

COMMITTENTE:



DIREZIONE INVESTIMENTI
DIREZIONE PROGRAMMI INVESTIMENTI
DIRETTRICE SUD - PROGETTO ADRIATICA

PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO ESECUTIVO

RIASSETTO NODO DI BARI

TRATTA A SUD DI BARI: VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI C.LE E BARI TORRE A MARE

Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio 2015

Sottovia carrabile e ciclopedonale S. Anna

GEOTECNICA

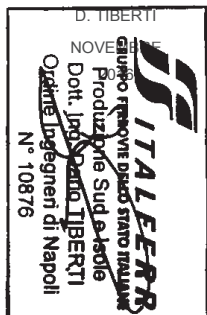
RELAZIONE GEOTECNICA

SCALA:

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I A 1 U 0 4 E 7 8 R H G E 0 0 0 5 4 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	L. INFANTE	NOVEMBRE 2016	A. FORCINA	NOVEMBRE 2016	F. GERNONE <i>F. Gernone</i>	NOVEMBRE 2016	D. TIBERTI NOVEMBRE 2016



File:IA1U04E78RHGE0005401A.DOC

n. Elab.:

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	6
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2.2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	6
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, MORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO	7
3.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE.....	7
3.2	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO GENERALE	8
3.3	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO GENERALE.....	8
4	INDAGINI GEOTECNICHE	9
4.1	PROVE DI PERMEABILITÀ	10
4.2	PIEZOMETRO.....	10
4.3	INDAGINI SISMICHE.....	11
4.4	PROVE DI LABORATORIO.....	13
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	14
5.1	DEFINIZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE INTERCETTATE LUNGO IL TRACCIATO	14
5.2	CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE	15
5.2.1	<i>Premessa</i>	15
5.2.2	<i>Depositi lapidei</i>	15
5.3	UNITÀ TV – TERRENO VEGETALE.....	19
5.4	UNITÀ S – SABBIA	19
5.5	UNITÀ CBA E CBA ALT - CALCARI DI BARI E CALCARI DI BARI ALTERATI	19
5.6	SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	25
5.7	FALDA	37
6	CRITERI PER IL CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI DIRETTE.....	38



RIASSETTO NODO DI BARI
PROGETTO DEFINITIVO TRATTA A SUD DI BARI
VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI C.LE E BARI TORRE A
MARE

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 RH	GE 00 05 401	A	3 di 46

6.1	DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO ALLA WINKLER.....	40
7	CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	42
7.1	RISPOSTA SISMICA.....	42
7.2	LIQUEFAZIONE.....	44
8	ANALISI DELLE PROBLEMATICHE GEOTECNICHE DEL TRACCIATO.....	45
8.1	PRESENZA DI CAVITÀ DOVUTE A FENOMENI DI CARISMO	45
8.2	REALIZZAZIONE DEI MICROPALI.....	45
9	APPENDICE A: RILIEVO GEOMECCANICO; RMR; GSI.....	46

- interpretazione dei risultati delle indagini e definizione dei parametri geotecnici/geomeccanici, in termini di proprietà fisiche e meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità), per le unità geotecniche intercettate lungo la viabilità;
- classificazione sismica del sito;
- metodologie per il calcolo della capacità portante delle fondazioni dirette e per la valutazione del coefficiente di sottofondo alla Winkler;
- descrizione delle possibili problematiche di carattere geotecnico.

Le verifiche di stabilità delle scarpate di scavo provvisionali sono oggetto di apposito documento.

	RIASSETTO NODO DI BARI PROGETTO DEFINITIVO TRATTA A SUD DI BARI VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI C.LE E BARI TORRE A MARE					
	RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA IA1U	LOTTO 04	CODIFICA E 78 RH	DOCUMENTO GE 00 05 401	REV. A

2 **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **Normativa di riferimento**

- [N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08 (NTC-2008);
- [N.2]. DM 6/5/2008 – Integrazione al D.M. 14-01-2008 di approvazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni.
- [N.3]. Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- [N.4]. Legge 05/11/1971 n.1086e Circ. 11951 del 14/02/1974. Norme per la disciplina delle opere in c.a., c.a.p. ed a struttura metallica e relative istruzioni.
- [N.5]. Legge 21/03/1974 n.64 Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- [N.6]. Specifica RFI del 21/12/11 per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie.

2.2 **Documentazione di riferimento**

- [D1]. IA1T03D69RGGE0001301A – Tratta a sud di bari: variante di tracciato tra Bari centrale e Bari torre a mare. Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio. Progetto Definitivo. Relazione geologica ed idrogeologica.
- [D2]. IA1T03D69SGGE0001301A – Tratta a sud di bari: variante di tracciato tra Bari centrale e Bari torre a mare. Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio. Progetto Definitivo. Sondaggi, stratigrafie e prove in sito.
- [D3]. IA1T02D69IGGE0001301A – Tratta a sud di bari: variante di tracciato tra Bari centrale e Bari torre a mare Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio. Progetto Definitivo. Prospezioni geofisiche.
- [D4]. IA1U 04 E 78 F7 GE0005 401 A – Tratta a sud di bari: variante di tracciato tra Bari centrale e Bari torre a mare Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio. Progetto Esecutivo. Sottovia Sant'Anna. Profilo geotecnico longitudinale.
- [D5]. IA1U 04 E 78 CL OC0200 405 A – Tratta a sud di bari: variante di tracciato tra Bari centrale e Bari torre a mare Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio. Progetto Esecutivo. Sottovia Sant'Anna. Relazione di calcolo scavi provvisionali.
- [D6]. IA1U 04 E 78 CL OC0200 401 A÷IA1U 04 E 78 CL OC0200 402 A – Tratta a sud di bari: variante di tracciato tra Bari centrale e Bari torre a mare Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio. Progetto Esecutivo. Sottovia Sant'Anna. Relazione di calcolo paratie.
- [D7]. IA1U 04 E 78 CL OC0200 403 A – Tratta a sud di bari: variante di tracciato tra Bari centrale e Bari torre a mare Opere oggetto di prescrizione della Delibera CIPE n. 1 del 28 gennaio. Progetto Esecutivo. Sottovia Sant'Anna. Relazione tecnica intervento di iniezioni.



RIASSETTO NODO DI BARI
PROGETTO DEFINITIVO TRATTA A SUD DI BARI
VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI C.LE E BARI TORRE A MARE

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 RH	GE 00 05 401	A	7 di 46

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, MORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Si riporta nel seguito un breve inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico estratto dalla relazione geologica di progetto definitivo, alla quale di rimanda per ulteriori dettagli ed approfondimenti.

3.1 Inquadramento geologico generale

Il territorio in cui si sviluppa il comune di Bari, corrisponde ad una modesta depressione, soggetta a successive fasi di sedimentazione, tettonica ed erosione, nella quale confluiscono un certo numero di solchi morfologici, localmente denominati “lame”.

Le principali formazioni che si incontrano nell’area sono:

- formazione del “Calcarea di Bari” (CBA) è rappresentata dai termini più profondi della piattaforma carbonatica, spesso diverse centinaia di metri e formata da una potente successione di strati e banchi calcarei, talora dolomitici; per loro natura le rocce carbonatiche sono soggette, seppure in maniera selettiva e condizionate dal loro chimismo, al fenomeno carsico; tale fenomeno si manifesta ampiamente sul territorio murgiano sia attraverso morfologie ipogee (cavità), che superficiali (doline, inghiottitoi). L’esistenza di cavità nel sottosuolo, riempite o meno da terre rosse, che rappresentano i prodotti residuali insolubili del carsismo, non è, in genere, accompagnata da evidenze morfologiche superficiali. La loro presenza trae origine dalla progressiva dissoluzione di rocce carbonatiche sia a partire da soluzioni di continuità determinate dalla risposta fragile della compagine calcarea a seguito di eventi tettonici, sia a partire dai semplici giunti di strato, determinando alla fine un complesso sistema di canalizzazioni ipogee;
- formazione delle “Calcareniti di Gravina” (GRA) rappresenta il membro basale del Complesso detritico trasgressivo plio-quadernario; esse sono poste, quindi, stratigraficamente al di sopra dei calcari Cretacei, con un contatto cui corrisponde spesso una netta superficie di erosione marina.
- formazione dei “Depositi marini terrazzati” (MUI) si colloca in posizione stratigraficamente superiore rispetto alle calcareniti, ed è costituita da depositi di spiaggia di natura carbonatico terrigena; si presentano, infatti, secondo orizzonti in facies da siltoso-argillosa a sabbiosa (spesso di colore giallastro o giallo rossastro) con un generale scadente grado di cementazione. Generalmente lo spessore di questa unità stratigrafica è valutata intorno ai 5 metri.
- “Depositi alluvionali delle lame” (b) si riscontrano essenzialmente in corrispondenza del letto di corsi d’acqua a regime stagionale od effimero denominati “lame”; si presentano litologicamente in maniera piuttosto eterogenea evidenziando uno scheletro ciottoloso – sabbioso poco evoluto, eterometrico e di natura calcarea immerso in una matrice limoso-argillosa di colore rossastro costituita dai prodotti residuali dell’alterazione dei calcari.

L’area interessata dalla progettazione del sottovia carrabile e ciclopedonale denominato “S. Anna” ricade tra due incisioni morfologiche, Lama S. Marco, a nordovest, e Lama S. Giorgio nella sua porzione sudorientale.

I sondaggi effettuati evidenziano una situazione caratterizzata dalla presenza del substrato carbonatico (calcarea di Bari) posto al di sotto di una copertura di spessore variabile tra 0.6 e 2.2 m, costituita da terreno di riporto di tipo sabbioso limoso con ciottoli calcarei e/o calcarenitici.



RIASSETTO NODO DI BARI
PROGETTO DEFINITIVO TRATTA A SUD DI BARI
VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI C.LE E BARI TORRE A
MARE

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 RH	GE 00 05 401	A	8 di 46

3.2 Inquadramento idrogeologico generale

Il territorio murgiano, entro cui si colloca l'area oggetto di studio, insieme a quello del Gargano e a quello del Salento, è caratterizzato da un ampio e potente acquifero con sede nelle rocce calcaree/o calcareo dolomitiche mesozoiche. Tuttavia la presenza di locali orizzonti impermeabili alla base della formazione delle "Calcareniti di Gravina", associata a particolari condizioni giaciture del substrato, possono generare localmente la presenza di modeste falde sospese. L'acquifero principale, interessato da fenomeni carsici, presenta un grado di fratturazione variabile nelle tre dimensioni e mostra, a luoghi, elevata permeabilità.

Le indagini condotte per la progettazione, hanno confermato la situazione di un acquifero tipico della fascia costiera con il livello di falda collocato sostanzialmente a quota livello mare: tutti i sondaggi mostrano una quota piezometrica variabile tra -0.50 e -0.60 m s.l.m., con caratteristiche di permeabilità da fratturazione e/o fessurazione, tipiche degli ammassi carsificati.

Prove di permeabilità in foro tipo "Lugeon" e di tipo "Lefranc", condotte nei fori di sondaggio, evidenziano come l'ammasso calcareo sia caratterizzato da una permeabilità per fessurazione e carsismo piuttosto elevata e contrassegnato da un valore di permeabilità dell'ordine di 10^{-2} cm/s, a testimonianza di un processo di evoluzione carsica abbastanza spinta.

3.3 Inquadramento geomorfologico generale

Dal punto di vista morfologico, il tracciato in progetto si sviluppa su una porzione di territorio pressoché tabulare o al più debolmente degradante verso il mare Adriatico. L'area in studio quindi si colloca tra la fascia costiera ed il primo dei gradini costituenti l'altopiano delle Murge, che si presenta come una vasta area tettonica costituita da una serie di ripiani posti a quote via via decrescenti verso il mare. Sia lungo i ripiani che in corrispondenza dei terrazzi, si osservano i segni del ruscellamento superficiale che li ha modellati con solchi carsico-erosivi, denominati "lame". Tali incisioni, il cui fondo è costituito da terreno alluvionale recente, in occasione di periodi particolarmente piovosi possono convogliare ingenti quantitativi d'acqua.

Le rocce carbonatiche del substrato sono soggette, per la loro natura, a fenomeni carsici prevalentemente ipogei. Tali fenomeni sono difficilmente riconoscibili in superficie e sono associati a fratture e discontinuità tettoniche presenti nella successione carbonatica. Le cavità ipogee sono a volte riempite da terre rosse, prodotti residuali insolubili del fenomeno carsico; esistono comunque anche cavità e vuoti di ridotte dimensioni non riempite.

4 INDAGINI GEOTECNICHE

La campagna di indagine è stata svolta nel mese di Dicembre 2015 dalla ditta IMOS srl di Vinchiaturò (CB) ed è consistita in:

- n. 4 sondaggi a carotaggio continuo (denominati “S”) di profondità compresa tra 20 e 30 m;
- installazione di un piezometro a tubo aperto tipo Norton per la lettura del livello di falda (nel foro di sondaggio S1);
- n. 5 prove sismiche tipo RE. MI / MASW (denominate “X”);
- analisi elettromagnetiche per l’identificazione di eventuali sottoservizi in corrispondenza della piazzola di perforazione dei quattro sondaggi.

Durante l’esecuzione dei sondaggi sono stati effettuati:

- rilievo stratigrafico con descrizione della litologia e della consistenza dei terreni, descrizione geomeccanica, indicazione del valore di RQD e documentazione fotografica con foto a colori delle cassette;
- prelievo di complessivi n. 12 campioni litoidi per l’esecuzione di prove di laboratorio;
- rilievo geomeccanico del carotaggio relativamente ai sondaggi S1 e S3;
- rilievo topografico dei punti di sondaggio con strumentazione GPS per acquisizione coordinate e quota assoluta;
- 2 prove penetrometriche dinamiche Standard Penetration Test (SPT);
- prove di permeabilità Lefranc/Lugeon;
- rilievo del livello di falda nel piezometro installato ed in fase di perforazione per gli altri sondaggi.

Nella seguente tabella si sintetizzano le attività svolte nel lotto in esame.

Tabella 1 – Riepilogo dei sondaggi e delle prove in foro

Sondaggio	Profondità [m]	Quota boccaforo [m] s.l.m.	n. prove SPT	Prelievo campioni	Strumentazione installata	n. prove Lefranc
S1	30.0	5.06	-	C.L.: 4	T.A.[3÷30]	2
S2	20.0	2.13	1	C.L.: 1	-	1
S3	30.0	9.32	1	C.L.: 4	-	2
S4	20.0	11.09	-	C.L.: 3	-	1

TA [m]: Piezometro a Tubo Aperto [profondità tratto filtrante]
 C.L. = Campione litoide

4.1 Prove di permeabilità

Nel corso dei sondaggi sono state eseguite prove di permeabilità in foro sia del tipo Lugeon, sia del tipo Lefranc.

Lo stato di fratturazione e carsificazione delle rocce testate ha determinato l'interruzione di tutte le prove Lugeon, in rapporto ad assorbimenti tali da non consentire pressioni sufficienti all'impostazione di uno o più gradini di carico. In tutti i casi quindi si è optato per una ripetizione della prova con metodo Lefranc, allo scopo di acquisire sufficienti informazioni sulla permeabilità entro le profondità di interesse indicate.

I risultati delle prove di permeabilità Lefranc sono elencati in Tabella 2.

Si tratta generalmente di prove a carico costante (LF_CC) ad eccezione di una prova a carico variabile in seguito ad una mancata risalita dell'acqua a boccaforo, quindi per difficoltà di controllo delle condizioni di equilibrio in foro.

Tabella 2 – Risultati prove permeabilità

Anno	Sondaggio	Tipo prova	Profondità prova [m]	Coefficiente di permeabilità media [m/s]	Unità geotecnica
2015	S1	LF_CC	3.7-7.5	3.01E-04	CBA
2015	S1	LF_CC	9.0-12.2	1.41E-04	CBA
2015	S2	LF_CC	2.8-5.7	2.96E-04	CBA
2015	S3	LF_CV	4.2-7.5	4.35E-06	CBA
2015	S3	LF_CC	10.2-12.7	1.56E-04	CBA
2015	S4	LF_CC	5.6-7.4	1.37E-04	CBA

4.2 Piezometro

Nel foro di sondaggio S1 è stato installato un piezometro a tubo aperto per il rilievo del livello di falda: al momento della stesura del presente elaborato è disponibile una sola lettura piezometrica con quota a -0.5 m s.l.m..

Inoltre durante l'esecuzione dei sondaggi è stato rilevato il livello di falda, che è variabile tra -0.5 e -0.6 m s.l.m. (vedasi tabella seguente).

Tabella 3 – Livello falda

Sondaggio	Quota boccaforo [m] s.l.m.	Profondità falda da p.c. [m]	Quota falda [m] s.l.m.
S1	5.06	5.55	-0.49
S2	2.13	2.70	-0.57
S3	9.32	9.90	-0.58
S4	11.09	11.75	-0.66

4.3 Indagini sismiche

Nella campagna di indagine in esame sono state utilizzate diverse metodologie geofisiche:

- Analisi elettromagnetiche per l'identificazione di eventuali anomalie metalliche in corrispondenza della piazzola di perforazione dei quattro sondaggi S1, S2, S3 e S4;
- N. 5 prove sismiche di tipo RE.MI. / MASW, allineate da Sud verso Nord (lato mare), denominate X1, X2, X3, X4 e X5, finalizzate alla definizione delle velocità delle onde di taglio ($V_{s,30}$) per la caratterizzazione sismica, come richiesto da normativa vigente. Queste indagini hanno consentito la ricostruzione di una sezione in onde Vs (Sud-Nord).

Tabella 4 - Prove RE.MI / MASW

PROVA	$V_{s,30}$ [m/s]	Categoria sottosuolo sismica
X1	637	B
X2	622	B
X3	646	B
X4	755	B
X5	775	B

Di seguito si riporta una planimetria di riferimento con le indagini geofisiche eseguite.

Come si evince dalla Figura 3, le indagini hanno individuato sostanzialmente la presenza di tre differenti fasce sismiche:

- Fascia superficiale, fino a circa 6/7 m dal p.c. nella porzione sud degradanti a qualche metro nel settore nord definita da velocità sismiche comprese fra 300 – 450 m/s (con coltre superficiale attorno a 150/200 m/s).
- Fascia intermedia, con valori di velocità compresi fra 700-1200 m/s con incremento progressivo da sud verso nord e con diffusa presenza di inversioni di velocità relativi a modifiche dello stato fisico del corpo roccioso (intense fratturazioni / cavità). Tale unità interessa spessori dell'ordine di 20 m circa dal p.c.
- Fascia di fondo, con velocità variabili fra 650-900 m/s con marcata variazione laterale verso nord (lato mare).

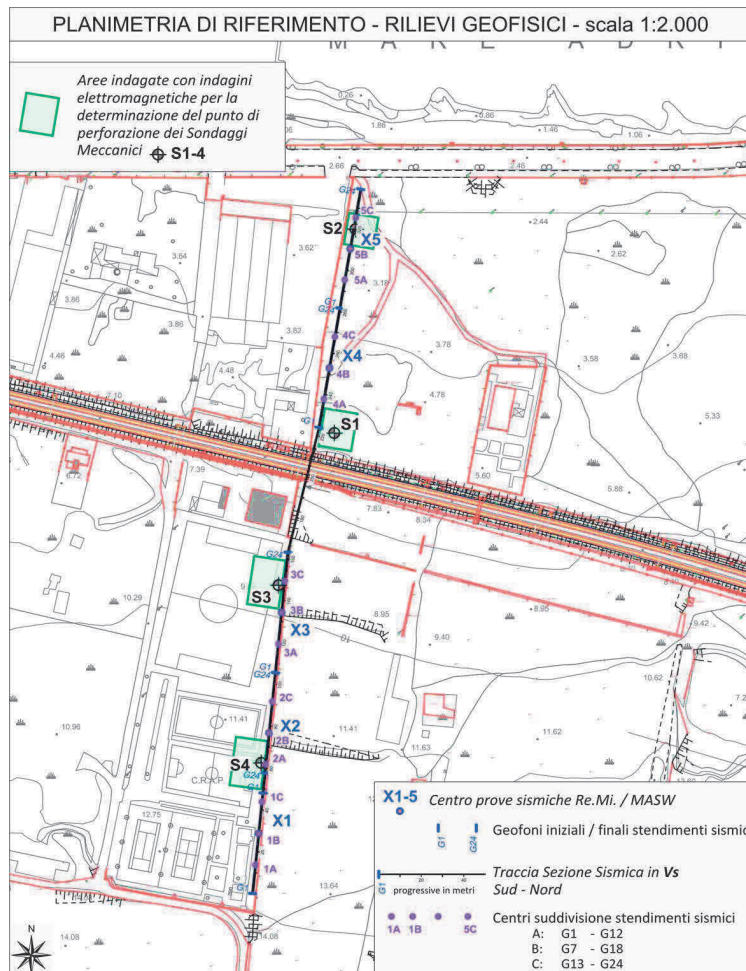


Figura 2 – Planimetria di riferimento

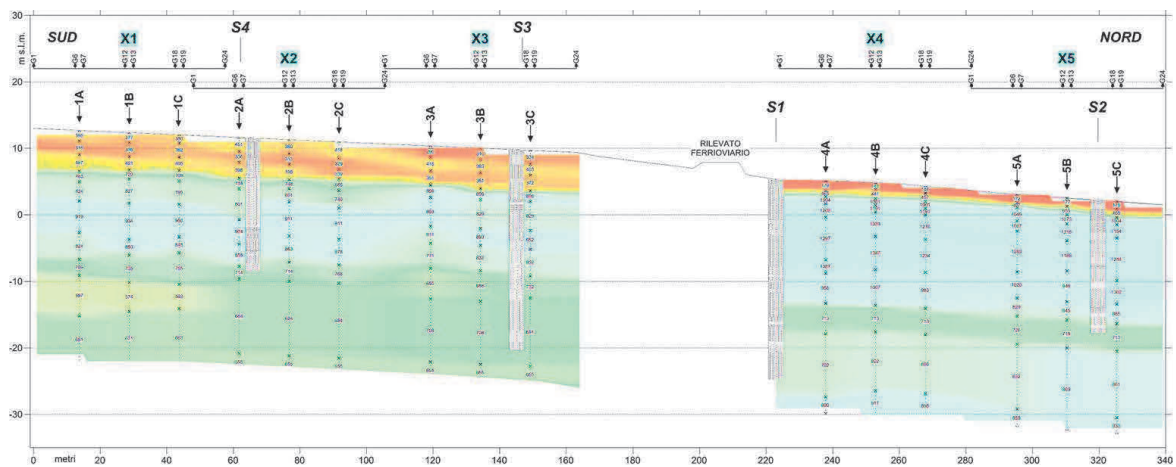


Figura 3 – Sezione sismica interpretativa

4.4 Prove di laboratorio

Sui campioni di roccia prelevati dai sondaggi della campagna geognostica in esame sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio (da “Tecnolab – laboratorio di prove, ricerche e sperimentazione sui materiali da costruzione” di Ortona, CH):

- determinazione del peso di volume naturale;
- prove di compressione monoassiale.

Nella tabella seguente si riassumono i risultati delle prove di laboratorio.

Tabella 5 – Risultati prove di laboratorio sui campioni litoidi

Ciglia	Dimensioni		Rapporto	Sezione	Massa Volumica*	Resistenza Compres. σ_c	Modulo secante		Modulo Tangente	tempo t_p (μs)	velocità onda longitud. V_p (m/s)
	d_{cy} mm	L mm					L/d_{cy}	A_c mm ²			
S1C1	82,48	161,53	1,96	5343	2688	65,0	7639	10644	32192	25,3	6385
S1C2	82,7	162,49	1,96	5372	2754	83,7	11378	14896	30631	27,3	5952
S1C3	80,9	160,81	1,99	5140	2671	37,6	7482	8866	18066	29,5	5451
S1C4	81,5	79,99	0,98	5217	2714	32,9	1420	1912	5890	14,4	5555
S2C1	81,82	161,5	1,97	5266	2749	53,8	8970	11527	22335	25,0	6460
S3C1	80,5	80,93	1,01	5090	2782	116,4	4511	6085	20153	13,7	5907
S3C2	81,75	78,36	0,96	5249	2744	107,8	2939	4254	17176	13,6	5762
S3C3	82,97	161,89	1,95	5407	2757	88,0	10152	12855	35074	28,5	5680
S3C4	83,03	162,34	1,96	5415	2739	53,1	8366	10658	28624	27,6	5882
S4C1	81,8	162,38	1,99	5266	2781	128,7	16753	21446	38125	26,1	5779
S4C2	82,11	161,35	1,97	5295	2742	86,9	26184	29386	38798	26,1	6182
S4C3	81,7	161,45	1,98	5242	2759	146,9	16161	22269	48293	27,2	5936



RIASSETTO NODO DI BARI
PROGETTO DEFINITIVO TRATTA A SUD DI BARI
VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI C.LE E BARI TORRE A
MARE

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 RH	GE 00 05 401	A	14 di 46

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1 Definizione delle unità geotecniche intercettate lungo il tracciato

Lungo il tracciato in esame si rinvencono fondamentalmente depositi di natura calcarea appartenenti alla formazione del Calcarea di Bari caratterizzati da un evidente grado di variabilità delle caratteristiche geomeccaniche sia lungo la profondità che in senso longitudinale. A partire dal p.c. inoltre il calcarea è sovrastato da uno spessore vegetale pari a circa 60÷70 cm e talvolta da uno spessore di terreno sabbioso con ciottoli fino ad un massimo di 2 m circa dal p.c.

Dalla quota di piano campagna e fino alla massima profondità investigata (30.0 m) si riscontra la presenza delle seguenti unità:

- **Unità TV – Terreno vegetale:** si tratta di terreno di colore marrone scuro presente fino a circa 60÷70 cm dal p.c., costituito da sabbia con resti vegetali e sparsi litici calcarei angolosi.
- **Unità S – Sabbia:** si tratta di terreno sabbioso, sabbioso limoso, con ciottoli calcarei e/o calcarenitici.
- **Unità CBA - Calcari di Bari:** si tratta di calcari dolomitici bianchi o grigio chiari. L'ammasso si presenta da fratturato a molto fratturato, duro, e caratterizzato talvolta dalla presenza di cavità generate da dissoluzione carsica, quasi sempre riempite da materiale residuale di colore rossastro, a granulometria limo – sabbiosa. All'interno di tale unità si distingue una fascia di alterazione denominata **CBAalt**: si tratta di ammasso litoide particolarmente alterato, fratturato.

Nel profilo stratigrafico longitudinale sono riportati in forma grafica i risultati delle indagini e sono mostrate le correlazioni stratigrafiche con indicazione delle unità geotecniche intercettate.

	RIASSETTO NODO DI BARI PROGETTO DEFINITIVO TRATTA A SUD DI BARI VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI C.LE E BARI TORRE A MARE					
	RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA IA1U	LOTTO 04	CODIFICA E 78 RH	DOCUMENTO GE 00 05 401	REV. A

5.2 Criteri di interpretazione delle indagini geotecniche

5.2.1 Premessa

Per quanto concerne la caratterizzazione geotecnica dei terreni superficiali presenti con ridotto spessore (massimo 2 m) dal p.c. sono disponibili due sole prove SPT che sono andate a rifiuto per la diffusa presenza di ciottoli, blocchi litoidi. Quindi la caratterizzazione geotecnica del terreno superficiale viene eseguita essenzialmente sulla base di esperienze maturate su terreni simili.

5.2.2 Depositi lapidei

La resistenza degli ammassi rocciosi dipende sia dalle caratteristiche della roccia intatta, sia dalla posizione, dal numero e dall'orientazione delle discontinuità. L'importanza relativa di questi due fattori è legata al rapporto tra la spaziatura delle discontinuità e l'estensione della zona interessata dall'opera. Nel caso in esame, sia per l'elevato grado di fratturazione della roccia ricavato dalle indagini geologiche, sia per l'elevata estensione delle opere in progetto, è indispensabile tenere conto dei giunti e delle fratture della roccia nella definizione delle proprietà del materiale.

Per grado di fratturazione elevato e uniformemente diffuso nell'ammasso, è prassi corrente fare ricorso nella caratterizzazione geotecnica ad un modello di continuo equivalente, ottenuto scalando opportunamente le proprietà in funzione delle caratteristiche e della frequenza delle fratture.

In particolare, Hoek e Brown (2002) hanno proposto un criterio di resistenza per ammassi rocciosi fratturati nel quale compaiono tre parametri:

- σ_{ci} , ovvero la resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta, per caratterizzare la resistenza del materiale lapideo;
- “m” ed “s”, che tengono conto del grado di fratturazione del volume di materiale interagente con l'opera.

Nel piano delle tensioni principali il criterio di resistenza di Hoek e Brown è espresso dall'equazione:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} = \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (1)$$

La stima del parametro σ_{ci} è stata effettuata in base alle indicazioni provenienti dalle prove di laboratorio.

I parametri “m” ed “s” ed “a” possono essere correlati all'indice “Geological Strength Index” (GSI, Figura 4) secondo le espressioni (Hoek et al., 2002):

$$m = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 RH	GE 00 05 401	A	16 di 46

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

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

Risulta semplice, ponendo rispettivamente nella (1) $\sigma'_3 = 0$ e $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma'_t$ ricavare rispettivamente la resistenza a compressione della roccia σ'_c e la resistenza a trazione σ'_t .

Il valore di m_i è stato ricavato da indicazioni di letteratura per rocce simili a quelle ritrovate nel corso delle indagini. Il coefficiente D che varia tra 0 ed 1, e rappresenta quantitativamente il disturbo arrecato alla roccia dalle operazioni di asportazione da scavo e dallo scarico tensionale che ne consegue.

Per rocce indisturbate si può porre $D = 0$, mentre per scavi in roccia con mezzi meccanici e senza uso di esplosivi si può porre $D = 0.5$ (Figura 5).

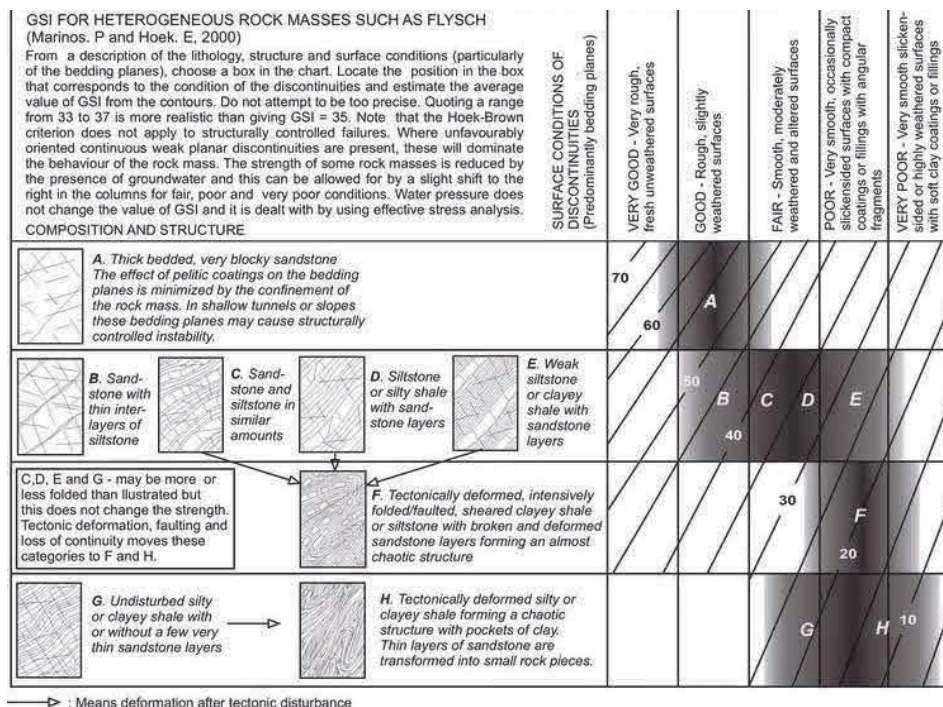


Figura 4- Tabella per la valutazione del GSI




Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of <i>D</i>
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	<i>D</i> = 0
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	<i>D</i> = 0 <i>D</i> = 0.5 No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	<i>D</i> = 0.8

Figura 5 – Tabella per la valutazione del parametro *D*

I parametri del criterio di rottura di Hoek e Brown possono essere correlati ai valori della coesione e dell'angolo di attrito del criterio di Mohr Coulomb linearizzando (linea blu Figura 6) nel piano delle tensioni principali ($\sigma_1; \sigma_3$) il dominio di rottura di Hoek e Brown (linea rossa Figura 6) in un intervallo:

$$\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{3, \max}$$

L'angolo d'attrito ϕ essere in queste ipotesi calcolato come:

$$\phi = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

e la coesione può essere invece ricavata dall'espressione:

$$c' = \frac{\sigma'_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} / [(1+a)(2+a)]}$$

in cui

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma'_{ci}$$

Hoek e Brown (2002) indicano un criterio razionale per scegliere il valore adeguato di $\sigma_{3, \max}$, che in generale è funzione del tipo di problema esaminato (stabilità di pendii in roccia o studio del comportamento di una galleria) e della profondità dello scavo (o altezza della scarpata).

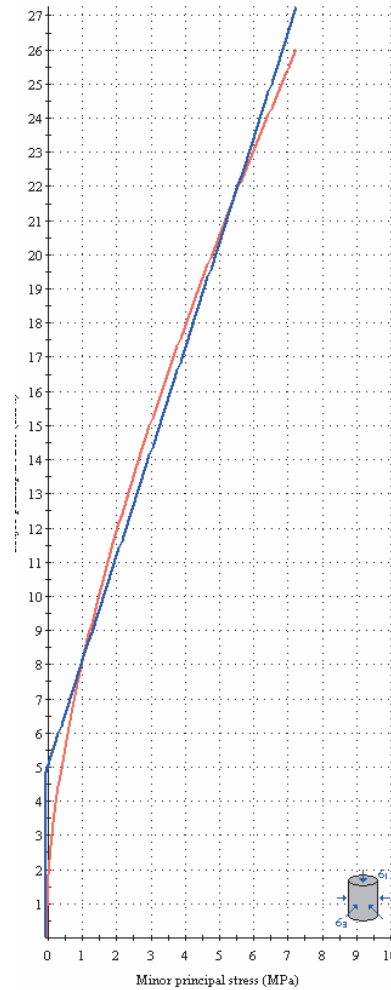


Figura 6 Linearizzazione del dominio di rottura di Hoek e Brown

Il modulo di deformazione per la roccia può essere valutato con le seguenti relazioni:

$$E_m \text{ (GPa)} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{((GSI-10)/40)} \quad \text{per } \sigma_{ci} \leq 100$$

$$E_m \text{ (GPa)} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) 10^{((GSI-10)/40)} \quad \text{per } \sigma_{ci} > 100$$

	RIASSETTO NODO DI BARI PROGETTO DEFINITIVO TRATTA A SUD DI BARI VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI C.LE E BARI TORRE A MARE					
	RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA IA1U	LOTTO 04	CODIFICA E 78 RH	DOCUMENTO GE 00 05 401	REV. A

5.3 Unità TV – Terreno vegetale

Il terreno vegetale è stato intercettato in tutti i sondaggi ed è presente da p.c. con spessore pari a circa 60÷70 cm. Si presenta di colore marrone bruno, è costituito da sabbia, talvolta limosa, con dispersi elementi calcarei angolosi e resti vegetali. Tale materiale verrà generalmente asportato in corrispondenza delle opere da eseguire, comunque cautelativamente potranno essere associati i seguenti parametri geotecnici:

$\varphi' = 30\div 33^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0$ kPa	coesione drenata
$E_o = 50\div 200$ MPa	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

5.4 Unità S – Sabbia

Si tratta di terreno costituito da sabbia, sabbia limosa con blocchi calcarei e/o calcarenitici (vedasi stratigrafie sondaggi S1, S3 sotto la coltre vegetale fino ad un massimo di 2 m da p.c.).

In corrispondenza di questa unità sono disponibili due prove SPT, entrambe andate a rifiuto (Figura 14) per la presenza diffusa di ciottoli/blocchi calcarei. Quindi per la caratterizzazione geotecnica ci si è basati su esperienze maturate su terreni similari:

$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0$ kPa	coesione drenata

I parametri di deformazione sono stati stimati principalmente dai risultati delle prove Masw: (vedasi Figura 15, Figura 16, Figura 17):

$V_s = 170\div 300$ m/s	velocità delle onde di taglio
$G_o = 70\div 200$ MPa	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 150\div 400$ MPa	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

5.5 Unità CBA e CBA alt - Calcari di Bari e Calcari di Bari alterati

Il calcare di Bari rappresenta la formazione prevalente lungo tutto il tracciato in esame. È stato intercettato in tutti i sondaggi al di sotto della coltre vegetale e di uno spessore massimo di 2 m di terreno sabbioso (S1 e S3), fino alla massima profondità indagata (30 m).

Si tratta di calcari dolomitici bianchi o grigio chiari. La stratificazione è tra sottile e media, con strati molto resistenti di aspetto variabile tra compatto e vacuolare; mediamente fratturati e carsificati, a tratti molto fratturati, con fratture verticali/subverticali. L'ammasso è caratterizzato talvolta dalla presenza di vuoti generati da dissoluzione carsica di spessore massimo 1 m, talvolta riempiti da materiale residuale di colore rossastro, a granulometria limo – sabbiosa.

Nei certificati stratigrafici sono indicati i valori di RQD nei livelli litoidi, che presentano una forte disomogeneità sia da foro a foro, sia lungo la verticale del sondaggio stesso: si evidenziano strati litoidi molto duri con valori fino al 90% alternati a livelli fortemente fratturati con RQD >10%. In corrispondenza del sondaggio S2, situato più vicino al mare, l'ammasso roccioso appare particolarmente alterato, comunque con caratteristiche nettamente peggiori rispetto agli altri sondaggi: valori di RQD >10% fino a 15 m e diffusi vuoti riempiti con materiale residuale. Questo peggioramento delle condizioni geomeccaniche può essere dovuto alla vicinanza con il mare: le incursioni marine degradano le caratteristiche di resistenza del calcare, possono facilitare la generazione di cavità.

Nelle seguenti figure sono mostrate le fotografie di alcune cassette catalogatrici dei sondaggi eseguiti, da cui si può ben cogliere la variabilità delle caratteristiche dell'ammasso litoide nell'ambito delle profondità di interesse progettuale, come di seguito verrà meglio descritto.



Figura 7 –sondaggio S1 (da 0.0 a 5.0 m da p.c.)



Figura 8 –sondaggio S1 (da 20.0 a 25.0 m da p.c.)



Figura 9 –sondaggio S3 (da 0.0 a 5.0 m da p.c.)



Figura 10 –sondaggio S2 (da 5.0 a 10.0 m)



Figura 11 –sondaggio S4 (da 0.0 a 5.0 m)

In corrispondenza dell'unità sono stati prelevati spezzoni litoidi su cui sono state eseguite prove di laboratorio.

Il peso di volume naturale è compreso fra 26.71 e 27.62 kN/m³ (Figura 18).

Sui campioni litoidi sono state eseguite prove di compressione monoassiale che hanno fornito valori molto variabili, da un minimo di 32.9 MPa ad un massimo di 146.9 MPa, con valore medio 83 MPa ed un valore al decimo percentile pari a 40 MPa (vedasi Figura 19); in generale non si nota un miglioramento delle caratteristiche di resistenza con la profondità.

Dalle stratigrafie dei sondaggi S1 e S3 è stato eseguito il rilievo geomeccanico ai fini della caratterizzazione dell'ammasso roccioso. Il parametro GSI è stato ricavato dalla correlazione con l'indice RMR (Beniawsky, 1984):

$$GSI = RMR - 5$$

e comunque confrontato con la tabella dell'indice GSI (Hoek et al, 1998) implementata in "Rocklab".

In Appendice A è riportata una sintesi della caratterizzazione geomeccanica con i valori di RMR e GSI per le varie profondità. Nella seguente figura è sinteticamente rappresentato il valore di GSI con la profondità da p.c., si osserva che lungo la verticale dei sondaggi, GSI non ha grosse variazioni, si passa da un minimo di 27 ad un massimo di 63 con valori medi, nell'intervallo dei 5 m, di 40÷50.

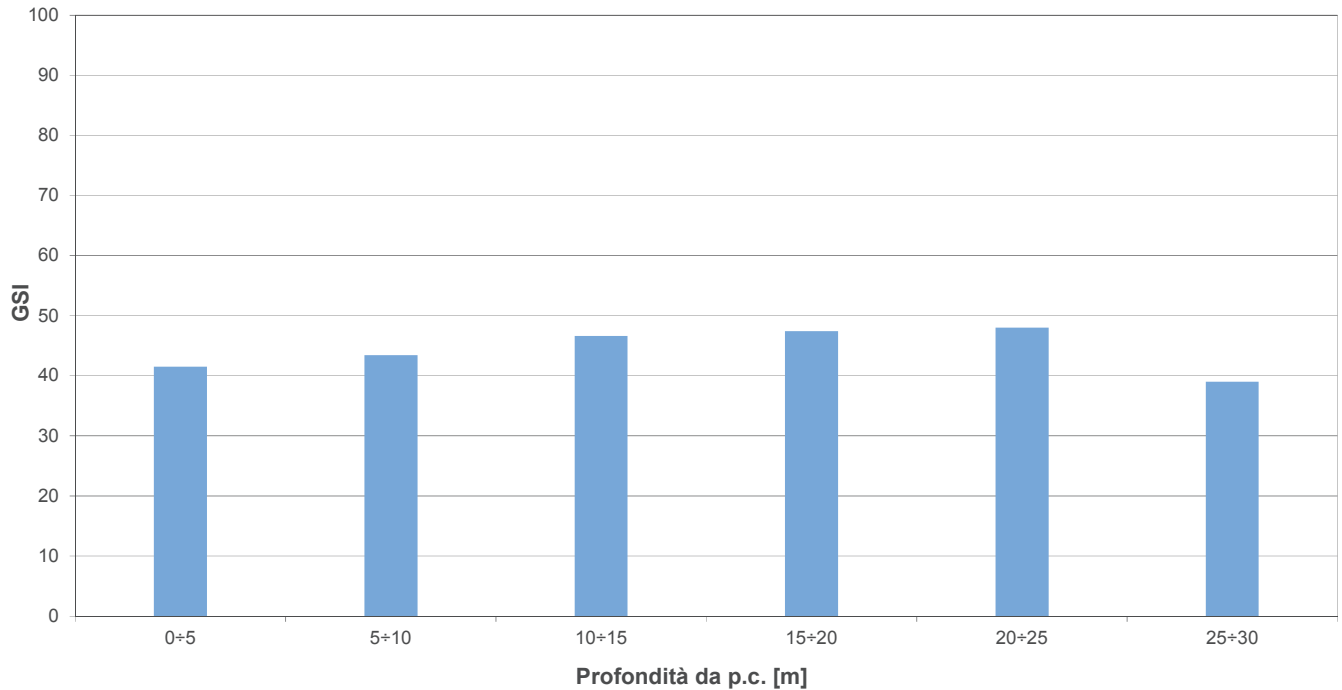


Figura 12 – Valori dell’indice GSI per intervalli di profondità di 5 m – Sondaggio S1

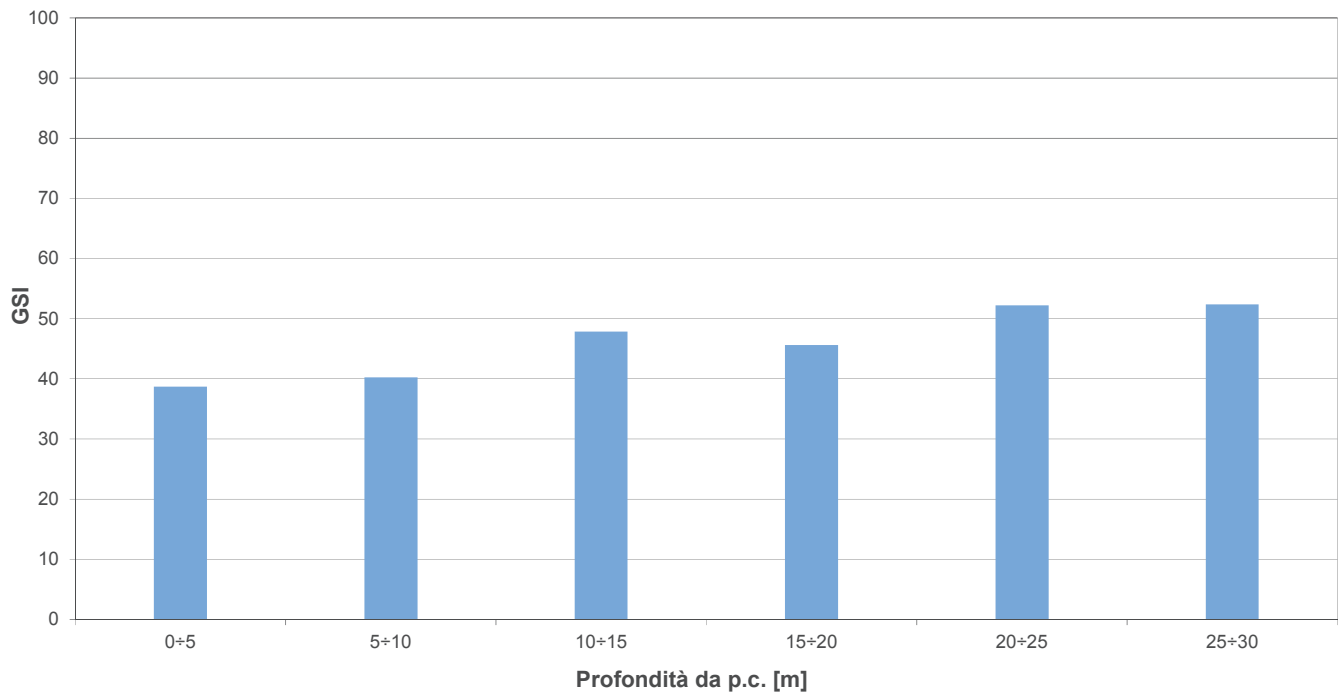


Figura 13 – Valori dell’indice GSI per intervalli di profondità di 5 m – Sondaggio S3



RIASSETTO NODO DI BARI
PROGETTO DEFINITIVO TRATTA A SUD DI BARI
VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI C.LE E BARI TORRE A
MARE

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 RH	GE 00 05 401	A	24 di 46

Dalla descrizione stratigrafica dei sondaggi, dai valori di RQD, dalle foto delle cassette, e dai profili delle Vs ricavati dalle MASW, è stato possibile distinguere una porzione più alterata nell'ammasso roccioso, caratterizzata generalmente da RQD < 10% e Vs pari a 350÷550 m/s, denominata con sigla **CBAalt**.

Il sondaggio S2 mostra fino ai 15 m da p.c. un ammasso litoide particolarmente sfatto, alterato, con presenza di terreno residuale. La prova MASW X5, ubicata vicino a S2, non conferma tale stratigrafia, infatti sia per X5 che per X4 i valori di Vs sono > 700 m/s già da 1÷2 m da p.c.. Il sondaggio successivo (in direzione sud) S1 intercetta il substrato litoide, dopo 1 m dal p.c., si tratta di roccia di discreta qualità (RMR tra 40 e 60). Quindi lo strato di calcare alterato, intercettato nel sondaggio S2, pare localizzato in questa zona in vicinanza del mare. Le opere di sostegno provvisorie e lo spingitubo sono localizzate in adiacenza al sondaggio S1, dove l'ammasso roccioso ha evidenziato le caratteristiche geomeccaniche migliori, rispetto alle altre indagini eseguite.

I sondaggi S3 e S4 hanno evidenziato una porzione alterata fino a 5÷7 m di profondità da p.c. (RQD <20: forte fratturazione del materiale, vedasi Figura 9 e Figura 11), confermata anche dai profili di Vs delle MASW X3 e X2.

Per la caratterizzazione dell'ammasso litoide si è fatto riferimento a quanto indicato al paragrafo 5.2.2.

Considerando che le opere in oggetto interessano scavi nei primi 10 m da p.c., i parametri utilizzati per la caratterizzazione alla Hoek & Brown dell'unità CBA sono elencati di seguito. Per il calcolo del modulo di deformazione dell'ammasso roccioso CBA si assume un modulo della roccia intatta $E_i = 20000$ MPa, per la parte alterata CBAalt si assume $E_i = 10000$ MPa (vedasi Figura 20).

- $D = 0.7$, $\sigma_{c,10\%} = 40$ MPa, $GSI_{min} = 30$, $E_i = 20000$ MPa (vedasi Figura 21);
- $D = 0.7$, $\sigma_{c,10\%} = 40$ MPa, $GSI_{medio} = 40$, $E_i = 20000$ MPa (vedasi Figura 22);

Per la caratterizzazione dell'unità CBAalt si sono utilizzati i seguenti parametri:

- $D = 1$, $\sigma_{c,min} = 33$ MPa, $GSI_{min} = 30$, $E_i = 10000$ MPa (vedasi Figura 23).
- $D = 0.7$, $\sigma_{c,min} = 33$ MPa, $GSI_{min} = 30$, $E_i = 10000$ MPa (vedasi Figura 24).

In base ai valori sopra riportati, come mostrato in Figura 21 e Figura 22, si ottengono i seguenti parametri rappresentativi delle condizioni medie della roccia (unità CBA):

$\varphi' = 44\div 45^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 57\div 125$ kPa	coesione drenata
$E' = 700\div 2000$ (*) MPa	modulo di deformazione elastico operativo

Per la roccia in condizioni fratturate (unità CBAalt) si ottiene (vedasi Figura 23 e Figura 24):

$\varphi' = 35\div 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 10\div 30$ kPa	coesione drenata
$E' = 280\div 600$ (*) MPa	modulo di deformazione elastico operativo

(*) Il valore superiore deriva dalle prove sismiche MASW.

In corrispondenza dell'unità CBA sono disponibili prove di permeabilità Lefranc che hanno fornito valori generalmente dell'ordine di $1 \text{ E}^{-04} \text{ m/s}$ (vedasi Figura 25).

5.6 Sintesi parametri geotecnici di progetto

Nel seguito si riassumono i parametri geotecnici di progetto per le varie unità geotecniche.

Unità TV – Terreno vegetale

$\gamma = 18 \div 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 30 \div 33^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E_o = 50 \div 200 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità S - Sabbia

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$V_s = 170 \div 300 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$E_o = 150 \div 400 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità CBA - Calcarei di Bari

$\gamma = 24.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 44 \div 45^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 57 \div 125 \text{ kPa}$	coesione drenata
$V_s = 700 \div 1250 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$E = 700 \div 2000 \text{ MPa}$	modulo di deformazione

Unità CBAalt - Calcarei di Bari alterati

$\gamma = 24.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
--------------------------------	-------------------------



RIASSETTO NODO DI BARI
PROGETTO DEFINITIVO TRATTA A SUD DI BARI
VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI C.LE E BARI TORRE A
MARE

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 RH	GE 00 05 401	A	26 di 46

$\varphi' = 35\div 40^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$c' = 10\div 30$ kPa coesione drenata

$V_s = 350\div 550$ m/s velocità delle onde di taglio

$E = 280\div 600$ MPa modulo di deformazione

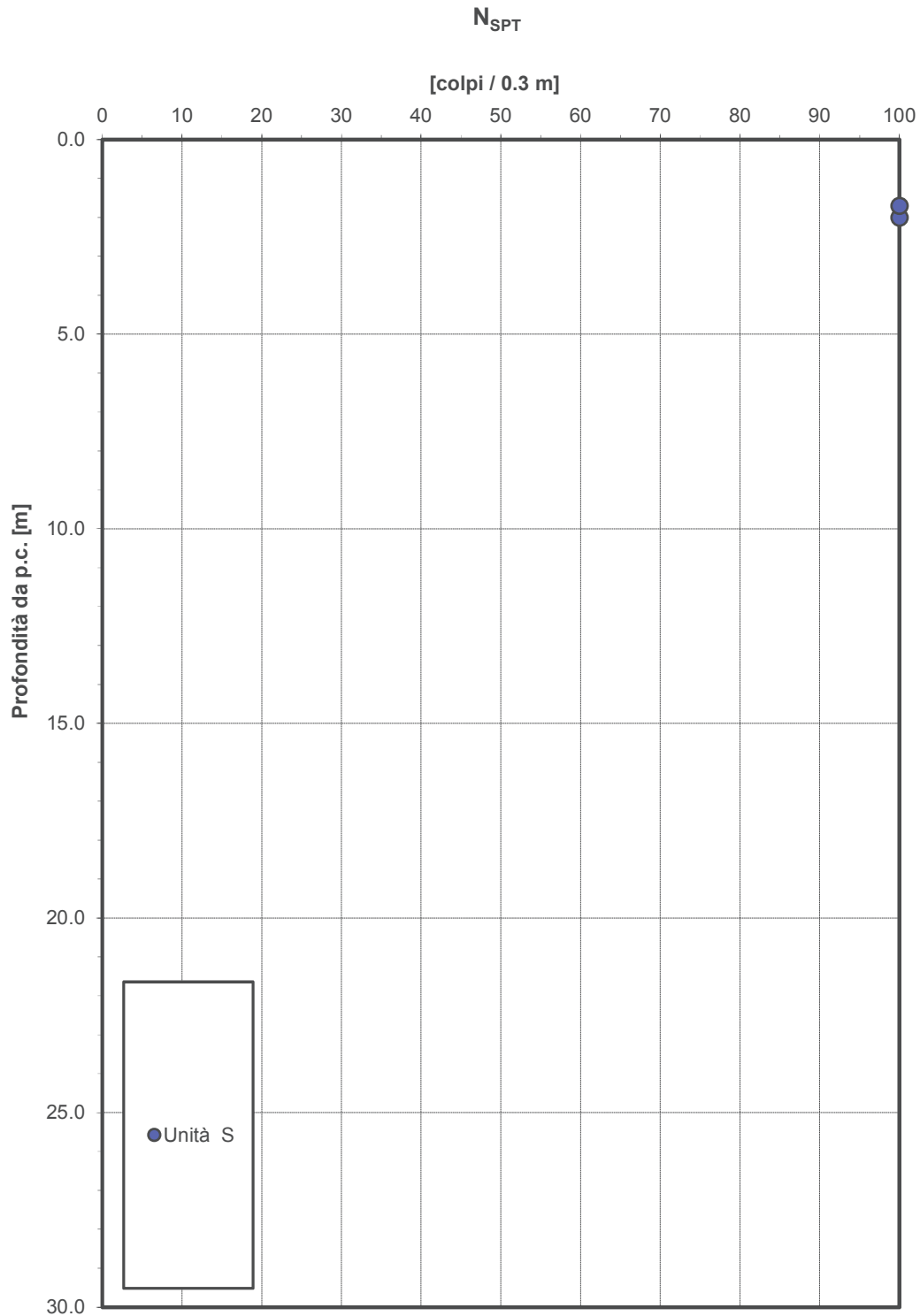


Figura 14 - Valori di N_{SPT} – Unità S

Velocità delle onde di taglio da prove sismiche

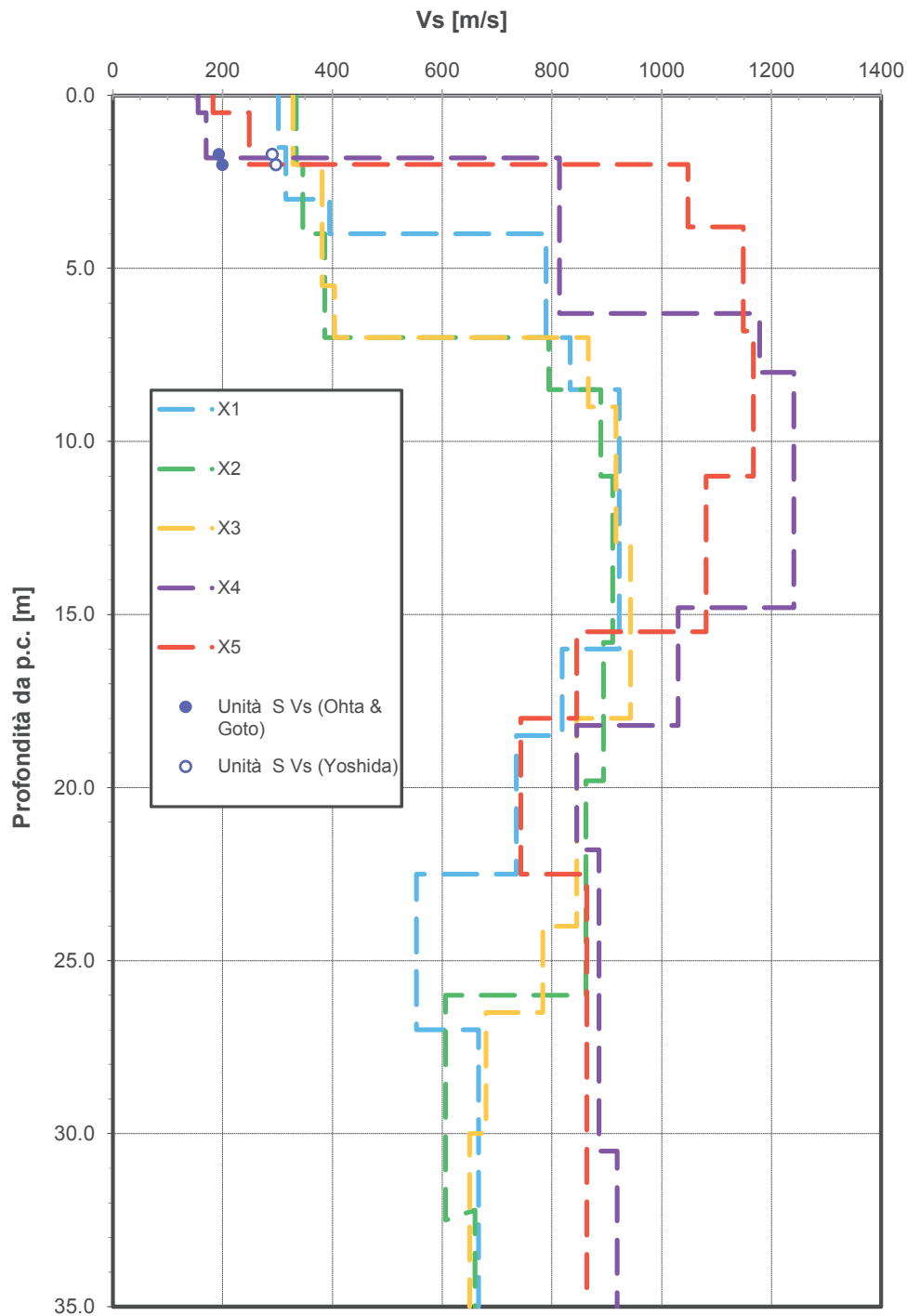


Figura 15 – Velocità delle onde di taglio da prove sismiche

Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove sismiche

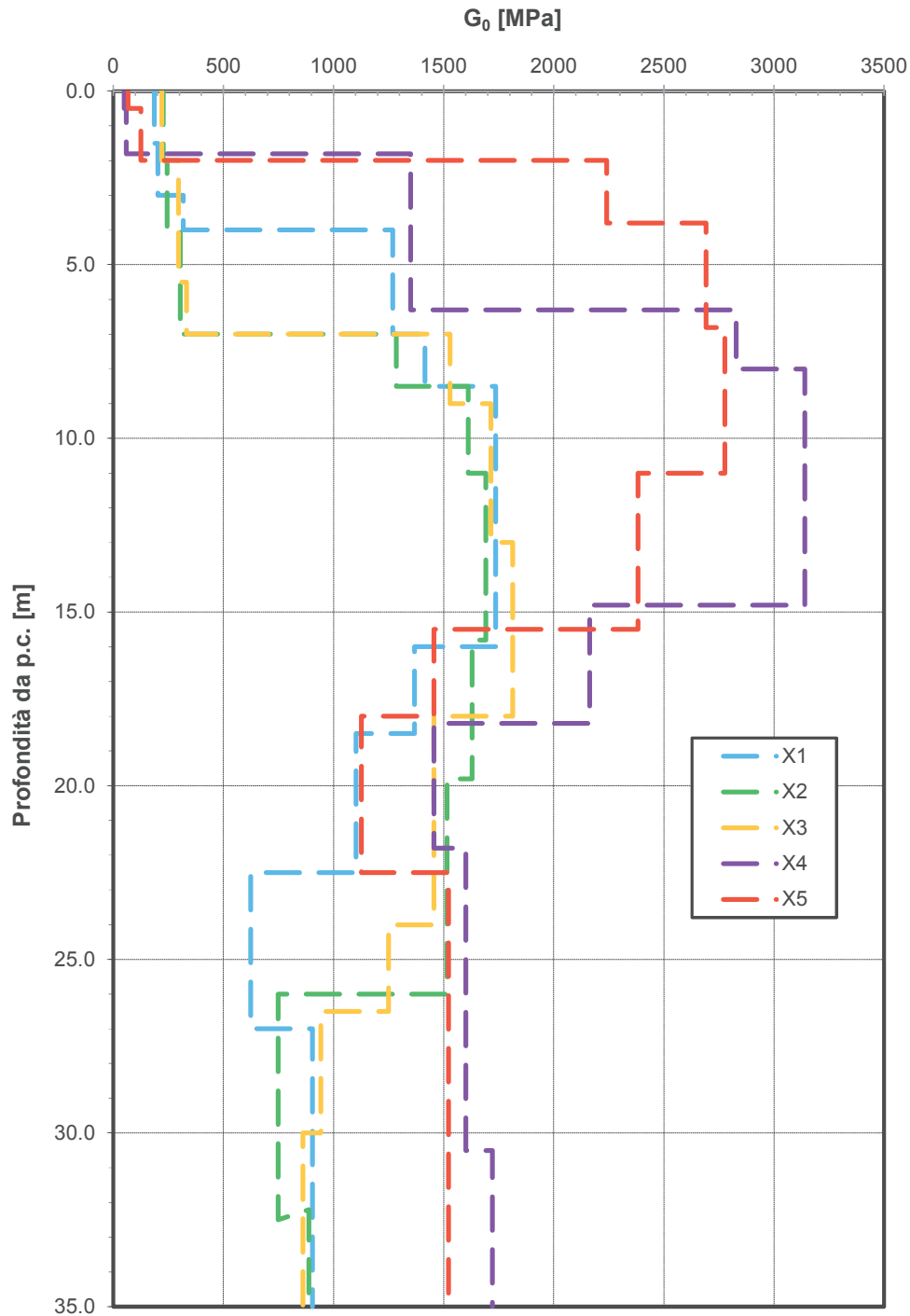


Figura 16 - Modulo di deformazione a taglio iniziale G_0 da prove sismiche

Modulo di deformazione elastico iniziale da prove sismiche

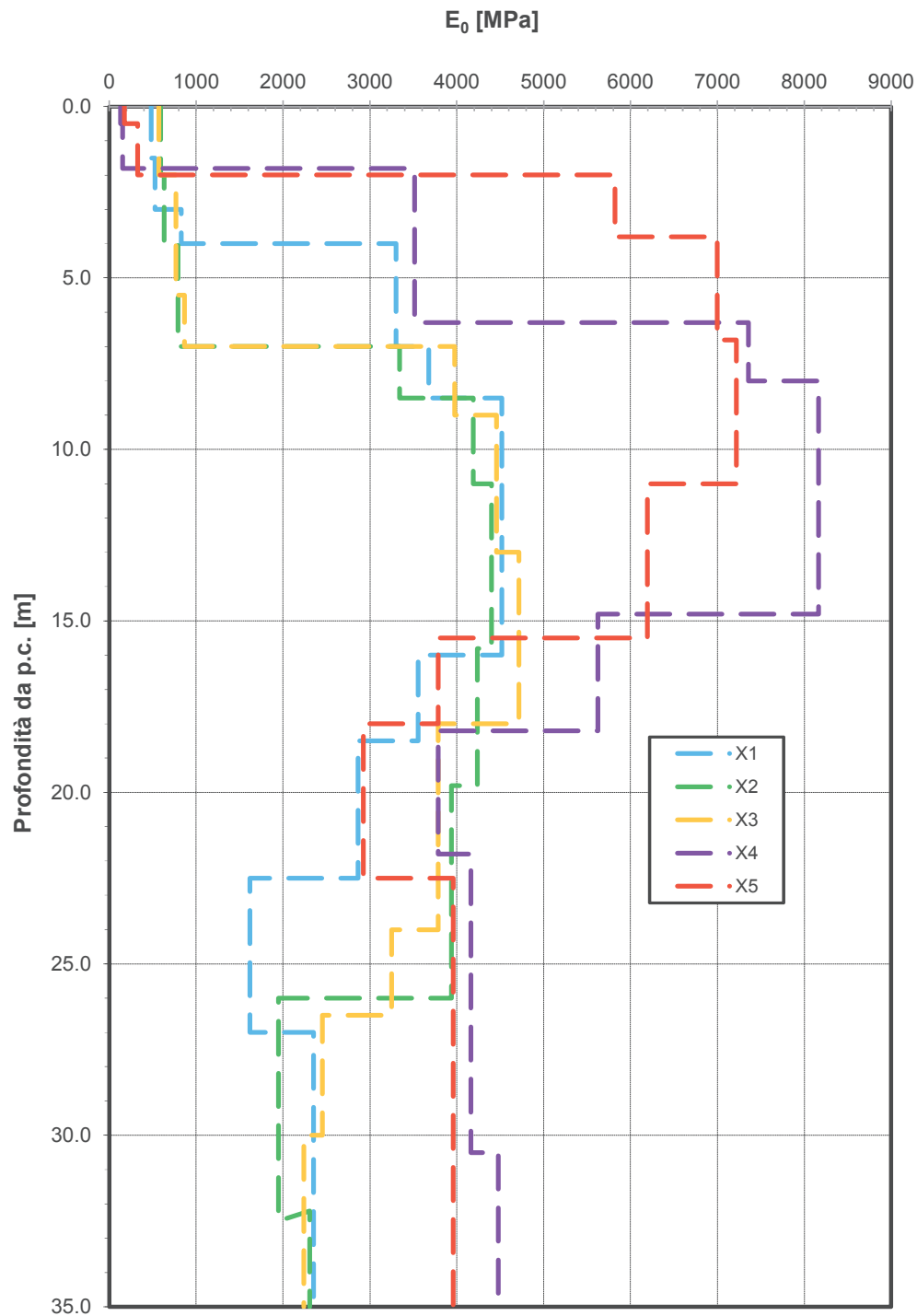


Figura 17 - Modulo di deformazione elastico iniziale E_0 da prove SPT e sismiche

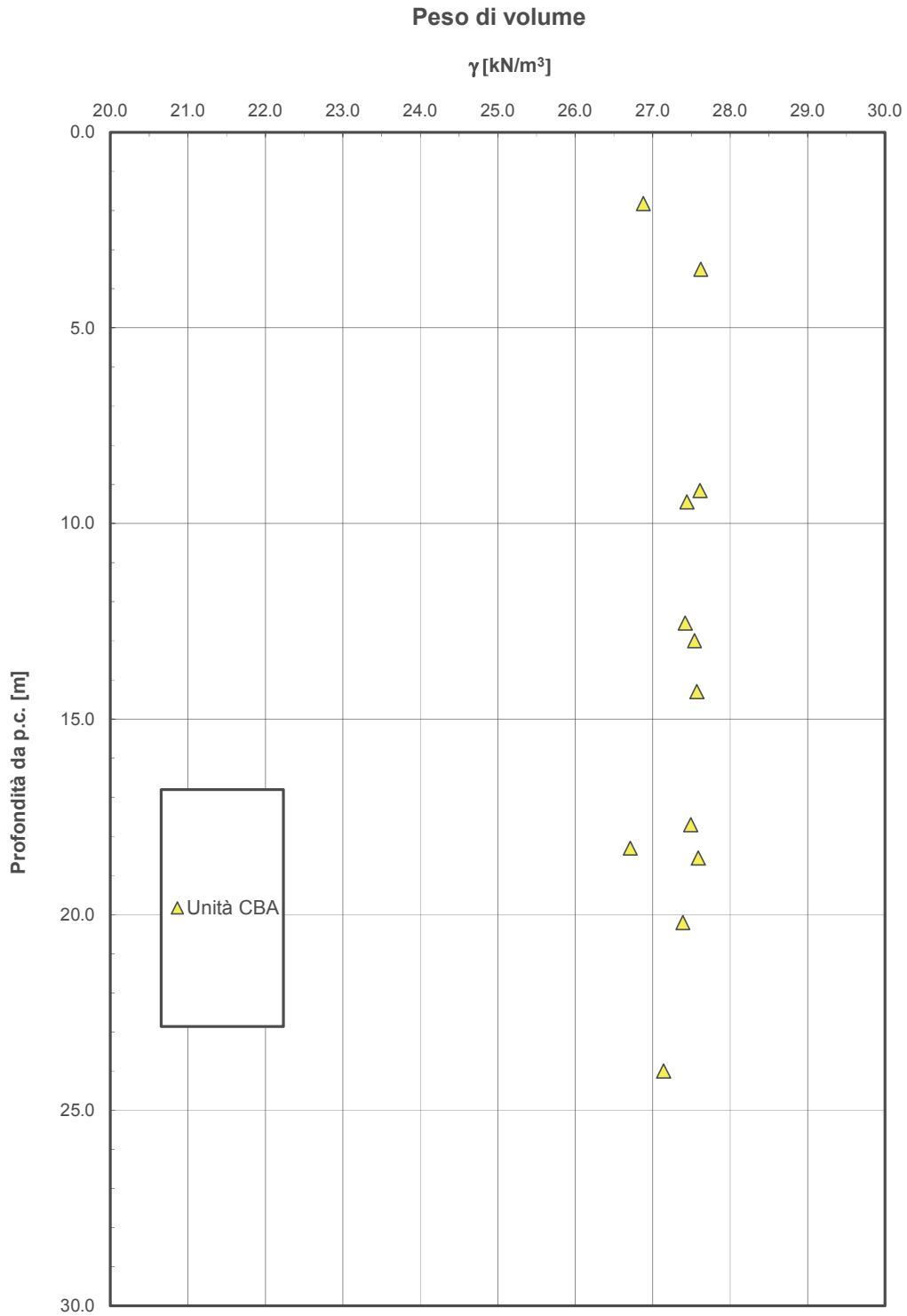


Figura 18 - Peso di volume naturale – Unità CBA

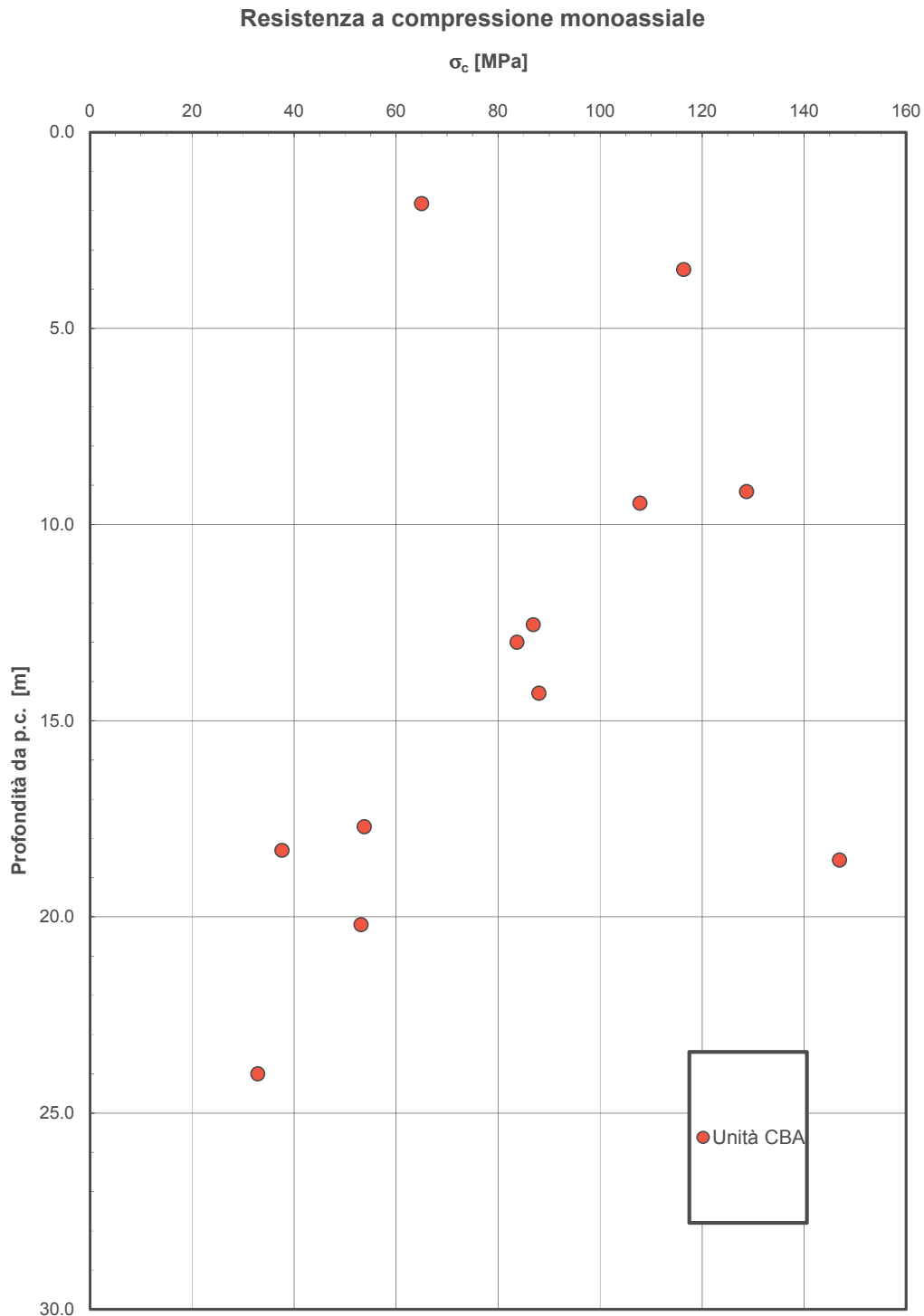


Figura 19 – Resistenza a compressione monoassiale – Unità CBA

Modulo secante

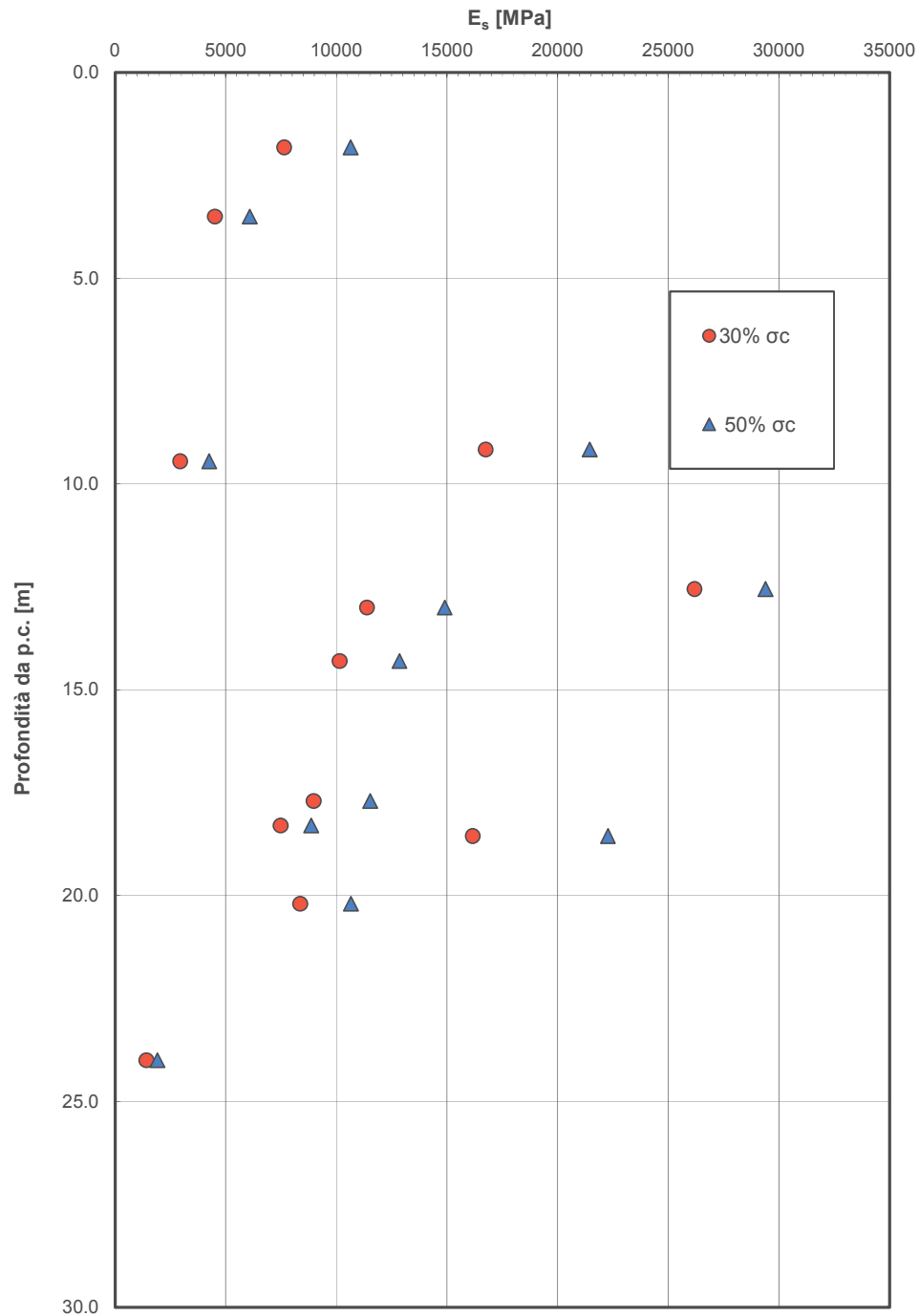
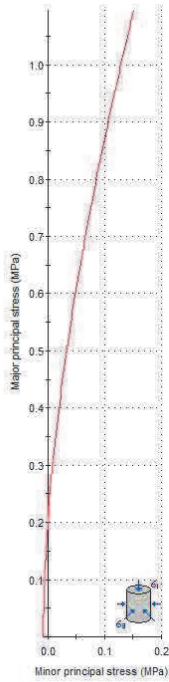


Figura 20 – Modulo secante di deformazione campione litoide (da compressione monoassiale) – Unità CBA

Analysis of Rock Strength using RocLab



Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 40 MPa
 GSI = 30 $m_i = 9$ Disturbance factor (D) = 0.7
 intact modulus (Ei) = 20000 MPa

Hoek-Brown Criterion
 $m_b = 0.152$ $s = 3.93e-5$ $a = 0.522$

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 0.057 MPa friction angle = 44.99 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.008 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.200 MPa
 global strength = 2.045 MPa
 deformation modulus = 719.26 MPa

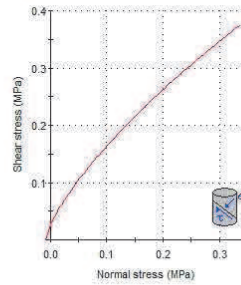
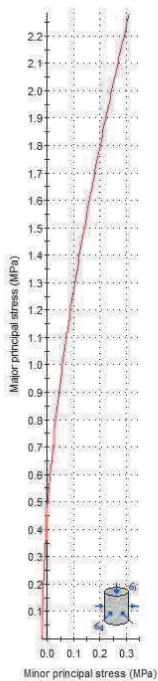


Figura 21 – Caratterizzazione Hoek – Brown unità CBA – GSI=30

Analysis of Rock Strength using RocLab



Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 40 MPa
 GSI = 40 $m_i = 9$ Disturbance factor (D) = 0.7
 intact modulus (Ei) = 20000 MPa

Hoek-Brown Criterion
 $m_b = 0.333$ $s = 0.0002$ $a = 0.511$

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 0.125 MPa friction angle = 44.84 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.020 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.469 MPa
 global strength = 2.910 MPa
 deformation modulus = 1164.81 MPa

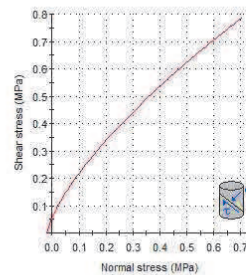
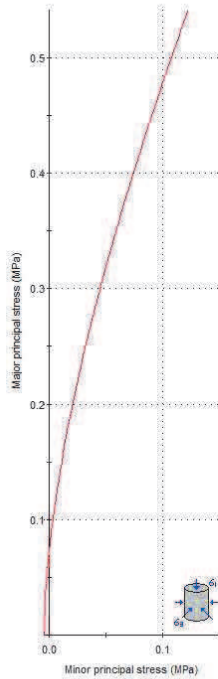


Figura 22 – Caratterizzazione Hoek - Brown unità CBA– GSI=40

Analysis of Rock Strength using RocLab



Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (sigci) = 33 MPa
 CSI = 30 mi = 9 Disturbance factor (D) = 1
 intact modulus (Ei) = 10000 MPa

Hoek-Brown Criterion

mb = 0.061 s = 6.57e-6 a = 0.522

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.030 MPa friction angle = 34.97 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.005 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.074 MPa
 global strength = 0.923 MPa
 deformation modulus = 282.24 MPa

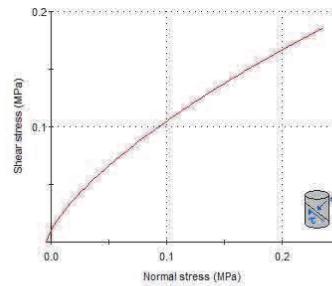
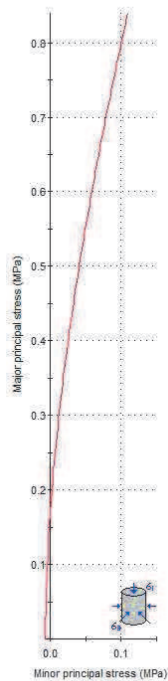


Figura 23 – Caratterizzazione Hoek – Brown unità CBAalt – D=1

Analysis of Rock Strength using RocLab



Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (sigci) = 33 MPa
 CSI = 30 mi = 9 Disturbance factor (D) = 0.7
 intact modulus (Ei) = 10000 MPa

Hoek-Brown Criterion

mb = 0.192 s = 3.93e-5 a = 0.522

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.044 MPa friction angle = 45.98 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.007 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.165 MPa
 global strength = 1.687 MPa
 deformation modulus = 359.63 MPa

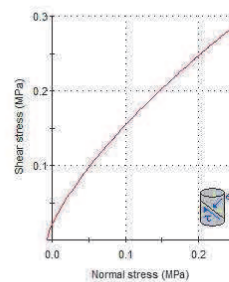


Figura 24 - Caratterizzazione Hoek – Brown unità CBAalt – D=0.7

Permeabilità da prove Lefranc

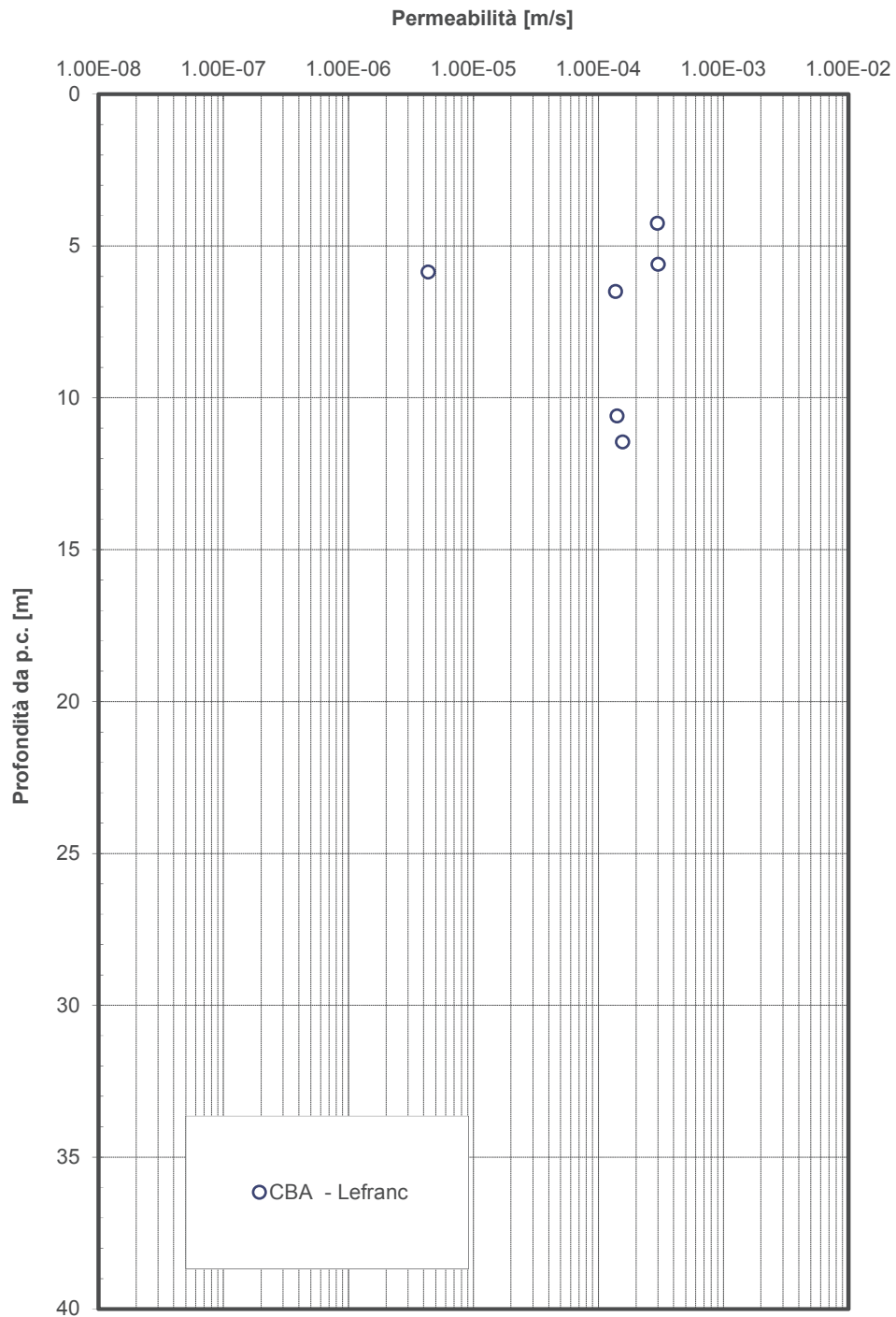


Figura 25 - Permeabilità da prove Lefranc – Unità CBA



RIASSETTO NODO DI BARI
PROGETTO DEFINITIVO TRATTA A SUD DI BARI
VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI C.LE E BARI TORRE A
MARE

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 RH	GE 00 05 401	A	37 di 46

5.7 Falda

Per quanto riguarda la quota della falda freatica, l'unico piezometro installato, di cui si ha una sola lettura, indica quota a -0.5 m s.l.m. e le misure sugli altri sondaggi segnalano la presenza di falda ad una quota media di circa -0.5 ÷ -0.6 m s.l.m..

Tuttavia, data la vicinanza del mare, nel progetto delle opere definitive si considererà la quota della falda di progetto in condizioni di lungo termine pari a +0.50 m s.l.m., al fine di tener conto della massima oscillazione possibile. Le quote rilevate nei piezometri possono infatti risentire di oscillazioni stagionali nell'intorno del livello della quota del mare, che si trova a distanze inferiori a 500 m rispetto alle aree interessate dal tracciato.

Per il progetto delle opere provvisorie si considera invece un livello di falda pari a quella del livello medio del mare.

Nel profilo stratigrafico longitudinale sono riportati i livelli di falda rilevati ed i livelli di progetto.

6 CRITERI PER IL CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI DIRETTE

Le strutture previste in progetto presentano fondazione direttamente poggiate sul substrato lapideo costituito dai calcari di Bari; data la presenza di uno strato alterato con spessore ed estensione variabile, il dimensionamento delle fondazioni dirette verrà svolto con riferimento ai parametri di CBAalt.

La valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali, in condizioni drenate, viene condotta in accordo all'equazione:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q \quad [1]$$

Il metodo di calcolo dei fattori di capacità portante è basato sulle indicazioni teoriche di diversi autori (Terzaghi, Meyerhof, Vesic e Brinch Hansen) che fornisce espressioni analitiche generali per la valutazione della pressione limite di rottura del terreno.

Per i fattori di capacità portante N_q e N_c si fa riferimento alle espressioni ricavate analiticamente da Prandtl (1921) e Reissner (1924). Per il fattore N_γ si fa riferimento all'espressione proposta da Vesic (1970):

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s , i , b , g) sono riportate nella figura seguente:

Verifica in condizioni drenate			
$q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$			
fattori di capacità portante	N_c	$(N_q - 1) \cot \phi'$	
	N_γ	$2(N_q + 1) \tan \phi'$	Vesic (1970)
	N_q	$\tan^2(45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	Prandtl (1921) Reissner (1924)
fattori correttivi	forma		
	s_c	$1 + 0.2 k_P (B'/L')$	Meyerhof (1963)
	s_γ	$1 + 0.1 k_P (B'/L')$	"
	s_q	$1 + 0.1 k_P (B'/L')$	"
	approfondimento		
	d_c	$d_q - [(1 - d_q)/(N_c \tan \phi')]$	De Beer e Ladanyi (1961)
	d_q	$1 + [2 (D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2]$ per $D/B' < 1$ $1 + [2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1}(D/B')]$ per $D/B' > 1$	Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1973)
	inclinazione carico		
	i_c	$i_q - [(1 - i_q)/(N_c \tan \phi')]$	Vesic (1970)
	i_γ	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^{(m+1)}$	"
	i_q	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^m$ $m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$	"
	inclinazione fondazione		
b_q	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	Brinch-Hansen (1970)	
b_γ	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	"	
b_c	$b_q - [(1 - b_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	
inclinazione piano campagna			
g_q	$(1 - \tan \omega)^2$	Brinch-Hansen (1970)	
g_γ	$(1 - \tan \omega)^2$	"	
g_c	$g_q - [(1 - g_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	

Figura 26 – Coefficienti per il calcolo della capacità portante della fondazione diretta in condizioni drenate.

	RIASSETTO NODO DI BARI PROGETTO DEFINITIVO TRATTA A SUD DI BARI VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI C.LE E BARI TORRE A MARE					
	RELAZIONE GEOTECNICA	COMMESSA IA1U	LOTTO 04	CODIFICA E 78 RH	DOCUMENTO GE 00 05 401	REV. A

dove:

γ' = peso di volume efficace del terreno di fondazione;

c', ϕ' = parametri del terreno di fondazione in condizioni drenate;

B' = dimensione efficace della fondazione, funzione dell'eccentricità dei carichi;

$q'o$ = pressione efficace litostatica verticale al livello del piano di posa della fondazione;

Le dimensioni efficaci della fondazione sono valutate tramite le seguenti espressioni (Meyerhoff, 1953):



Figura 27 - Aree di impronta ridotte in presenza di carichi eccentrici (Meyerhof, 1953)

dove

$$B' = B - 2 \cdot M_x / F_z$$

$$L' = L - 2 \cdot M_y / F_z$$

Nelle espressioni sopra riportate il valore dei simboli è il seguente:

- F_z = carico verticale (applicato al centro dell'impronta di fondazione);
- H_x = carico orizzontale (applicato alla quota di posa della fondazione), parallelo alla direzione di B;

- H_Y = carico orizzontale (applicato alla quota di posa della fondazione); parallelo alla direzione di L;
- M_X = momento flettente (nel piano parallelo alla direzione di B);
- M_Y = momento flettente (nel piano parallelo alla direzione di L).

6.1 Determinazione del coefficiente di sottofondo alla winkler

Per le analisi d'interazione struttura-terreno in direzione verticale, il coefficiente di sottofondo alla Winkler può essere determinato con la seguente relazione:

$$k_w = \frac{E}{(1 - \nu^2) \cdot B \cdot c_t}$$

dove:

E = modulo di deformazione elastico del terreno;

ν = coefficiente di Poisson = 0.3;

B = larghezza della fondazione.

c_t = fattore di forma, coefficiente adimensionale ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (vedasi tabella seguente).

Tabella 6 – Fattore di forma per la stima del coefficiente di Winkler

Fondazione Rigida	c_t
- rettangolare con $L/B \leq 10$	$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
- rettangolare con $L/B > 10$	$c_t = 2 + 0.0089 (L/B)$
dove L é il lato maggiore della fondazione.	

Sulla base della geometria della fondazione e delle condizioni geomeccaniche locali (vedasi profilo stratigrafico longitudinale) verrà valutato il modulo di deformazione elastico per il calcolo del coefficiente di sottofondo.

In particolare il modulo di deformazione elastico verrà valutato nell'ambito dello spessore compressibile della fondazione esaminata (H_c).

Lo spessore della zona compressibile (H_c) dipende principalmente dalle dimensioni e dalla forma della fondazione, dal reale profilo del modulo di Young con la profondità e dal livello di mobilitazione di resistenza al taglio indotto



RIASSETTO NODO DI BARI
PROGETTO DEFINITIVO TRATTA A SUD DI BARI
VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI C.LE E BARI TORRE A
MARE

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA1U	04	E 78 RH	GE 00 05 401	A	41 di 46

dall'applicazione dei carichi. In questa sede, nel calcolo dei cedimenti, verrà ipotizzato dal lato della sicurezza quanto segue:

Fondazioni quadrate o circolari $\Rightarrow H_c = 2.0 \cdot B$

Fondazioni nastriformi ($L/B > 10$) $\Rightarrow H_c = 3.5 \cdot B$

Fondazioni rettangolari ($L/B < 10$) $\Rightarrow H_c$ variabile linearmente tra $2.0 \cdot B$ e $3.5 \cdot B$.

Considerando una larghezza della fondazione $B = 16 \div 17$ m, una quota di imposta variabile tra 3 e 9 m dal p.c. ed un modulo di deformazione $E = 700 \div 1200$ MPa, valutato nell'ambito dello spessore compressibile che per la fondazione nastriforme in esame si considera circa 60 m, si può stimare un coefficiente di sottofondo compreso nell'intervallo:

$$k_w = 25000 \div 100000 \text{ kN/m}^3$$

Si consiglia comunque di far variare il coefficiente di sottofondo alla Winkler (k_w), così determinato, entro un range significativo di valori, al fine di involuppare le condizioni strutturali peggiori.

7 CLASSIFICAZIONE SISMICA

7.1 Risposta sismica

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

I risultati dello studio di pericolosità sono forniti, in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km) e nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g , del valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 , del periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_c^* ;
- per diverse probabilità di superamento in 75 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 45 e 1462 anni, estremi inclusi.

Pertanto, per individuare, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche occorre fissare:

- la vita di riferimento V_R della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{V_R} associate a ciascuno degli stati limite considerati.

Infatti, fissata la vita di riferimento V_R, T_R è esprimibile in funzione di P_{V_R} mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

La vita di riferimento è calcolata come:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove V_N è la vita nominale dell'opera e C_U la classe d'uso.

Per le opere d'arte del presente progetto si ha in linea generale: $V_N=75$ anni e $C_U=1.5$ (classe d'uso III).

Nota l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido a_g , l'accelerazione di picco a_{max} è valutata sulla base della risposta sismica locale:

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

dove S_S è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione stratigrafica, S_T è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione topografica.

Nel caso in esame si assume $S_s=1.0$.

La classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita sulla base di misure dirette dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità $V_{s,30}$. Si può ricavare il parametro $V_{s,30}$ mediante la relazione:

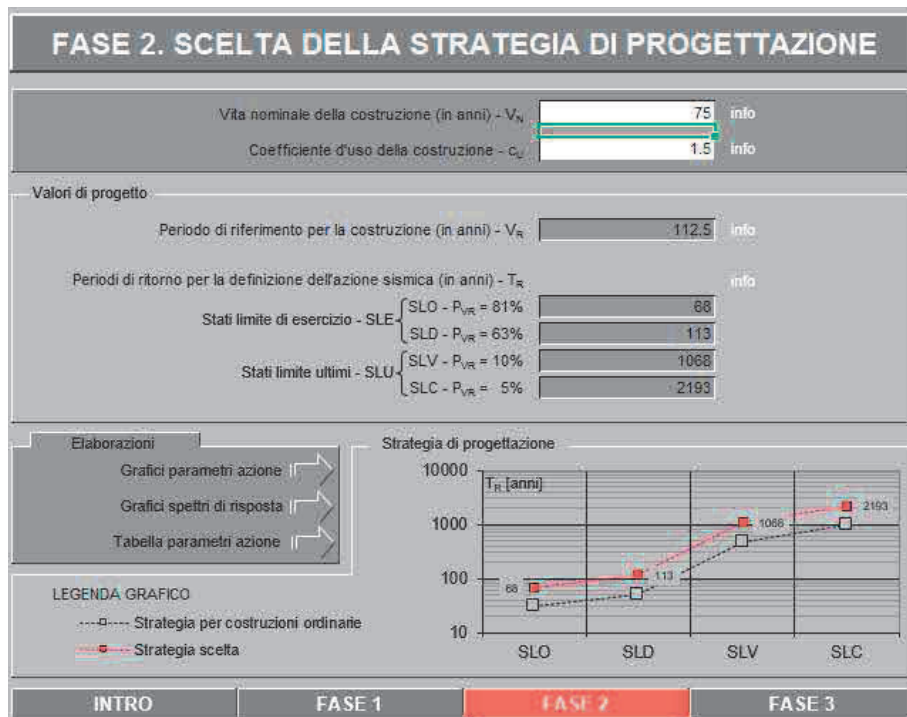
$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Per la definizione della categoria di sottosuolo sismica, in accordo alla normativa vigente sono state eseguite indagini sismiche finalizzate alla determinazione della $V_{s,30}$, in particolare sono state eseguite 4 prove sismiche di tipo MASW (vedasi paragrafo 4.3) che hanno condotto ad una categoria di sottosuolo di tipo B.

Per il sito in esame, sulla base di quanto riportato precedentemente, le accelerazioni massime sono (come si evince dalle successive tabelle:

$a_g = 0.093$ g (accelerazione massima sul suolo di riferimento rigido)

$a_{max} = 0.093 \cdot 1.20 \cdot 1.0 = 0.1116$ (accelerazione massima di progetto).



STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	68	0.036	2.456	0.312
SLD	113	0.042	2.527	0.364
SLV	1068	0.093	2.698	0.552
SLC	2193	0.118	2.767	0.563

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.093 g
F_0	2.698
T_c	0.552 s
S_s	1.200
C_c	1.239
S_T	1.000
q	2.400

7.2 Liquefazione

Per il tracciato in esame, in relazione alla presenza di formazione litoide già a partire da 1-2 m dal p.c., si escludono problemi di liquefazione.

8 ANALISI DELLE PROBLEMATICHE GEOTECNICHE DEL TRACCIATO

8.1 Presenza di cavità dovute a fenomeni di carsismo

Nella formazione del Calcere di Bari è spesso rilevata la presenza di cavità di origine carsica, di dimensioni variabili, riscontrate nei sondaggi eseguiti per la campagna del 2015 nell'area di intervento.

Al fine di limitare le problematiche relative alla presenza di tali cavità, nel progetto definitivo si prevede la realizzazione di un intervento di iniezione della roccia con miscele cementizie; tale intervento, ha come scopo principale quello di permeare con la malta cementizia le cavità e le fessure di fratturazione che interessano la formazione del Calcere di Bari.

L'intervento in oggetto, meglio descritto nell'apposito elaborato, ha lo scopo di formare un tampone a permeabilità ridotta rispetto a quella dell'ammasso roccioso, e consentire la realizzazione degli scavi, limitando le venute d'acqua all'interno degli scavi stessi.

8.2 Realizzazione dei micropali.

Al fine di garantire l'adesione tra la parete rocciosa del foro di perforazione e la malta cementizia di iniezione, questa sarà eseguita, si prevede di eseguire l'iniezione dei micropali da valvole mediante la tecnica MPSP (Multiple Packer Sleeve Pipe System)

La tensione di adesione laterale limite fondazione-terreno ($\alpha\tau$) riferita al diametro nominale di perforazione, verrà valutata quindi in considerazione delle modalità di iniezione (IRS) e della natura dei terreni, in accordo a quanto suggerito dalla esperienza di Bustamante e Doix.

In relazione alla tipologia di iniezione ed alla presenza di rocce fratturate, si potranno considerare i seguenti valori cautelativi per la tensione di adesione laterale terreno-fondazione:

Unità CBAalt: $\alpha\tau_{lim} = 220$ kPa (IRS)

Unità CBA: $\alpha\tau_{lim} = 250\div 270$ kPa (IRS)

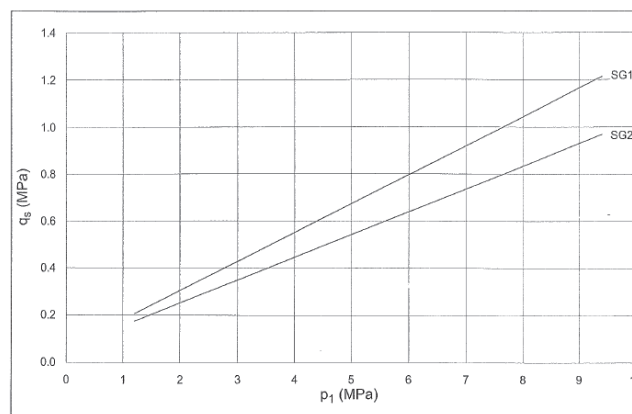


Figura 28 – Valori di t_{lim} per iniezioni in roccia fratturata (Bustamante e Doix)



RIASSETTO NODO DI BARI
PROGETTO DEFINITIVO TRATTA A SUD DI BARI
VARIANTE DI TRACCIATO TRA BARI C.LE E BARI TORRE A MARE

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IA1U 04 E 78 RH GE 00 05 401 A 46 di 46

9 APPENDICE A: RILIEVO GEOMECCANICO; RMR; GSI

Sondaggio	Profondità [m]		sc [Mpa]	P1	RQD %	P2	spaziatura discontinuità	P3	condizioni discontinuità					P4	venute acqua	P5	P6	RMR	GSI
	da	a							continuità	apertura	scabrezza	riempimento	alterazione						
S1	1.00	2.00	65	7	45	8	>10cm	8	4	0	5	0	3	12	no	15	0	50	45
S1	2.00	3.00			60	13	>10cm	8	6	0	5	0	3	14	no	15	0	50	45
S1	3.00	4.00			20	3	5<d<10 cm	8	6	1	5	0	3	15	no	15	0	41	36
S1	4.00	5.00			25	8	>10cm	8	6	0	5	0	3	14	no	15	0	45	40
S1	5.00	6.00			60	13	>10cm	8	6	1	4	6	5	22	no	15	0	58	53
S1	6.00	7.00			20	3	5<d<10 cm	8	6	1	4	0	3	14	no	15	0	40	35
S1	7.00	8.00			80	17	>10cm	8	6	1	2	0	4	13	no	15	0	53	48
S1	8.00	9.00			40	8	>10cm	8	4	1	6	1	3	15	no	15	0	46	41
S1	9.00	10.00			40	8	>10cm	8	4	1	5	1	3	14	no	15	0	45	40
S1	10.00	11.00			60	13	>10cm	8	4	0	6	0	3	13	no	15	0	49	44
S1	11.00	12.00			40	8	>10cm	8	4	6	5	6	5	26	no	15	0	57	52
S1	12.00	13.00			40	8	>10cm	8	4	1	3	0	3	11	no	15	0	42	37
S1	13.00	14.00	83.7	7	85	17	>10cm	8	4	1	5	0	5	15	no	15	0	62	57
S1	14.00	15.00			80	17	>10cm	8	4	0	1	0	3	8	no	15	0	48	43
S1	15.00	16.00			25	8	>10cm	8	4	1	3	0	3	11	no	15	0	42	37
S1	16.00	17.00			40	8	>10cm	8	6	1	3	6	6	22	no	15	0	53	48
S1	17.00	18.00			45	8	>10cm	8	6	1	3	6	1	17	no	15	0	48	43
S1	18.00	19.00	37.6	4	95	20	>10cm	8	6	0	6	0	3	15	no	15	0	62	57
S1	19.00	20.00			80	17	>10cm	8	6	1	5	0	5	17	no	15	0	57	52
S1	20.00	21.00			40	8	>10cm	8	6	1	5	0	5	17	no	15	0	48	43
S1	22.00	23.00			55	13	>10cm	8	4	1	6	6	5	22	no	15	0	58	53
S1	23.00	24.00			30	8	>10cm	8	6	1	3	6	5	21	no	15	0	52	47
S1	24.00	25.00	32.9	4	0	3	>10cm	8	6	1	3	6	6	22	no	15	0	52	47
S1	25.00	26.00			20	3	5<d<10 cm	8	6	1	3	6	6	22	no	15	0	48	43
S1	26.00	27.00			25	8	5<d<10 cm	8	4					4	no	15	0	35	30
S1	27.00	28.00			10	8	5<d<10 cm	8	6					6	no	15	0	37	32
S1	28.00	29.00			45	8	>10cm	8	6	1	5	0	3	15	no	15	0	46	41
S1	29.00	30.00			80	17	>10cm	8	6	1	4	0	3	14	no	15	0	54	49
S3	2.40	3.00			20	3	5<d<10 cm	8	6					6	no	15	0	32	27
S3	3.00	4.00	116.4	12	20	3	>10cm	8	6	1	5	0	3	15	no	15	0	53	48
S3	4.00	5.00			40	8	>10cm	8	6	1	5	0	3	15	no	15	0	46	41
S3	5.00	6.00			40	8	>10cm	8	6	1	4	0	3	14	no	15	0	45	40
S3	6.00	7.00			20	3	5<d<10 cm	8	6	1	5	0	3	15	no	15	0	41	36
S3	7.00	8.00			10	3	5<d<10 cm	8	6	1	5	0	5	17	no	15	0	43	38
S3	8.00	9.00			20	3	<5cm	5	6	1	5	0	5	17	no	15	0	40	35
S3	9.00	10.00	107.8	12	40	8	5<d<10 cm	8	6	1	1	0	6	14	no	15	0	57	52
S3	10.00	11.00			60	13	5<d<10 cm	8	6	1	3	1	6	17	no	15	0	53	48
S3	11.00	12.00			60	13	>10cm	8	6	1	3	6	6	22	no	15	0	58	53
S3	12.00	13.00			40	8	>10cm	8	6	1	5	1	3	16	no	15	0	47	42
S3	13.00	14.00			20	3	5<d<10 cm	8	6	0	5	1	3	15	no	15	0	41	36
S3	14.00	15.00	88	7	95	20	>10cm	8	6	0	5	1	3	15	no	15	0	65	60
S3	15.00	16.00			80	17	>10cm	8	6	1	3	0	3	13	no	15	0	53	48
S3	16.00	17.00			90	17	>10cm	8	6	1	3	0	3	13	no	15	0	53	48
S3	17.00	18.00			60	13	>10cm	8	6	1	3	0	3	13	no	15	0	49	44
S3	18.00	19.00			60	13	>10cm	8	6	1	3	0	3	13	no	15	0	49	44
S3	19.00	20.00			60	13	>10cm	8	6	1	3	0	3	13	no	15	0	49	44
S3	20.00	21.00	53.1	7	80	17	>10cm	8	4	1	5	0	5	15	no	16	0	63	58
S3	21.00	22.00			80	17	>10cm	8	6	1	3	0	5	15	no	17	0	57	52
S3	22.00	23.00			40	8	>10cm	8	6	1	5	0	3	15	no	18	0	49	44
S3	23.00	24.00			80	17	>10cm	8	6	1	5	0	5	17	no	19	0	61	56
S3	24.00	25.00			50	13	>10cm	8	6	1	3	0	5	15	no	20	0	56	51
S3	25.00	26.00			70	13	>10cm	8	6	1	6	0	3	16	no	21	0	58	53
S3	26.00	27.00			40	8	>10cm	8	6	1	5	0	5	17	no	22	0	55	50
S3	27.00	28.00			80	17	>10cm	8	6	1	5	0	5	17	no	23	0	65	60
S3	28.00	29.00			0	3	5<d<10 cm	8	6					6	no	24	0	41	36
S3	29.00	30.00			70	13	>10cm	8	6	1	6	6	3	22	no	25	0	68	63