mohr – Coulomb

Il critero di rottura di Hoek – Brown per un ammasso roccioso è espresso dalla seguente equazione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left( m \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a$$

dove

$\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$  = sono gli sforzi efficaci principali rispettivamente massimo e minimo a rottura

m = è il valore della costante del critero di Hoek – Brown per l'ammasso roccioso

s ed a = sono due costanti che dipendono dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso

$\sigma_c$  = è la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta

Il parametro "m" può essere ricavato in funzione di GSI, riducendo opportunamente il suo omologo relativo al materiale roccioso intatto  $m_i$ , mediante le seguente relazione di natura empirica:

$$m = m_i \cdot \exp \left( \frac{GSI - 100}{28 - 4D} \right)$$

Nella figura seguente sono riportati valori tipici di "m<sub>i</sub>" del modello Hoek-Bown per alcuni ammassi rocciosi.

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E CONSOLIDAMENTI**

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19 — Greywacke — (18)	Siltstone 9	Claystone 4
		Organic		— Chalk — 7 — Coal — (8-21)		
	Non-Clastic	Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
		Chemical		Gypstone 16	Anhydrite 13	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
	Slightly foliated		Migmatite (30)	Amphibolite 25 - 31	Mylonites (6)	
	Foliated*		Gneiss 33	Schists 4 - 8	Phyllites (10)	Slate 9
IGNEOUS	Light		Granite 33		Rhyolite (16)	Obsidian (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
			Diorite (28)		Andesite 19	
	Dark		Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalt (17)	
		Norite 22				
	Extrusive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)	

I coefficienti "s" ed "a" sono calcolati come segue:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right),$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left[ \exp\left(-\frac{GSI}{15}\right) - \exp\left(-\frac{20}{3}\right) \right]$$

essendo:

D = 0 per "undisturbed rock masses"

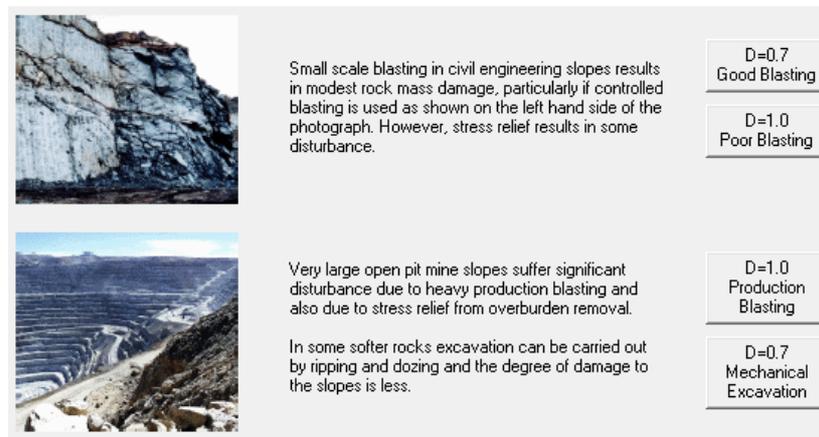
D = 1 per "disturbed rock masses"

GSI = RMR - 5

RMR = Rock Mass Rating

m<sub>i</sub> = coefficiente relativo alla roccia intatta

Il fattore D è un parametro che consente di tenere conto del grado di disturbo al quale il materiale è soggetto per effetto dello scarico tensionale indotto dallo scavo.



Nell'applicazione del criterio di rottura sopra riportato valgono le seguenti precisazioni:

- In generale, per ogni litotipo il coefficiente  $m_i$  verrà valutato sulla base dei risultati di prove triassiali su provini di roccia intatta e di un criterio di rottura analogo a quello dell'ammasso roccioso, con  $GSI = 100$ . In mancanza di dati sperimentali si farà riferimento a quanto riportato nella tabella precedente.
- L'applicazione di criteri di rottura analoghi per la roccia intatta e per l'ammasso roccioso, ove l'unica differenza è rappresentata dai valori di  $GSI$ , implica che, per  $m_i = 10$ , il rapporto tra la resistenza a trazione e la resistenza a compressione semplice della roccia intatta, è pari a  $\cong 1/m_i$ .
- In presenza di ammassi rocciosi caratterizzati da marcata eterogeneità, ovvero da alternanza di strati competenti e di strati con caratteristiche geotecniche più scadenti, il valore di  $GSI$  valutato sulla base di  $RMR$  verrà messo a confronto anche con quello stimabile sulla base della carta proposta da Hoek et al. (1998) e da Marinos & Hoek (2000) per formazioni flyshoidi.
- I parametri di resistenza valutati per l'ammasso devono essere considerati con attenzione nel caso in cui la resistenza al taglio debba essere riferita a zone di particolare alterazione ovvero a contatti "deboli"; in tale evenienza, da valutare progettualmente caso per caso, i parametri di resistenza potranno essere riferiti alla discontinuità/superficie di alterazione.

Table 12. GSI estimates for heterogeneous rock masses such as flysch.

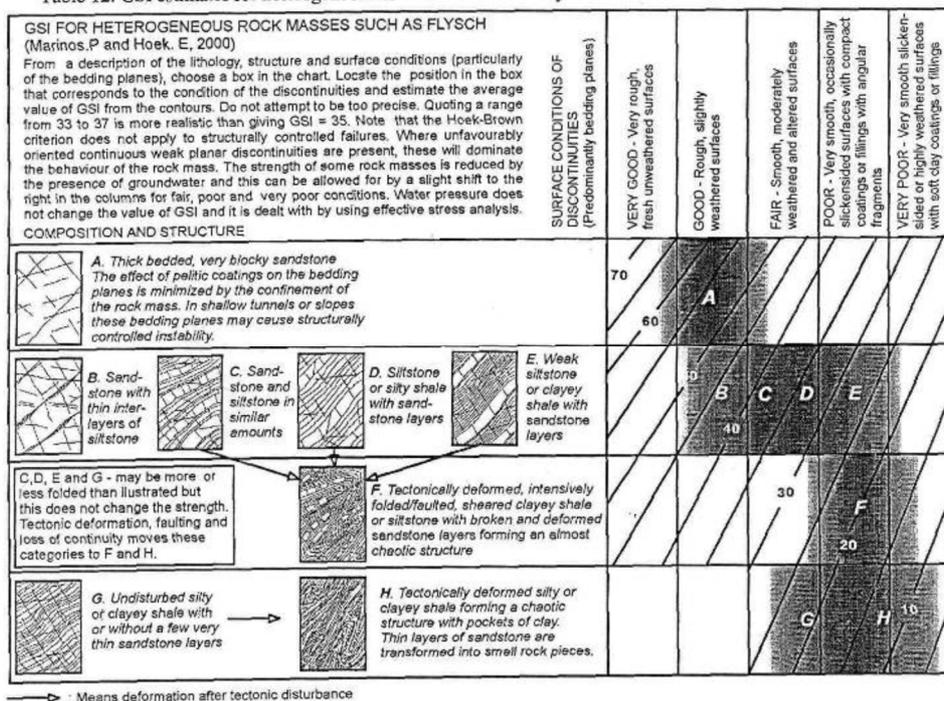


Figura 19 – Classificazione di ammassi rocciosi flyschoidi secondo Marinos & Hoek (2002)

Alla resistenza alla compressione semplice  $\sigma_c$  ed al coefficiente "mi" della roccia intatta verranno inoltre assegnati valori "pesati" in base a quanto riportato nella tabella seguente.

Ammassi rocciosi eterogenei – Criteri di valutazione di  $\sigma_c$  e di  $m_i$   
(Hoek et al., 1998; Marinos & Hoek, 2000)

Tipo di ammasso	Criterio di valutazione di $\sigma_c$ e di $m_i$
A e B	Valori relativi al litotipo più competente
C	Valori del litotipo più competente ridotti del 20% e pieni valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
D e E	Valori del litotipo più competente ridotti del 40% e pieni valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
F	Valori del litotipo più competente ridotti del 60% e pieni valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
G	Valori del litotipo di caratteristiche più scadenti
H	Valori del litotipo di caratteristiche più scadenti

In accordo a Sjöberg (1997), ai termini "undisturbed" e "disturbed" viene attribuito un significato legato anche alle modalità di utilizzo dei parametri di resistenza nelle analisi ingegneristiche; in particolare: Il criterio di rottura relativo alle "undisturbed rock masses" rappresenta la resistenza di picco dell'ammasso roccioso quando esso si trova in condizioni di pre-rottura.

Il criterio di rottura relativo alle "disturbed rock masses" rappresenta la resistenza media disponibile lungo superfici di scivolamento critiche in condizioni di incipiente rottura; ricorrendo a terminologie proprie della meccanica dei terreni tale resistenza può essere denominata "softened".

Sotto tali presupposti, nei casi rappresentati da situazioni non caratterizzate da dissesti pregressi o in atto, si opererà come segue:

In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura eseguite con metodi ove non è possibile riprodurre il comportamento "strain softening" si farà riferimento ai parametri dell'ammasso relativi alle condizioni "disturbed";

In analisi di stabilità o di interazione terreno-struttura condotte con metodi in grado di riprodurre la caduta di resistenza tra condizioni di picco e condizioni "softened" verranno presi come riferimento sia il criterio di rottura relativo alle condizioni "undisturbed" che quello relativo alle condizioni "disturbed". Verranno inoltre ipotizzate diverse leggi di degrado dei parametri di resistenza, fra cui quella che contempla una repentina caduta di resistenza dalle condizioni di picco a quelle "softened".

#### 6.1.6.1 Caratteristiche di deformabilità

##### **Moduli "operativi"**

I moduli di Young "operativi"  $E_{op}$  dell'ammasso roccioso, utilizzabili in analisi con modelli costitutivi elastico-lineari o elastico-lineari-plastici, possono essere stimati sulla base di espressioni di letteratura desunte da confronti tra la risposta deformativa di ammassi (da prove in sito e/o back-analysis) e i parametri tipici dei sistemi di classificazione degli ammassi stessi (RMR, GSI).

Alcune di tali espressioni possono essere riferite a particolari tipologie di ammassi. Nello specifico si è fatto riferimento alle seguenti espressioni (Serafim & Pereira, 1983; Mehrotra et al. 1991, Berardi e Bellingeri, 1998, Hoek et al., 2002):

$$E_{op} = 10 \cdot \left( \frac{RMR-10}{40} \right) \cdot [GPa]$$

$$E_{op} = 10 \cdot \left( \frac{RMR-30}{50} \right) \cdot [GPa]$$

$$E_{op} = 0.87 \cdot e^{(0.045-RMR)} \cdot [GPa]$$

$$E_{op} = 1000 \cdot \left( 1 - \frac{D}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{(GSI-10)/40}$$

per  $10 < GSI < 50$

per  $\sigma_c < 100$  MPa

essendo: D = coefficiente di disturbo, variabile tra 0 e 1.

## 8. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA e GEOMECCANICA

Nel seguito è presentata la caratterizzazione geotecnica delle seguenti unità:

1. Unità incoerenti: per la maggior parte cementati (bn1, bn2 e BR) e rilevati di origine antropica (h);
2. Unità limo sabbiosi e sabbio limosi: che costituiscono i depositi alluvionali (b);
3. Unità litoidi: quali marne (MMC1a e MMC1b) e calcari (MMC2).

### 8.1. UNITA' bn1, bn2, BR e h

Le Unità bn1 = Alluvioni terrazzate costituite da sabbie, ghiaie e argille da molto addensate a poco cementate.

Le Unità bn2 = Conglomerati di S. Pelino costituiti da blocchi arrotondati in matrice sabbiosa, da molto addensate a cementate.

Le Unità BR = Brecce costituite da ciottoli a spigoli vivi cementate.

Le Unità h = rilevato stradale e ferroviario costituito da materiale arido.

#### 7.1.1 Caratteristiche fisiche

La caratterizzazione di queste unità si basano sia sui risultati delle prove di laboratorio che di quelle in sito. In particolare sono state condotte prove quali analisi granulometrica e limiti di Atterberg oltre a prove in sito quali SPT.

Sulla base dell'interpretazione delle prove SPT, i cui risultati sono riportati nella Figura 8, si possono stimare valori di densità relativa  $D_R$  variabili dal 75 al 100% (si veda Figura 12).

Il peso specifico è stato determinato ed è compreso tra  $19 \text{ kN/m}^3$  e  $21 \text{ kN/m}^3$  (si veda Figura 29).

Dalle analisi granulometriche risulta una predominanza di Sabbia e Ghiaia con una percentuale compresa tra il 70 e 80%. Mentre il restante 20 – 30% è di limi e argille (si veda Figura 30-32). L'indice plastico è sempre compreso tra il 5 e il 10% a indicare una bassa plasticità. Come peraltro riportato nella Carta di Plasticità di Casagrande (si veda Figura 37).

#### 7.1.2 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza al taglio di picco ed operativi in termini di sforzi efficaci possono essere determinati indirettamente a partire dai valori di  $N_{SPT}$ . Si possono così stimare valori di angoli di resistenza al taglio operativo (si veda la Figura 13) nell'ordine dei  $38^\circ - 42^\circ$ .

Si sottolinea tuttavia, come tali valori, in quanto derivati dai valori di  $N_{SPT}$ , ragionevolmente siano influenzati dalla frazione grossolana dei materiali e non tengono conto del grado di cementazione.

Pertanto la caratterizzazione geomeccanica delle Unità bn2 e BR, ci si basa nell'eseguire una analisi di stabilità a ritroso (back analysis).

In particolare attraverso lo strumento dell'analisi a ritroso, che ipotizza cautelativamente un incipiente stato di instabilità, consente di definire un set di parametri di resistenza minimi su cui poter far riferimento.

Nello specifico, lo studio dei terremoti registrati nell'area nell'ultimo anno ha consentito di individuare un sisma e di considerarlo nella back analysis. In particolare si è operata l'analisi a ritroso inserendo le azioni indotte da un evento sismico registrato in data 24/04/2017 ad una distanza di circa 5 km dall'area interessata dai lavori.

Durante tale evento non si è instaurato alcun movimento addizionale. Per cui per la definizione dell'azione sismica è stato necessario determinare l'accelerazione sismica nel luogo in esame. Dal sito dell'INGV sono stati pertanto estratti i dati di riferimento del sisma registrato: epicentro e magnitudo.

Terremoto di magnitudo **Mw 3.3** del 24-04-2017 ore 04:19:08 (Italia) in zona: **3 km NE Pizzoli (AQ)**

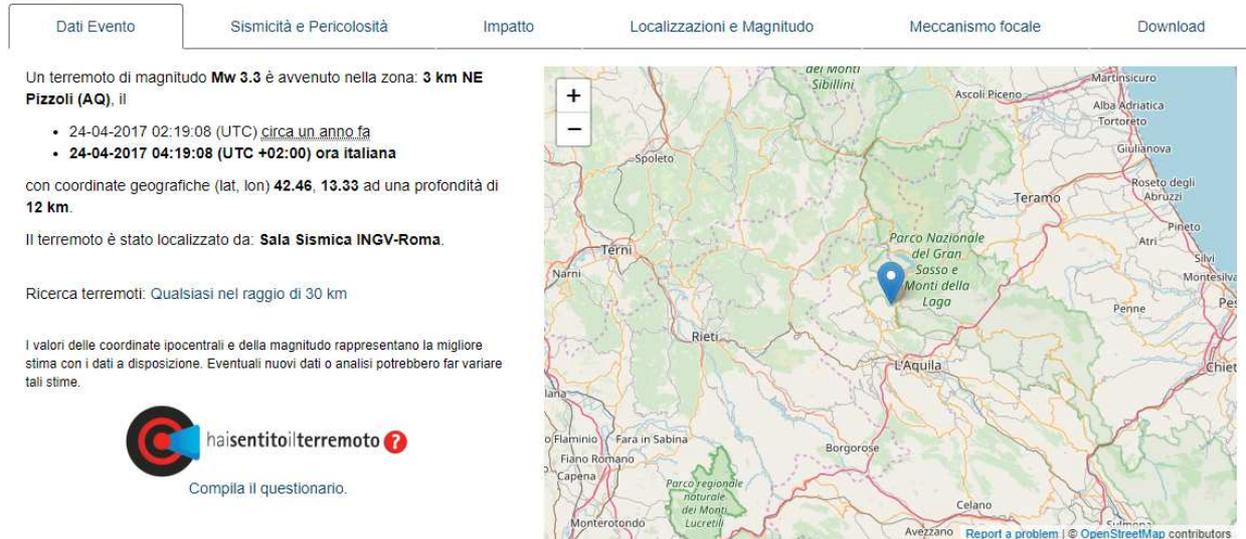


Figura 20 – Registrazione dal sito INGV

A partire dai dati di magnitudo ( $M_w$ ) e distanza epicentrale ( $R$ ) si è proceduto a calcolare l'accelerazione massima, stimata nell'area in esame, tramite le note relazioni intensità – distanza ed in particolare attraverso la formulazione di Sabetta-Pugliese (1996):

$$\log a_{max} = 1.562 + 0.306 M_w - \log (r^2 + 5.8^2)^{0.5} + 0.169 S + 0.173 P$$

dove  $M_w$  è la magnitudo,  $r$  la distanza dall'epicentro,  $S$  è funzione della tipologia di suolo ( $S=0$  per siti in roccia) e  $P$  è la probabilità che si verifichi l'evento.

Nel caso in esame:

$$\begin{aligned} M_w &= 3.3 \\ r &= 5.0 \text{ km} \\ S &= 0 \\ P &= 1 \end{aligned}$$

Risulta:

$$\begin{aligned} a_{max} &= 2.07 \text{ m/sec} \\ a_{max}/g &= 0.21 \end{aligned}$$

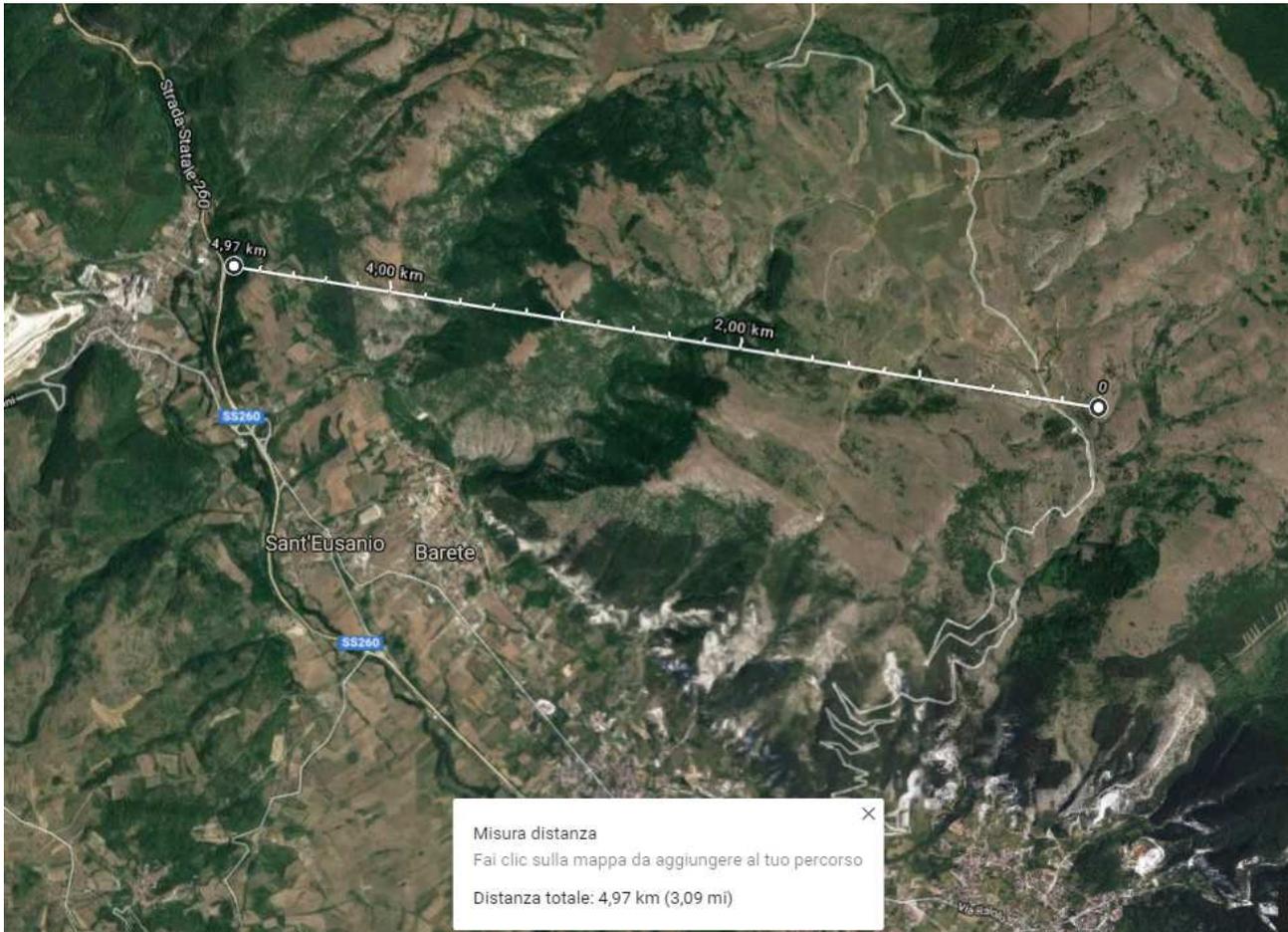


Figura 21 – Distanza dall'epicentro all'area in esame

Definita l'accelerazione di progetto si è operato come comunemente si procede con il metodo pseudostatico andando a valutare i coefficienti di intensità sismica  $k_h$  e  $k_v$ :

$$\beta = 0.28$$

$$S_s = 1.2$$

$$S_t = 1.0$$

Risulta:

$$k_h = 0.071$$

#### **Determinazione dei parametri di resistenza**

L'analisi è proceduta tramite la costruzione di un modello geometrico e litostratigrafico afferente alla situazione attuale e si è simulato (attraverso il metodo pseudostatico) l'applicazione di un'azione sismica sul pendio in corrispondenza della sezione più acclive rilevata.

Modellando la superficie con l'angolo di configurazione attuale e simulando l'azione relativa all'evento sismico registrato è stato possibile variare i parametri  $c'$  e  $\phi$  fino ad ottenere un rapporto tra resistenza al taglio disponibile e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento critica circa pari a 1.

Giova ricordare che in tal modo si ottengono i parametri geotecnici minimi. La stima dei parametri caratteristici è stata eseguita tramite il programma GEOSLOPE. Nelle immagini seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte considerando l'evento sismico registrato.

Per quanto riguarda la back analysis delle brecce (BR), questa è stata fatta sulla parte in affioramento della sezione pk 1+060.

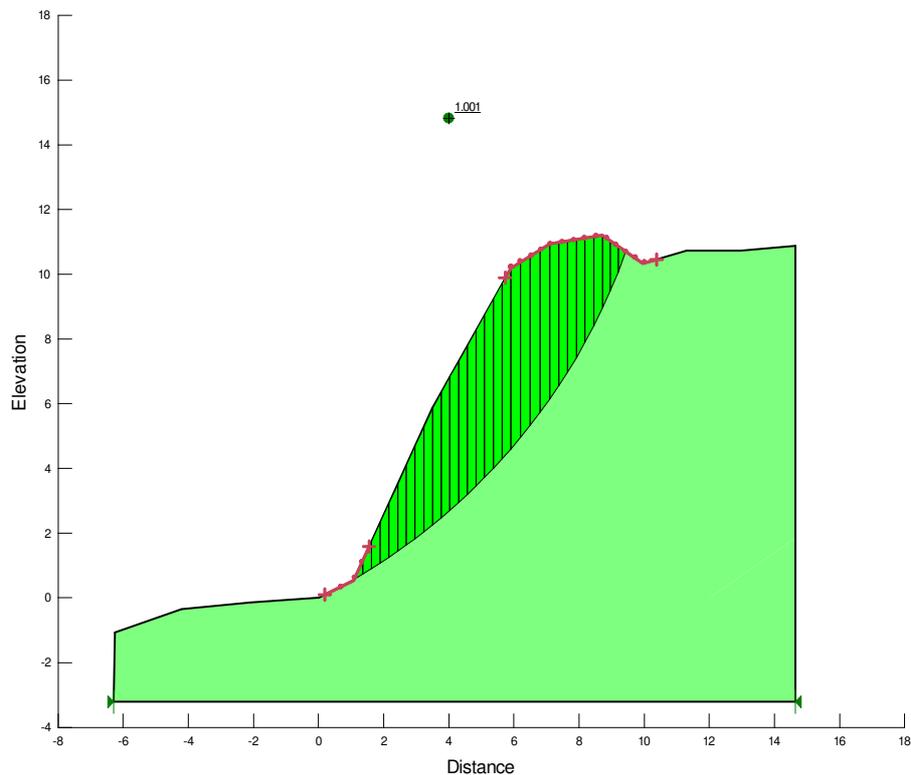


Figura 22 – Risultato della back analysis - materiale brecce, Progr.1+060

Per quanto riguarda invece i conglomerati (bn2) è stata presa una sezione dal rilevamento geologico che mostrava una scarpata con la pendenza e l'altezza che è stata importata su geo-slope. In particolare la Sezione di riferimento è 1+060.

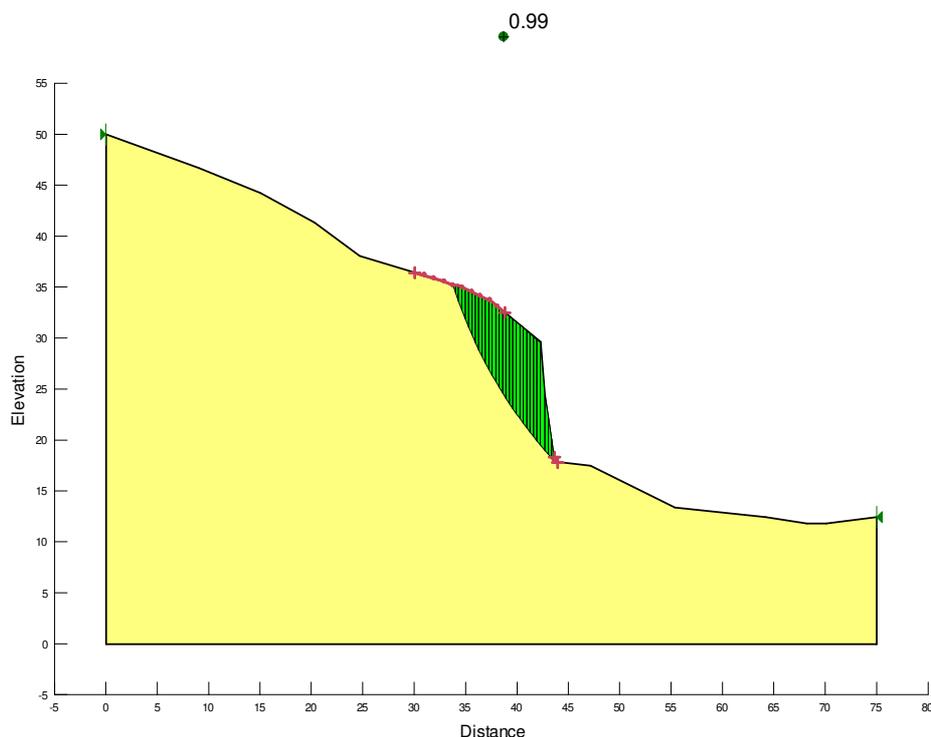


Figura 23 – Risultato della back analysis - materiale bn2

La back analysis ha pertanto permesso di stimare i parametri di resistenza minima per i due materiali che risultano essere pari a:

**Unità bn2**

$\gamma = 18 \text{ kN/mc}$

$c' = 27 \text{ kPa}$

$\varphi = 40^\circ$

**Unità BR**

$\gamma = 22 \text{ kN/mc}$

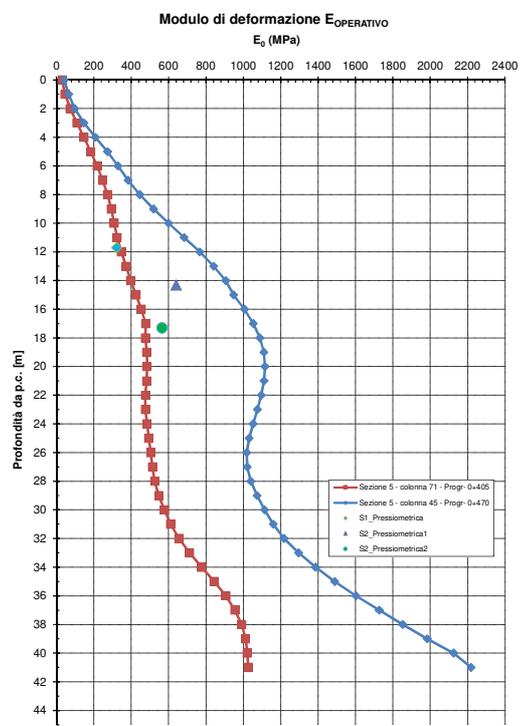
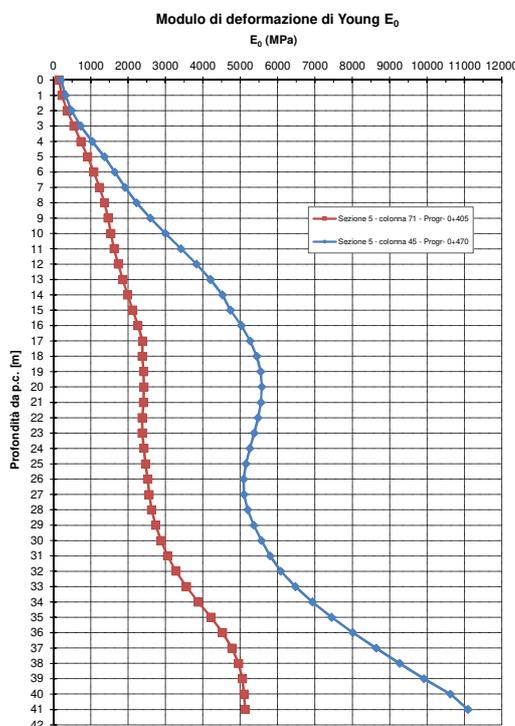
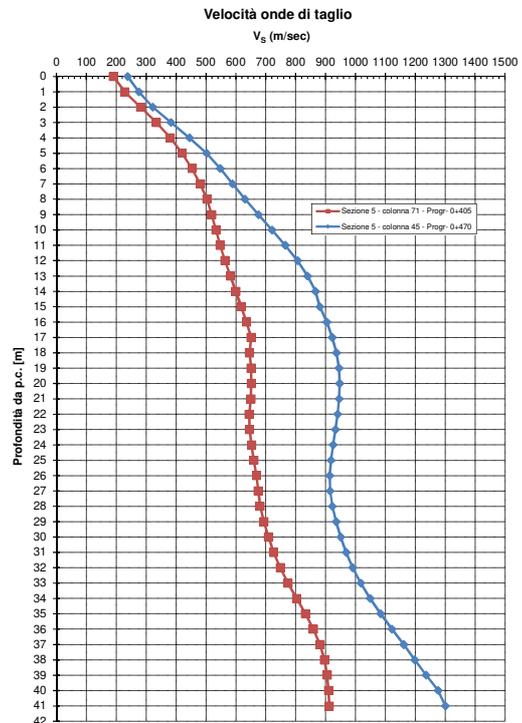
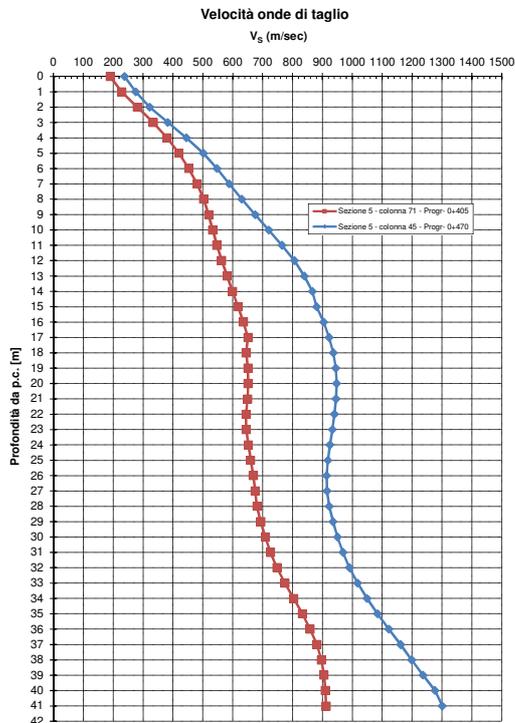
$c' = 19 \text{ kPa}$

$\varphi = 32^\circ$

7.1.3 Caratteristiche di deformabilità

In mancanza di determinazioni dirette da prove di laboratorio, Le caratteristiche di deformabilità vengono desunte dalle prove sismiche a rifrazione tomografica eseguite in corrispondenza della futura Galleria

Artificiale, in quanto per le Unità bn2 e BR non è possibile effettuare prove di laboratorio che forniscano valori attendibili del modulo elastico.



Ai fini della determinazione dei vari parametri delle Unità bn2 e BR, si adottano valori medi delle due curve. Da cui:

Moduli di taglio iniziali  $G_0$  variabili da 70 a 2500 MPa da piano campagna fino a 40 m di profondità;

Moduli di Young iniziali  $E_0$  = variabili da 150 a 7000 MPa da piano campagna fino a 40 m di profondità;

Moduli di Young "operativi", per analisi elastiche-lineari o elastico-lineari-plastiche di fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie  $E_{op} = (1/5) \cdot E_0$  = variabili da 50 a 1000 MPa da piano campagna fino a 40 m di profondità. Sono stati riportati anche i parametri relativi ai moduli elastici desunti da misure dirette in foro mediante e 3 prove pressiometriche. Come si può riscontrare c'è una ottima corrispondenza tra i parametri misurati direttamente e quelli desunti dalla sismica in sito.

Rapporto di Poisson  $\nu' = 0.35$ .

## 8.2. UNITA' b

L'Unità b = depositi Alluvioni costituiti limi sabbiosi e sabbio limosi.

### 7.2.1 Caratteristiche fisiche

La caratterizzazione di queste unità si basano sia sui risultati delle prove di laboratorio che di quelle in sito. In particolare sono state condotte prove quali analisi granulometrica e limiti di Atterberg oltre a prove in sito quali SPT.

I valori di SPT sono variabili compresi tra 8 e 9.

Il peso specifico è stato determinato ed è  $19 \text{ kN/m}^3$  (si veda Figura 29).

Dalle analisi granulometriche risultano come Limi Sabbiosi e Sabbie limose con una percentuale di limo compresa tra il 30 e 50% e di sabbia tra il 25 e 55%. Mentre il restante 15 – 20% sono argille (si veda Figura 32). L'indice plastico è sempre compreso tra il 6 e il 12% a indicare una bassa plasticità. Come peraltro riportato nella Carta di Plasticità di Casagrande (si veda Figura 37).

### 7.2.2 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi totali e efficaci

I parametri di resistenza in termini di sforzi totali, possono essere determinati indirettamente a partire dai valori di  $N_{SPT}$ . Si possono così stimare valori della coesione non drenata  $c_u = 40 - 50 \text{ kPa}$ .

Tali risultati sono coerenti con quanto desunto dalle prove pocket penetrometer eseguite direttamente sulle carote che a parte il primo metro in cui la coesione non drenata si attesta sui 70 kPa, successivamente si attesta sui 30 – 50 kPa. È stata inoltre eseguita una prova di compressione semplice che ha fornito un valore della coesione non drenata pari a 47 kPa.

In termini invece sforzi efficaci (si veda la Figura 38) è stata fatta anche una prova di taglio diretto che ha portato ad una coesione efficace pari a  $c' = 14 \text{ kPa}$  e angolo d'attrito pari a  $28^\circ$ .

### 7.2.3 Caratteristiche di deformabilità

In mancanza di prove di laboratorio, le caratteristiche di deformabilità vengono desunte mediante correlazioni empiriche pari a  $M = 150$   $c_u$  vale a dire 8.0 MPa.

### 7.3 UNITA' MMC1a, MMC1b, MMC2 e LAG

Le Unità MMC1a e MMC1b = Marne e Calcari marnosi

Le Unità MMC2 = Calcari marnosi e Marne calcaree

Nel corso delle varie campagne d'indagine, per potere effettuare una valutazione sulle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso, nel corso dei sondaggi, sono stati prelevati campioni di unità litoidi sui quali effettuare prove di compressione semplice per determinare la resistenza a compressione monoassiale ( $\sigma_c$ ). Nella figura 24 è riportato l'andamento della resistenza a compressione.

Dal grafico è riscontrabile che la resistenza è compresa in una forbice abbastanza ristretta tra 28 e 35 MPa con un picco a 45 MPa.

Nella figura 25 è riportato l'andamento del peso di volume totale  $\gamma$  in funzione della profondità. Come si può vedere nel grafico il peso di volume totale ottenuto dai campioni integri ricade nell'intorno 24 kN/m<sup>3</sup>.

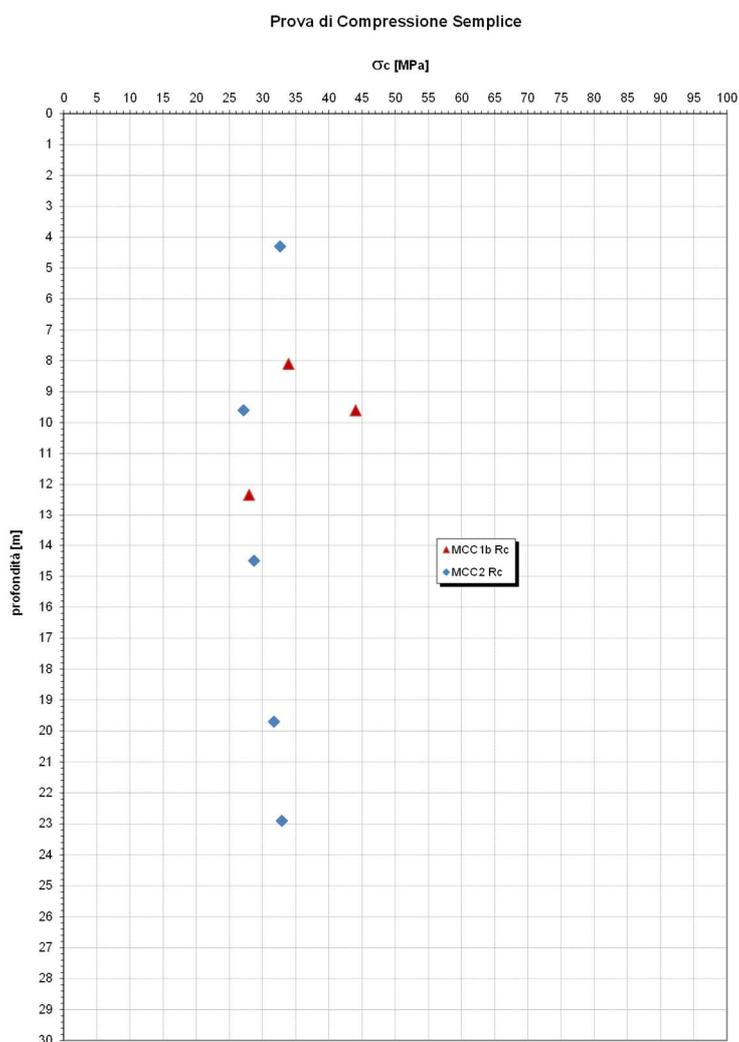


Figura 24 – Resistenza a compressione – Unità litoidi

Come detto in precedenza, RMR viene calcolato come:

$$RMR = \sum_{i=1}^5 n_i = n_1 + n_2 + n_3 + n_4 + n_5$$

Gli indici che compaiono nella sommatoria sono correlati alle principali caratteristiche dell'ammasso:

- Resistenza della roccia intatta ( $\sigma_c$  a compressione monoassiale o Point Load Test) ( $n_1$ )  
punteggio fra 0 e 15
- Qualità delle carote RQD ( $n_2$ )  
punteggio fra 3 e 20
- Spaziatura delle discontinuità ( $n_3$ )  
punteggio fra 5 e 20
- Condizioni delle discontinuità (superfici più o meno ruvide, separate, alterate, ecc.) ( $n_4$ )  
punteggio fra 0 e 30
- Condizioni idrauliche dei giunti (completamente asciutte, umide, bagnate, con stillicidio, con flusso continuo) ( $n_5$ )  
punteggio fra 0 e 15

Pertanto fissando un punteggio a ciascun fattore, è possibile attribuire una forbice di variabilità per ciascuna unità del parametro RMR. Da cui:

- MMC1a – RMR = 25 – 35 **classe IV (scadente)**
- MMC1b – RMR = 25 – 35 **classe IV (scadente)**
- MMC2 – RMR = 30 – 45 **classe IV (scadente)**

L'RMR è correlato al GSI (Geological Strength Index), con il quale è classificato l'ammasso secondo Hoek (1994), attraverso la relazione (ammasso asciutto e orientamento dei giunti favorevole):

$$GSI = RMR - 5$$

Pertanto:

- MMC1a – GSI = 20 – 30 – interessa il tratto in Galleria Artificiale (oltre il fosso)
- MMC1b – GSI = 20 – 30 – interessa il tratto in Galleria Naturale e Imbocchi
- MMC2 – GSI = 25 – 40 – interessa il tratto in Galleria Naturale e Imbocchi

Mediante l'indagine sismica a rifrazione tomografica e la sua opportuna elaborazione è possibile determinare un fattore denominato Qualità (Q), che altro non è che il parametro GSI. Nelle figure da 25 a 28 è riportato l'andamento del fattore Q.

Nel tratto di galleria naturale GSI medio oscilla tra 20 e 40 (si vedano le stazioni geomeccaniche 02, 03, 04 e 05). Il fattore Q è mediamente di questa grandezza (ovviamente un po' meno in prossimità della superficie perché risente dell'apertura dei giunti e dell'alterazione della roccia).

Il fattore Q supera questi valori solo in due settori prossimi agli imbocchi ma poi nel nucleo della galleria tende a tornare nell'ordine delle sezioni geomeccaniche. Rappresentativa di una roccia scadente.

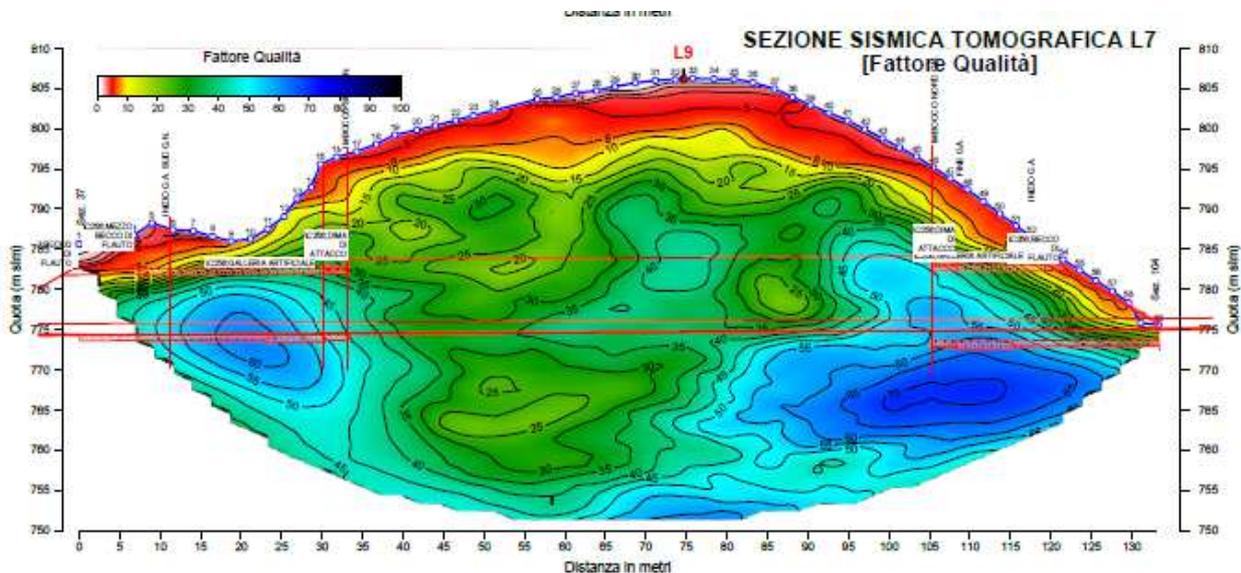


Figura 25 – Fattore Qualità, lungo il profilo della Galleria Naturale

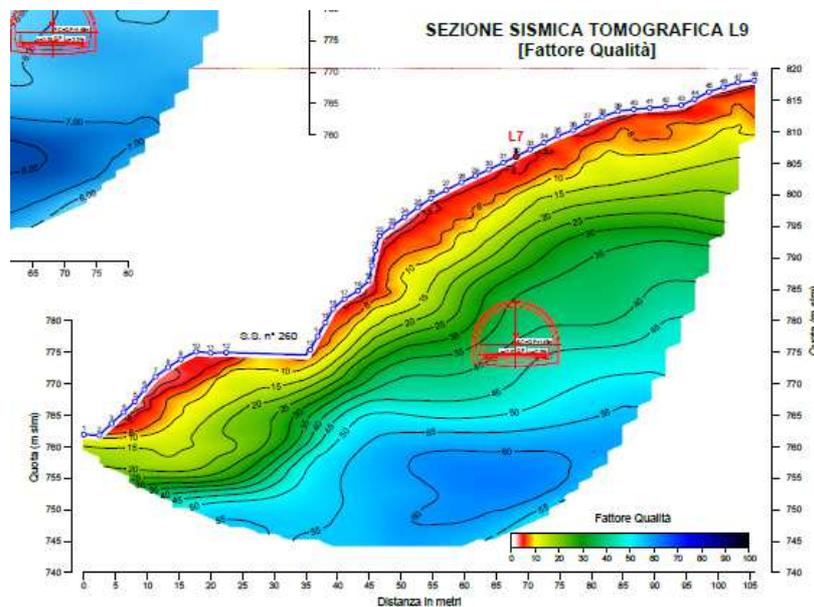


Figura 26 – Fattore Qualità, sezione trasversale Galleria Naturale

In prossimità della galleria artificiale, nel tratto oltre al fosso che rappresenta lo spartiacque geologico, il rilievo geomeccanico ha portato a GSI compresi tra 20 e 25, quindi roccia molto scadente. Anche il fattore Q risulta di quest'ordine di grandezza.

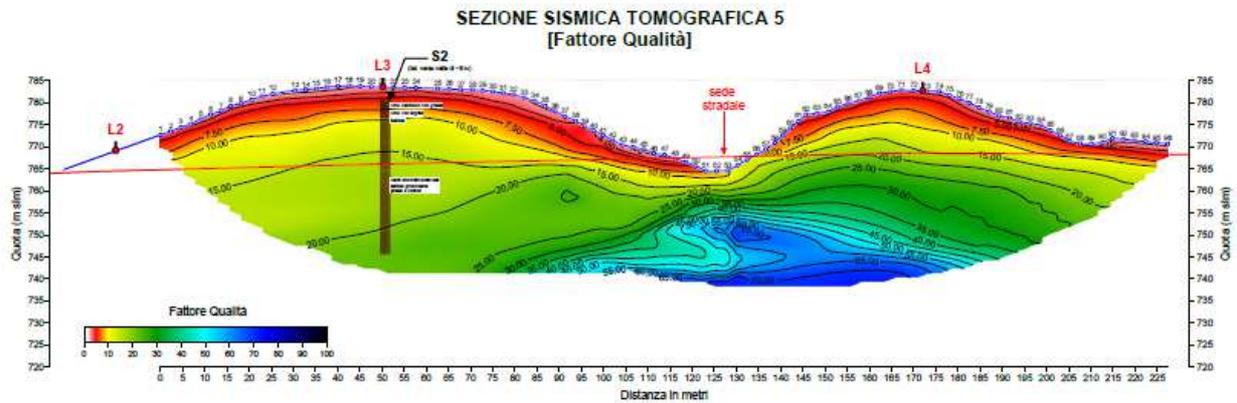


Figura 27 – Fattore Qualità, Profilo Galleria Artificiale

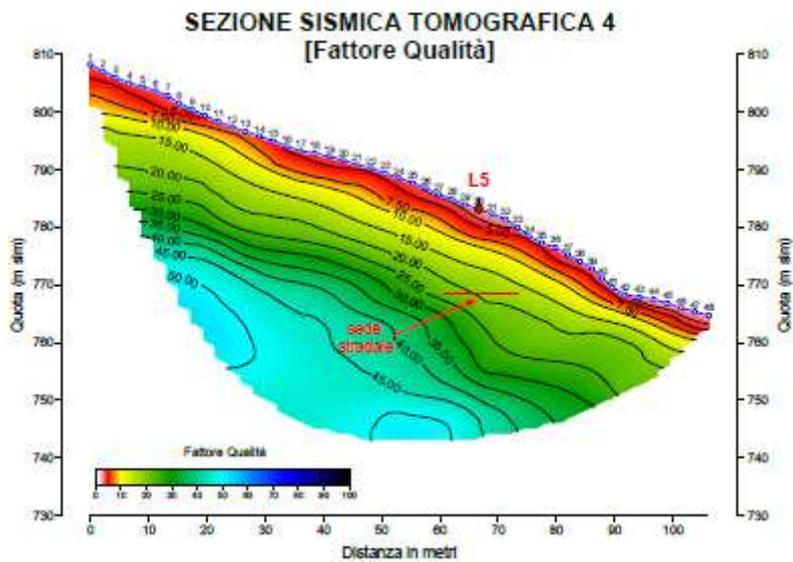


Figura 28 – Fattore Qualità, sezione trasversale Galleria Artificiale nel tratto interessato dalle Unità MMC1a

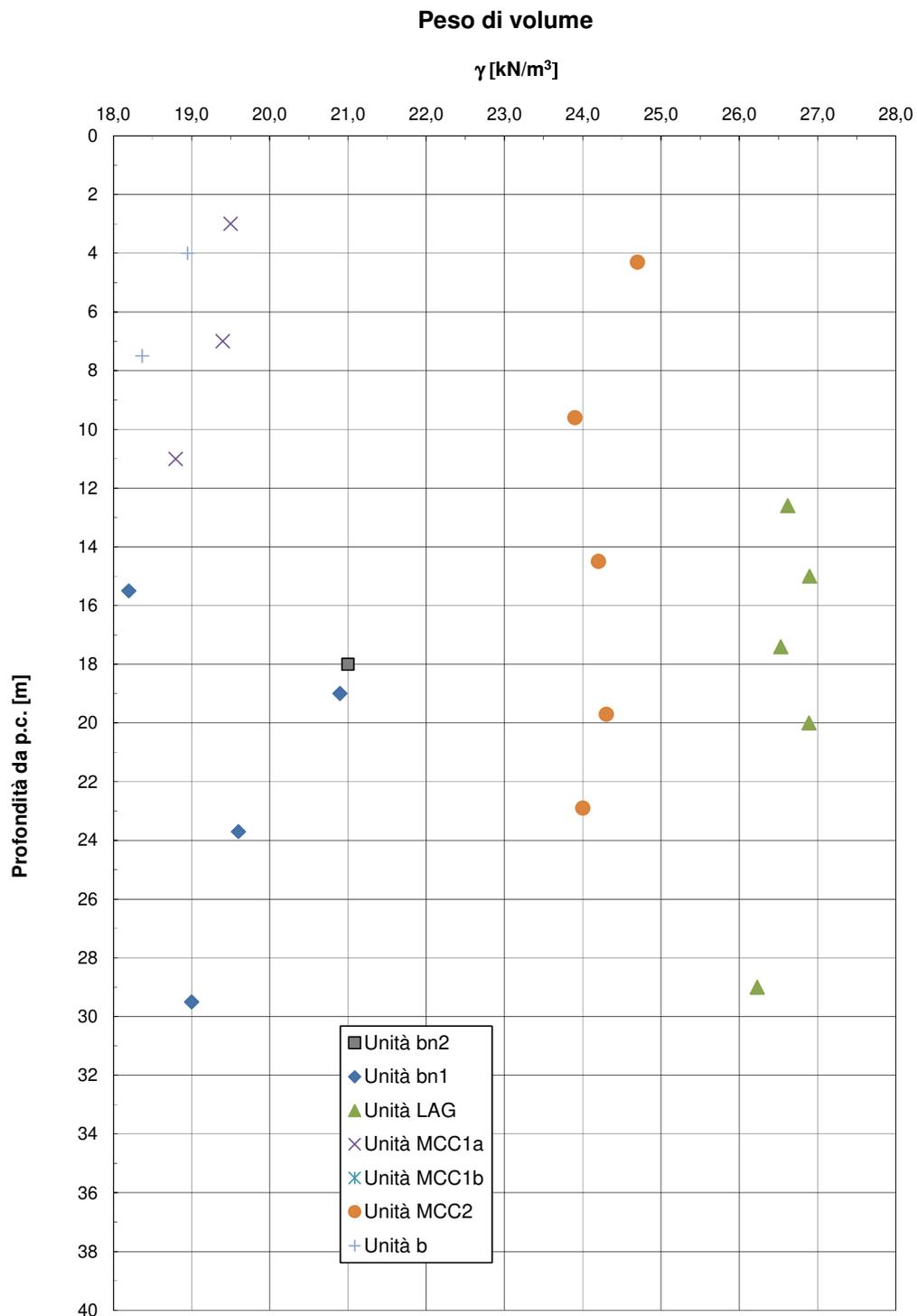


Figura 29 – Prove di laboratorio: Peso di volume

**Analisi Granulometrica  
Unità bn1**

A, A+L, S, G  
[%]

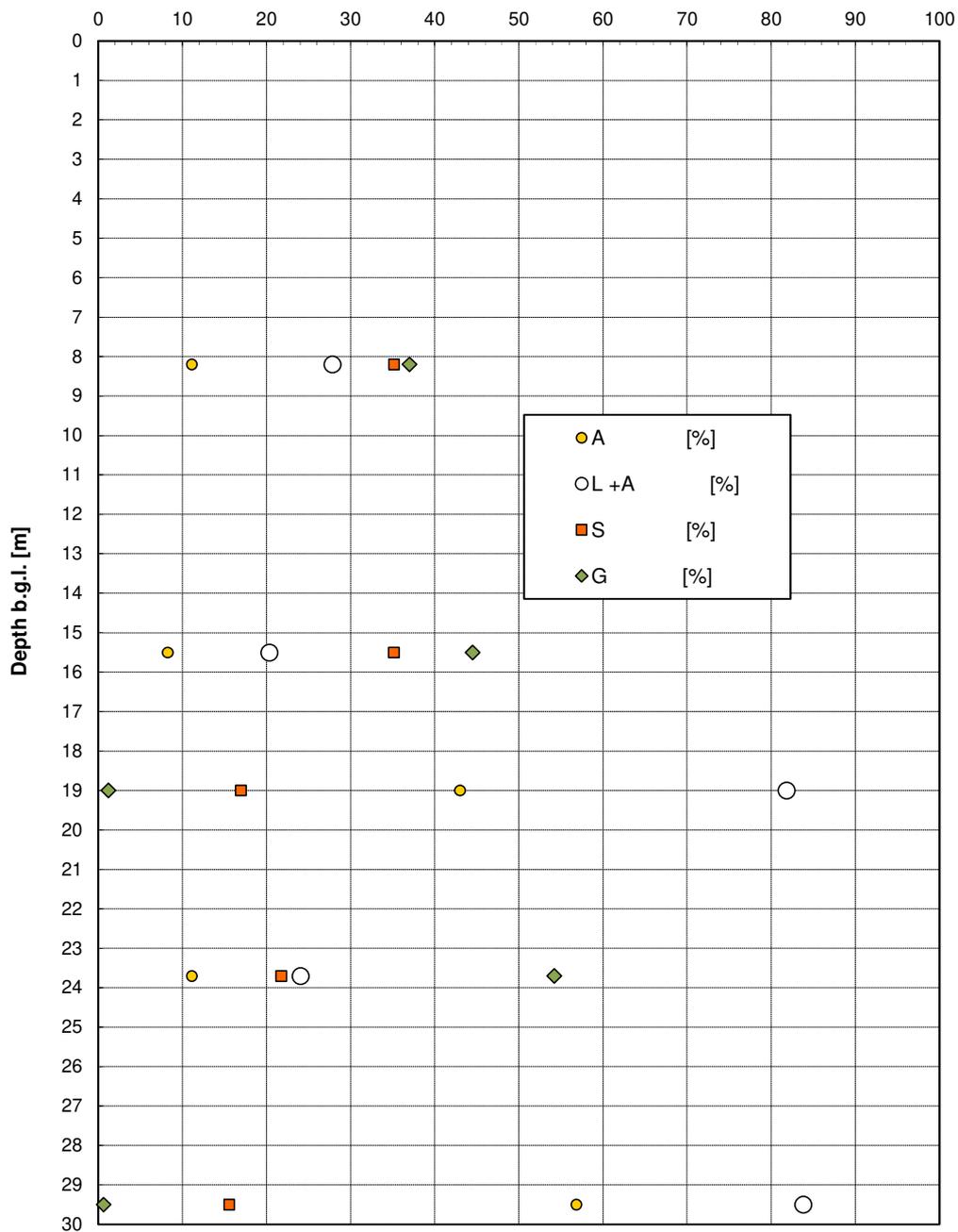


Figura 30 – Analisi granulometrica Unità bn1

**Analisi Granulometrica  
Unità bn2**

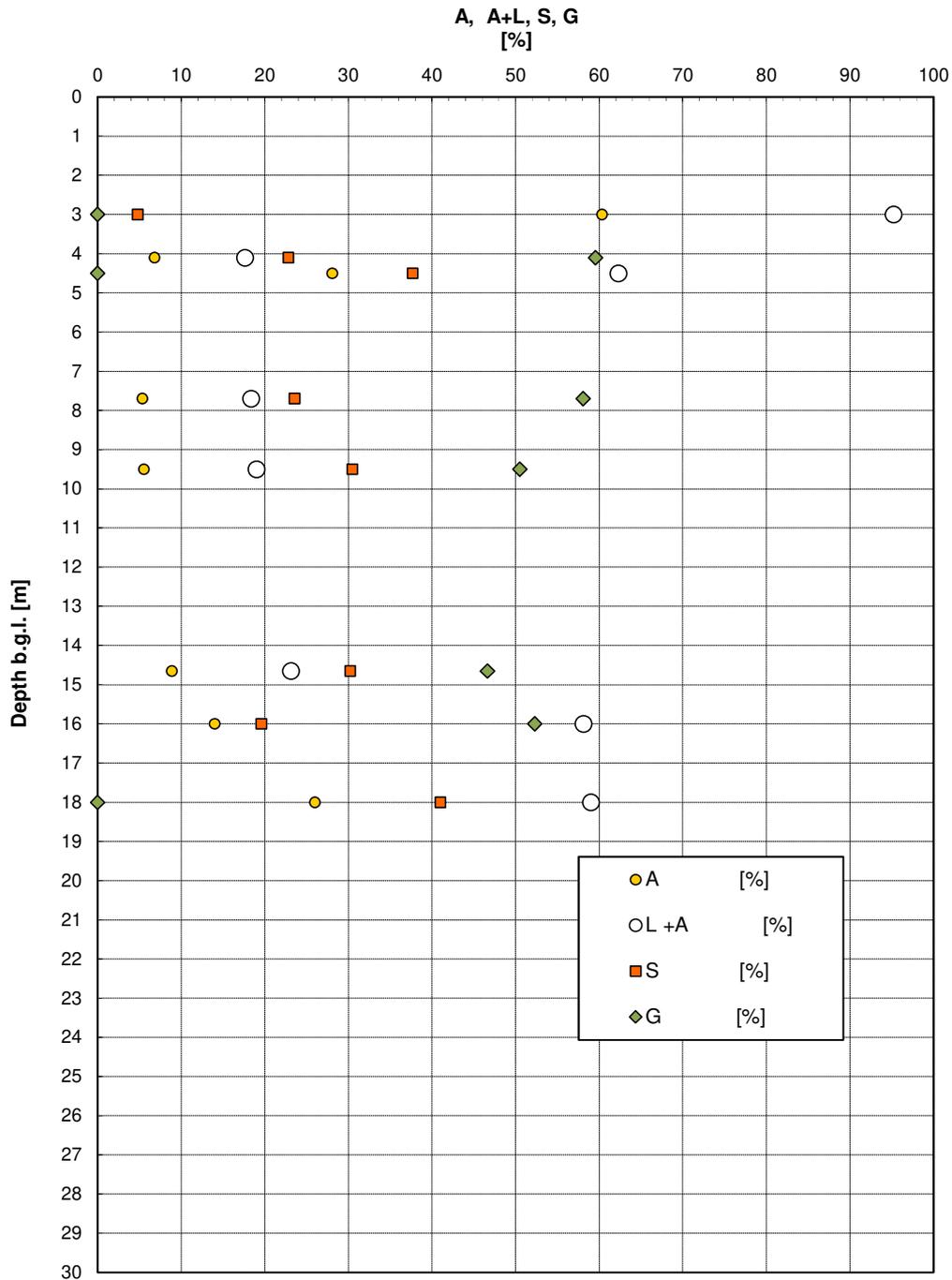


Figura 31 – Analisi granulometrica Unità bn2

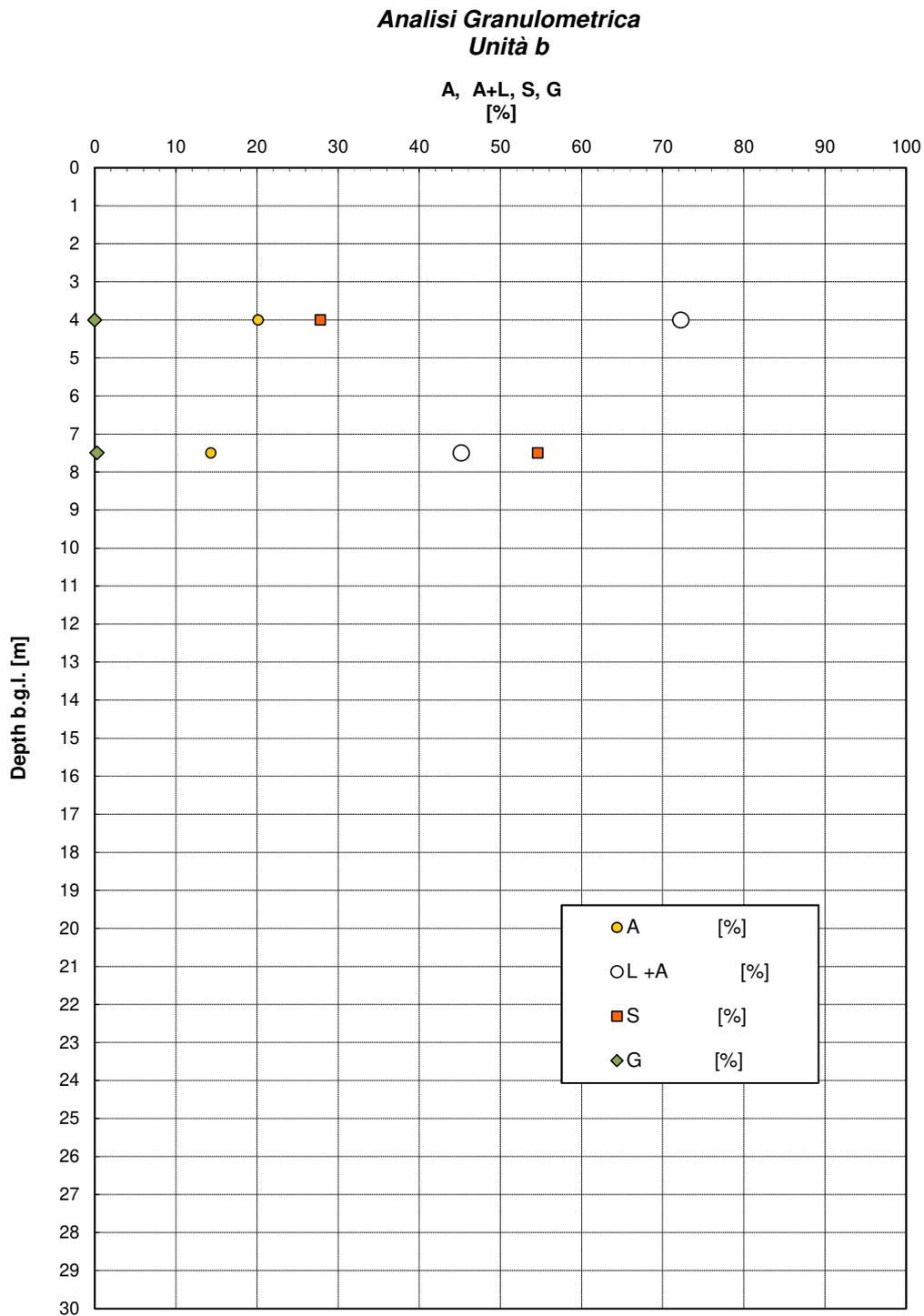


Figura 32 – Analisi granulometrica Unità b

**Analisi Granulometrica  
Unità MCC1a**

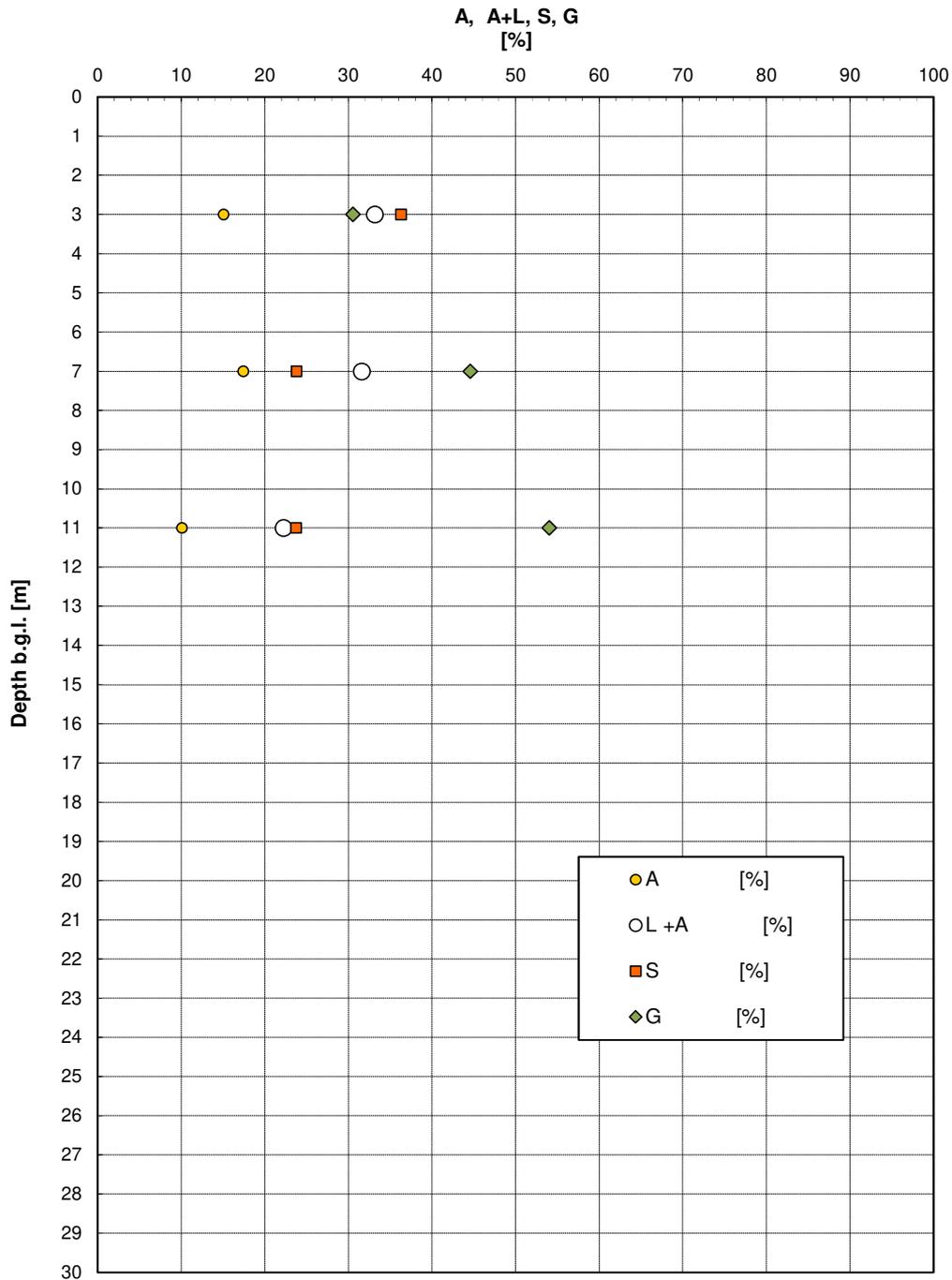


Figura 33 – Analisi granulometrica Unità MCC1a

**Analisi Granulometrica  
Unità MCC1b**

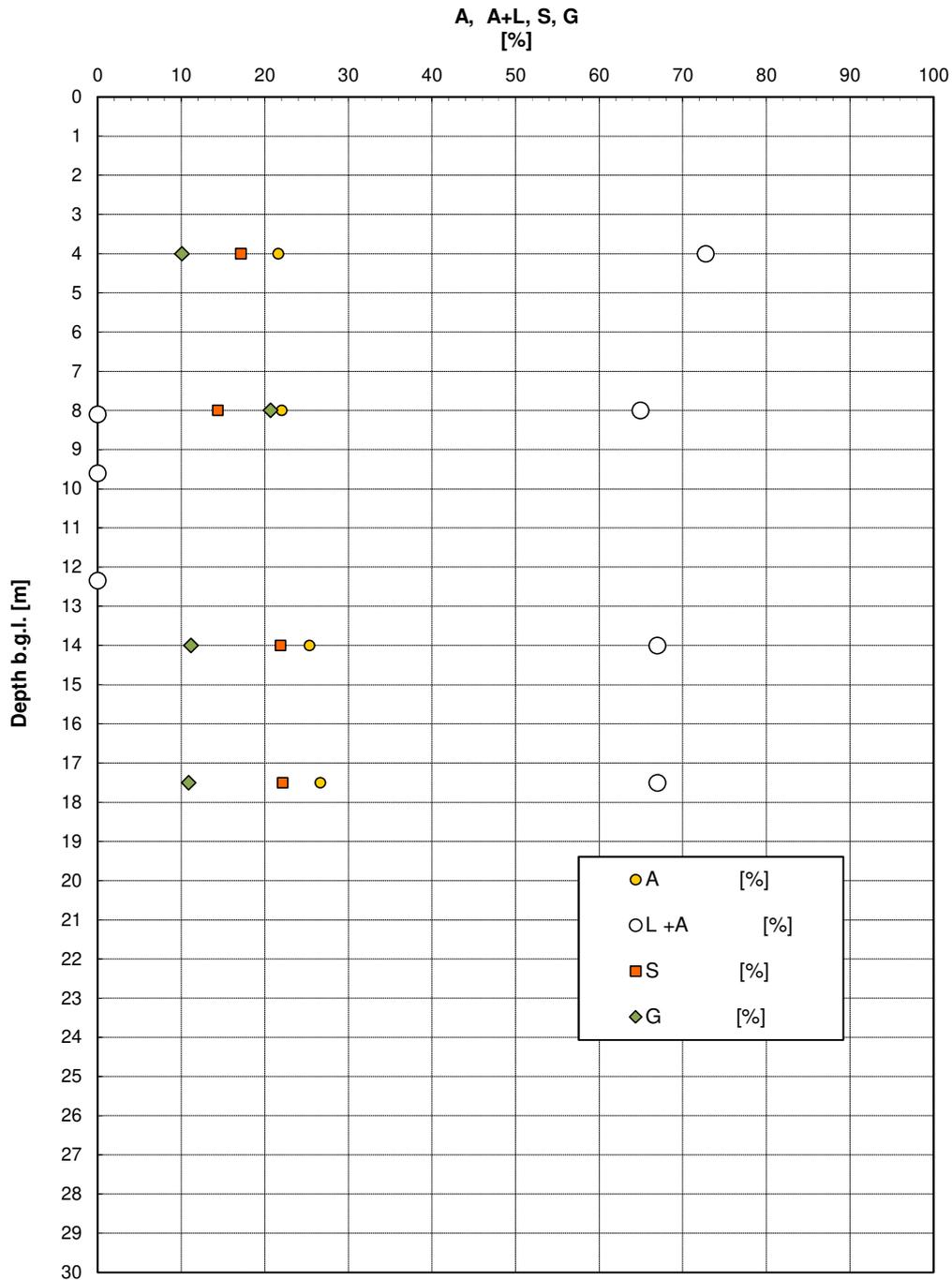


Figura 34 – Analisi granulometrica Unità MCC1b

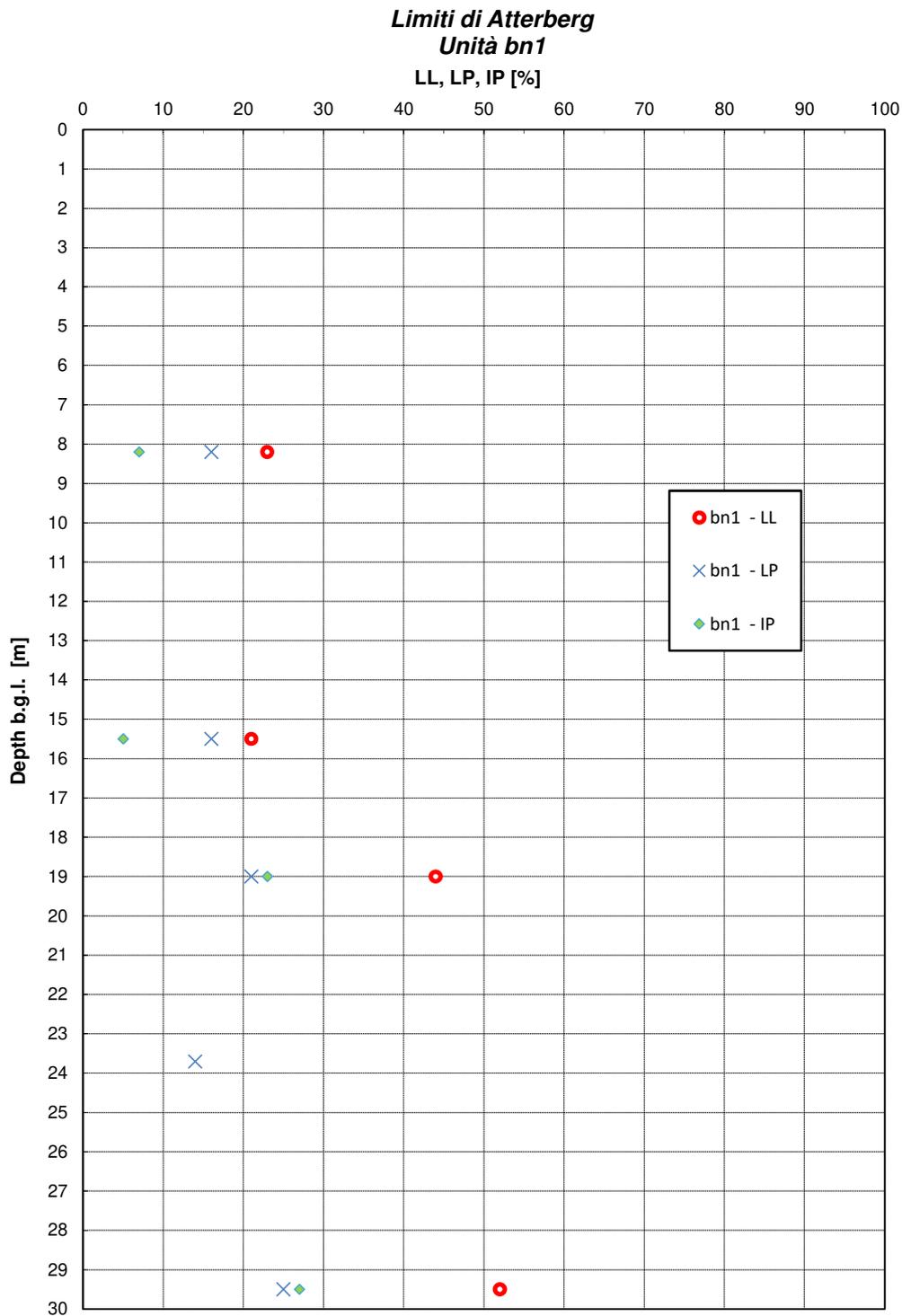


Figura 35 – Limiti di Atterberg Unità bn1

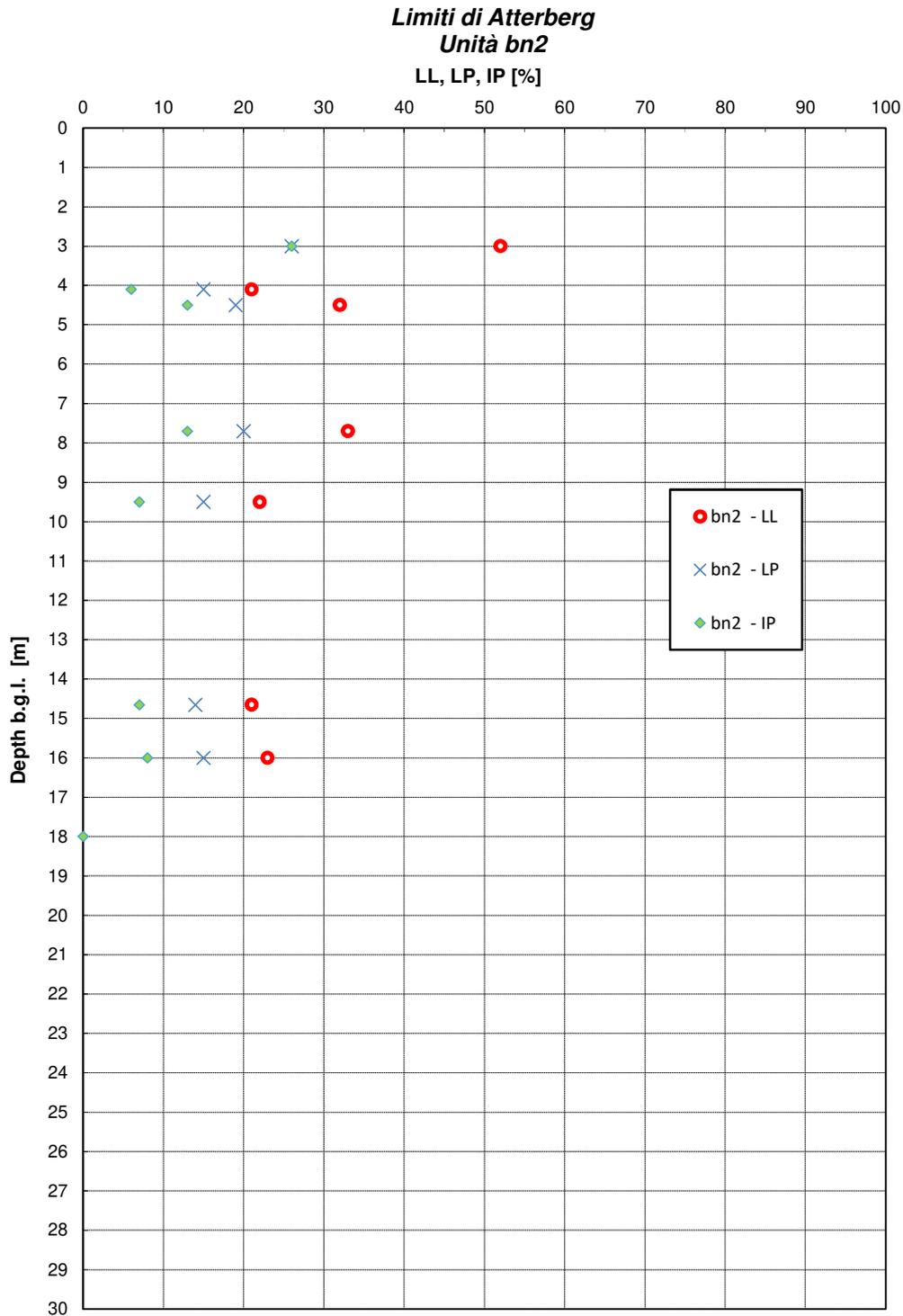


Figura 36 – Limiti di Atterberg Unità bn2

**Carta di Plasticità di Casagrande**

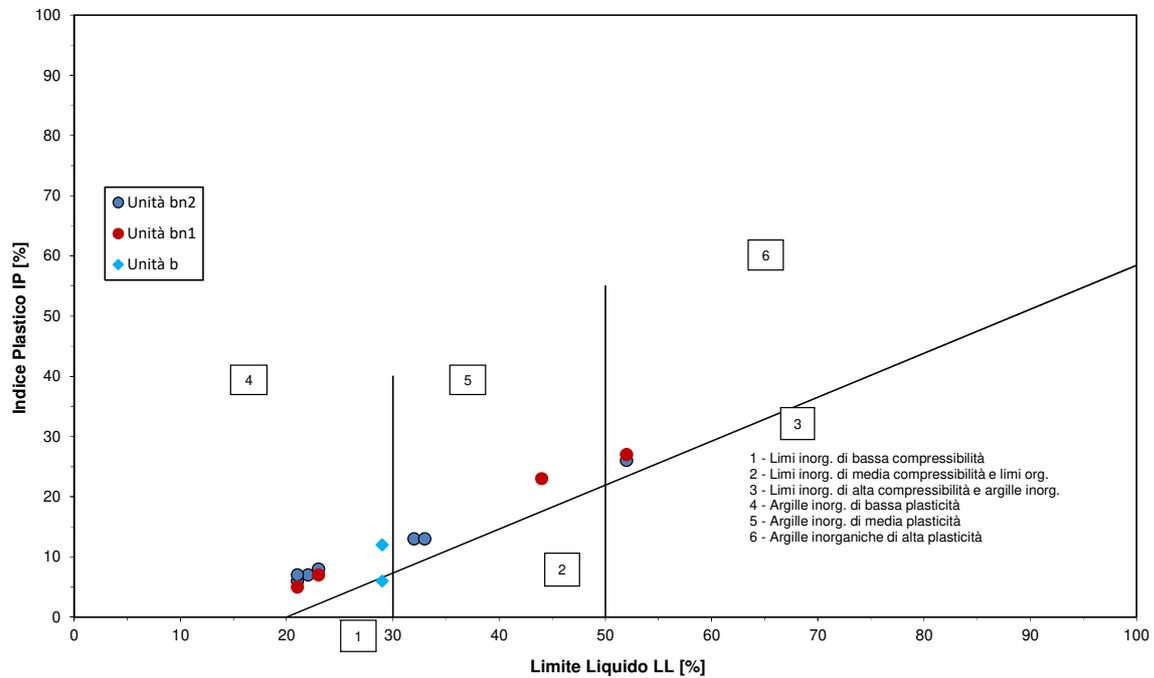


Figura 37 – Carta Plasticità Casagrande, Unità b, bn1 e bn2

**Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio Unità bn1, bn2 e b**

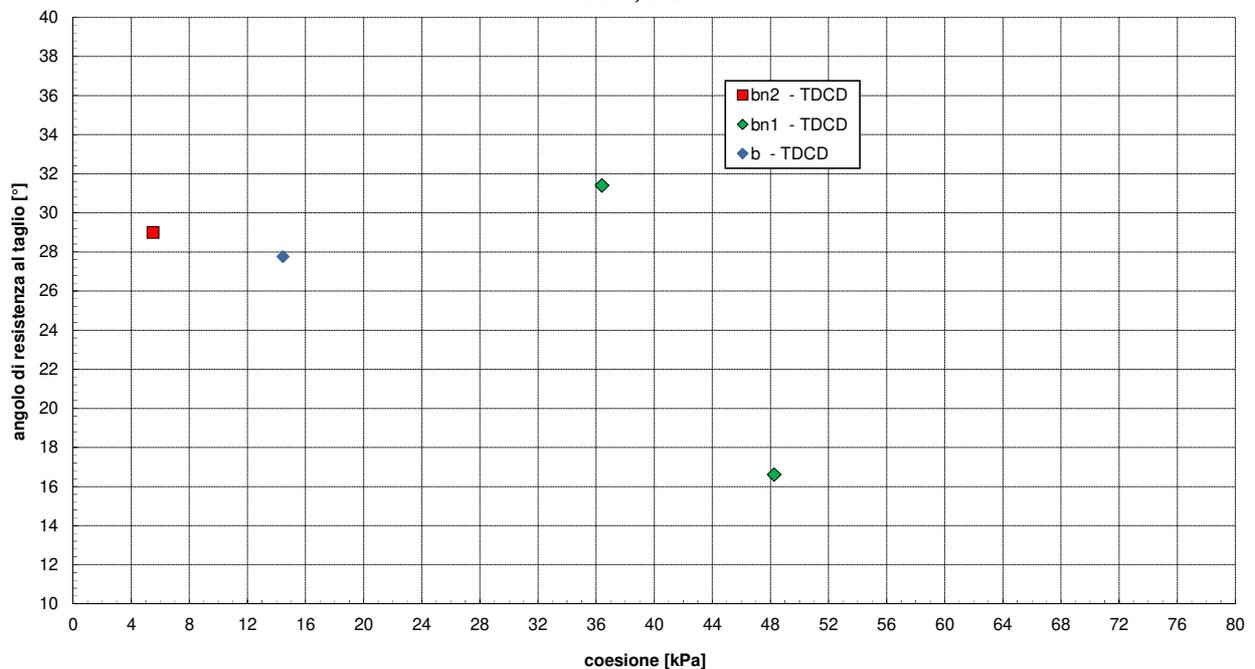


Figura 38 – Prova di Taglio diretto Unità b, bn1 e bn2

**Prova di Compressione Semplice**

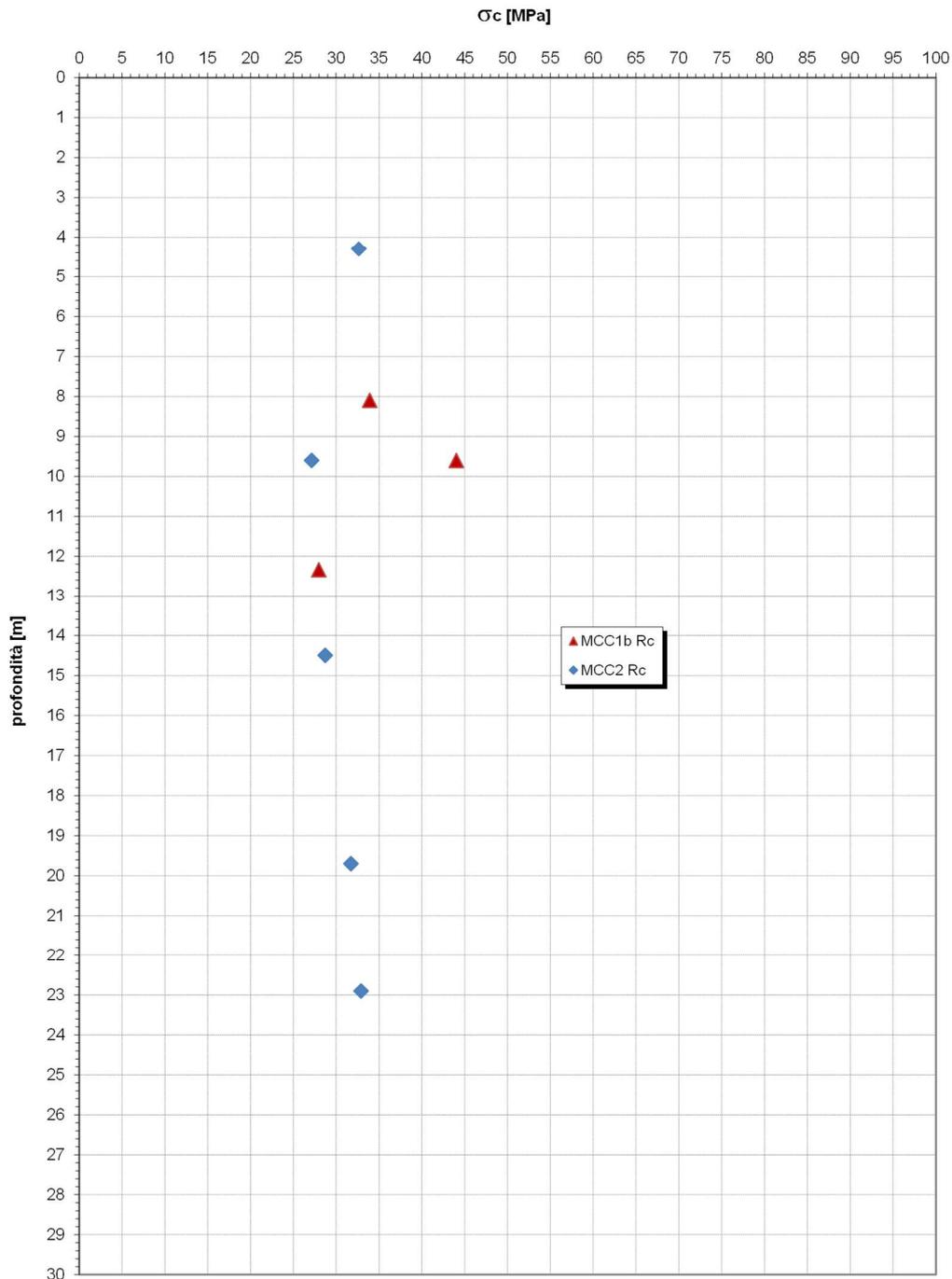


Figura 39 – Andamento Resistenza a Compressione, Unità MCC2 e MCC1b

## 9. PARAMETRI GEOTECNICI E GEOMECCANICI

Di seguito si sintetizzano i parametri geotecnici di progetto per le Unità indagate.

### Unità Br – Brecce

$\gamma = 22.0$	kN/m <sup>3</sup>	peso di volume naturale
$c' = 19$	kPa	coesione efficace
$\varphi' = 32$	°	angolo di resistenza al taglio
$E' = 40 \div 350$	MPa	modulo elastico di deformazione

### Unità bn2 – Conglomerati di S. Pelino

$\gamma = 18.0$	kN/m <sup>3</sup>	peso di volume naturale
$c' = 27$	kPa	coesione efficace
$\varphi' = 40$	°	angolo di resistenza al taglio
$E' = 50 \div 600$	MPa	modulo elastico di deformazione

### Unità b – Depositi alluvionali attuali

$\gamma = 20.0$		
$c' = 0$	kPa	coesione efficace
$\varphi' = 35$	°	angolo di resistenza al taglio
$E' = 40.0$	MPa	modulo elastico di deformazione

### Unità h – Riporti e rilevati esistenti

$\gamma = 20.0$		
$c' = 0$	kPa	coesione efficace
$\varphi' = 35$	°	angolo di resistenza al taglio
$E' = 40.0$	MPa	modulo elastico di deformazione

### Unità MCC1a – Substrato litoide costituito da Marne e Calcari marnosi

$\sigma_c = 31$	MPa	resistenza a compressione semplice
$m_i = 7$	---	
GSI = 20	---	
D = 0 - 0.7	---	
$\gamma = 24.0$	kN/m <sup>3</sup>	peso di volume naturale
$c' = 90 - 47$	kPa	coesione efficace
$\varphi' = 42.4 - 28.6$	°	angolo di resistenza al taglio
$E' = 245$	MPa	modulo elastico di deformazione

### Unità MCC1b Alterato – Substrato litoide costituito da Marne e Calcari marnosi

$\sigma_c = 31$	MPa	resistenza a compressione semplice
-----------------	-----	------------------------------------

$m_i = 7$	---	
GSI = 25	---	
D = 0 - 0.7	---	
$\gamma = 24.0$	kN/m <sup>3</sup>	peso di volume naturale
$c' = 108 - 72$	kPa	coesione efficace
$\phi' = 44 - 35.2$	°	angolo di resistenza al taglio
E' = 320	MPa	modulo elastico di deformazione

**Unità MCC1b – Substrato litoide costituito da Marne e Calcari marnosi**

$\sigma_c = 31$	MPa	resistenza a compressione semplice
$m_i = 7$	---	
GSI = 30	---	
D = 0 - 0.7	---	
$\gamma = 24.0$	kN/m <sup>3</sup>	peso di volume naturale
$c' = 129 - 35$	kPa	coesione efficace
$\phi' = 46.9 - 38.8$	°	angolo di resistenza al taglio
E' = 440	MPa	modulo elastico di deformazione

**Unità MCC2 Alterato – Substrato litoide costituito da Calcari marnosi e Marne calcaree**

$\sigma_c = 36$	MPa	resistenza a compressione semplice
$m_i = 7$	---	
GSI = 25	---	
D = 0 - 0.7	---	
$\gamma = 24.0$	kN/m <sup>3</sup>	peso di volume naturale
$c' = 115 - 38$	kPa	coesione efficace
$\phi' = 46 - 40$	°	angolo di resistenza al taglio
E' = 375	MPa	modulo elastico di deformazione

**Unità MCC2 – Substrato litoide costituito da Calcari marnosi e Marne calcaree**

$\sigma_c = 36$	MPa	resistenza a compressione semplice
$m_i = 7$	---	
GSI = 30	---	
D = 0 - 0.7	---	
$\gamma = 24.0$	kN/m <sup>3</sup>	peso di volume naturale
$c' = 139 - 96$	kPa	coesione efficace
$\phi' = 48 - 33.4$	°	angolo di resistenza al taglio
E' = 510	MPa	modulo elastico di deformazione

La falda è assente lungo tutto il tracciato.

Si assume a quota -1.50 m all'interno dell'Unità "b" nel tratto dello svincolo di Cagnano Miterno.

## 10. CONSOLIDAMENTI

Nel presente paragrafo si riporta il dimensionamento degli interventi di consolidamento necessari per stabilizzare i versanti, lungo l'intero tratto di strada in progetto.

### 10.1. MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche dei materiali strutturali richiamati e utilizzati nel progetto. Il progetto strutturale prevede l'uso di: **Barre autoperforanti tipo "Serive S38" – ancoraggi di tipo passivo**

Acciaio S460 J0		
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	560	MPa
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	460	MPa
Diametro nominale	38	mm
Diametro medio interno	19	mm
Area sezione	800	mm <sup>2</sup>
Forza nominale a rottura	470	kN
Forza nominale a snervamento	368	kN
Punta di perforazione	90	mm

Per le stesse barre è possibile calcolare una resistenza al taglio utilizzando la seguente relazione:

$$V_{RD} = (f_{yd} / \sqrt{3}) \cdot (\pi \cdot r_m \cdot t / 2)$$

in cui

- $f_{yd}$  è la resistenza di progetto dell'acciaio
- $r_m$  è il raggio medio della barra cava
- $t$  è lo spessore della barra cava

Nel presente caso

$$V_{RD} = 58 \text{ KN}$$

### 10.2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

La stabilizzazione dei versanti, dove necessario, è affidata a sistemi di chiodature, realizzati con un sistema di barre autoperforanti, le quali sono state progettate secondo le specificità di ciascun tratto.

Le barre autoperforanti consentono una rapida e sicura messa in opera ed un miglior sistema di trasferimento dei carichi rispetto ai metodi di chiodatura tradizionale.

Gli interventi risultano sempre accoppiati ad una rete in acciaio a doppia torsione. Nella figura seguente si

riporta uno schema sintetico di installazione delle barre cave autorperforanti:

- la punta a perdere (6) installata sulla parte antistante della barra filettata consente lo scavo contestualmente all'inserimento della barra stessa.
- I singoli spezzoni di barra (3) sono collegabili tra loro attraverso manicotti (4) e ciò consente la realizzazione di barre di svariate lunghezze.
- Lo scavo avviene grazie alla rotazione impressa da un motore rotary appositamente strutturato per consentire anche l'iniezione di malta attraverso il cavo interno della barra.
- L'iniezione avviene immediatamente alla fine della perforazione e consente di sigillare la barra al terreno grazie alla risalita della malta lungo l'intercapedine lasciato in avanzamento dalla punta di scavo.
- E' prevista una finitura del sistema con rete elettrosaldata e betoncino spruzzato che ha soprattutto la funzione di conferire ai singoli elementi (le varie barre) di agire come un unico sistema collaborante.

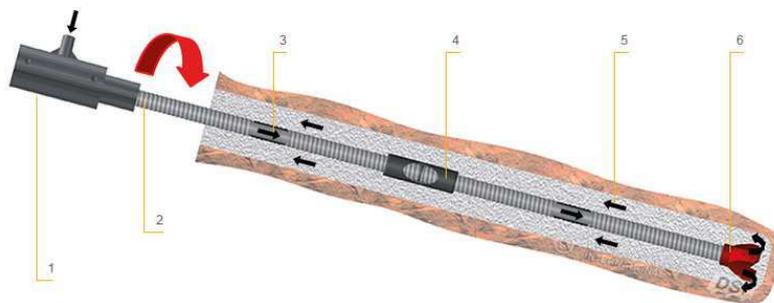


Figura 40 – Barra autopernate per "soil nailing"

Dalle analisi di stabilità sono stati riconosciuti 9 tratti nei quali è necessario procedere con opere di stabilizzazione dei versanti, a questi si aggiungono gli imbocchi della galleria naturale ed il tratto di galleria artificiale San Pelino (i tratti di imbocco della galleria naturale ed il tratto della galleria artificiale di San Pelino non sono oggetto della presente relazione).

Si riporta nel seguito una breve descrizione delle opere.

### **CHIODATURE TRATTO 1**

- **Dalla Pk. 160 alla Pk 260**
- Sezione di riferimento: **Pk 200**
- Pendenza scarpate: 70°
- Inclinazione chiodi: 20°
- Primo chiodo da piano scavo quota: +2.5 m
- Distanza chiodi in direzione verticale: 2.5 m
- Interasse chiodi: 1.5 m
- Criterio lunghezza chiodature (da piano strada):
  - o chiodo 1 L = 6.0 m
  - o chiodo 2 L = 6.0 m
  - o chiodo 3 L = 8.0 m
  - o chiodo 4 L = 8.0 m
  - o chiodo 5 L = 10.0 m
  - o chiodo 6 L = 10.0 m
  - o chiodo 7 L = 10.0 m

### **CHIODATURE TRATTO 2**

- **Dalla Pk. 310 alla Pk 350**
- Sezione di riferimento: **Pk 340**
- Pendenza scarpate: 70°
- Inclinazione chiodi: 20°
- Primo chiodo da piano scavo quota: +2.5 m
- Distanza chiodi in direzione verticale: 2.5 m
- Interasse chiodi: 3 m
- Lunghezza chiodi: L=6m

### **CHIODATURE TRATTO 3**

- **Dalla Pk. 560 alla Pk 700**
- Sezione di riferimento: **Pk 656**
- Pendenza scarpate: 70°
- Inclinazione chiodi: 20°
- Primo chiodo da piano scavo quota: +2.5 m
- Distanza chiodi in direzione verticale: 2.5 m
- Interasse chiodi: 2 m
- Criterio lunghezza chiodature (da piano strada):
  - o chiodo 1 L = 6.0 m
  - o chiodo 2 L = 6.0 m
  - o chiodo 3 L = 8.0 m

- chiodo 4 L = 10.0 m
- chiodo 5 L = 10.0 m

#### **CHIODATURE TRATTO 4**

- **Dalla Pk. 800 alla Pk 960**
- Sezione di riferimento: **Pk 860, Pk 920**
- Pendenza scarpate: 70°
- Inclinazione chiodi: 20°
- Primo chiodo da piano scavo quota: +2.5 m
- Distanza chiodi in direzione verticale: 2.5 m
- Interasse chiodi: 3 m
- Lunghezza chiodi: L=6m

#### **CHIODATURE TRATTO 5**

- **Dalla Pk. 1150 alla Pk 1340**
- Sezione di riferimento: **Pk 1180**
- Pendenza scarpate: 70°
- Inclinazione chiodi: 20°
- Primo chiodo da piano scavo quota: +2.5 m
- Distanza chiodi in direzione verticale: 2.5 m
- Interasse chiodi: 2 m
- Lunghezza chiodi: L=6m

#### **CHIODATURE TRATTO 6**

- **Dalla Pk. 1500 alla Pk 1518**
- Sezione di riferimento: **Pk 1510**
- Pendenza scarpate: 70°
- Inclinazione chiodi: 20°
- Primo chiodo da piano scavo quota: +2.5 m
- Distanza chiodi in direzione verticale: 2.5 m
- Interasse chiodi: 2 m
- Criterio lunghezza chiodature (da piano strada):
  - chiodo 1 L = 6.0 m
  - chiodo 2 L = 6.0 m
  - chiodo 3 L = 8.0 m
  - chiodo 4 L = 8.0 m
  - chiodo 5 L = 10.0 m
  - chiodo 6 L = 10.0 m
  - chiodo 7 L = 12.0 m

### **CHIODATURE TRATTO 7**

- **Dalla Pk. 1660 alla Pk 1720**
- Sezione di riferimento: **Pk 1680**
- Pendenza scarpate: 70°
- Inclinazione chiodi: 20°
- Primo chiodo da piano scavo quota: +2.5 m
- Distanza chiodi in direzione verticale: 2.5 m
- Interasse chiodi: 3 m
- Lunghezza chiodi: L=6m

### **CHIODATURE TRATTO 8**

- **Dalla Pk. 1740 alla Pk 1918**
- Sezione di riferimento: **Pk 1880**
- Pendenza scarpate: 70°
- Inclinazione chiodi: 20°
- Primo chiodo da piano scavo quota: +2.5 m
- Distanza chiodi in direzione verticale: 2.5 m
- Interasse chiodi: 3 m
- Lunghezza chiodi: L=6m

### **CHIODATURE TRATTO 9**

- **Dalla Pk. 2060 alla Pk 2140**
- Sezione di riferimento: **Pk 2111.39**
- Pendenza scarpate: 70°
- Inclinazione chiodi: 20°
- Primo chiodo da piano scavo quota: +2.5 m
- Distanza chiodi in direzione verticale: 2.5 m
- Interasse chiodi: 3 m
- Lunghezza chiodi: L=6m

**In tutti i tratti sopra elencati le chiodature sono definitive ed andranno applicate per altezze di scavo superiori a 2 m**

## **10.3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO**

La caratterizzazione geologico geotecnica dell'area è stata supportata da un'ampia campagna di indagini che ha consentito una definizione completa esaustiva delle caratteristiche geometriche fisiche e meccaniche dei terreni interagenti con le opere e delle condizioni idrauliche al contorno.

Per i dettagli riguardanti il modello geologico e geotecnico si rimanda alle relazioni specifiche.

Per i fronti di scavo di altezza >15 m in corrispondenza degli affioramenti calcareo marnosi (MCC2) e marnoso calcarei (MCC1) si è notato, anche dall'esame visuale, come questi risultino degradati e fratturati, soprattutto nei primi 4-6 m di profondità. In fase di modellazione tale osservazione si è tradotta nella scelta di analizzare la stabilità dei versanti secondo superfici di scivolamento circolari. Il meccanismo di scivolamento a blocchi, tipico degli ammassi rocciosi compatti o poco fratturati e governato dai sistemi di discontinuità, sarebbe infatti risultato poco realistico e poco cautelativo visto il grado di fratturazione della roccia.

I parametri geotecnici caratterizzanti l'ammasso roccioso sono stati desunti tenendo in conto tale grado di alterazione e fratturazione, attribuendo valori di GSI che riflettessero lo stato della roccia così da ottenere modelli quanto più possibile realistici e cautelativi.

In corrispondenza di fronti di scavo con altezze superiori ai 15 m può determinare superfici di scivolamento di profondità non compatibili con quelle in cui l'ammasso possa essere considerato scadente. Per non ricadere in risultati, in termini di meccanismo di scivolamento, che fossero irrealistici ed estremamente restrittivi, per lo studio della stabilità dei versanti in roccia cui il fronte supera l'altezza di 15 m, è stato allora adottato un doppio approccio:

- Meccanismo di scivolamento secondo superfici circolari e parametri ridotti considerando il grado di fratturazione per superfici di scivolamento con profondità massima di circa 10 m.
- Meccanismo di scivolamento a blocchi, governato dalle inclinazioni delle discontinuità, e parametri meno gravosi per l'ammasso roccioso in profondità.

I parametri geotecnici attribuiti agli strati rocciosi ed utilizzati per i modelli sono riassunti nella corrispondente tabella e richiamati nelle verifiche di stabilità.

## 10.4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 10.4.1 Stratigrafia di riferimento

La stratigrafia di riferimento è riportata nella seguente tabella.

**Tabella 7. Stratigrafie di calcolo**

<b>TRATTO 1</b>	bn2 (Conglomerati di San Pelino)
<b>TRATTO 2</b>	bn2 (Conglomerati di San Pelino)
<b>TRATTO 3</b>	Brecce spessore variabile 0-2.5m; MCC marne calcaree e calcari marnosi più o meno alterati
<b>TRATTO 4</b>	Brecce spessore variabile 0-6m; MCC marne calcaree e calcari marnosi più o meno alterati
<b>TRATTO 5</b>	MCC Marne calcaree e calcari marnosi più o meno alterati
<b>TRATTO 6</b>	MCC Marne calcaree e calcari marnosi più o meno alterati
<b>TRATTO 7</b>	MCC Marne calcaree e calcari marnosi più o meno alterati
<b>TRATTO 8</b>	MCC Marne calcaree e calcari marnosi più o meno alterati
<b>TRATTO 9</b>	MCC Marne calcaree e calcari marnosi più o meno alterati
<b>IMBOCCHI GN</b>	Detriti di falda per spessore variabile da 0 a 2m, MCC Marne calcaree e calcari marnosi più o meno alterati
<b>FRONTI ATTACCO GN</b>	Detriti di falda per spessore variabile da 0 a 2m, MCC Marne calcaree e calcari marnosi più o meno alterati
<b>GA S. PELINO</b>	bn2 (Conglomerati di San Pelino)

#### 10.4.2 Condizioni idrauliche al contorno

Come testimoniato dalle indicazioni sperimentali per le presenti verifiche la falda può essere considerata assente.

### 10.4.3 Caratteristiche meccaniche dei terreni

Per le analisi di seguito descritte e commentate ci si riferirà ai seguenti parametri fisici e meccanici, desunti dalla relazione geotecnica di progetto.

Si sottolinea che le caratteristiche meccaniche delle Breccie e dell'unità bn2 sono state determinate attraverso analisi a ritroso della stabilità dei versanti (vedasi la Relazione Geotecnica). Pertanto i parametri devono essere ritenuti già come caratteristici in ossequio alla Normativa Vigente (paragrafo 6.3.1.2)

**Tabella 8. Caratteristiche meccaniche delle rocce e dei terreni**

	MCC2 non alterato		MCC2 alterato	MCC1a	MCC1b alterato	MCC1b	Breccie	bn 2
	scarpate superficiale	scarpate profonde						
$\alpha_c$ [MPa]	36	36	-	31	31	31	-	-
m, [-]	7	7	7	7	7	7	-	-
GSI [-]	30	40	25	20	25	30	-	-
D [-]	0.7	0	0.7	0.7	0.7	0.7	-	-
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	24	24	24	24	24	24	22	18
c [kPa]	96	249	38	47	35	72	-	-
$\phi$ [°]	33.4	47.83	40	28.6	38.8	35.2	-	-
$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	24	24	24	24	24	24	22	18
$c_d$ [kPa]	76.8	199.2	30.4	37.6	28	57.6	19	27
$\phi_d$ [°]	27.8	41.5	33.9	23.6	32.7	29.4	32	40

### 10.5. NORMATIVA: ESITO DELLE VERIFICHE EFFETTUATE

Le analisi per il dimensionamento dell'opera sono svolte secondo la metodologia degli stati limite. Per la normativa vigente Le opere strutturali devono essere verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

#### VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO

Nelle verifiche allo **Stato Limite Ultimo** deve essere rispettata la seguente relazione:

$$E_d < R_d$$

dove  $E_d$  sono le azioni di progetto agenti sul sistema considerato,  $R_d$  la resistenza di progetto del sistema considerato. Inoltre, valgono le seguenti relazioni:

$$E_d = \gamma_E E_k \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R_k \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $E_d = \gamma_E E_k$ , dei parametri di progetto  $X_d = X_k / \gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ . Nella formulazione di  $R_d$  compare esplicitamente il coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Con riferimento al paragrafo al punto C.6.2.3.1 della Circolare 2 Febbraio 2009, n.617 – C.S.L.L. le verifiche svolte riguardano tutti i seguenti tipi di Stato Limite Ultimo:

- **EQU** (perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi);
- **STR** (raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione);
- **GEO** (raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura);
- **UPL** (perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua, galleggiamento);
- **HYD** (erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici).

I risultati delle verifiche, come si dimostrerà nel seguito della relazione, sono i seguenti

1.	<b>VERIFICA STR</b>	<b>SODDISFATTA;</b>
2.	<b>VERIFICA GEO</b>	<b>SODDISFATTA;</b>

## 10.6. NORMATIVA: PROCEDURE E METODI

Le verifiche dei fronti di scavo sono state condotte nel rispetto delle D.M. 14 Gennaio 2008 - Nuove Norme tecniche per le Costruzioni, paragrafo 6.8.

Nelle verifiche è stata rispettata la condizione:  $E_d \leq R_d$

In cui:

$E_d$ = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

$R_d$ = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) in cui:

A2 sono i coefficienti parziali per i carichi (vedi tabella 6.2.I delle NTC 2008, riportata qui di seguito):

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

- (1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

In particolare:

- i coefficienti parziali per i carichi permanenti sono da considerarsi pari a  $\gamma_{G1}=1$ ;
- i coefficienti parziali per i carichi variabili sono da considerarsi pari a  $\gamma_{Q1}=1.3$  in condizioni statiche e  $\gamma_{Q1}=1.0$  in condizioni sismiche.

M2 sono i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (vedi tabella 6.2.II delle NTC 2008, riportata qui di seguito):

**Tabella 9 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1,0	1,0

R2 è il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo (vedi tabella 6.8.I delle NTC2008, riportata qui di seguito):

**Tabella 10 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.**

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1,1

Le verifiche di stabilità sono state condotte introducendo i coefficienti parziali sui parametri di resistenza dei chiodi che si elencano di seguito:

**Tabella 11. coefficienti di sicurezza parziali sulla resistenza dei chiodi**

Chiodature provvisorie	1,1
Chiodature definitive	1,2

Tali coefficienti sono moltiplicati per un coefficiente di correlazione pari a 1,7 (scelto in base al numero di verticali indagate).

Coefficiente parziale riduttivo per i materiali:

**Tabella 12. Coefficiente di sicurezza parziale sulla resistenza strutturale dell'acciaio**

Coefficiente	M1
$\gamma_m$	1,05

### 10.7. ANALISI SISMICA

Nell'ambito delle verifiche di stabilità condotte secondo i metodi dell'equilibrio limite, l'azione sismica può essere introdotta come una azione esterna equivalente di tipo statico, calcolabile secondo le espressioni:

$$F_H = \pm k_H W;$$

$$F_V = \pm 0,5 F_H$$

essendo  $F_H$  ed  $F_V$  rispettivamente le risultanti verticale ed orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile, e  $W$  il peso della massa stessa.

Per la determinazione del coefficiente di intensità sismica  $k_H$  le Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate il 14/01/2008, forniscono la formula seguente:

$$k_H = \beta \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

In cui la  $a_g$  è il valore di accelerazione atteso nel sito specifico per un evento sismico associabile ad un determinato tempo di ritorno; gli altri fattori rappresentano dei coefficienti correttivi rappresentativi della azione amplificativa locale, funzione principalmente della litologia e della morfologia.

Pertanto noti allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV):

$$a_g = 0.33g$$

$$F_0 = 2.396$$

è possibile calcolare il coefficiente amplificativo  $S_s$  (categoria di suolo B) che risulta pari a:

$$S_s = 1.084$$

Per quanto concerne il fattore amplificativo  $S_T$ , rappresentativo della topografia del sito, la normativa suggerisce un coefficiente pari a 1.2, corrispondente alla categoria T2.

Ulteriore fattore da determinare è lo smorzamento  $\beta_s$  per il quale la normativa prevede una variabilità a seconda della  $a_g$  attesa e della tipologia di terreno, secondo la seguente tabella.

**Tabella 13 variabilità del fattore di smorzamento  $\beta_s$** 

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Nel caso specifico  $\beta_s$  è pari a 0.28

Concludendo, il coefficiente di intensità sismica da introdurre nelle verifiche di stabilità eseguite secondo il metodo pseudostatico, è dato dal prodotto dei seguenti fattori, come ricavati fin qui:

$$a_g = 0.33$$

$$S_s = 1.084$$

$$S_T = 1.2$$

$$\beta_s = 0.28$$

Risulta quindi:

- $k_H$  pari a 0.12
- $k_v$  pari a  $\pm 0.06$

### 10.8. METODO DI CALCOLO E MODELLI

La scelta della forma superfici di scivolamento critiche negli ammassi in roccia dipende dallo stato di fratturazione dell'ammasso.

Bisogna ricordare che:

1. Per ammassi molto fratturati e degradati le superfici di scivolamento più probabili sono di tipo circolare o sub circolare, simili a quelle tipiche dei terreni sciolti, mentre una rottura a blocchi che segua l'andamento delle discontinuità preferenziali della roccia è assai poco probabile dal momento che non si possono individuare piani di scorrimento privilegiati.  
Viceversa, per ammassi poco fratturati e/o poco disgregati in cui si possano individuare poche (fino a 5) famiglie di discontinuità la forma della superficie di scivolamento critica è di solito condizionata appunto dagli orientamenti dei piani di frattura e discontinuità.
2. Nel caso in esame l'analisi geomeccanica ha evidenziato coltri di alterazione del materiale roccioso per spessori massimi di 6-8 m, nei quali la roccia appare molto fratturata e degradata.
3. Nel considerare superfici di scorrimento profonde bisogna d'altra parte tener presente che queste incontrino con probabilità molto maggiore zone non alterate di materiale roccioso (ponti in roccia). Di conseguenza, la caratterizzazione dei materiali quando si eseguano verifiche riguardanti superfici di scorrimento superficiali e profonde non può essere invariante. Nel caso specifico, è corretto, viste

le osservazioni fatte, stimare un Ground Strength Index maggiore per volumi di roccia compresi in superfici di scorrimento più profonde.

Tenendo conto dei punti appena esposti per le verifiche di stabilità dei fronti di scavo nei materiali calcareo marnosi e marnoso calcarei si è provveduto ad effettuare le verifiche di stabilità considerando:

- I. superfici di scorrimento subcircolari (associabili a quelle del metodo di Morgenstern e Price) con profondità mai superiori a 10 m, in modo da interessare tutta la coltre alterata. In questo caso i materiali rocciosi sono caratterizzati in base ad un GSI = 30;
- II. superfici di scorrimento a blocchi per profondità della superficie superiore a 10.0 m con angoli di ingresso (in alto) e di uscita (in basso) della superficie fissati nei seguenti intervalli:
  - ANGOLO DI USCITA  $195^\circ < \alpha < 205^\circ$
  - ANGOLO DI ENTRATA  $40^\circ < \alpha < 70^\circ$

Concordemente alle indicazioni della campagna di rilievo geomeccanico. In questo caso i materiali rocciosi sono caratterizzati in base ad un GSI = 40.

### 10.8.1 Descrizione del codice di calcolo

Le verifiche di stabilità con i metodi dell'equilibrio limite rispondono a requisiti di semplicità e rapidità e sono correntemente impiegate, malgrado le loro limitazioni, nella pratica professionale e nella ricerca; ognuno dei metodi disponibili fornisce un'equazione finale che permette di determinare il coefficiente di sicurezza. [Tancredi, 1996].

Ogni metodo assume una serie di ipotesi semplificative così da poter rendere risolvibile il sistema di equazioni che, come vedremo, risulta essere staticamente indeterminato.

Alcuni di questi metodi sono stati risolti con metodo iterativo, vale a dire creando una procedura di calcolo che facilita la loro implementazione su macchina. Tra questi ci interessa maggiormente approfondire il metodo implementato dal programma di calcolo SLOPE/W, che è il metodo di Bishop (1955) e la sua semplificazione.

Le analisi di stabilità che adottano tali metodi sono quelle dell'equilibrio limite globale. Tale verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura si suddivide in concii la parte instabile, si studia dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi si passa alla stabilità globale.

Dato l'elevato numero di incognite, ogni metodo assume delle ipotesi semplificative che rendono risolvibile il sistema e sono proprio tali ipotesi che differenziano un metodo dall'altro.

Esistono diverse formulazioni ascrivibili a diversi autori per il calcolo e la soluzione di problemi relativi alla stabilità dei pendii tramite metodi dell'equilibrio limite, tutti questi metodi si basano su ipotesi comuni, che sono:

- Il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- La rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- Il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- La resistenza al taglio è espressa dal criterio di Coulomb.

Nell'utilizzare tali metodi di calcolo si fa sempre riferimento a problemi piani nei quali, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva e si trascura ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia. [Tancredi, 1996]

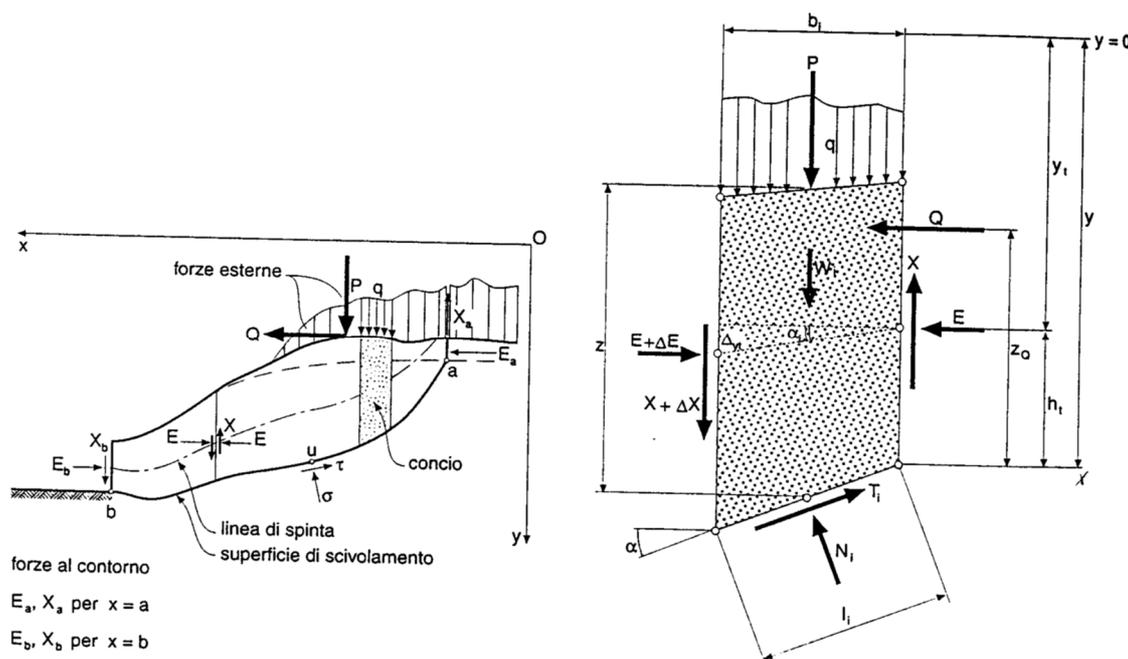


Figura 41 – Metodo delle strisce

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso  $W$ , l'azione tangenziale alla base  $T$ , l'azione normale efficace alla base  $N$ , la spinta dell'acqua sulla base  $U$ , gli sforzi tangenziali  $X$  e quelli normali  $E$  sulle superfici la TRATTO 1.

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in  $n$  conci, si hanno a disposizione  $3n$  equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere  $5n-2$  così composte:

- $n$  valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base.
- $n-1$  valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E)
- $n-1$  valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale.
- $n$  valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come già accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno  $2n-2$  incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato, per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse caso per caso e sono queste stesse che caratterizzano un metodo da un altro. L'esistenza di molti metodi di calcolo porta alcune volte alla indeterminatezza della soluzione, è bene quindi sottolineare che da studi comparativi effettuati per indagare la risposta dei diversi metodi di calcolo, indicano che, quelli che soddisfano tutte le condizioni di equilibrio danno sostanzialmente gli stessi risultati in termini di coefficiente di sicurezza, o meglio che non differiscono tra loro più del 5%. [Duncan, 1980]

Le verifiche sono state condotte utilizzando la combinazione A2+M2+R2, con il software di calcolo all'equilibrio limite SLOPE/W della Geo-Slope International.

Le verifiche sono state condotte per le seguenti condizioni:

statica drenata:

- parametri drenati di resistenza al taglio per tutte le unità geotecniche considerate
- falda assente

sismica:

- parametri drenati di resistenza al taglio per tutte le unità geotecniche considerate
- falda assente

coefficienti sismici secondo quanto riportato al paragrafo 9 della presente relazione:

- sisma (+): accelerazione sismica verticale diretta verso il basso;
- sisma (-): accelerazione sismica verticale diretta verso l'alto.

## 10.9. Sezioni di calcolo di riferimento

Per ogni tratto in esame la verifica delle chiodature è stata eseguita su una sezione di riferimento, scelta secondo il criterio della massima altezza di scavo nel tratto considerato.

Nei tratti caratterizzati dall'affioramento di diversi litotipi, le verifiche sono state effettuate su più di una sezione in modo da analizzare l'influenza della presenza di litotipi differenti nella stabilità delle scarpate.

Di seguito si elencano le sezioni sulle quali sono state eseguite le verifiche.

- TRATTO 1: sezione Pk 200
- TRATTO 2: sezione Pk 340
- TRATTO 3: sezione Pk 656
- TRATTO 4: sezione Pk 860, sezione Pk 920
- TRATTO 5: sezione Pk 1180
- TRATTO 6: sezione Pk 1510
- TRATTO 7: sezione Pk 1680
- TRATTO 8: sezione Pk 1880
- TRATTO 9: sezione Pk 2111.39

Si riportano di seguito i risultati delle analisi di stabilità effettuate in termini di coefficiente di sicurezza minimo in condizioni statiche e sismiche.

### 10.9.1 TRATTO 1

- Verifica in condizioni statiche:  $F_s = 1.398$

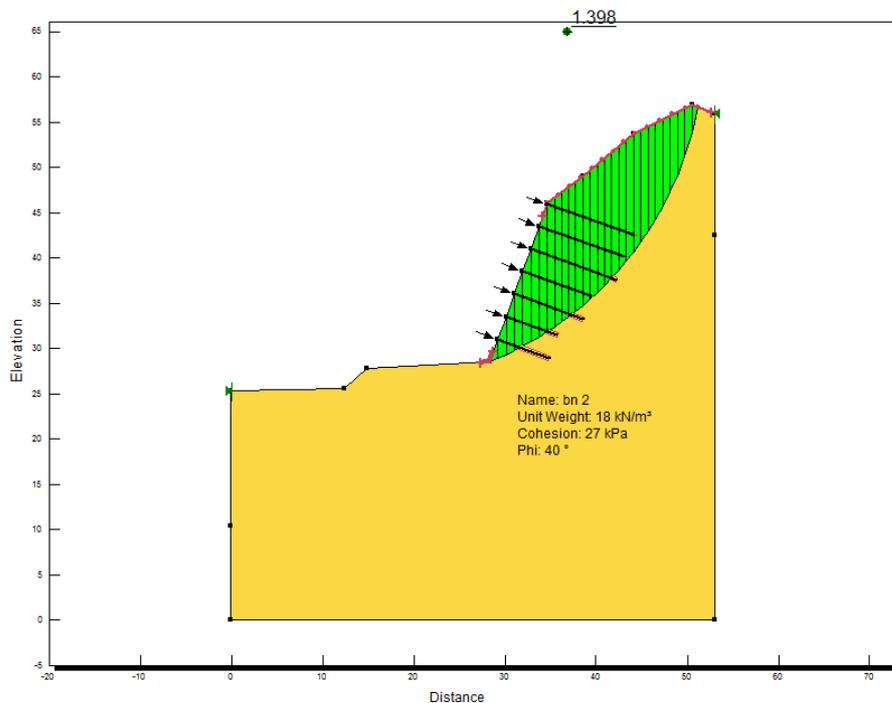


Figura 42 – Sezione pk 200; coefficiente di sicurezza in condizioni statiche

- Verifica in condizioni sismiche:  $F_s=1.173$

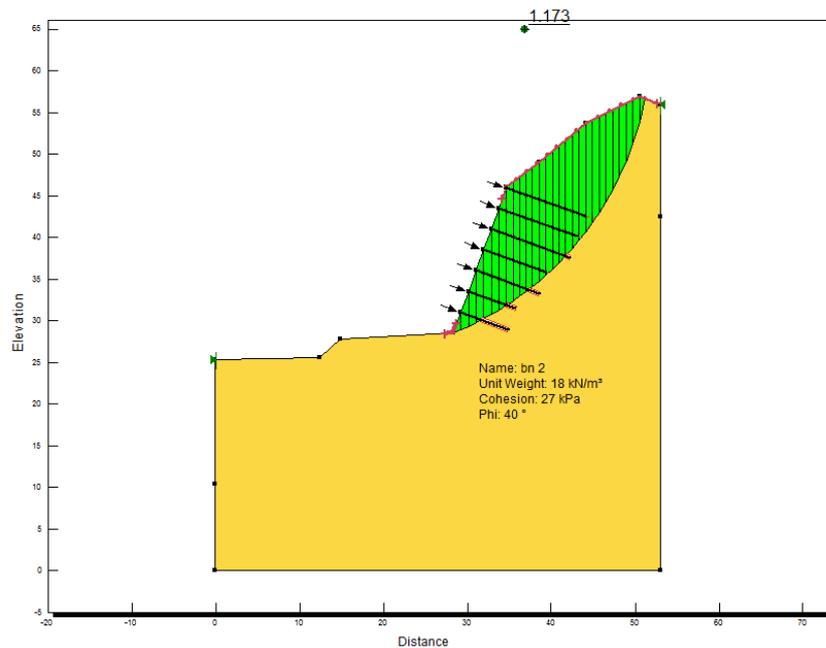


Figura 43 – Sezione pk 200; coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche

## 10.9.2 TRATTO 2

- Verifica in condizioni statiche:  $F_s=1.761$

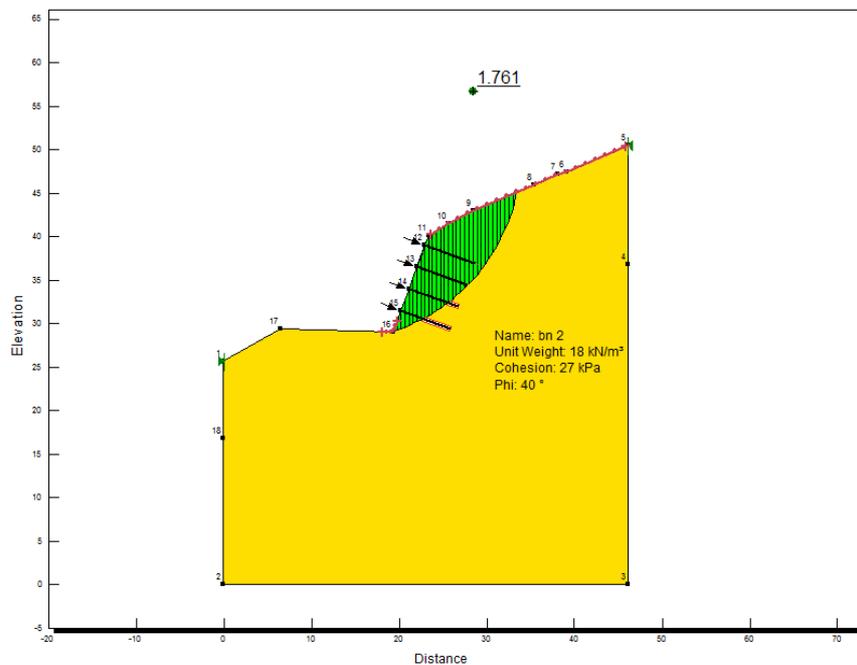


Figura 44 – Sezione pk 340; coefficiente di sicurezza in condizioni statiche

- Verifica in condizioni sismiche:  $F_s=1.452$

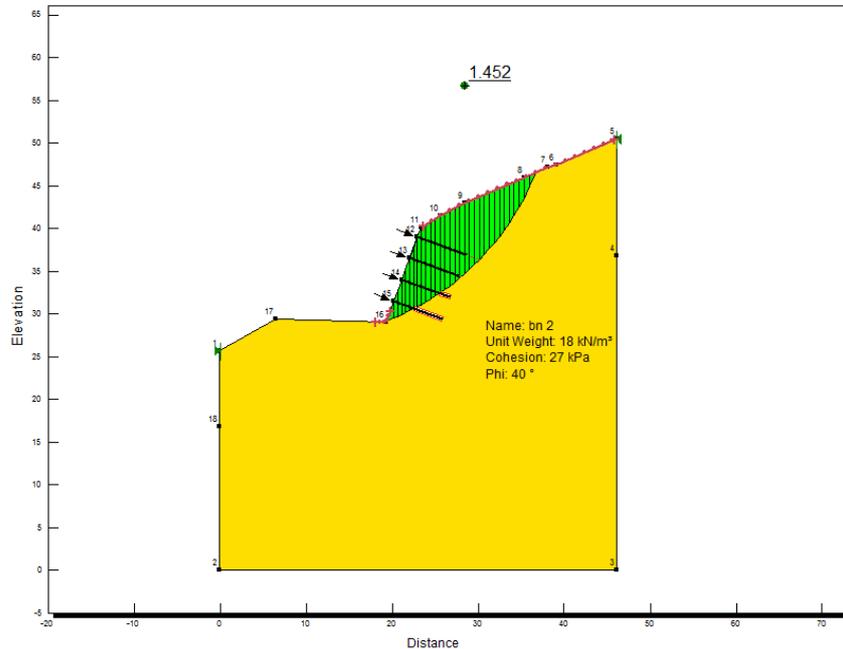


Figura 45 – Sezione pk 340; coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche

### 10.9.3 TRATTO 3

- Verifica in condizioni statiche:  $F_s=1.339$

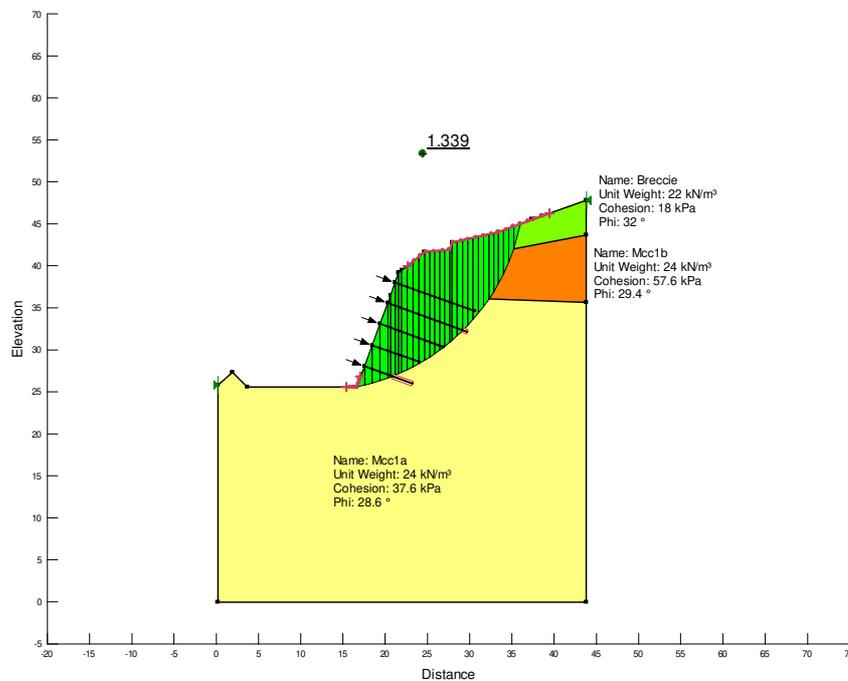


Figura 46 – Sezione pk 656; coefficiente di sicurezza in condizioni statiche

- Verifica in condizioni sismiche:  $F_s=1.127$

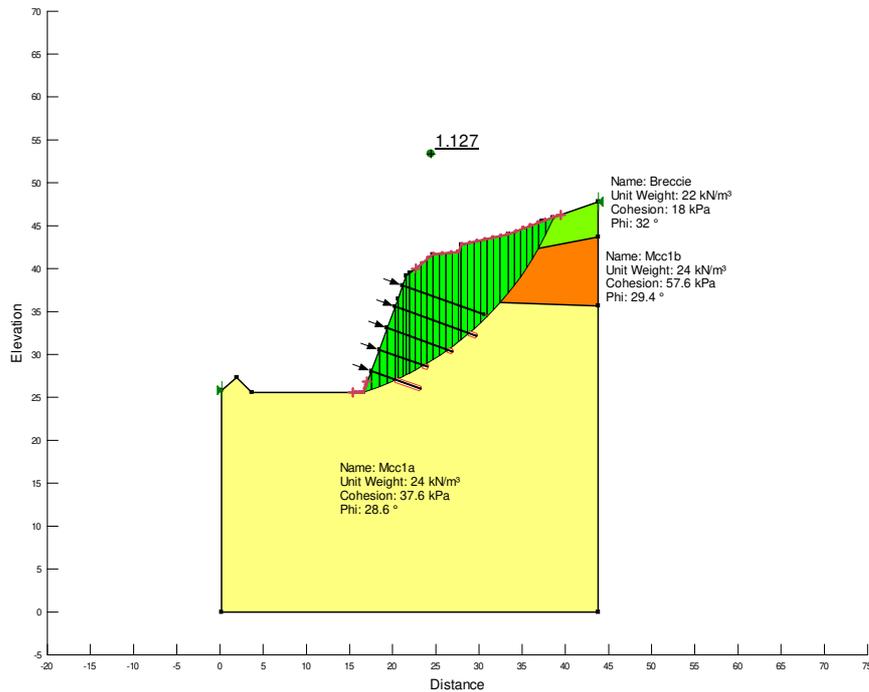


Figura 47 – Sezione pk 656; coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche

#### 10.9.4 TRATTO 4

- Verifica in condizioni statiche:  $F_s=1.370$

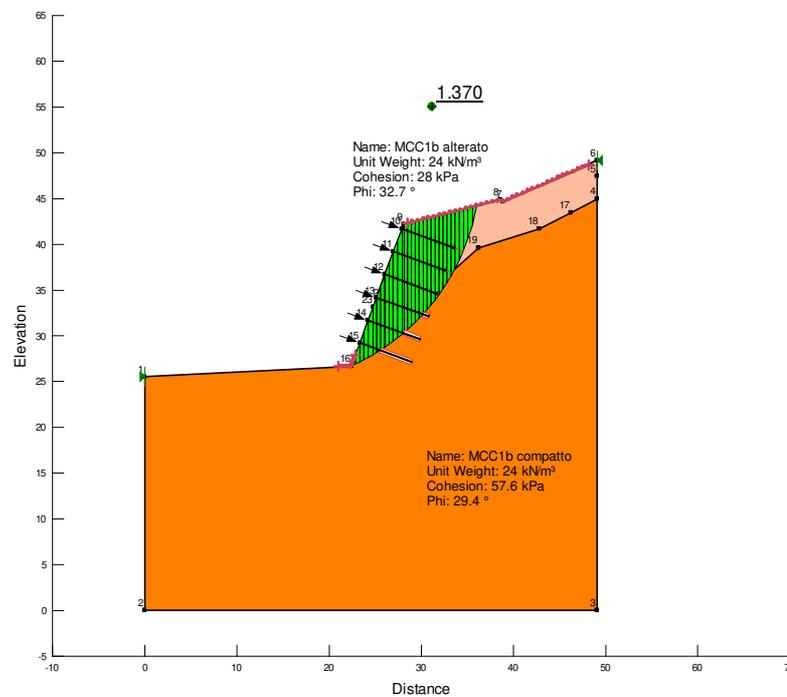


Figura 48 – Sezione pk 860; coefficiente di sicurezza in condizioni statiche

- Verifica in condizioni sismiche:  $F_s=1.159$

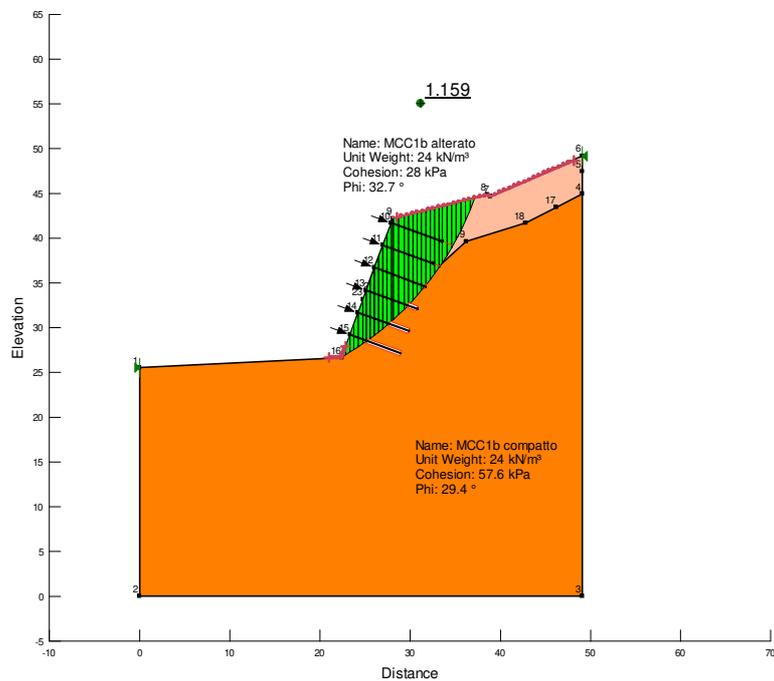


Figura 49 – Sezione pk 860; coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche

- Verifica in condizioni statiche:  $F_s=1.703$

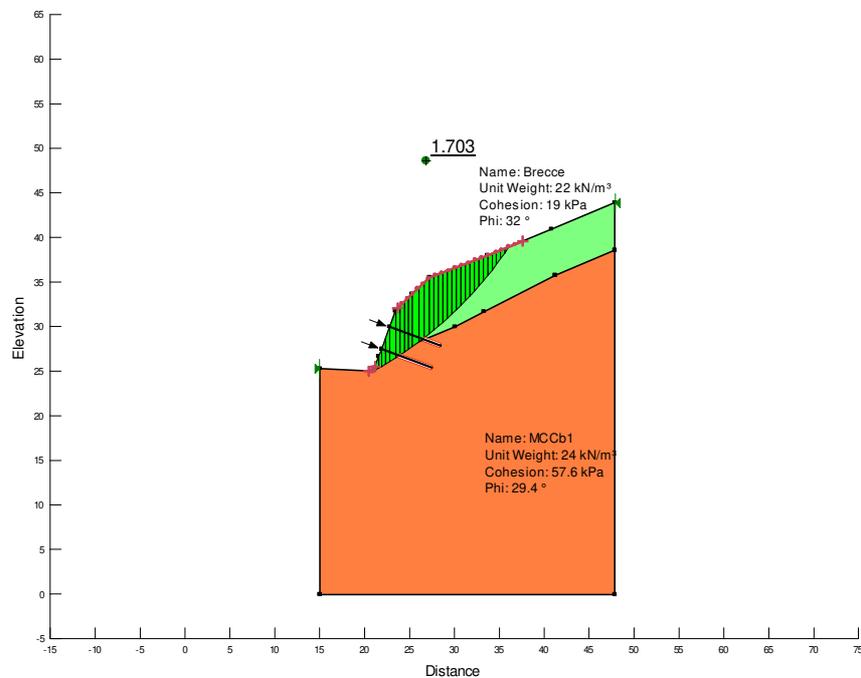


Figura 50 – Sezione pk 920; coefficiente di sicurezza in condizioni statiche

- Verifica in condizioni sismiche:  $F_s=1.376$

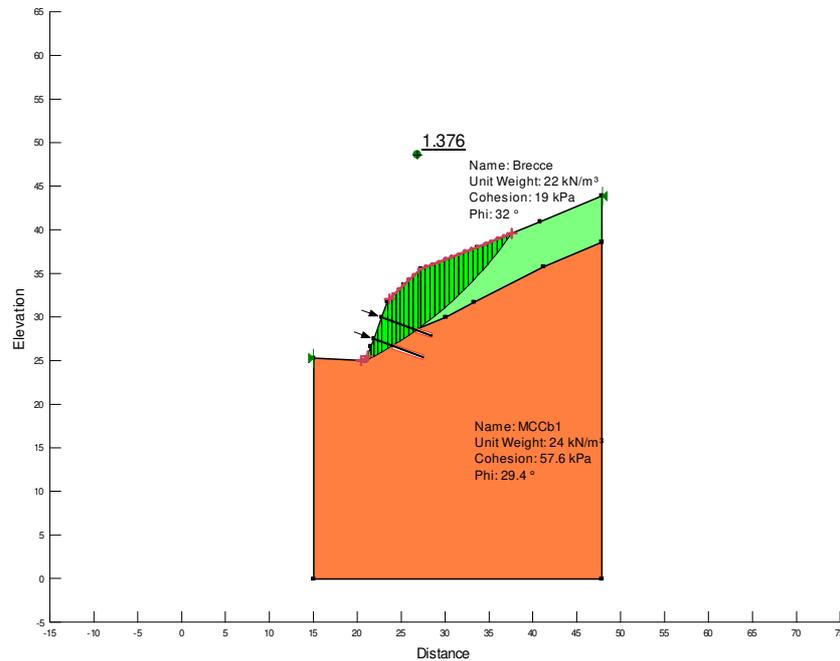


Figura 51 – Sezione pk 920; coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche

### 10.9.5 TRATTO 5

- Verifica in condizioni statiche:  $F_s=1.458$

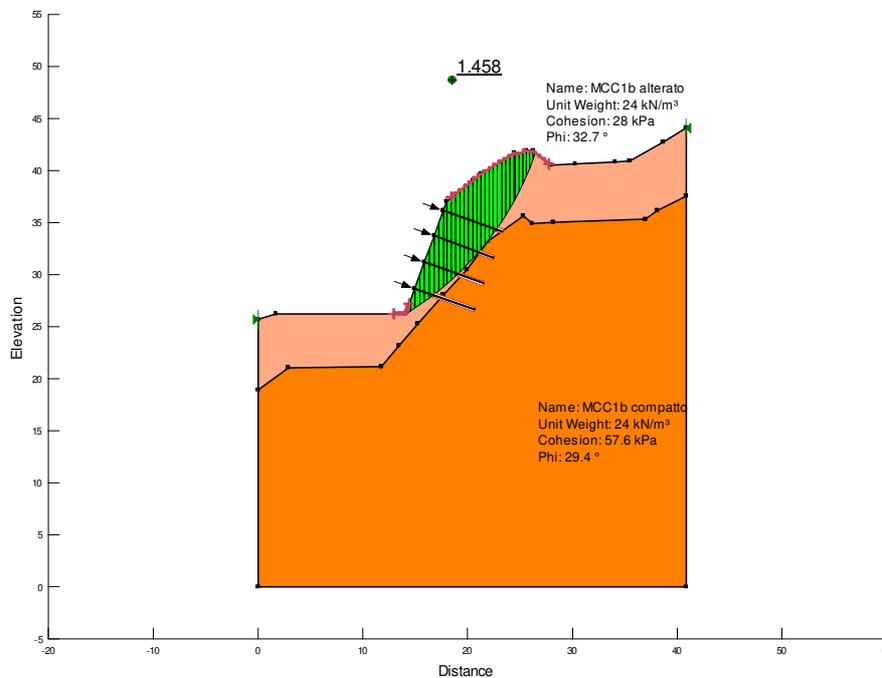


Figura 52 – Sezione pk 1180; coefficiente di sicurezza in condizioni statiche

- Verifica in condizioni sismiche:  $F_s=1.213$

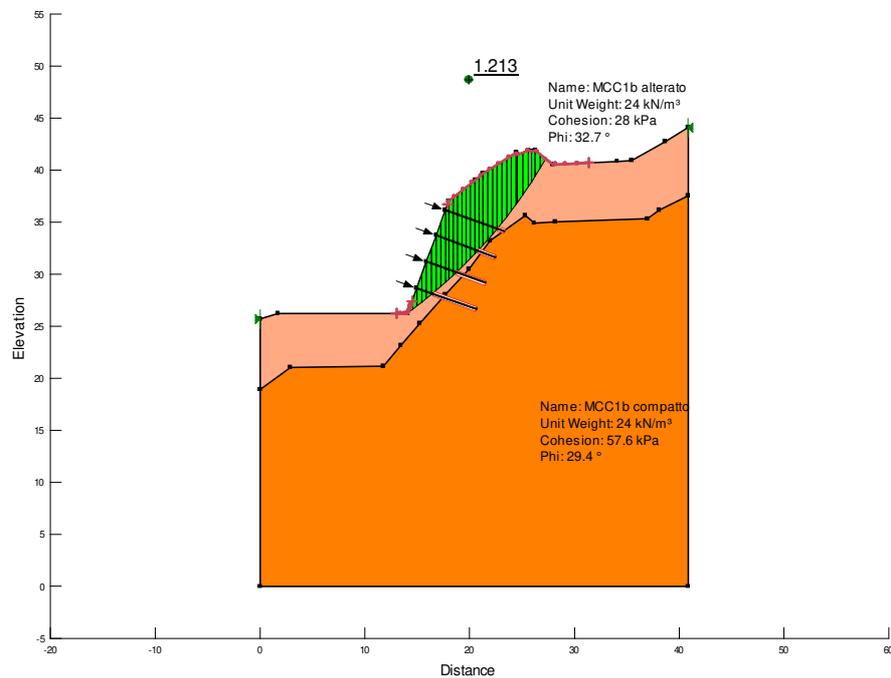


Figura 53 – Sezione pk 1180; coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche

### 10.9.6 TRATTO 6

- Verifica in condizioni statiche:  $F_s=1.439$

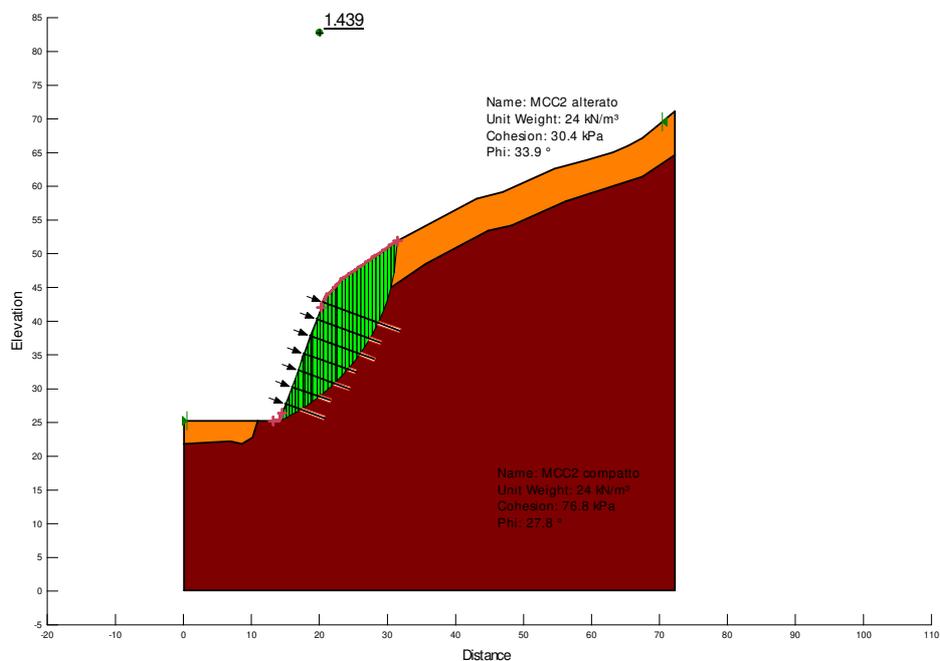


Figura 54 – Sezione pk 1510; coefficiente di sicurezza in condizioni statiche

- Verifica in condizioni sismiche:  $F_s=1.256$

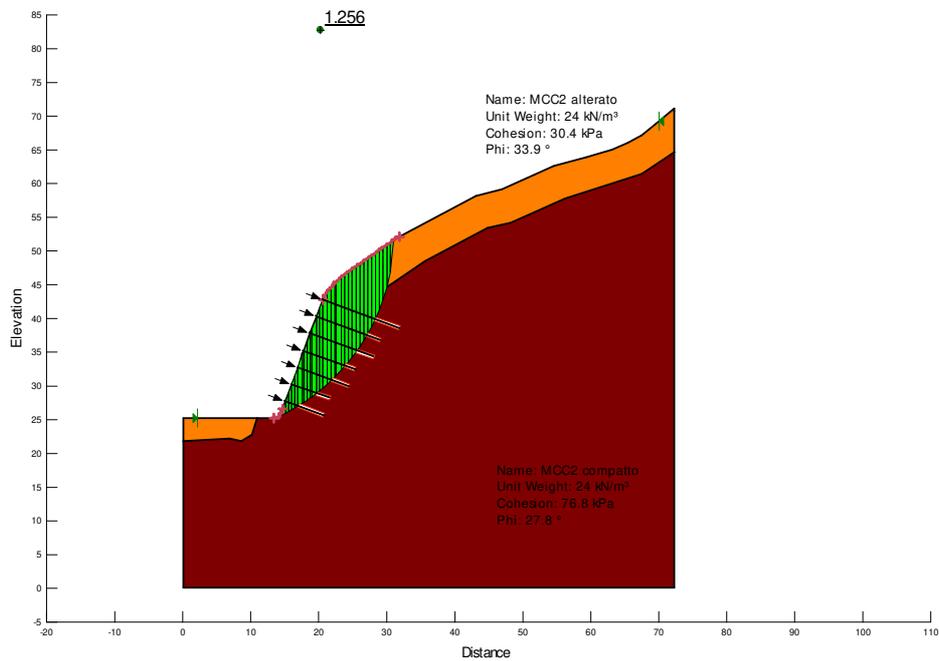


Figura 55 – Sezione pk 1510; coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche

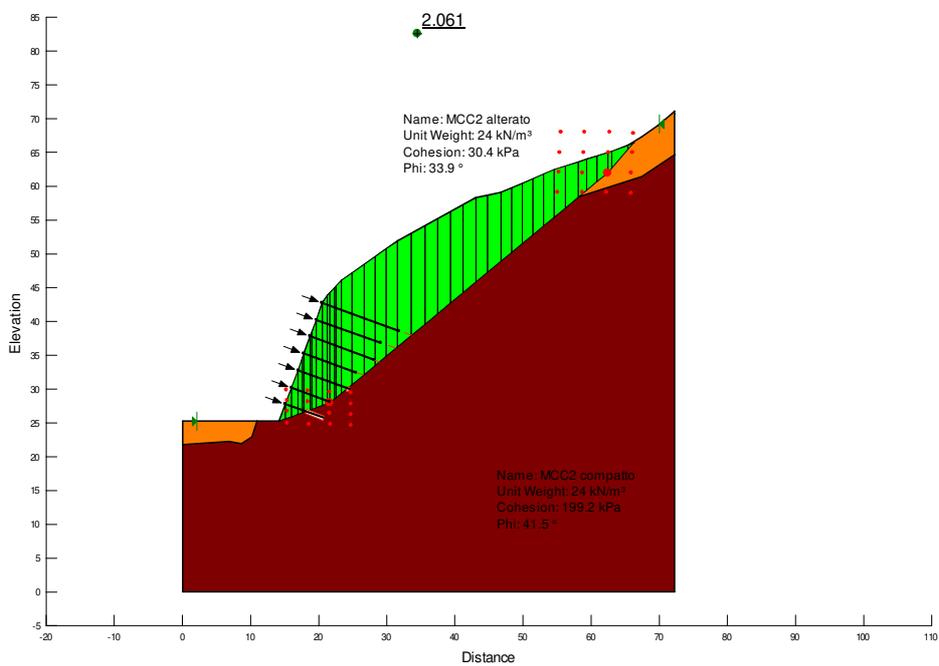


Figura 56 – Sezione pk 1510; coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche; meccanismo di scivolamento a blocchi

### 10.9.7 TRATTO 7

- Verifica in condizioni statiche:  $F_s=1.456$

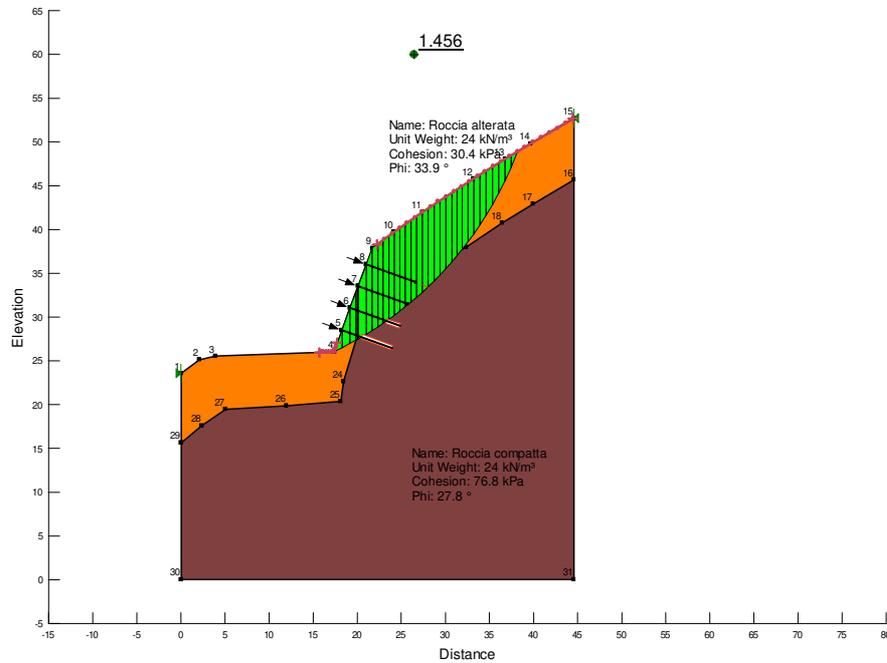


Figura 57 – Sezione pk 1680; coefficiente di sicurezza in condizioni statiche

- Verifica in condizioni sismiche:  $F_s=1.207$

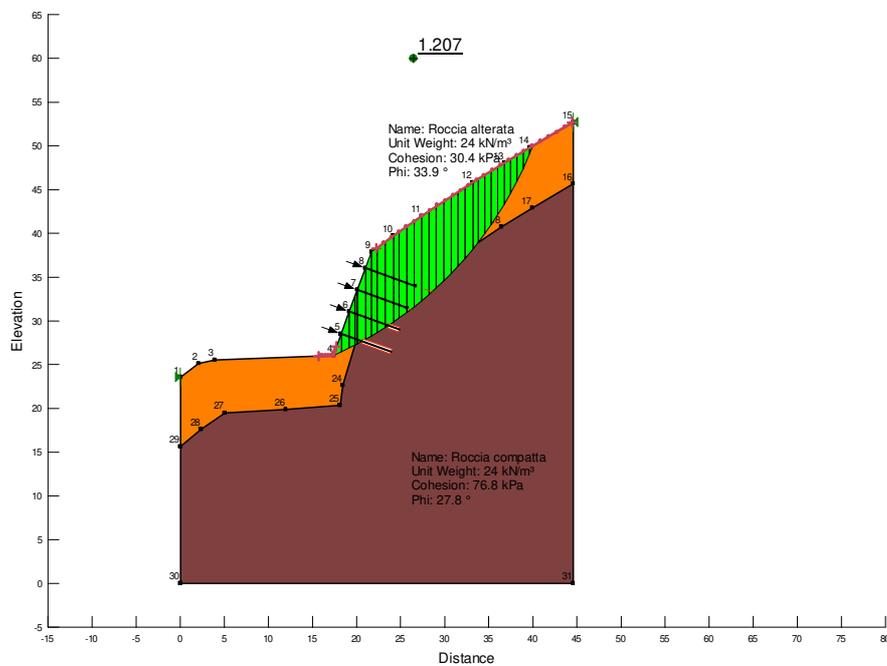


Figura 58 – Sezione pk 1680; coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche

### 10.9.8 TRATTO 8

- Verifica in condizioni statiche:  $F_s=1.413$

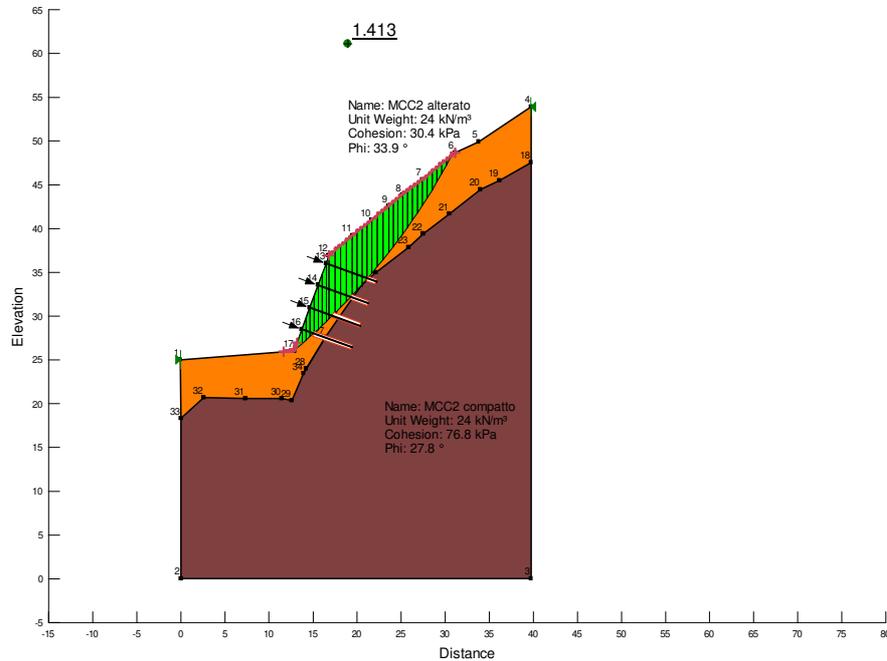


Figura 59 – Sezione pk 1880; coefficiente di sicurezza in condizioni statiche

- Verifica in condizioni sismiche:  $F_s=1.161$

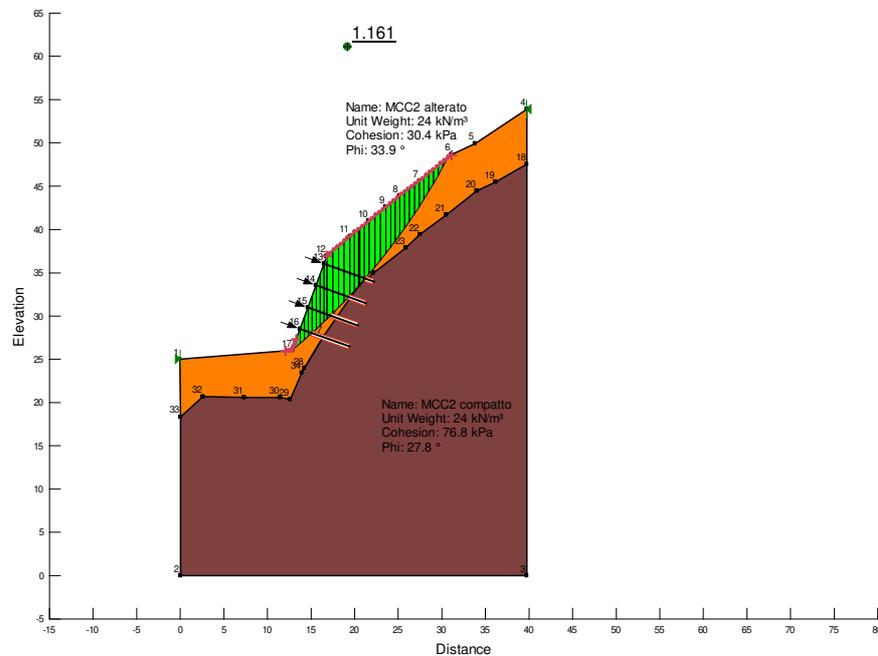


Figura 60 – Sezione pk 1880; coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche

### 10.9.9 TRATTO 9

- Verifica in condizioni statiche:  $F_s=1.525$

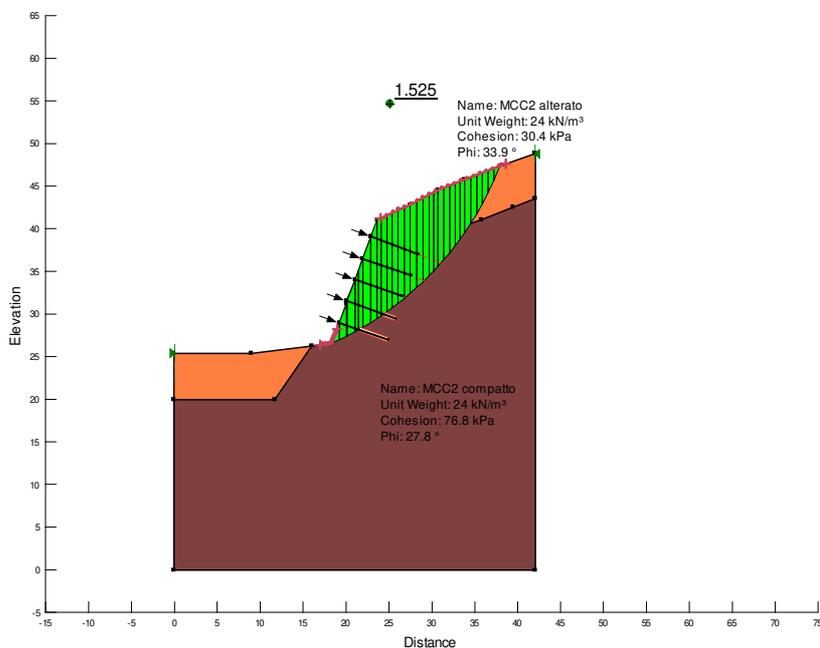


Figura 61 – Sezione pk 2111.39; coefficiente di sicurezza in condizioni statiche

- Verifica in condizioni sismiche:  $F_s=1.302$

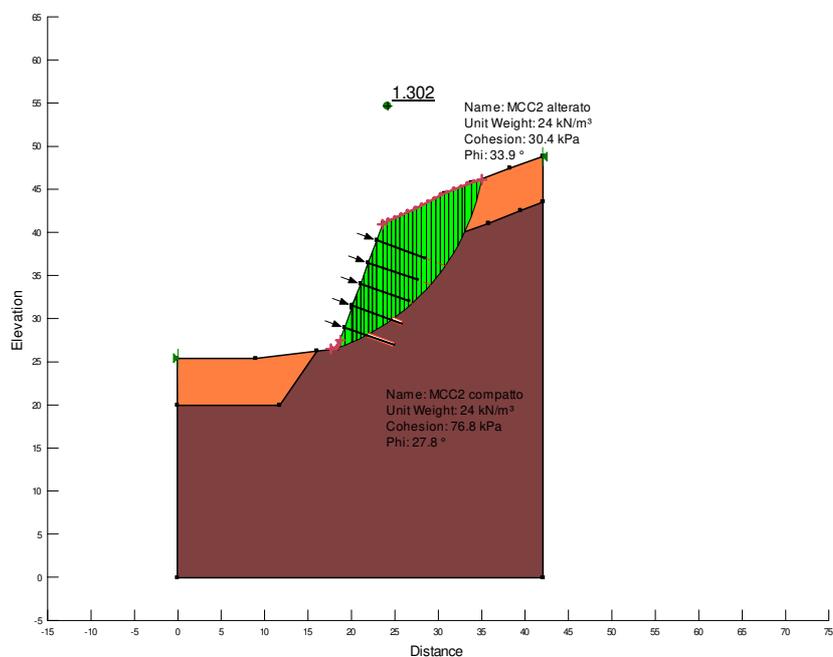


Figura 62 – Sezione pk 2111.39; coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche

### 10.10. STABILITA' SCAVI IN FASE PROVVISORIA

Al fine di regolamentare le operazioni di scavo è stata eseguita una verifica che permettesse di stabilire l'altezza massima di scavo stabile senza consolidamenti.

Tale verifica è stata fatta considerando che tale condizione sia provvisoria e pertanto senza considerare l'evento sismico di progetto.

La verifica ha dato come risultato una altezza di scavo massima non sostenuta pari a 6 m.

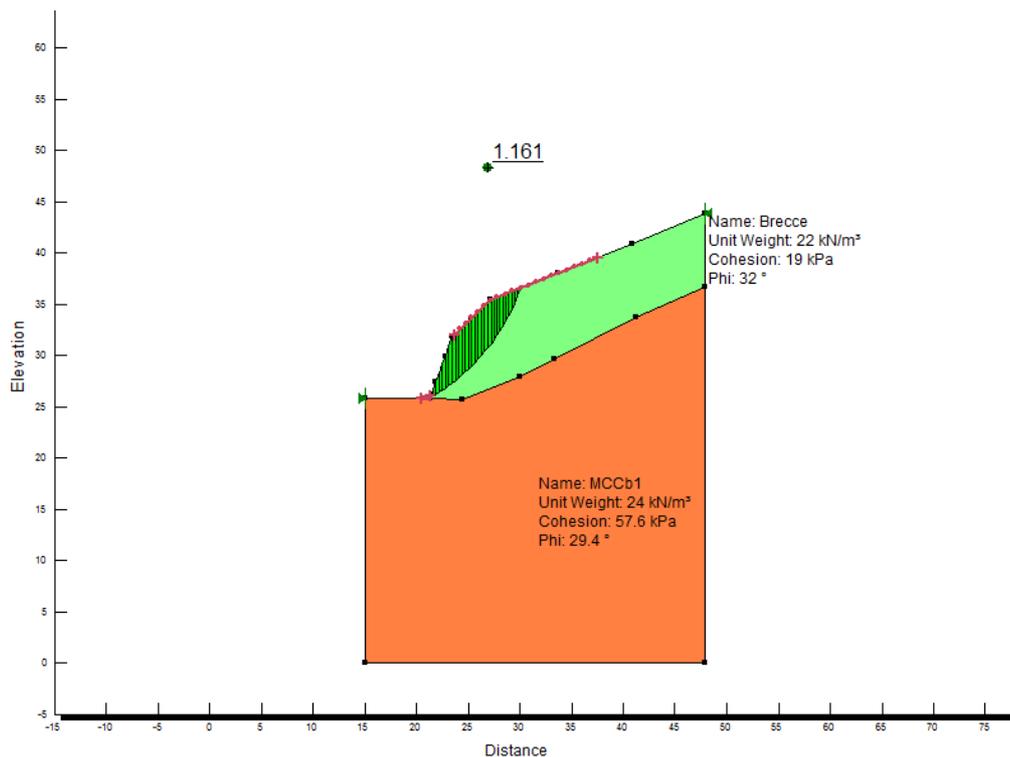


Figura 63 – Verifica di stabilità dello scavo in assenza di consolidamenti, in fase provvisoria

## 10.11. VERIFICHE AGLI SLU

### 10.11.1 VERIFICA EQU

Verifica non richiesta da normativa per il caso in esame.

### 10.11.2 VERIFICA STR

I chiodi sono considerati come permanenti e pertanto si è adottato un coefficiente di sicurezza  $\gamma_{Ra} = 1.2$

Per il calcolo della resistenza di progetto dei tiranti si è adottato inoltre un fattore di correlazione dipendente dal numero di indagini pari a  $\xi_{a3} = 1.7$ .

La resistenza di progetto a sfilamento dei chiodi considerata è pari a 350 kPa.

Bisogna sottolineare che:

1. Il codice di calcolo Geoslope schematizza le barre di ancoraggio come una forza applicata al sistema. Questa forza, diretta come la barra e applicata nel punto di inserimento della barra stessa è pari al valor minimo tra:
  - o la resistenza strutturale di progetto della barra;
  - o la resistenza a sfilamento di progetto della barra.
2. Dal momento che non esistono carichi esterni variabili che agiscono sui versanti è possibile affermare che le condizioni di verifica secondo la combinazione A2+M2+R2 nei confronti delle quali viene verificata la stabilità globale del pendio sono sicuramente più cautelative delle condizioni A1+M1+R3 nei confronti delle quali la normativa impone di verificare gli ancoraggi.

**Il combinato disposto dei punti 1 e 2 implica che il soddisfacimento della verifica di stabilità globale implica necessariamente il soddisfacimento della verifica strutturale e geotecnica degli ancoraggi. Infatti le condizioni di equilibrio limite sono sicuramente quelle in cui la forza sull'ancoraggio è massima e se in queste condizioni la forza è sicuramente inferiore alle resistenze di progetto (strutturale e geotecnica) dell'ancoraggio, allora la forza sull'ancoraggio non supera mai i limiti di normativa.**

**Lo stesso dicasi per la verifica al taglio delle barre: il codice SLOPE consente di inserire la resistenza al taglio di progetto delle barre e utilizza questo valore distribuendolo lungo la striscia corrispondente. Pertanto se al raggiungimento dell'equilibrio limite la resistenza al taglio delle barre non viene sollecitata per valori superiori a quelle di progetto ciò implica che le forze taglienti sui chiodi non superano mai le resistenze strutturali degli elementi.**

**Dunque le verifiche strutturali sono da ritenersi sempre soddisfatte.**

### 10.11.3 VERIFICA GEO

	<b>Fs minimo in condizioni statiche</b>	<b>Fs minimo in condizioni sismiche</b>	<b>Fs minimo NTC08</b>	
<b>TRATTO 1</b>	1.40	1.17	1.1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>TRATTO 2</b>	1.76	1.45	1.1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>TRATTO 3</b>	1.34	1.13	1.1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>TRATTO 4</b>	2.03	1.25	1.1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>TRATTO 5</b>	1.46	1.21	1.1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>TRATTO 6</b>	1.44	1.26	1.1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>TRATTO 7</b>	1.46	1.21	1.1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>TRATTO 8</b>	1.41	1.16	1.1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>TRATTO 9</b>	1.53	1.30	1.1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>STABILITA' SCAVO</b>	1.16	-	1.1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

#### 10.11.4 VERIFICA UPL

la verifica in questo caso non ha significato fisico.

#### 10.11.5 VERIFICA HYD

la verifica in questo caso non ha significato fisico.