

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

SOAX2 - SOTTOPASSO PODERALE
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: LUG 2016
	EMIT.	TIPO	FASE	M.A.	LOTTO	OPERA	PROG. OPERA	TRATTO	PARTI	PROGR.	PART. DOC.		
65330	04	RO	E	I	11	SO	AX2	00	00	001	00	A	00

ELABORAZIONE PROGETTUALE	REVISIONE									
	N.	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO	
IL PROGETTISTA PIACENTINI INGEGNERI S.P.A. DOTT. ING. LUCA PIACENTINI ORDINE DEGLI INGEGNERI DI PIACENZA N. 52	A	00	EMISSIONE	29/07/2016	PIACENTINI	29/07/2016	MAZZOLI	29/07/2016	MAZZOLI	

IL CONCESSIONARIO



IL CONCESSIONARIO
SOCIETÀ DI PROGETTO
BREBEMI SPA
Società di Progetto
Brebemi SpA

INDICE

1.	PREMESSA	2
1.1	GEOMETRIA OPERA	2
2.	CAMPAGNA DI INDAGINE GEOGNOSTICA	3
2.1	SONDAGGI GEOGNOSTICI	3
2.2	PROVE SPT	4
2.3	PROVE DI PERMEABILITÀ	4
2.4	PROVA MASW	4
2.5	PIEZOMETRI.....	5
2.6	PROVE DI LABORATORIO	5
3.	DEFINIZIONE DELLA STRATIGRAFIA E DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	10
3.1	STRATIGRAFIE DI PROGETTO	10
3.2	DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI	10
3.3	FALDA DI PROGETTO	12
3.4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA ED ACCELERAZIONE DI PROGETTO	13
3.5	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	14
	TABELLA 3.1 – PROFILO GEOTECNICO DI PROGETTO.....	15
4.	OPERE DI FONDAZIONE.....	20
4.1	GEOMETRIA.....	20
4.2	METODOLOGIA DI CALCOLO	20
4.3	SLU – STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO	20
4.4	SLU – COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL’INSIEME FONDAZIONE - TERRENO	21
4.5	SLU – COLLASSO PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA.....	21
4.6	SLU – SOLLEVAMENTO E SIFONAMENTO	21
4.7	SLE – VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI INDOTTI.....	21
4.8	VERIFICHE PER AZIONI SISMICHE	22
4.9	VERIFICHE STRUTTURALI	22
5.	BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	23
5.1	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI	23
5.2	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	23
5.3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	23

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65330-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEI1SOAX2000000100	REV. A00	FOGLIO 2 di 24
---	----------------------------	---	-------------	-------------------

1. PREMESSA

Il presente documento è relativo al sottopasso podereale SOAX2 previsto nell'ambito del Progetto Esecutivo dell'interconnessione A35-A4, sulla rampa di svincolo A4-BB alla progressiva chilometrica 0+655,63, 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 nette interne in retto di 5,00 x 5,90 m, con soletta superiore di spessore 0,65 m, soletta inferiore di spessore 0,70 m e piedritti di spessore 0,60 m.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65330-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1SOAX2000000100	REV. A00	FOGLIO 3 di 24
---	----------------------------	--	-------------	-------------------

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:

- 1 sondaggio a carotaggio continuo (SE3 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

Il sondaggio SE3 considerato è stato eseguito in corrispondenza dell'opera in progetto e ha raggiunto una profondità di 15 m da P.C. In Figura 2.1 è riportata l'ubicazione del sondaggio stesso.

Il sondaggio SE3 evidenzia la presenza di terreni sabbioso-limosi intercalati da uno strato argilloso.

In particolare si riscontra la presenza di sabbia limosa abbastanza addensata fino a -3,60 m da p.c., al di sotto della quale si attesta uno strato argilloso di spessore pari a 2,20 m ($N_{SPT} = 4$; unità tipo VI). I valori della coesione non drenata misurata tramite Vane Test e indirettamente tramite Pocket Penetrometer mostrano una modesta resistenza nel breve periodo dello strato argilloso in oggetto.

Al di sotto di 5,80 m da p.c. si riscontra nuovamente la presenza di sabbia limosa fino a quota -10,50 m da p.c. , per poi lasciare il posto a ghiaia sabbiosa fino a -15,0 m da p.c. I campioni rimaneggiati prelevati CR1 e CR2 confermano la granulometria eterogenea dei terreni in questione variando dalla ghiaia sabbiosa con argilla a limo argilloso con poca ghiaia in accordo all'andamento dei valori N_{SPT} lungo la verticale indagata dal sondaggio stesso.

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 per la sabbia limosa risultano compresi tra 9 e 33 colpi, evidenziando in generale un grado di addensamento medio ($D_{r_{media}} = 51\%$). I valori di N_{SPT} aumentano nello strato ghiaioso dalla quota di 13,40 m in poi.

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.

2.3 Prove di permeabilità

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

E' stato comunque stimato un coefficiente di permeabilità per i terreni in parola sulla base di prove eseguite in terreni analoghi in progetto.

2.4 Prova MASW

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

Ai fini della determinazione della categoria sismica dei terreni di fondazione è stato calcolato il valore di $N_{SPT,30}$ facendo riferimento ai valori di N_{SPT} del sondaggio S3.

Come richiesto da Normativa vigente al paragrafo 3.2.2, vale quanto segue:

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}$$

Si riporta per completezza in figura 2.4 i valori N_{SPT} degli strati considerati e i relativi spessori utilizzati nel calcolo di $N_{SPT,30}$.

Il terreno di fondazione risulta di categoria C.

2.5 Piezometri

Non sono disponibili piezometri nell'area del sottopasso in parola.

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 dalla scheda del sondaggio. I campioni rimaneggiati prelevati CR1 e CR2 confermano la granulometria eterogenea dei terreni in questione variando dalla ghiaia sabbiosa con argilla a limo argilloso con poca ghiaia in accordo all'andamento dei valori N_{SPT} lungo la verticale indagata dal sondaggio stesso.

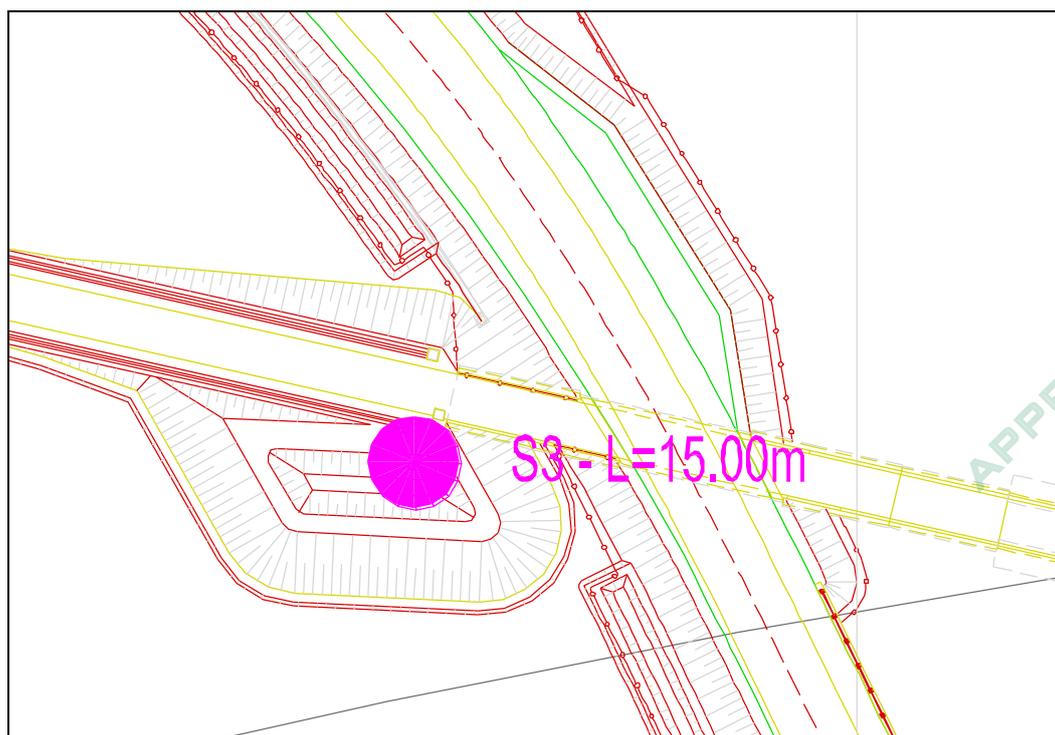
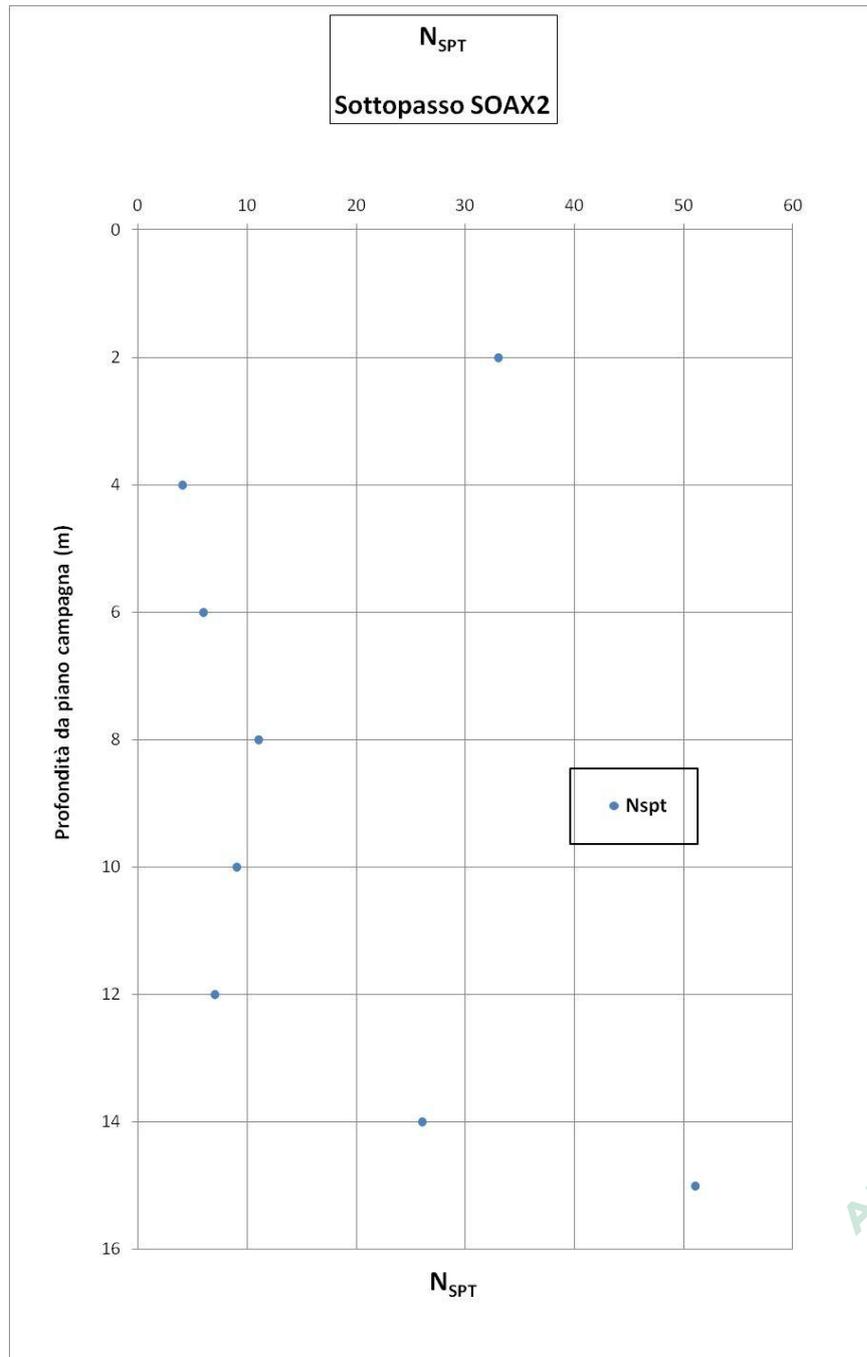
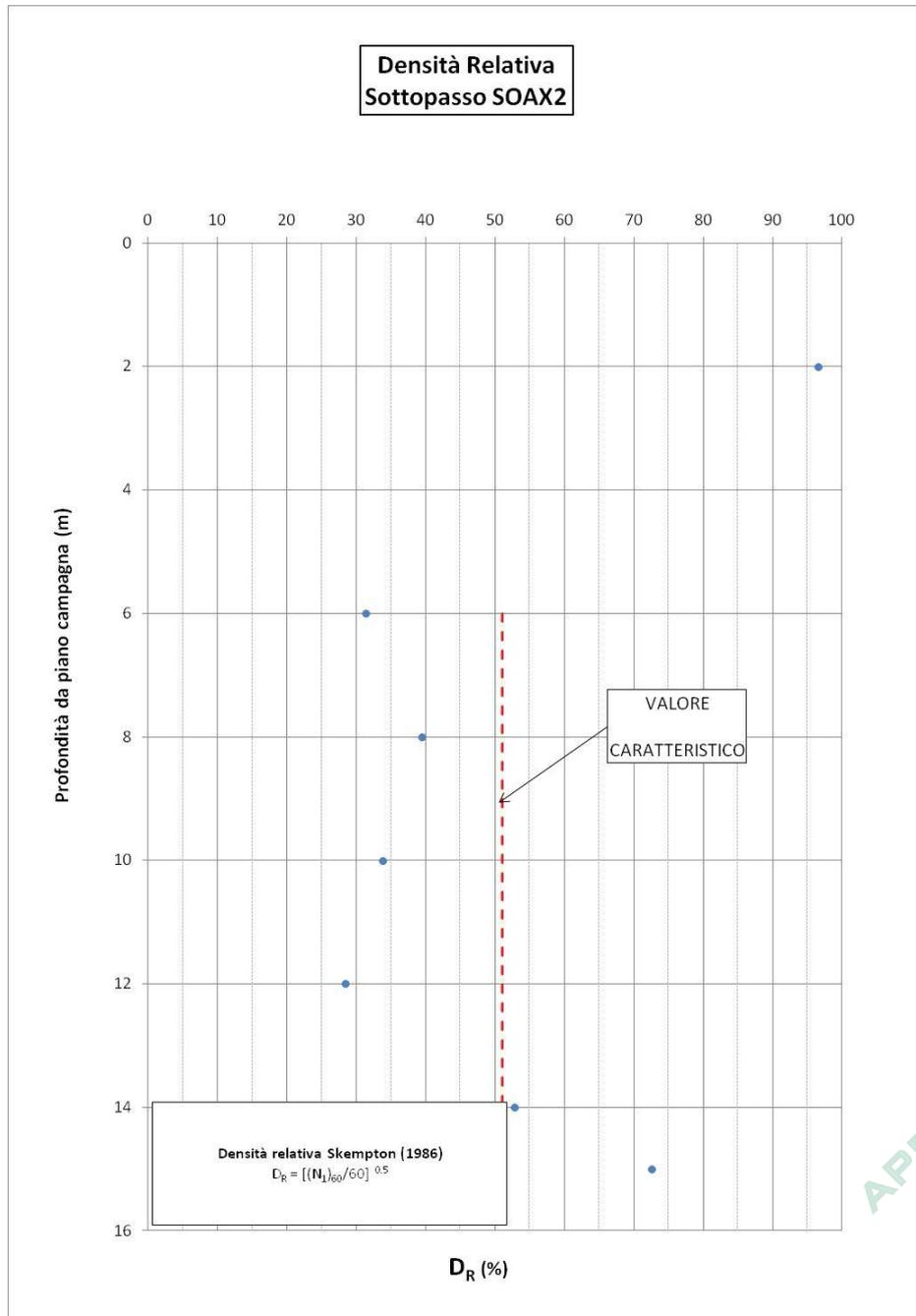


Figura 2.1 - Ubicazione sondaggi geognostici.



APPROVATO SDP

Figura 2.2 – Valori di N_{SPT} registrati in funzione della profondità da piano campagna.



APPROVATO SDP

Figura 2.3 – Valori di D_R calcolati a partire dai valori di N_{spt} registrati in funzione della profondità da piano campagna.

$N_{spt,i}$	h_i (m)
33	3,8
4	2
8,7	4,8
7	3
26	1
51	15,4

$N_{spt,30}$ **15,5**

Figura 2.4 – Valori di N_{SPT} degli strati e relativi spessori utilizzati nel calcolo di

$N_{spt,30}$ per la determinazione della categoria di sottosuolo.

APPROVATO SDP

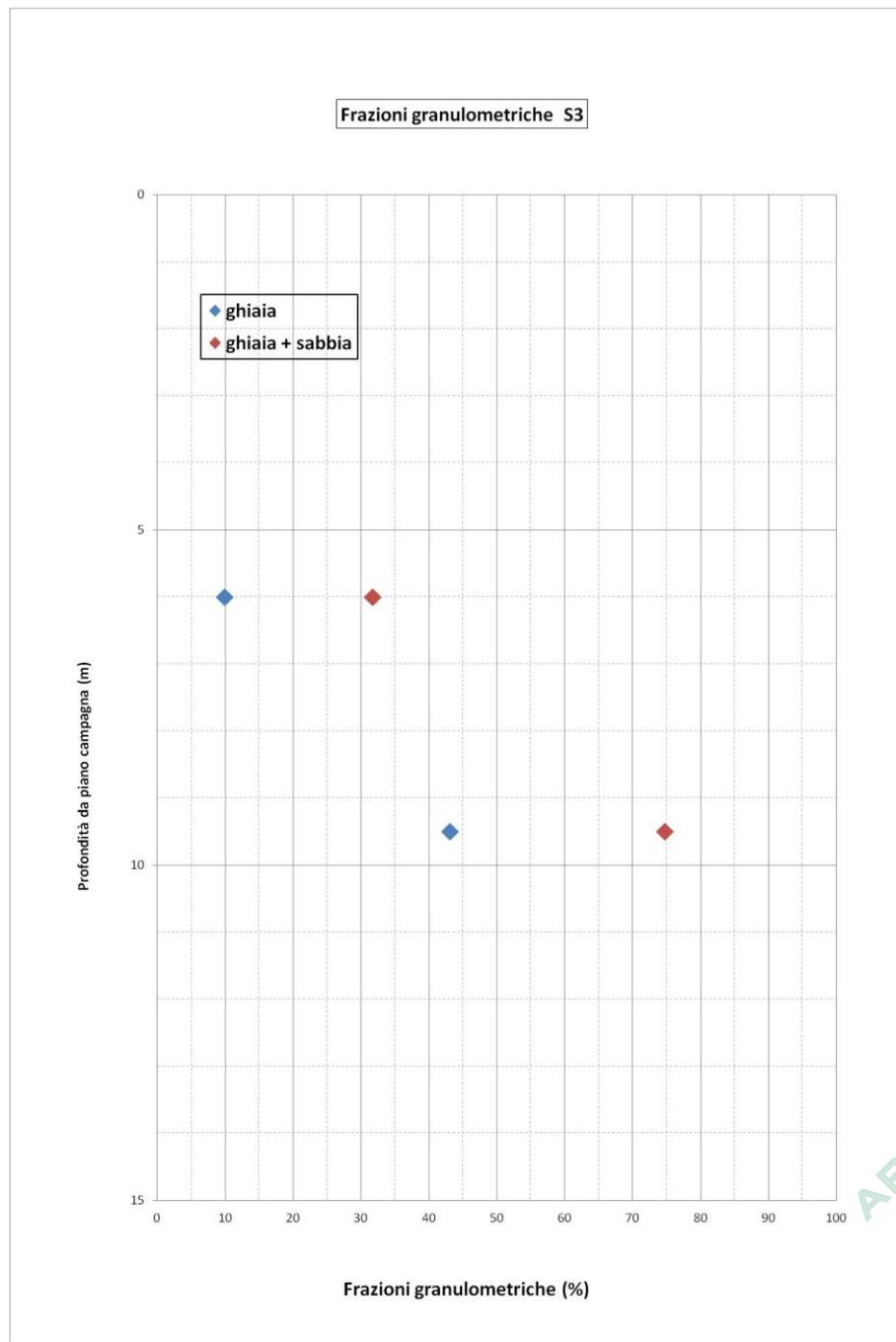


Figura 2.5 – Andamento delle frazioni granulometriche in funzione della quota da p.c.

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	
ϕ'_{k_SPT}	Angolo di resistenza al taglio di picco ricavato a partire dai valori di N_{spt} ;
$\phi'_{k_CONTROLO}$	Angolo di resistenza al taglio di controllo ricavato a partire dalla densità relativa e dal peso di volume del materiale granulare;
ϕ'_k	Angolo di resistenza al taglio caratteristico;
ϕ'_{dm1}	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
ϕ'_{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;
γ_n	Peso di volume naturale;
γ'	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 caratterizzata da un'alternanza di argilla e limo con sabbia limosa. Soltanto al di sotto di 10,50 m da p.c. si riscontra la presenza di ghiaia addensata.

In particolare si registra in superficie la presenza di un livello di limo argilloso, di spessore circa metrico. A seguire si incontra uno strato di sabbia limosa mediamente addensata che si spinge fino a circa 3,60 m da P.C.. Al di sotto della sabbia limosa si incontra uno strato argilloso di spessore pari a 2,20 m di modesta resistenza. Al di sotto di 5,80 m da P.C. si riscontra nuovamente la presenza di sabbia limosa fino a quota -10,50 m da P.C., per poi lasciare il posto a ghiaia sabbiosa fino a -15,0 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 37° e un massimo di circa 44°.

Società di Progetto
Brebem SpA



	Doc. N. 65330-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEI1SOAX2000000100	REV. A00	FOGLIO 11 di 24
---	----------------------------	---	-------------	--------------------

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. 5.3.7).

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 38° per lo strato granulare da -5,80 m fino a -15,0 m.

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} .

Per quanto riguarda i materiali coesivi, non essendo disponibili prove di laboratorio, si assume sulla base delle usuali indicazioni di letteratura che la resistenza di tali materiali possa essere stabilita come segue:

Argille: $\phi'_k = 28^\circ$; $c'_k = 0$.

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 con la profondità fino a -15,0 m da p.c.



	Doc. N. 65330-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEI1SOAX2000000100	REV. A00	FOGLIO 12 di 24
---	----------------------------	---	-------------	--------------------

3.2.3 Coesione non drenata-materiali coesivi

Per la definizione dei valori di coesione non drenata da associare allo strato di materiale argilloso, sono stati trascurati i risultati delle prove in sito da Penetrometro portatile in quanto in disaccordo e sovrastimanti rispetto ai rimanenti, ma ci si è basati sui risultati ottenuti dalle prove penetrometriche (SPT) e le prove tipo Vane Test.

Si riporta in figura 3.4 l'andamento della coesione non drenata per gli strati argillosi della stratigrafia in oggetto.

3.3 Falda di progetto

Nell'area in parola non è stata evidenziata la presenza di falda.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



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	2,452	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 C.

	Doc. N. 65330-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1SOAX2000000100	REV. A00	FOGLIO 14 di 24
---	----------------------------	--	-------------	--------------------

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



	DOC. N. 65330-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1SOAX2000000100	REV. A00	FOGLIO 15 DI 24

Quota da p.c.		Descrizione	Unità	Parametri in condizioni drenate											Parametri in condizioni non drenate					Peso di volume		Permeabilità * k (m/s)			
da	a			ϕ'_{K_SPT}	$\phi'_{K_CONTROLLO}$	ϕ'_K	ϕ'_{dM1}	ϕ'_{dM2}	c'_K	c'_{dM1}	c'_{dM2}	E'_{01}		E'_{25}		E'_{LT}		$Cu_{K^{**}}$	Cu_{M1}	Cu_{M2}	E_u		naturale γ_n (kN/m ³)	sommerso γ' (kN/m ³)	
(m)	(-)											(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(kPa)				(kPa)				(kPa)
0,0	1,2	Limo argilloso	VI	-	-	28	28	23	0	0	0	-	-	-	-	1,2	1,2	10	10	7	4	4	19	10	$1 \times E^{-8} \div E^{-9}$
1,2	3,6	Sabbia limosa	IV	40	35	38	38	32	0	0	0	61	61	23	23	-	-	-	-	-	-	-	20	11	$1 \times E^{-6} \div E^{-7}$
3,6	5,8	Argilla	VI	-	-	28	28	23	0	0	0	-	-	-	-	3,4	3,4	28	28	20	11	11	19	10	$1 \times E^{-8} \div E^{-9}$
5,8	15,0	Ghiaia sabbiosa / Sabbia ghiaiosa / Sabbia limosa	II / III / IV	39	35	38	38	32	0	0	0	35	120	6	35	-	-	-	-	-	-	-	20	11	$1 \times E^{-5} \div E^{-7}$

Tabella 3.1 – Profilo geotecnico di progetto.

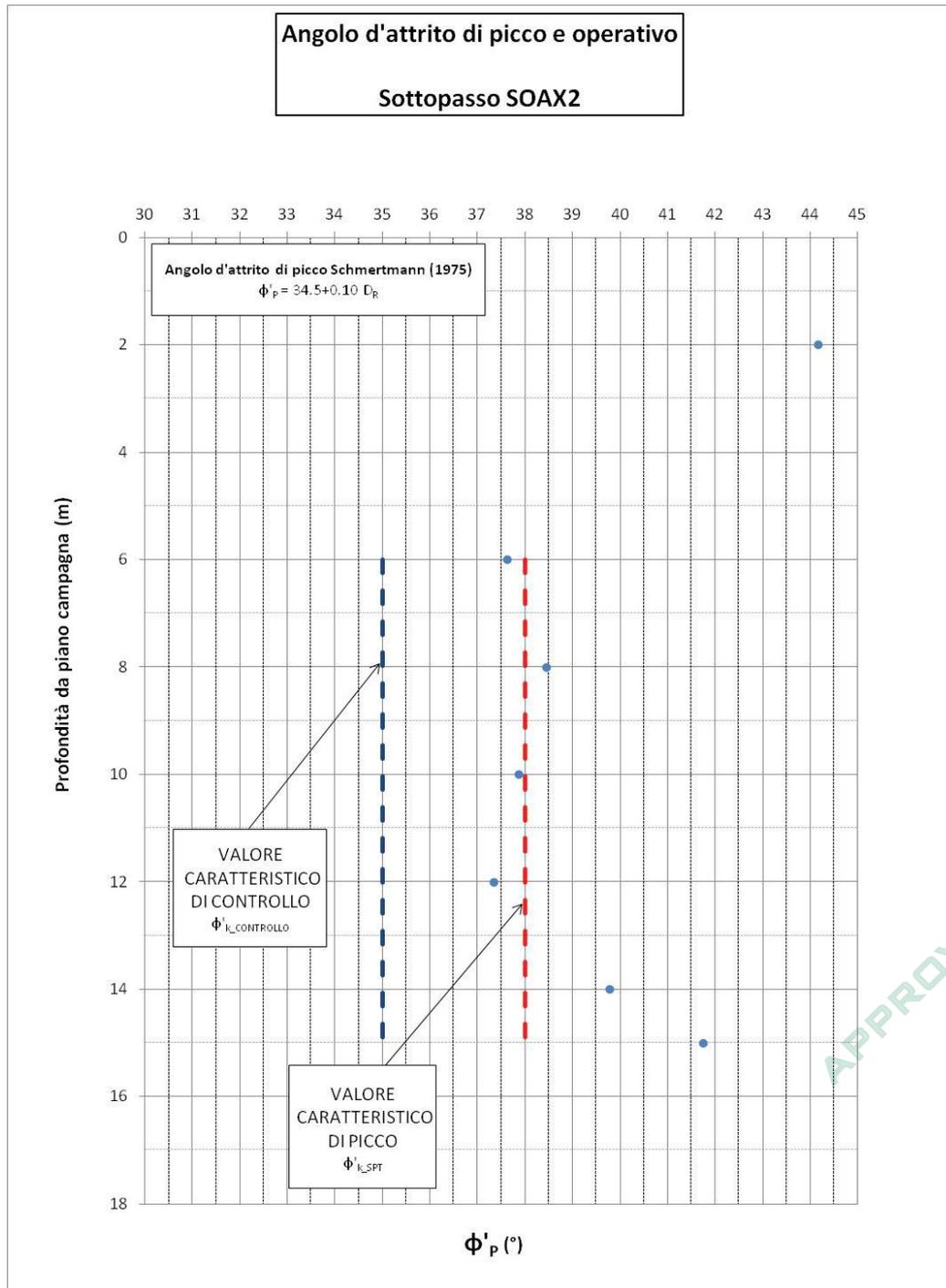


Figura 3.1 - Andamento con la profondità dell'angolo di resistenza al taglio caratteristico di picco stimato a partire dalle N_{SPT} e angolo di resistenza al taglio caratteristico di controllo definito a partire da D_R e dalla granulometria.

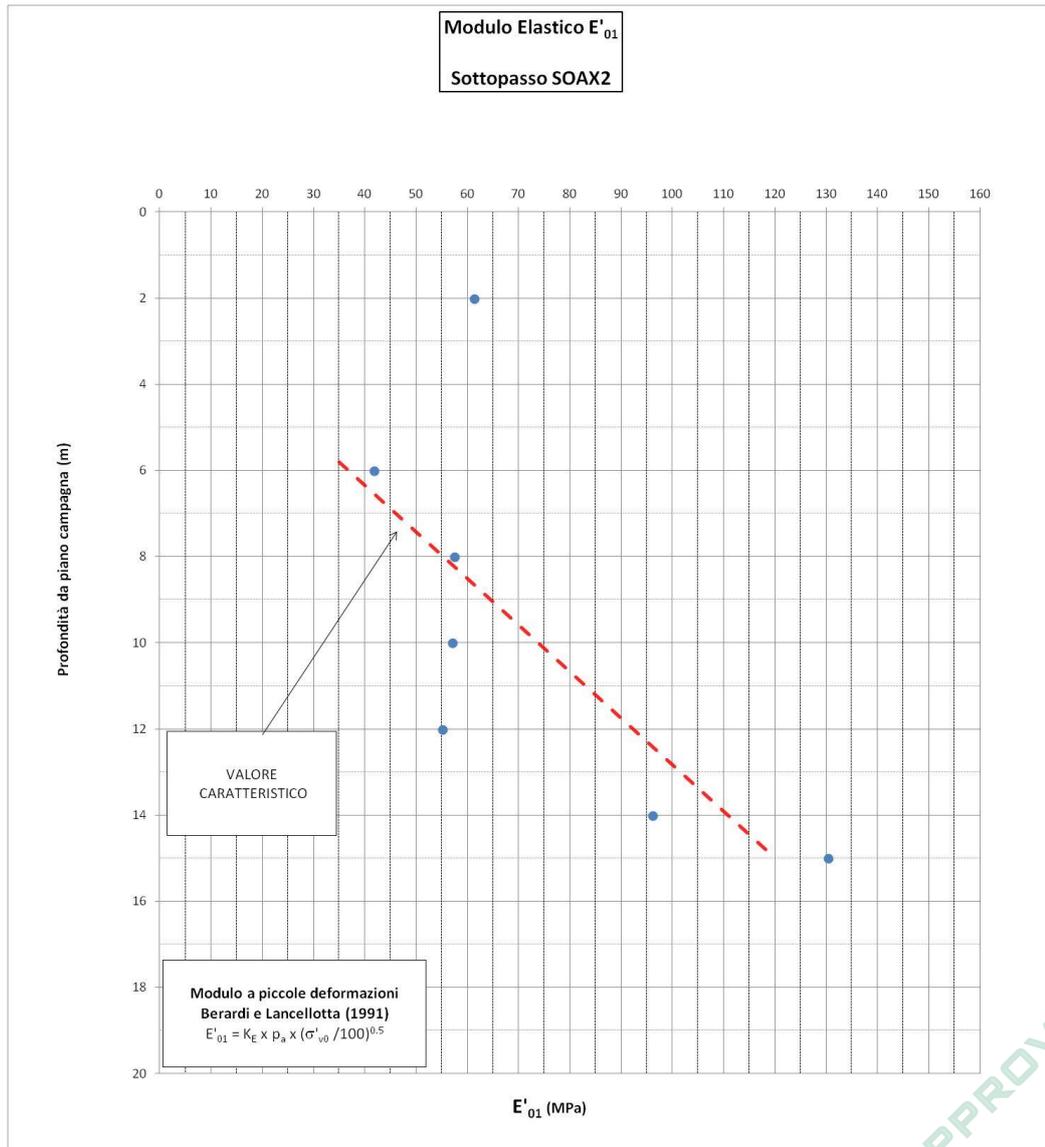


Figura 3.2 – Valori di E'_{01} e profilo di rigidezza caratteristico adottato in funzione della profondità da piano campagna, stimato a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche.

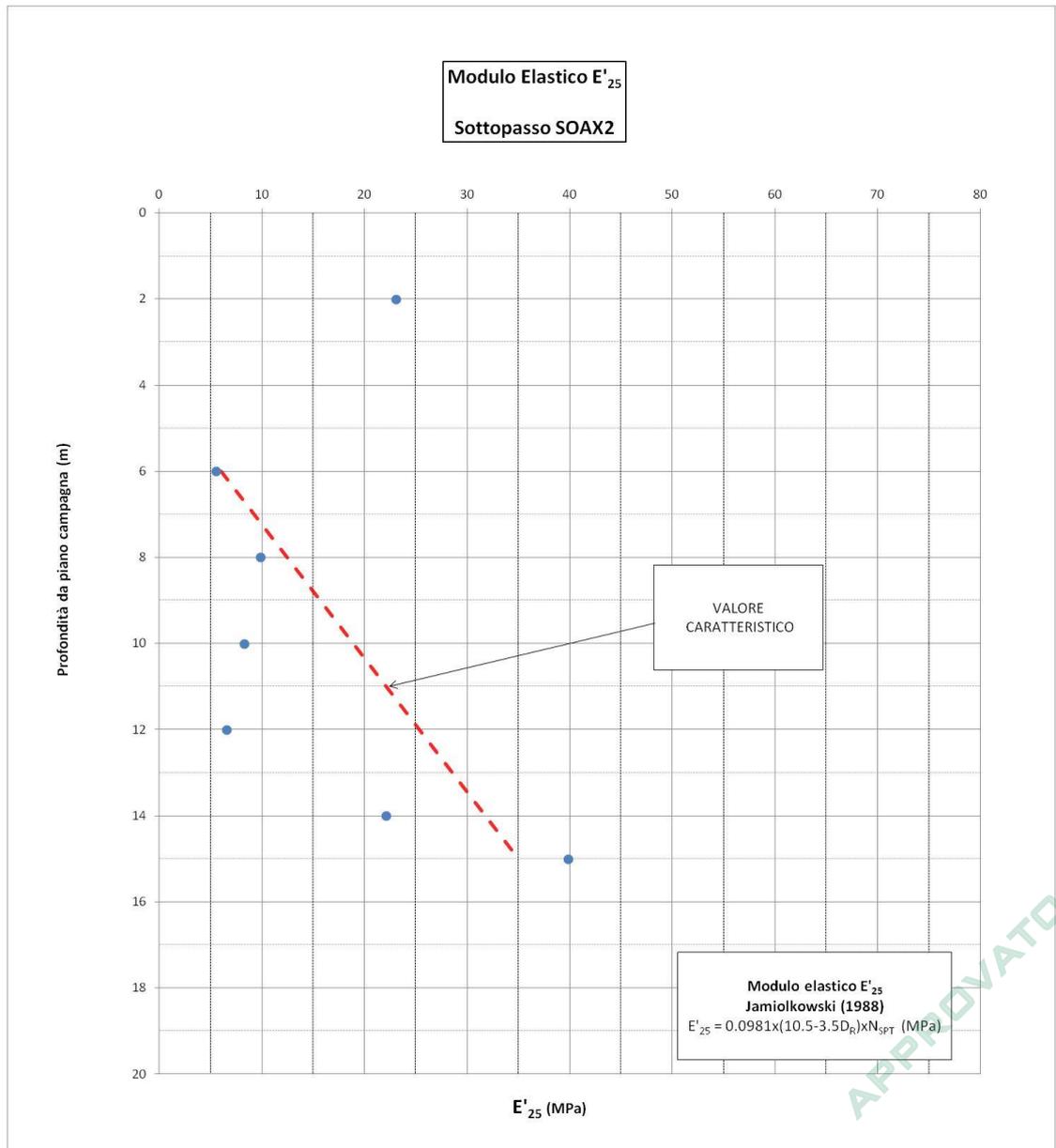
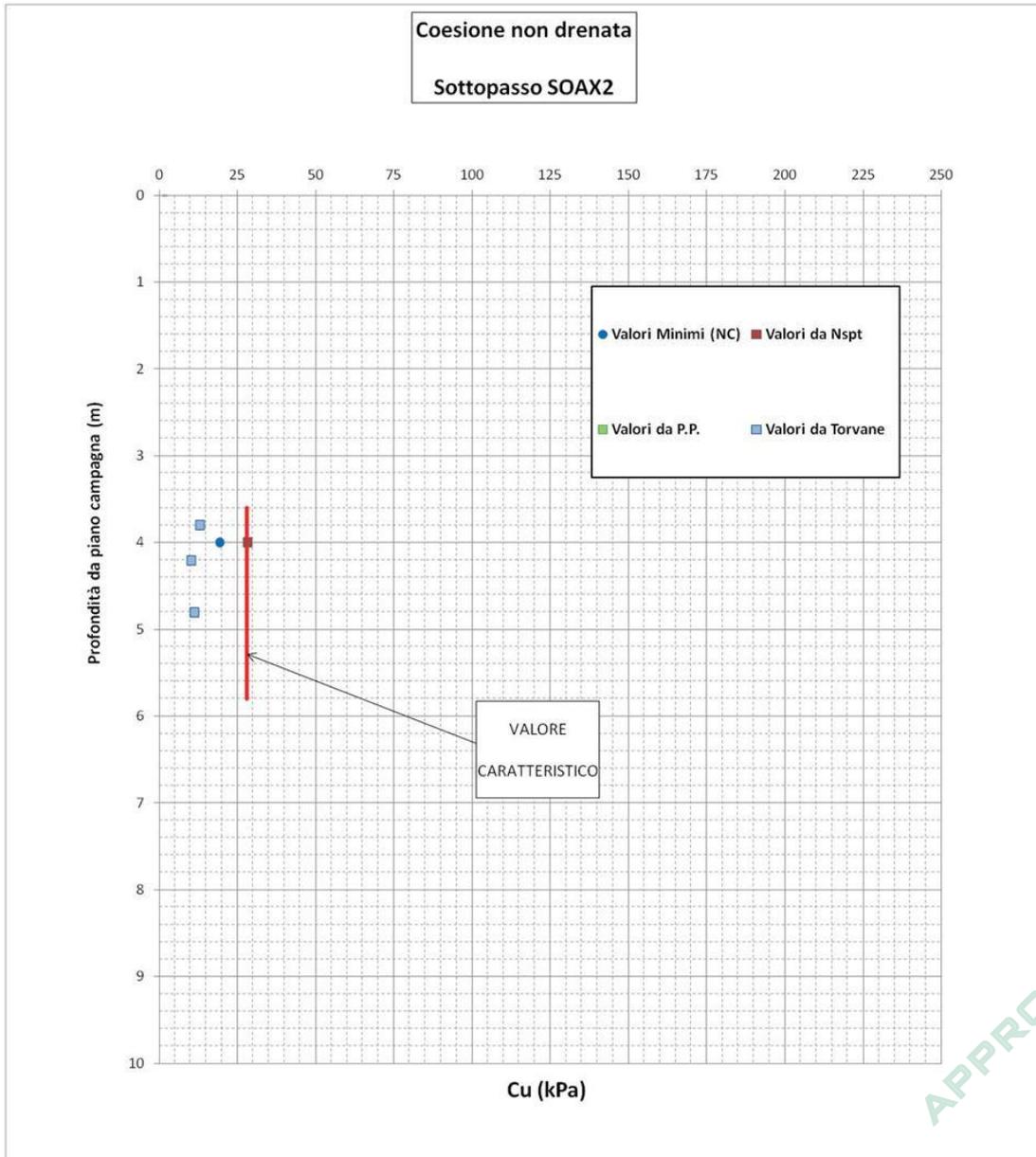


Figura 3.3 – Valori di E_{25} e profilo di rigidezza caratteristico adottato in funzione della profondità da piano campagna, stimato a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche.



APPROVATO SDP

Figura 3.4 – Definizione del valore caratteristico della coesione non drenata Cu.



	DOC. N. 65330-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1SOAX2000000100	REV. A00	FOGLIO 20 DI 24

4. OPERE DI FONDAZIONE

4.1 Geometria

Per il sottopasso in parola si è scelto di adottare una fondazione di tipo diretto. In particolare la fondazione è costituita da una platea di spessore 0,70 m e larghezza pari a 6,60 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 SOAX2, 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 SOAX2 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
della
Brebemi SpA



	DOC. N. 65330-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1SOAX2000000100	REV. A00	FOGLIO 21 DI 24

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".

Visto il modesto valore delle azioni orizzontali sollecitanti ad intradosso fondazione in relazione alla resistenza al taglio disponibile in fondazione e alla resistenza passiva disponibile al piedritto non si procederà all'esecuzione della verifica di scorrimento sul piano di posa, che si assume soddisfatta in ogni caso.

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.

	DOC. N. 65330-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1SOAX2000000100	REV. A00	FOGLIO 22 DI 24

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".

La verifica di collasso per carico limite viene riportata nel capitolo relativo alle verifiche geotecniche della 'Relazione tecnica e di calcolo – Sottopasso scatolare e muri'.

Per quanto riguarda la verifica di scorrimento sul piano di posa, visto il modesto valore delle azioni orizzontali sollecitanti ad intradosso fondazione in relazione alla resistenza al taglio disponibile in fondazione e alla resistenza passiva disponibile al piedritto non si procederà all'esecuzione della verifica di scorrimento sul piano di posa, che si assume soddisfatta in ogni caso.

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'.

	DOC. N. 65330-SOAX2-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1SOAX2000000100	REV. A00	FOGLIO 23 DI 24

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 – SOAX2 –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 – Sito Istituto Nazionale Geofisica e Vulcanologia

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