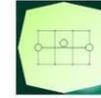


CONCEDENTE



CONCESSIONARIA



SOCIETÀ DI PROGETTO  
BREBEMI SPA

CUP E3 1 B05000390007

COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE  
DI CONNESSIONE TRA LE CITTA' DI  
BRESCIA E MILANO

PROCEDURA AUTORIZZATIVA D. LGS 163/2006  
DELIBERA C.I.P.E. DI APPROVAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO N° 19/2016

INTERCONNESSIONE A35-A4  
PROGETTO ESECUTIVO

I - INTERCONNESSIONE

11 - INTERCONNESSIONE A35-A4

SOAX1 - SOTTOPASSO RAMO COLLEGAMENTO TANGENZIALE DIREZIONE BS  
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTAZIONE:



VERIFICA:

IL PROGETTISTA RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  
IMPRESA RIZZAROTTI E C. S.P.A.  
DOTT. ING. PIETRO MAZZOLI  
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI PARMA N. 821

IL DIRETTORE TECNICO  
IMPRESA RIZZAROTTI E C. S.P.A.  
DOTT. ING. SABINO DEL BALZO  
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI POTENZA N. 631

APPROVATO SDP

I.D.	IDENTIFICAZIONE ELABORATO											PROGR.		DATA:	
	EMIT.	TIPO	FASE	M.A.	LOTTO	OPERA	PROG. OPERA	TRATTO	PARTI	PROGR.	PART. DOC.	STATO	REV.	LUG	2016
65304	04	RO	E	I	11	SO	AX1	00	00	001	00	A	00	SCALA:	

ELABORAZIONE PROGETTUALE

IL PROGETTISTA  
PIACENTINI INGEGNERI S.P.A.  
DOTT. ING. LUCA PIACENTINI  
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI BRESCIA N. 52

REVISIONE

N.	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO
A	00	EMISSIONE	29/07/2016	PIACENTINI	29/07/2016	MAZZOLI	29/07/2016	MAZZOLI

IL CONCEDENTE



IL CONCESSIONARIO



SOCIETÀ DI PROGETTO  
BREBEMI SPA  
Società di Progetto  
Brebemi SpA

	Doc. N. 65304-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1S0AX1000000100	REV. A00	FOGLIO I di 22
---	----------------------------	--	-------------	-------------------

## INDICE

<b>1.</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
1.1	GEOMETRIA OPERA .....	2
<b>2.</b>	<b>CAMPAGNA DI INDAGINE GEOGNOSTICA .....</b>	<b>3</b>
2.1	SONDAGGI GEOGNOSTICI .....	3
2.2	PROVE SPT .....	3
2.3	PROVE DI PERMEABILITÀ .....	4
2.4	PROVA MASW .....	4
2.5	PIEZOMETRI.....	4
2.6	PROVE DI LABORATORIO .....	4
<b>3.</b>	<b>DEFINIZIONE DELLA STRATIGRAFIA E DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO</b>	
	<b>10</b>	
3.1	STRATIGRAFIE DI PROGETTO .....	10
3.2	DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI .....	10
3.3	FALDA DI PROGETTO .....	11
3.4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA ED ACCELERAZIONE DI PROGETTO .....	12
3.5	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE .....	13
	<b>TABELLA 3.1 – PROFILO GEOTECNICO DI PROGETTO.....</b>	<b>14</b>
<b>4.</b>	<b>OPERE DI FONDAZIONE.....</b>	<b>18</b>
4.1	GEOMETRIA.....	18
4.2	METODOLOGIA DI CALCOLO .....	18
4.3	SLU – STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO	18
4.4	SLU – COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL’INSIEME FONDAZIONE - TERRENO	19
4.5	SLU – COLLASSO PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA.....	19
4.6	SLU – SOLLEVAMENTO E SIFONAMENTO .....	19
4.7	SLE – VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI INDOTTI.....	19
4.8	VERIFICHE PER AZIONI SISMICHE .....	20
4.9	VERIFICHE STRUTTURALI .....	20
<b>5.</b>	<b>BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>21</b>
5.1	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI .....	21
5.2	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO .....	21
5.3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI .....	21

APPROVATO SDP



	Doc. N. 65304-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEI1S0AX1000000100	REV. A00	FOGLIO 2 di 22
---	----------------------------	---	-------------	-------------------

## 1. PREMESSA

Il presente documento è relativo al sottopasso SOAX1 previsto lungo il ramo "Collegamento Tangenziale direzione BS" dello svincolo di Interconnessione che collega l'Autostrada A35 BreBeMi alla Tangenziale in direzione BS, nell'ambito del più generale Progetto Esecutivo dell'Interconnessione tra la citata Autostrada A35 BreBeMi e l'Autostrada A4.

Nei capitoli seguenti sono riportate la caratterizzazione geotecnica di progetto e le considerazioni di natura geotecnica relative alla sicurezza e funzionalità delle opere di fondazione del sottopasso.

### 1.1 Geometria opera

Il sottopasso in parola è in conglomerato cementizio armato e presenta sezione tipica a singola canna con dimensioni in retto pari a 7,60 x 5,80 m ed è caratterizzato da fondazioni dirette in corrispondenza della base dei piedritti aventi ciascuna larghezza pari a 2,70 m e altezza pari a 0,70 m.

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



	Doc. N. 65304-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1S0AX1000000100	REV. A00	FOGLIO 3 di 22
---	----------------------------	--	-------------	-------------------

## 2. CAMPAGNA DI INDAGINE GEOGNOSTICA

Per la definizione del profilo geotecnico di progetto e dei relativi parametri sono stati considerati i risultati ottenuti dalle indagini geognostiche eseguite nell'ambito del progetto esecutivo dell'Interconnessione A35-A4.

In particolare, per l'area in oggetto, sono state considerate le seguenti indagini:

- 2 sondaggio a carotaggio continuo (SE5pz e SE6pz di PE);
- 1 prova geofisica tipo MASW (Masw 2 di PE);

L'elenco completo dei risultati forniti dalla campagna di indagine geognostica è riassunto nel documento:

- Addendum - Relazione Geotecnica / Indagini Geognostiche in sito / Prove di laboratorio (Rif. 5.2.2)

### 2.1 Sondaggi geognostici

I due sondaggi SE5pz e SE6pz relativi all'opera in parola hanno raggiunto una profondità di 20 m da P.C. In Figura 2.1 è riportata l'ubicazione dei sondaggi stessi.

Ad eccezione di uno strato superficiale limo-argilloso di spessore al più metrico, la stratigrafia incontrata è omogenea, ed evidenzia la presenza di materiale grossolano incoerente in matrice sabbiosa con grado di addensamento elevato ( $D_R$  media  $\approx 85\%$ ) fino alla massima profondità indagata (20,0 m). I campioni rimaneggiati prelevati CR1 e CR2 in entrambi i sondaggi hanno composizione granulometrica con elevati valori di percentuale di frazione granulare e confermano quindi gli elevati valori di resistenza e rigidità evidenziati dalle prove SPT.

### 2.2 Prove SPT

Sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche ad intervalli costanti in corrispondenza dei sondaggi relativi all'opera in oggetto.

In particolare le prove sono state eseguite ad intervalli di 2 metri fino ad una profondità di 20 metri da testa sondaggio.

I valori di  $N_{SPT}$  in funzione della profondità da testa foro sono riportati in Figura 2.2.

I valori ottenuti risultano compresi per la maggior parte tra 44 e 90 colpi, evidenziando in generale un elevato grado di addensamento dei materiali di sottofondo.

In Figura 2.3 sono riportati i valori di densità relativa stimati attraverso la formula di Skempton (Rif. 5.3.3) basata sui valori di  $N_{SPT}$  corretti in funzione della profondità e dell'efficienza dello strumento utilizzato.

	Doc. N. 65304-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1S0AX1000000100	REV. A00	FOGLIO 4 di 22
---	----------------------------	--	-------------	-------------------

## 2.3 Prove di permeabilità

Non sono disponibili prove di permeabilità in sito eseguite in prossimità dell'area considerata.

Sulla base di prove eseguite in terreni analoghi in progetto è stato in ogni caso stimato un coefficiente di permeabilità per la matrice ghiaioso-sabbiosa di  $10^{-5} \div 10^{-7}$  m/s. Tali valori sono giustificati dalla presenza di percentuali modeste di materiale fine, dell'ordine del 20%.

## 2.4 Prova MASW

Ai fini della determinazione della categoria sismica dei terreni di fondazione si è fatto riferimento alla prova geofisica MASW 2, realizzata in corrispondenza dell'opera in parola.

I valori ottenuti per le velocità delle onde di taglio sono riportati in Figura 2.4.

Dai valori di velocità delle onde di taglio misurati a partire dal P.C. originario, si è dedotta la categoria sismica B per la stratigrafia in oggetto.

## 2.5 Piezometri

I sondaggi SE5pz e SE6pz risultano attrezzati con piezometro tipo Casagrande. La quota di falda ottenuta da entrambi i piezometri si attesta alla profondità di 15,90 m al di sotto di piano campagna.

## 2.6 Prove di laboratorio

Dai fori di sondaggio sono stati estratti campioni rimaneggiati di materiale successivamente sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- apertura e descrizione geotecnica;
- analisi granulometriche.

In Figura 2.5 è riportato l'andamento delle frazioni granulometriche in funzione della quota da p.c.

Le prove di laboratorio hanno confermato la caratterizzazione stratigrafica definita dalle schede dei sondaggi, e hanno consentito di verificare la presenza di una percentuale di materiale fine modesta (circa 20%). I campioni rimaneggiati prelevati CR1 e CR2 di entrambi i sondaggi hanno composizione granulometrica con elevati valori di percentuale di frazione granulare e confermano quindi gli elevati valori di resistenza e rigidità evidenziati dalle prove SPT.

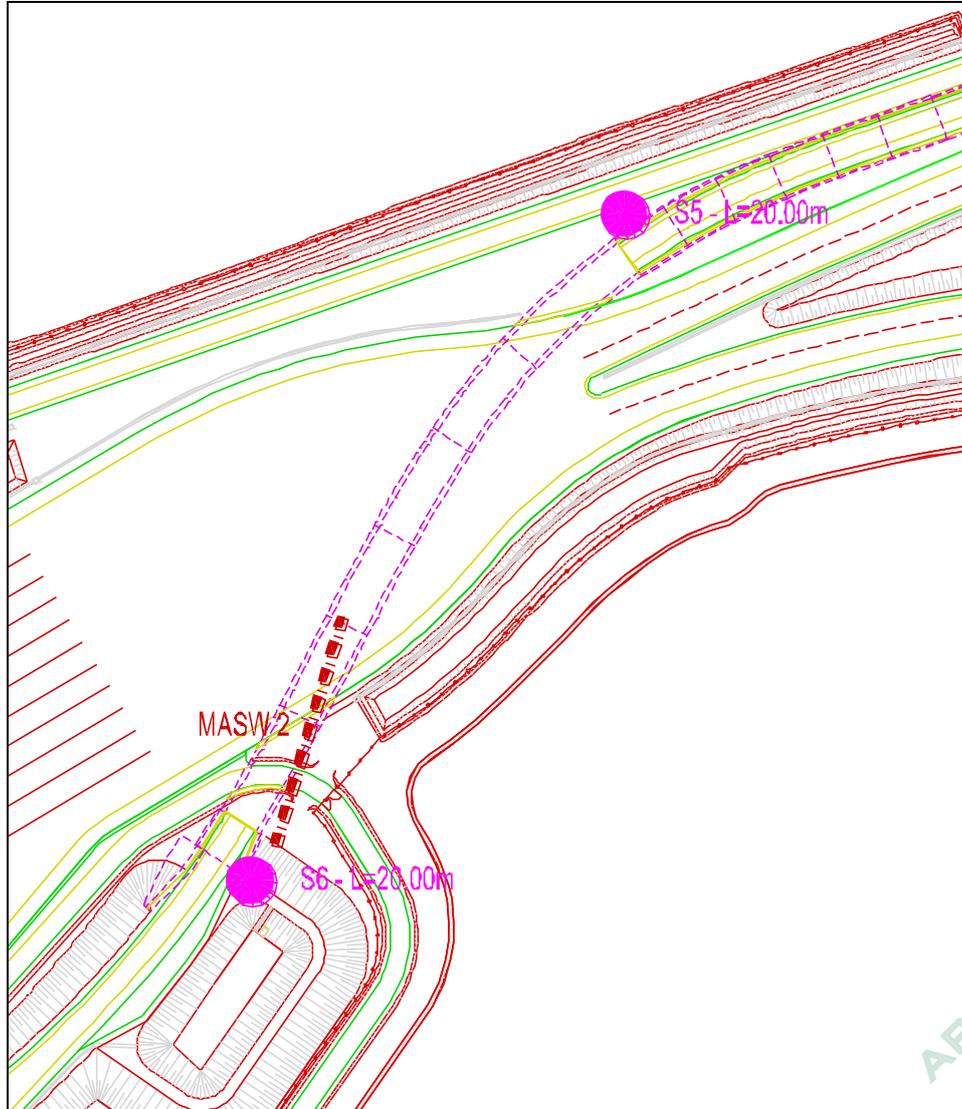
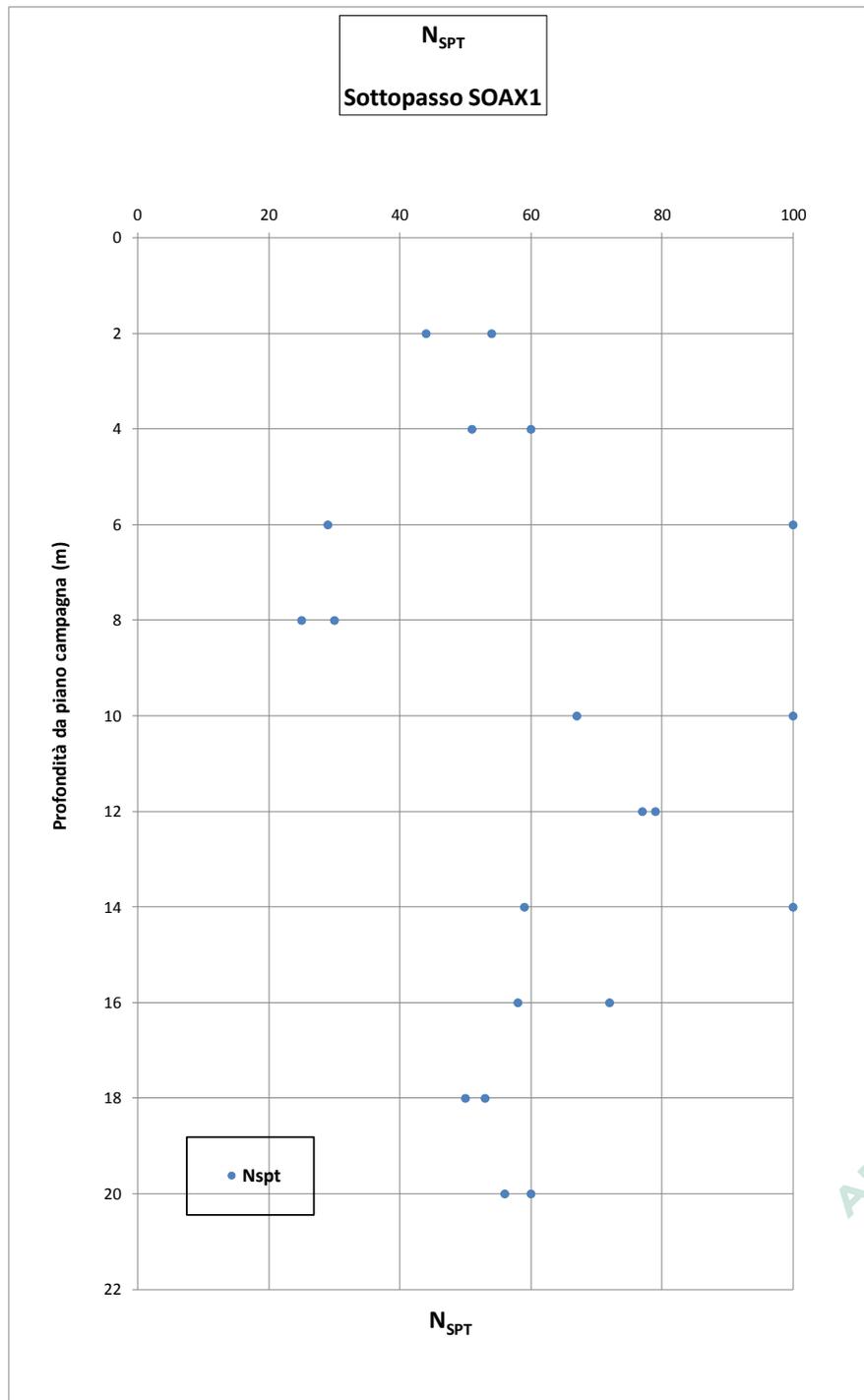
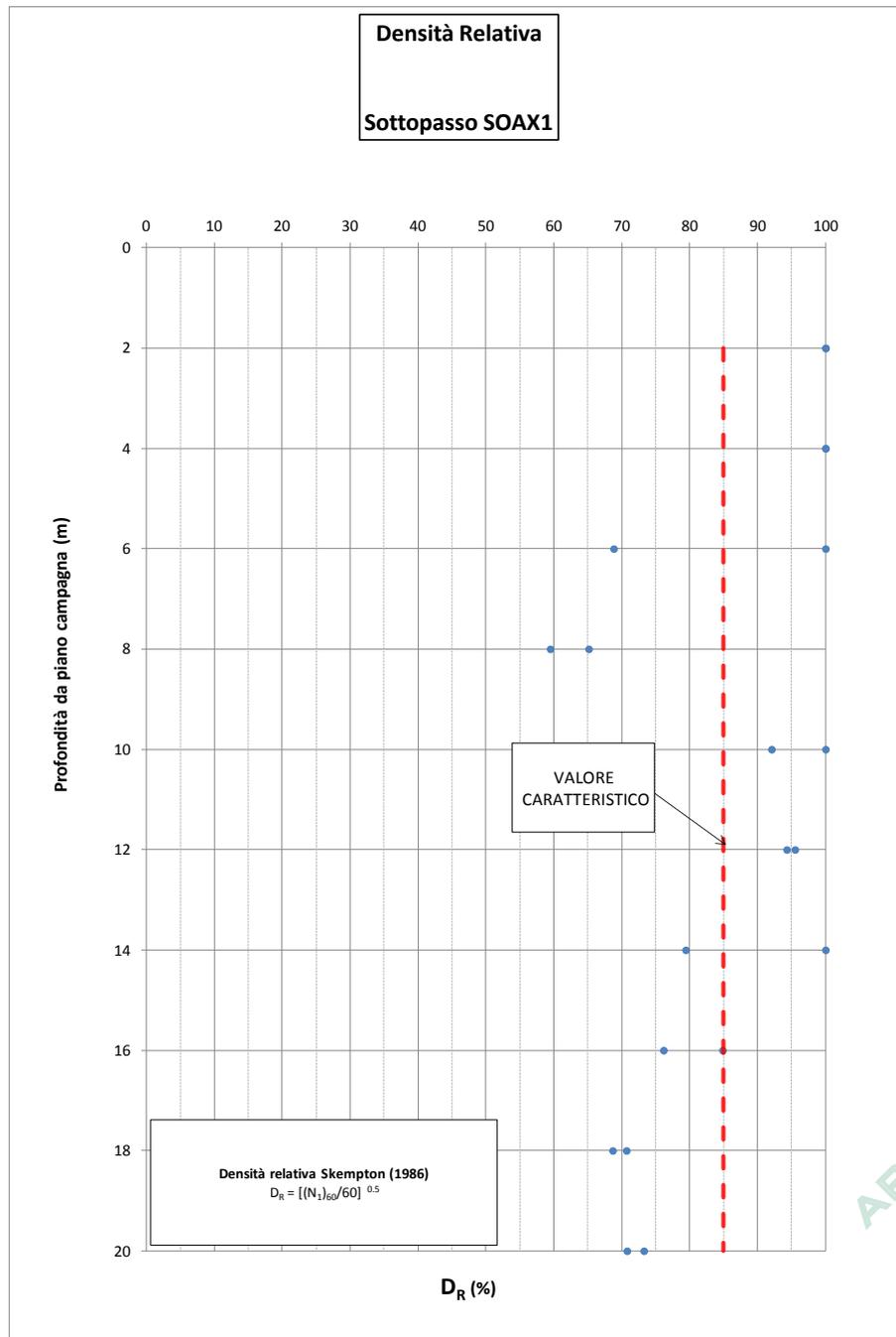


Figura 2.1 - Ubicazione sondaggi geognostici.



**Figura 2.2** – Valori di N<sub>SPT</sub> registrati in funzione della profondità da piano campagna.

APPROVATO SDP

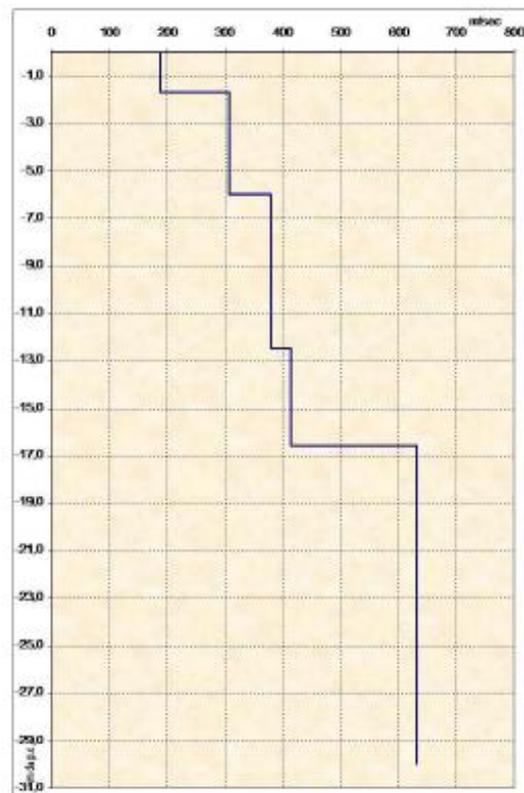


APPROVATO SDP

**Figura 2.3** – Valori di D<sub>R</sub> calcolati a partire dai valori di N<sub>spt</sub> registrati in funzione della profondità da piano campagna.

Profondità da p.c. (m)	Spessore (m)	Velocità onde S (m/sec)
-1,7	1,7	187
-6,0	4,3	307
-12,5	6,5	379
-16,6	4,1	413
-30,0	13,4	632

- Sismostratigrafia -



- Grafico velocità Vs/profondità -

Il valore  $V_{S30}$  è 420 m/sec.

Secondo normativa la categoria di appartenenza del litotipo equivalente è la B:

**Figura 2.4** – Valori delle velocità delle onde di taglio alle varie profondità misurate dalla prova Masw 2, ai fini della determinazione della categoria di sottosuolo.

APPROVATO SDP

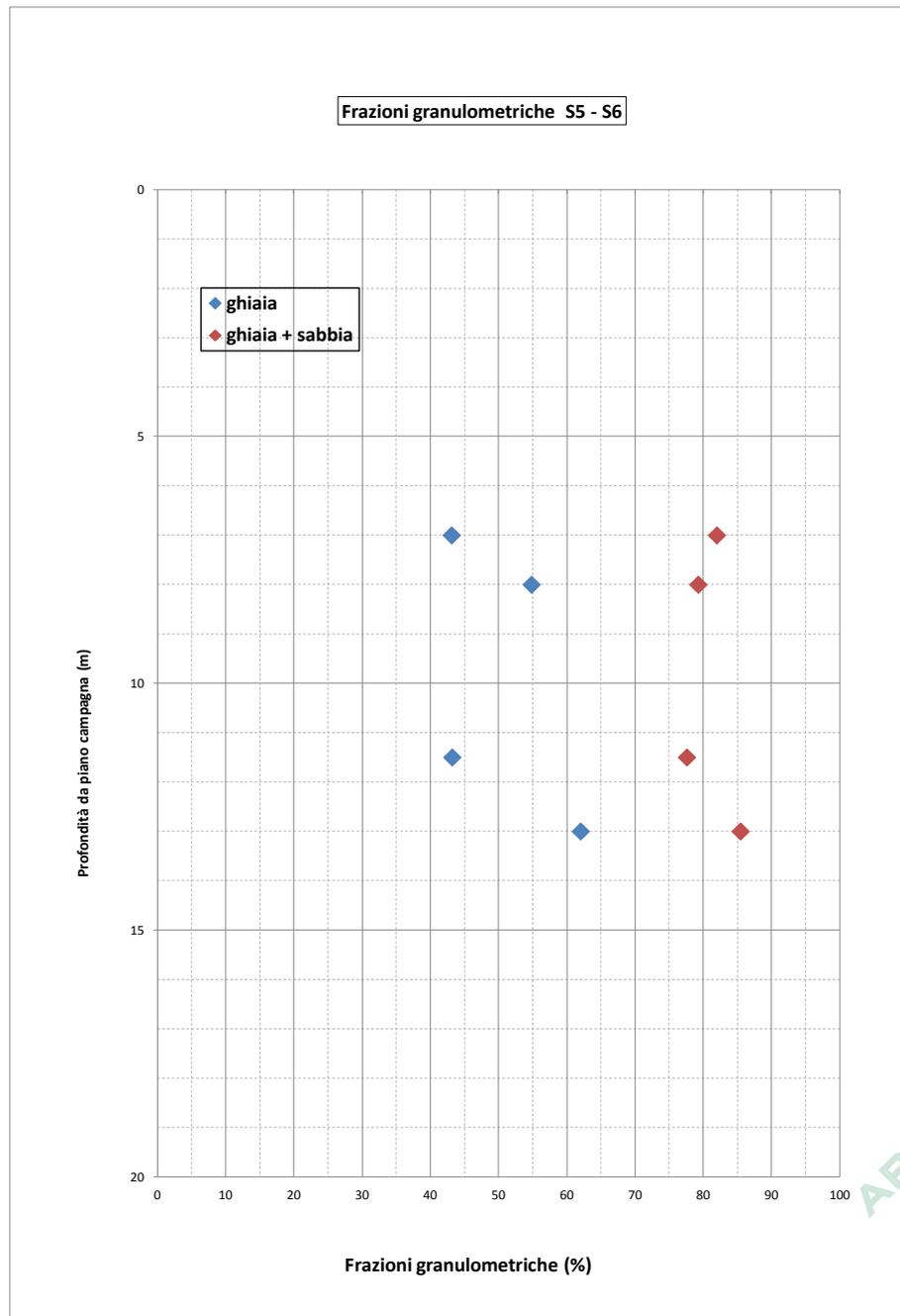


Figura 2.5 – Andamento delle frazioni granulometriche in funzione della quota da p.c.

### 3. DEFINIZIONE DELLA STRATIGRAFIA E DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

I parametri geotecnici di progetto adottati sono riportati in Tabella 3.1 in cui:

LEGENDA PARAMETRI	
$\phi'_{k\_SPT}$	Angolo di resistenza al taglio di picco ricavato a partire dai valori di $N_{spt}$ ;
$\phi'_{k\_CONTROLLO}$	Angolo di resistenza al taglio di controllo ricavato a partire dalla densità relativa e dal peso di volume del materiale granulare;
$\phi'_k$	Angolo di resistenza al taglio caratteristico;
$\phi'_{dm1}$	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
$\phi'_{dm2}$	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
$c'_k$	Coesione efficace caratteristica;
$c'_{dm1}$	Coesione efficace di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
$c'_{dm2}$	Coesione efficace di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
$E'_{01}$	Modulo elastico secante per livello di deformazione del terreno pari allo 0.1%;
$E'_{25}$	Modulo elastico secante corrispondente alla mobilitazione del 25% della resistenza del terreno;
$E_{LT}$	Modulo elastico a lungo termine per materiali coesivi;
$C_{uk}$	Resistenza non drenata caratteristica;
$C_{udm1}$	Resistenza non drenata di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
$C_{udm2}$	Resistenza non drenata di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
$E_U$	Modulo elastico a breve termine per materiali coesivi;
$\gamma_n$	Peso di volume naturale;
$\gamma'$	Peso di volume sommerso;
$k$	Permeabilità;

Nei paragrafi seguenti si descrivono le scelte progettuali che hanno portato alla definizione di tali parametri.

#### 3.1 Stratigrafie di progetto

Sulla base delle indagini descritte al §2, si è evidenziato come la stratigrafia indagata risulti sostanzialmente omogenea, con presenza prevalente di terreni granulari a matrice ghiaiosa con elevato grado di addensamento.

La stratigrafia di progetto è stata quindi definita considerando la presenza costante di materiale granulare. Il profilo risulta comunque suddiviso in due sottostrati, per permettere una descrizione più accurata delle caratteristiche di rigidità dei terreni di fondazione (§ 3.2.2).

La stratigrafia di progetto è estesa sino a 20,0 m da P.C.

#### 3.2 Determinazione dei parametri geotecnici

##### 3.2.1 Angolo di resistenza al taglio

Sulla base dei valori di  $N_{SPT}$  registrati durante le prove penetrometriche è stata innanzitutto stimata la densità relativa del materiale secondo la relazione di Skempton (1986, Rif.5.3.3).

Sulla base di tali valori, utilizzando la correlazione empirica di Schmertmann (1975, Rif.5.3.5), si sono stimati i valori di angolo di resistenza al taglio di picco. Tali valori risultano compresi tra un minimo di 40° e un massimo di circa 45°.

	Doc. N. 65304-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEI1S0AX1000000100	REV. A00	FOGLIO 11 di 22
---	----------------------------	---	-------------	--------------------

Sulla base di tali valori è stato definito un angolo di resistenza al taglio caratteristico da  $N_{SPT}$  ( $\phi'_{k,SPT}$ ).

Sulla base del valore di densità relativa caratteristico (Figura 2.3) e sulla base della granulometria dei materiali, è stato valutato inoltre un angolo di resistenza al taglio caratteristico di controllo ( $\phi'_{k,CONTROLLO}$ ), definito in funzione di correlazioni empiriche di carattere più generale (Rif. 0).

Il valore di angolo di resistenza al taglio caratteristico è stato infine definito sulla base dei due valori di cui sopra.

Nel caso in esame si è assunto un valore di angolo di resistenza al taglio caratteristico costante con la profondità pari a  $41^\circ$ .

In Figura 3.1 sono riportati i valori di angolo di resistenza al taglio caratteristici definiti sopra ed i valori puntuali ricavati in funzione della profondità da piano campagna sulla base della correlazione con i valori di  $N_{SPT}$ .

### 3.2.2 Modulo elastico-materiali granulari

Dato il comportamento fortemente non lineare dei terreni, per poter utilizzare un modello di calcolo semplificato basato su un legame costitutivo elastico è necessario definire il modulo elastico secante  $E$  in corrispondenza del valore di deformazione del materiale atteso in sito.

Si è proceduto alla definizione di due diversi valori del modulo elastico:

- $E_{01}$ , corrispondente al modulo elastico secante per valori di deformazione pari allo 0,1%;
- $E_{25}$ , corrispondente al modulo elastico secante per un grado di mobilitazione della resistenza pari al 25% di quella ultima.

Entrambi i moduli sono stati stimati a partire dai valori di  $N_{SPT}$  registrati durante le prove penetrometriche dinamiche; in particolare si è utilizzata la correlazione proposta da Berardi e Lancellotta (1991, Rif.5.3.1 e Rif.5.3.2) per stimare il modulo  $E_{01}$ , mentre si è fatto riferimento alla correlazione proposta da Jamiolkowsky (1988, Rif.5.3.4) per stimare il modulo  $E_{25}$ .

I valori di  $E_{01}$  e  $E_{25}$  stimati sono riportati rispettivamente in Figura 3.2 e Figura 3.3.

Per entrambi i casi gli andamenti ottenuti sono caratterizzati da una considerevole variabilità del modulo. I profili caratteristici sono stati definiti considerando un andamento lineare crescente nei primi 12 m di profondità ed un modulo costante con la profondità nei successivi ultimi 33 m del profilo.

### 3.3 Falda di progetto

La falda di progetto è stata stabilita secondo le evidenze dei piezometri Casagrande di SE5pz e SE6pz. La quota di falda si attesta ad una profondità di 15,90 m al di sotto di piano campagna.

### 3.4 Caratterizzazione sismica ed accelerazione di progetto

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale ( $V_N$ ) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni.

La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 100 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 949 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ .

$a_g$  → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

$F_0$  → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^*$  → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

I parametri spettrali per il calcolo dell'azione sismica vengono individuati sulla base del rischio sismico per la località considerata, in funzione delle coordinate dell'opera:

STATO LIMITE	TR [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [sec]
SLO	60	0,059	2,411	0,240
SLD	101	0,076	2,410	0,254
SLV	949	0,183	2,456	0,287
SLC	1950	0,231	2,472	0,298

Data l'ubicazione dell'opera risulta lecito assumere la categoria topografica T1 e facendo riferimento a quanto contenuto nel paragrafo 2.4 si assume la categoria di sottosuolo tipo B.

	Doc. N. 65304-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1S0AX1000000100	REV. A00	FOGLIO 13 di 22
---	----------------------------	--	-------------	--------------------

### 3.5 Stabilità nei confronti della liquefazione

In relazione:

- Alle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali di fondazione,
- Alla morfologia dell'area,
- Ai livelli di sismicità di progetto,

si può affermare che i depositi in sito sono costituiti da terreni con distribuzione granulometrica esterna alle zone affette da possibilità di liquefazione indicate nel paragrafo 7.11.3.4.2 del D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008, quindi si può ritenere che gli effetti prodotti dal sisma in termini sia di sviluppo di pressioni interstiziali che di cedimenti siano trascurabili, e in accordo con la normativa se ne omette la verifica (NTC2008 - 7.11.3.4.2).

APPROVATO SDP

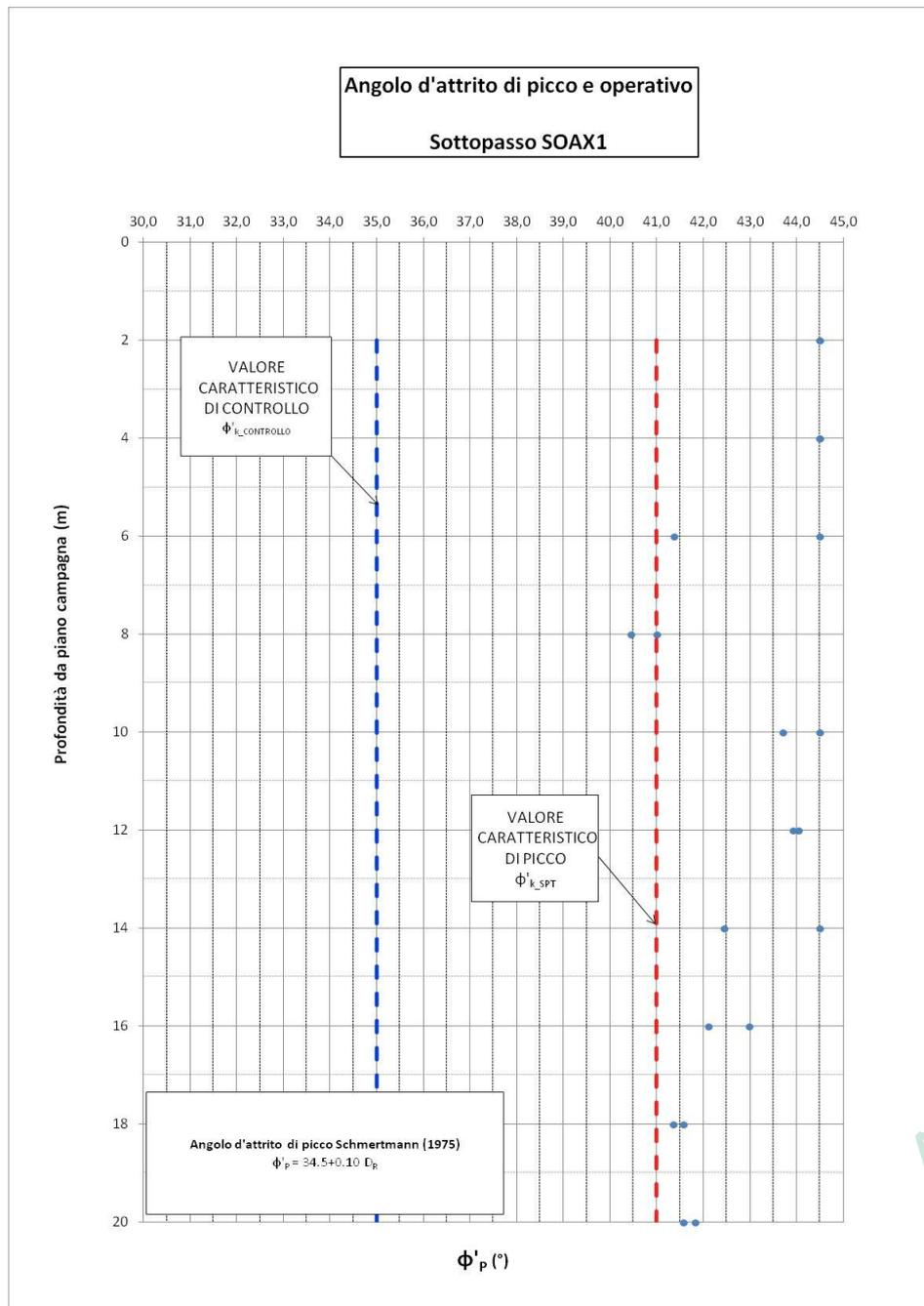
Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



	<b>DOC. N.</b> 65304-SOAX1-A00	<b>CODIFICA DOCUMENTO</b> 04ROEII1S0AX1000000100	<b>REV.</b> A00	<b>FOGLIO</b> 14 DI 22

Quota da p.c.		Descrizione	Unità	Parametri in condizioni drenate											Parametri in condizioni non drenate			Peso di volume		Permeabilità *						
da	a			$\phi'_{K\_SPT}$	$\phi'_{K\_CONTROLLO}$	$\phi'_K$	$\phi'_{dM1}$	$\phi'_{dM2}$	$c'_K$	$c'_{dM1}$	$c'_{dM2}$	$E'_{01}$		$E'_{25}$		$E'_{LT}$		$Cu_{K^{**}}$	$Cu_{M1}$		$Cu_{M2}$	Eu		$\gamma_n$	$\gamma'$	k
(m)	(-)											(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(kPa)					(kPa)	(kPa)			
0,0	1,0	Limo argilloso	VI	-	-	28	28	23	0	0	0	-	-	-	-	1,2	1,2	10	10	7	4	4	19	10	$1 \times E^{-8} \div E^3$	
1,0	12,0	Ghiaia sabbiosa / Sabbia ghiaiosa / Sabbia limosa	II / III / IV	41	35	38	38	32	0	0	0	30	120	6	36	-	-	-	-	-	-	-	20	11	$1 \times E^{-6} \div E^7$	
12,0	20,0	Ghiaia sabbiosa / Sabbia ghiaiosa / Sabbia limosa	II / III / IV	41	35	38	38	32	0	0	0	120	120	36	36	-	-	-	-	-	-	-	20	11	$1 \times E^{-6} \div E^7$	

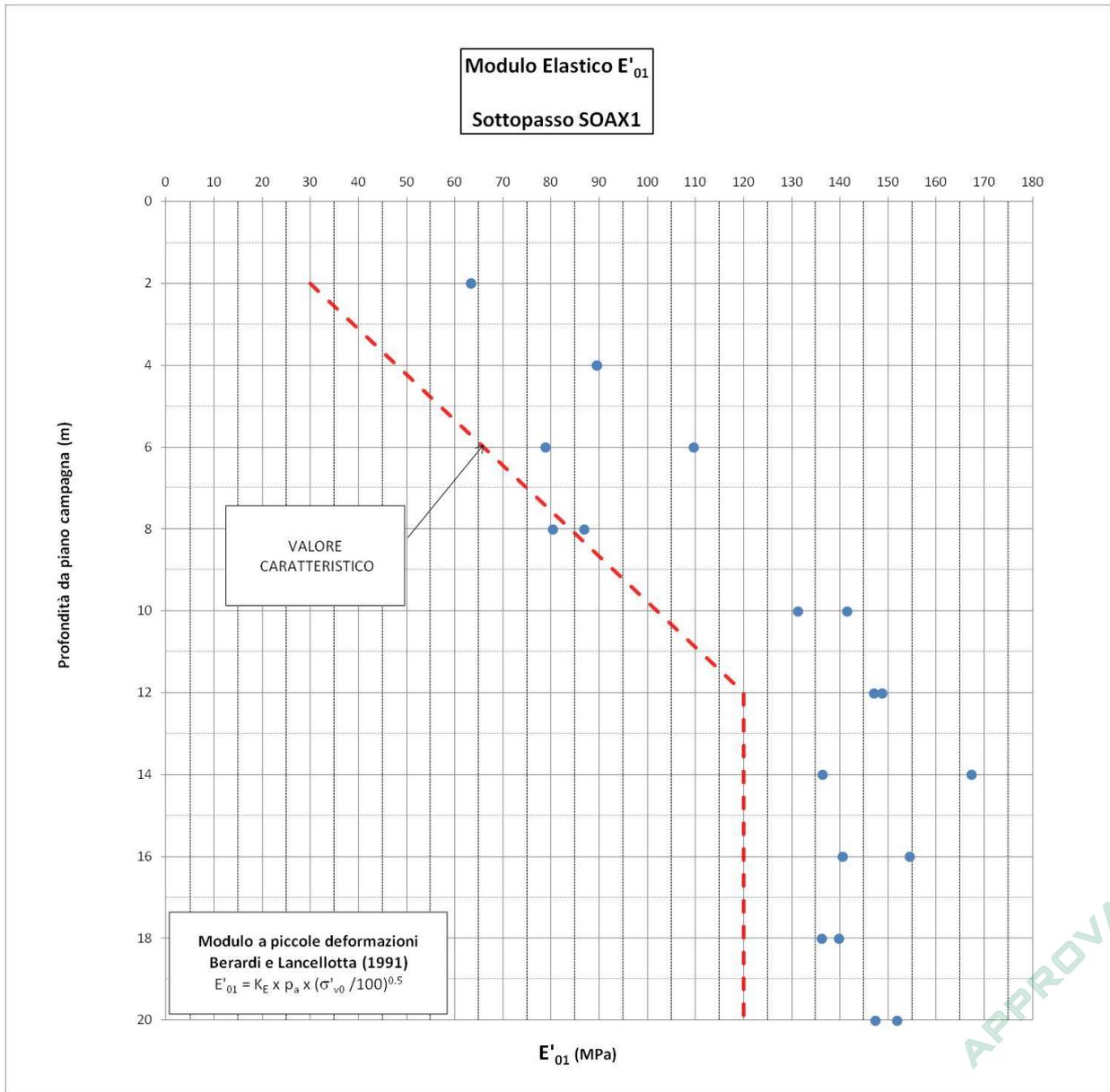
Tabella 3.1 – Profilo geotecnico di progetto.



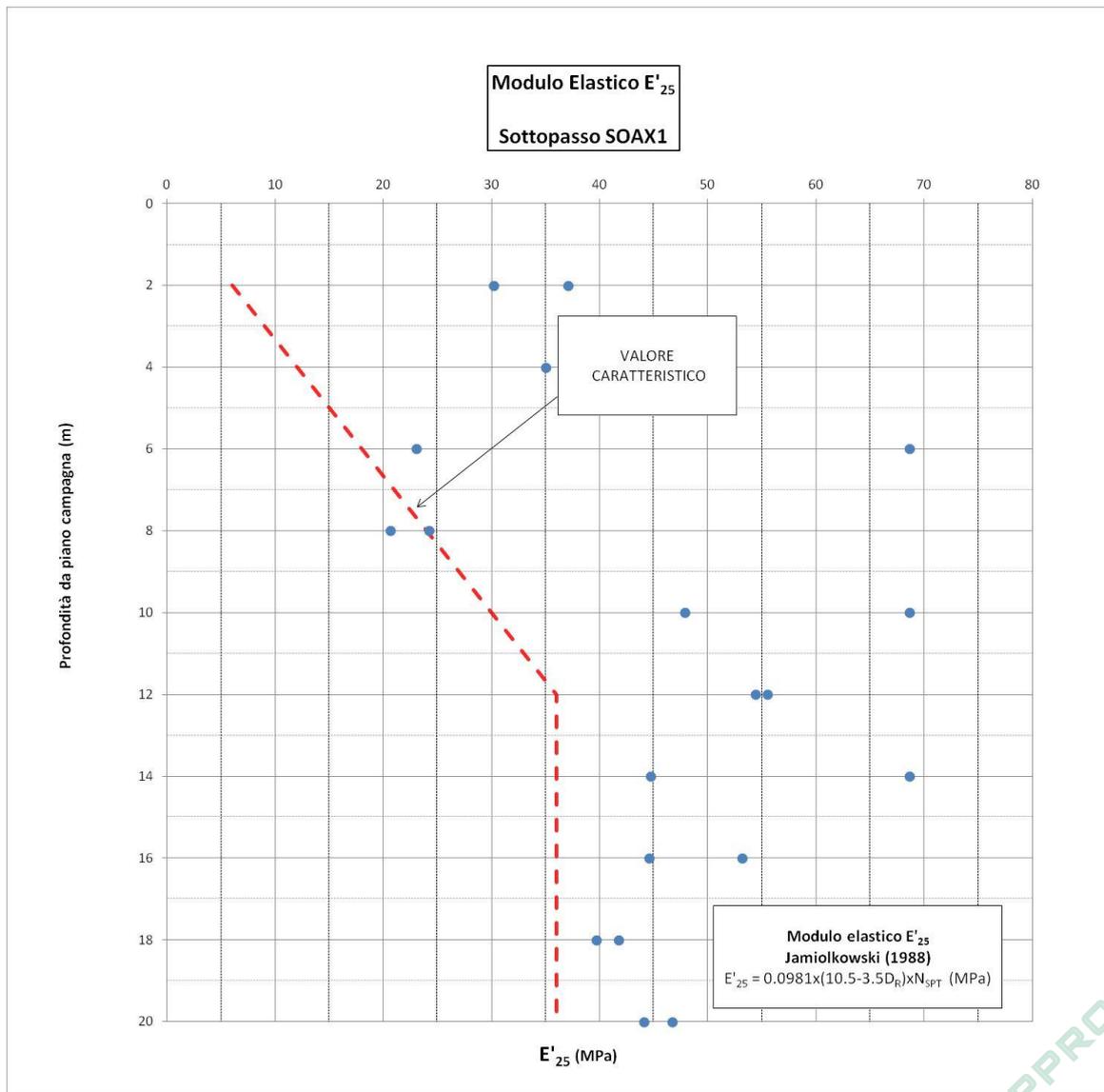
APPROVATO SDP

**Figura 3.1** - Andamento con la profondità dell'angolo di resistenza al taglio caratteristico di picco stimato a partire dalle  $N_{SPT}$  e angolo di resistenza al taglio caratteristico di controllo definito a partire da  $D_R$  e dalla granulometria.





**Figura 3.2** – Valori di  $E_{01}$  e profilo di rigidezza caratteristico adottato in funzione della profondità da piano campagna, stimato a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche.



**Figura 3.3** – Valori di  $E'_{25}$  e profilo di rigidezza caratteristico adottato in funzione della profondità da piano campagna, stimato a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche.



	<b>DOC. N.</b>	<b>CODIFICA DOCUMENTO</b>	<b>REV.</b>	<b>FOGLIO</b>
	65304-SOAX1-A00	04ROEII1S0AX1000000100	A00	18 DI 22

## 4. OPERE DI FONDAZIONE

### 4.1 Geometria

Sulla base delle ottime caratteristiche del terreno di fondazione, costituito da ghiaia sabbiosa con elevato grado di addensamento, si è deciso di adottare fondazioni dirette nastriformi in corrispondenza della base dei piedritti. Le fondazioni presentano ciascuna larghezza pari a 2,70 m e altezza pari a 0,70 m.

### 4.2 Metodologia di calcolo

La presente relazione è stata elaborata ai sensi del D.M. 2008 (Testo Unico), che prevede l'utilizzo dell'approccio agli Stati Limite per la progettazione delle strutture.

In particolare, devono essere verificate:

- la sicurezza dell'opera, mediante la verifica degli Stati Limite Ultimi interessati;
- le prestazioni dell'opera, mediante la verifica degli Stati Limite di Esercizio.

Con riferimento allo stesso decreto, § 2.2.1, esempi di Stati Limite Ultimi sono:

- la perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- il raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- il raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni.

Con riferimento invece al § 2.2.2, esempi di Stati Limite di Esercizio sono:

- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari.

La normativa stabilisce anche le modalità per la progettazione della struttura nei confronti delle azioni sismiche. Anche in questo caso, la progettazione deve essere eseguita con riferimento a Stati Limite Ultimi e di Esercizio coerenti con le caratteristiche e le condizioni della struttura considerata.

Per il caso del sottopasso SOAX1, si farà riferimento al § 6.4.2 del Testo Unico, riguardante le fondazioni superficiali.

### 4.3 SLU – Stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno

Il Testo Unico al § 6.4.3.1 richiede verifiche di stabilità globale solo nel caso di "fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali".

In accordo con quanto riportato dalle tavole di progetto, in prossimità del sottopasso SOAX1 non si presentano variazioni della quota altimetrica del piano campagna significative ai fini della stabilità globale.

Per questo motivo, non si procederà all'esecuzione della verifica di stabilità globale, che si assume soddisfatta in ogni caso.

Società di Progetto  
Brebemi SpA



	<b>DOC. N.</b>	<b>CODIFICA DOCUMENTO</b>	<b>REV.</b>	<b>FOGLIO</b>
	65304-SOAX1-A00	04ROEII1S0AX1000000100	A00	19 DI 22

#### 4.4 SLU – Collasso per carico limite dell’insieme fondazione - terreno

Il Testo Unico al § 6.4.2.1 richiede l’esecuzione di verifiche di sicurezza con riferimento al “collasso per carico limite dell’insieme fondazione - terreno”.

Le modalità di verifica e i metodi di calcolo sono riportati in dettaglio nella Relazione Metodologica al rif. 5.2.1.

Per il caso in parola vale inoltre quanto segue:

- Approccio adottato: Approccio 2 – Combinazione unica

La verifica di capacità portante viene riportata nel capitolo relativo alle verifiche geotecniche della ‘Relazione tecnica e di calcolo – Sottopasso scatolare e muri’.

#### 4.5 SLU – Collasso per scorrimento sul piano di posa

Il Testo Unico al § 6.4.2.1 richiede l’esecuzione di verifiche di sicurezza con riferimento al “collasso per scorrimento sul piano di posa”.

Le modalità di verifica e i metodi di calcolo sono riportati in dettaglio nella Relazione Metodologica al rif. 5.2.1.

Per il caso in parola vale inoltre quanto segue:

- Approccio adottato: Approccio 2 – Combinazione unica

La verifica di scorrimento viene riportata nel capitolo relativo alle verifiche geotecniche della ‘Relazione tecnica e di calcolo – Sottopasso scatolare e muri’.

#### 4.6 SLU – Sollevamento e sifonamento

Il Testo Unico al § 6.2.3.2 richiede l’esecuzione di verifiche di sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi idraulici, più in particolare per quanto riguarda i fenomeni di sollevamento e sifonamento.

Viste le caratteristiche e la geometria delle fondazioni dell’opera in parola e le caratteristiche della falda nel tratto considerato, le verifiche al sollevamento e al sifonamento non sono applicabili, rispettivamente perché:

- non saranno realizzati orizzonti impermeabili al di sotto del livello di falda;
- la configurazione finale dell’opera non instaurerà fenomeni di filtrazione.

#### 4.7 SLE – Valutazione degli spostamenti indotti

Il Testo Unico al § 6.4.3.2 richiede l’esecuzione di verifiche di esercizio nei confronti di:

- “eccessivi cedimenti o sollevamenti”,
- “eccessivi spostamenti trasversali”.

Gli spostamenti verticali e orizzontali delle fondazioni sono stati calcolati tramite il modello FEM riportato nella ‘Relazione tecnica e di calcolo – Sottopasso scatolare e muri’. Tutti gli spostamenti risultano del tutto contenuti e compatibili con la funzionalità dell’opera.

	<b>DOC. N.</b>	<b>CODIFICA DOCUMENTO</b>	<b>REV.</b>	<b>FOGLIO</b>
	65304-SOAX1-A00	04ROEII1S0AX1000000100	A00	20 DI 22

## 4.8 Verifiche per azioni sismiche

### 4.8.1 Stati Limite Ultimi

Il Testo Unico al § 7.11.5.3.1 richiede l'esecuzione di verifiche agli Stati Limite Ultimi per:

- "collasso per carico limite";
- "collasso per scorrimento sul piano di posa".

Le due suddette verifiche vengono riportate nel capitolo relativo alle verifiche geotecniche della 'Relazione tecnica e di calcolo – Sottopasso scatolare e muri'.

### 4.8.2 Stato Limite di Danno

In accordo con quanto previsto dal Testo Unico al § 7.11.5.3.1, devono essere condotte le verifiche nei confronti dello Stato Limite di Danno.

Visto il valore relativamente ridotto atteso per l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido (0.076 g, calcolato per una probabilità di non superamento corrispondente allo Stato Limite di Danno SLD pari al 37%) e visto che sono eseguite le verifiche di sicurezza per le azioni sismiche calcolate per lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV), sono da attendersi deformazioni permanenti minime a seguito dell'evento sismico di progetto.

## 4.9 Verifiche strutturali

Per quanto riguarda le modalità di esecuzione delle verifiche agli Stati Limite Ultimi di tipo strutturale previste dal Testo Unico al § 6.4.2.1 per le condizioni:

- "raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali",

si faccia riferimento alla 'Relazione tecnica e di calcolo – Sottopasso scatolare e muri'.

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



	<b>DOC. N.</b> 65304-SOAX1-A00	<b>CODIFICA DOCUMENTO</b> 04ROEII1S0AX1000000100	<b>REV.</b> A00	<b>FOGLIO</b> 21 DI 22

## 5. BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

### 5.1 Normative e raccomandazioni

5.1.1 D.M. 14/1/08 - “Norme tecniche per le costruzioni – Testo Unico”;

### 5.2 Documentazione di progetto

5.2.1 Consorzio B.B.M. – Progetto Esecutivo – Interconnessione A35-A4 - Parte Generale – Geotecnica – Relazione Metodologica

5.2.2 Consorzio B.B.M. – Progetto Esecutivo – Interconnessione A35-A4 - Parte Generale – Geotecnica - Addendum – Relazione Geotecnica / Indagini Geognostiche in sito / Prove di laboratorio

5.2.3 Consorzio B.B.M. – Progetto Esecutivo – Interconnessione A35-A4 – Parte Generale – Geologia Idrogeologia e Geomorfologia – Relazione Sismica

5.2.4 Consorzio B.B.M. – Progetto Esecutivo – Interconnessione A35-A4 –SOAX1 –Sottopasso ramo collegamento tangenziale direzione BS – Relazione tecnica e di calcolo sottopasso scatolare e muri

### 5.3 Riferimenti bibliografici

5.3.1 Berardi R., Lancellotta R., "Stiffness of Granular Soils from Field Performance" ; 1991, Geotechnique

5.3.2 Berardi R., "Non linear elastic approaches in foundation design" ; 1999, Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema

5.3.3 Skempton, A. W. (1986), “Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation”. Geotechnique 36, n°2

5.3.4 Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) – “New correlations of penetration tests for design practice”, Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando

5.3.5 Schmertmann, J.H. (1975), “Measurement of in situ shear strength, keynote lecture, Proceedings of the conference on in-situ measurement of soil properties”, June 1-4, 1975, vol. II, American Society of Civil Engineers.

5.3.6 [www.ingv.it](http://www.ingv.it) – Sito Istituto Nazionale Geofisica e Vulcanologia

EPRI EL-6800, “Manual on estimate Soil properties for foundation design” 1990

Società di Progetto  
Brebemi SpA

