



**ATTUAZIONE PIANO NAZIONALE SICUREZZA STRADALE (PNSS) -
PROGRAMMA CICLABILI
(Del.G.R. n.352 del 27/03/2017)**

Collegamento pista ciclabile Borgo Tuliero

PROGETTO ESECUTIVO

Elaborati civili

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CARATTERIZZAZIONE SISMICA

TAVOLA :

3.02

OTTOBRE 2018

PROGETTAZIONE :

Ing. Maurizio Montanari

 **PROGRA**
PROGRA S.R.L. - Via Pirano, 7 - 48100 RAVENNA - Tel. 0544.591511 - Fax 0544.591344

Nome file : 3.02 Relazione geotecnica

Codifica PROGRA:

Sommario

1	Premessa.....	2
2	Normative e riferimenti	3
2.1	Normative	3
2.2	Riferimenti.....	3
2.2.1	Elaborati grafici relativi al progetto presentato	3
2.2.2	Altri elaborati.....	3
3	Caratterizzazione del terreno	4
3.1	Risultati delle prove penetrometriche	5
3.1.1	Prove penetrometriche CPTU anno 2015 [EP1].....	5
3.1.2	Prove penetrometriche CPT anno 2011 [EP3]	8
3.2	Stratigrafia di progetto.....	11
4	Caratterizzazione sismica di sito.....	12
4.1	Prove Masw anno 2011 [EP3]	12
4.2	Prove Masw anno 2015 [EP1]	13
4.3	Prove Masw anno 2018 [EP2]	14
4.4	Tipologia di terreno e amplificazione stratigrafica	17
5	Analisi del rischio di liquefazione	18
6	Pali di fondazione	19
6.1	Capacità portante verticale.....	19
6.1.1	Pali muro di sostegno.....	20
6.1.2	Pali soletta a sbalzo	23
6.2	Capacità portante orizzontale	26
6.2.1	Pali muro di sostegno.....	27
6.2.2	Pali soletta a sbalzo	28
6.3	Rigidezza verticale.....	29
6.3.1	Pali lato muro di sostegno.....	30
6.3.2	Pali lato soletta a sbalzo.....	31
6.4	Rigidezza orizzontale	32
6.4.1	Pali muro di sostegno.....	32
6.4.2	Pali soletta a sbalzo	33
7	Verifiche di stabilità	34

1 Premessa

Con deliberazione di Giunta Comunale n. 322 del 10/12/2015 è stato approvato il progetto definitivo relativo alla realizzazione di un importante tratto di pista ciclopedonale, della lunghezza di circa ml.1.200 e larghezza di ml. 2,50, che si riallaccia ad un percorso ciclabile esistente compreso tra la frazione di Borgo Tuliero e l'incrocio con la S.P. n. 16; si prevede di effettuare i relativi lavori nel corso del 2018.

Resta escluso un tratto iniziale nell'immediata prossimità del centro urbano, dall'incrocio della S.P. n. 16 con Via S. Martino in prosecuzione della ciclabile in fregio al Ponte Rosso della lunghezza di circa ml. 100, la cui attuazione era inizialmente prevista negli strumenti urbanistici come opera di urbanizzazione a carico di un soggetto privato nell'ambito di un piano di trasformazione urbana che non è stato realizzato da parte del privato stesso.

Pertanto il presente progetto si pone quale obiettivo il completamento della rete ciclopedonale esistente, conferendo continuità al collegamento tra una frazione in ambito extraurbano e il capoluogo e mettendo in sicurezza un percorso fruibile dagli abitanti negli spostamenti, utilizzabile anche come itinerario cicloturistico-paesaggistico.

La presente relazione ha per oggetto la caratterizzazione geotecnica e sismica di sito del tratto di pista ciclabile da realizzare e la valutazione della capacità portante delle fondazioni profonde da realizzare in corrispondenza del muro di sostegno e della soletta a sbalzo.

2 Normative e riferimenti

2.1 Normative

- [N1] D.M. 17 gennaio 2018 (Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni);
- [N2] UNI ENV 1997-1 (2006) Eurocodice 7: Progettazione geotecnica (Parte 1: Regole generali);
- [N3] UNI ENV 1997-2 (2007) Eurocodice 7: Progettazione geotecnica (Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo).

2.2 Riferimenti

2.2.1 *Elaborati grafici relativi al progetto presentato*

- [EG1.] 3.04 Planimetria e sezioni di stato di fatto;
- [EG2.] 3.05 Planimetria e sezioni di stato di progetto;
- [EG3.] 3.06 Profili longitudinali.

2.2.2 *Altri elaborati*

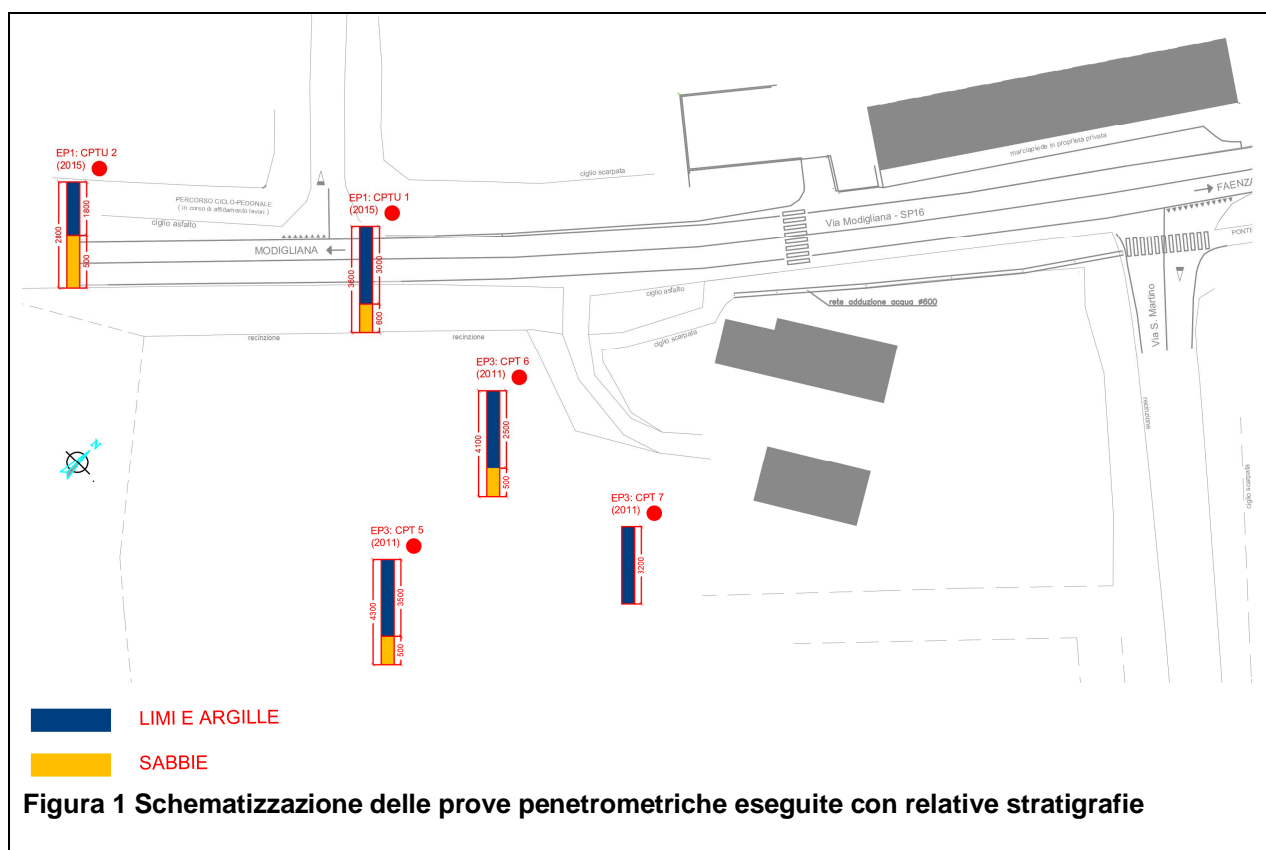
- [EP1.] Indagini geognostiche eseguite a supporto della redazione della relazione geologica in merito al progetto definitivo della pista ciclabile Faenza-Borgo Tuliero (GeoNET srl Luglio 2015);
- [EP2.] Report delle indagini realizzate in corrispondenza delle aree interessate dal progetto di realizzazione di un nuovo collegamento ciclopedonale Granarolo-Borgo Prati e dal progetto di realizzazione di un collegamento Faenza (Borgo Tuliero in località Ponte Rosso (GeoNET srl Maggio 2018);
- [EP3.] Inquadramento geologico, geomorfologico, idrogeologico, e sismico di corredo alla variante alla scheda n.182 (Area via Don Giovanni Verità angolo via San Martino) nel PRG del Comune di Faenza (RA) e relativi allegati (Dott. Geol. Marabini/Bosoni).

3 Caratterizzazione del terreno

Per definire il modello stratigrafico, geotecnico e sismico dei terreni che compongono il volume significativo di sottosuolo coinvolto dagli interventi in progetto, si fa riferimento alle seguenti indagini (rif [EP.1], [EP.2]), [EP.3]):

- n° 1 indagine sismica attiva secondo metodologia MASW+ n° 1 indagine sismica passiva secondo metodologia HVSR (rif. [EP.1]);
- n° 1 indagine sismica attiva secondo metodologia MASW + n° 1 indagine sismica passiva secondo metodologia HVSR (rif. [EP.2]);
- n° 1 indagine sismica attiva secondo metodologia MASW (rif. [EP.3]);
- n° 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono CPTU01 e CPTU02 (rif. [EP.1]);
- n° 3 prove penetrometriche statiche CPT spinte fino a rifiuto tecnico a -4m da p.c. (rif. [EP.3]: CPT 5, CPT 6 e CPT 7);

Di seguito l'ubicazione delle prove penetrometriche eseguite negli anni 2011 e 2015:

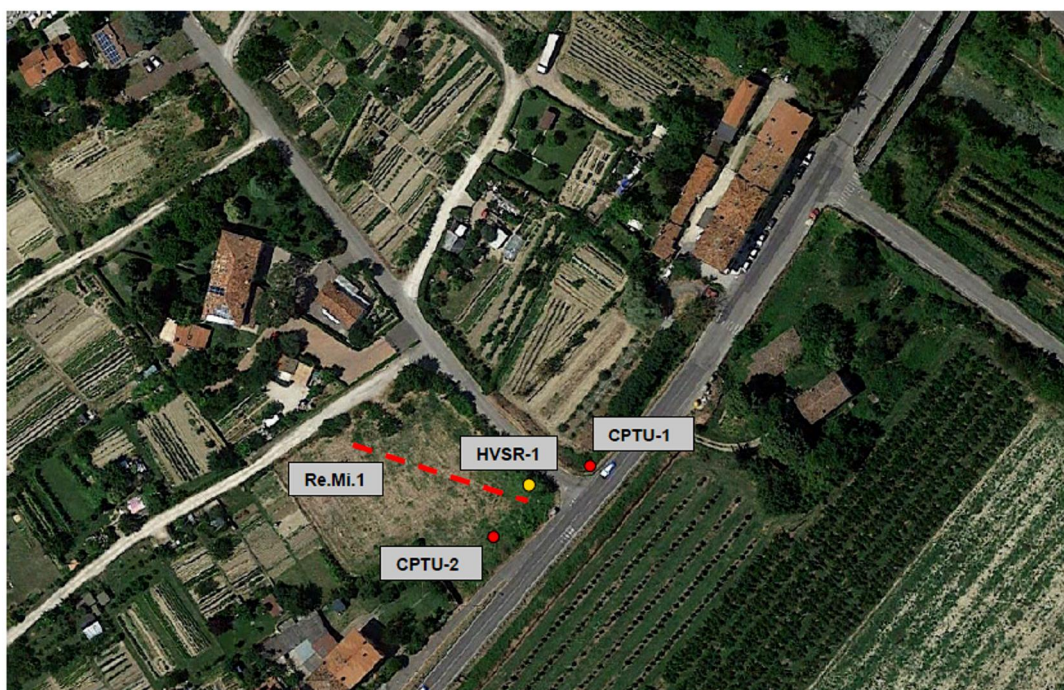


Si riportano i risultati più significativi rimandando alle citate relazioni geologiche per ulteriori approfondimenti.

3.1 Risultati delle prove penetrometriche

3.1.1 Prove penetrometriche CPTU anno 2015 [EP1]

Con riferimento a [EP1] si riporta l'ubicazione delle prove penetrometriche CPTU-01 e CPTU-02 svolte nel 2015.



LEGENDA

- CPTU: prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono
- Re.Mi: (traccia dello stendimento)

Figura 2 Estratto [EP1]: Ubicazione indagini geognostiche

Di seguito si riassumono le caratteristiche litologiche ed il relativo assetto delle unità litostratigrafiche individuate dalle prove penetrometriche.

CPTU-01

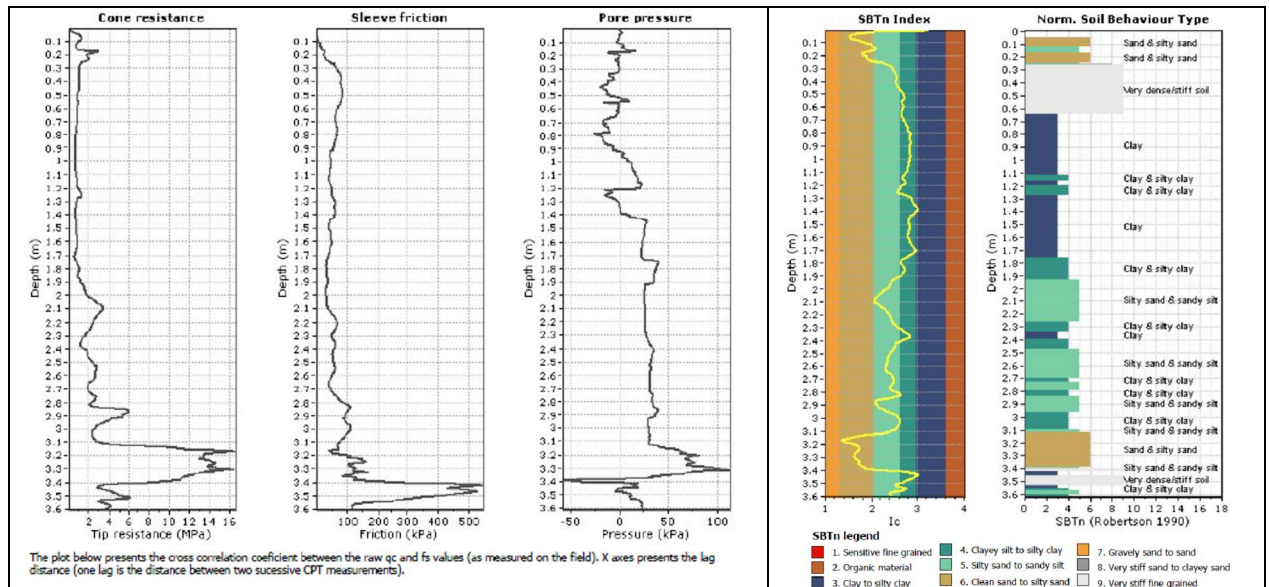


Figura 3 Estratto [EP1]: CPTU-01 Andamento di q_c , f_s e u

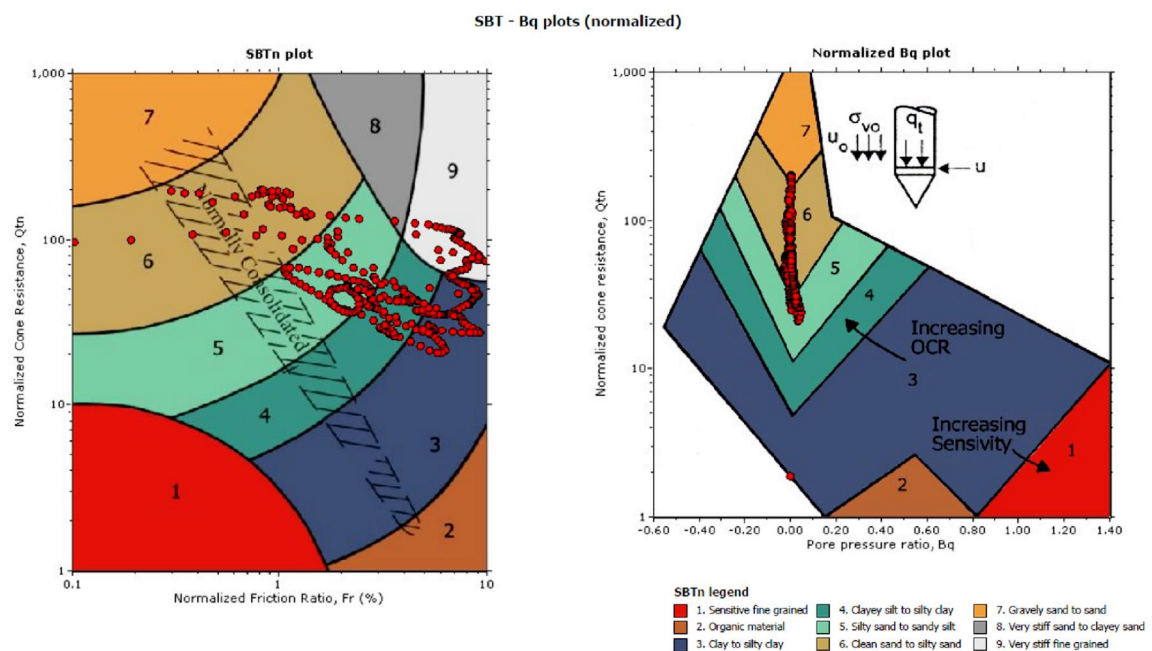


Figura 4 Estratto [EP1]: CPTU-01 Resistenza alla punta normalizzata

CPTU-02

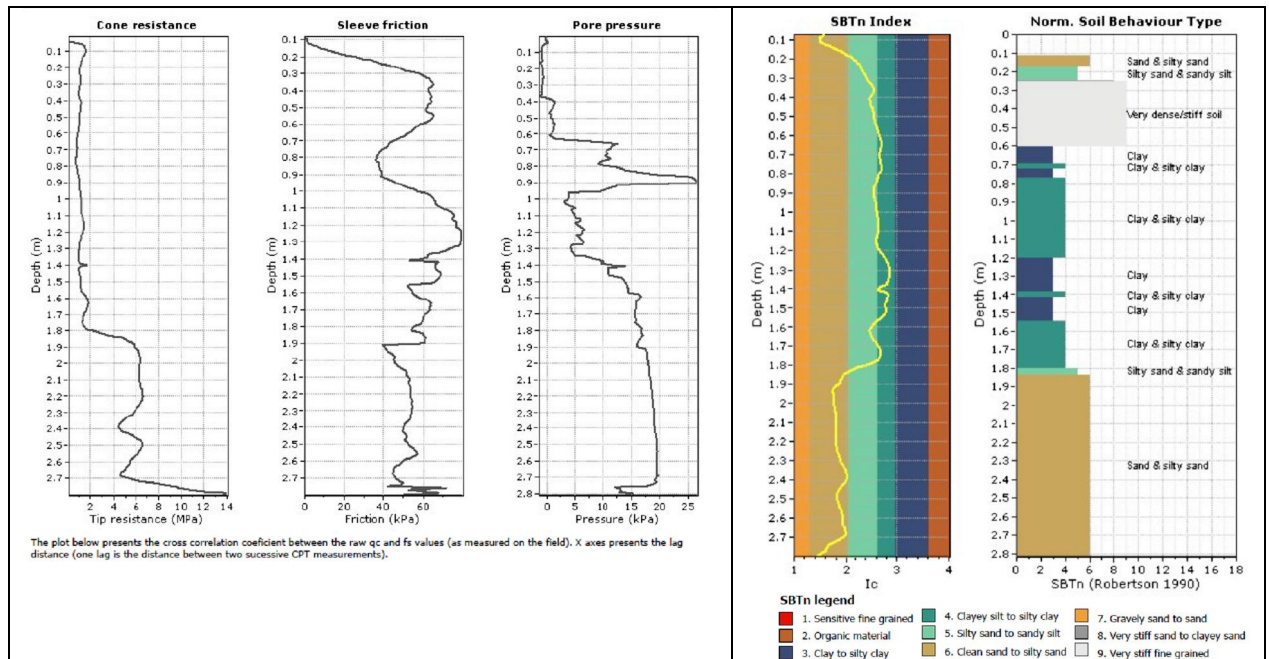


Figura 5 Estratto [EP1] : CPTU-02 Andamento di qc, fs e u

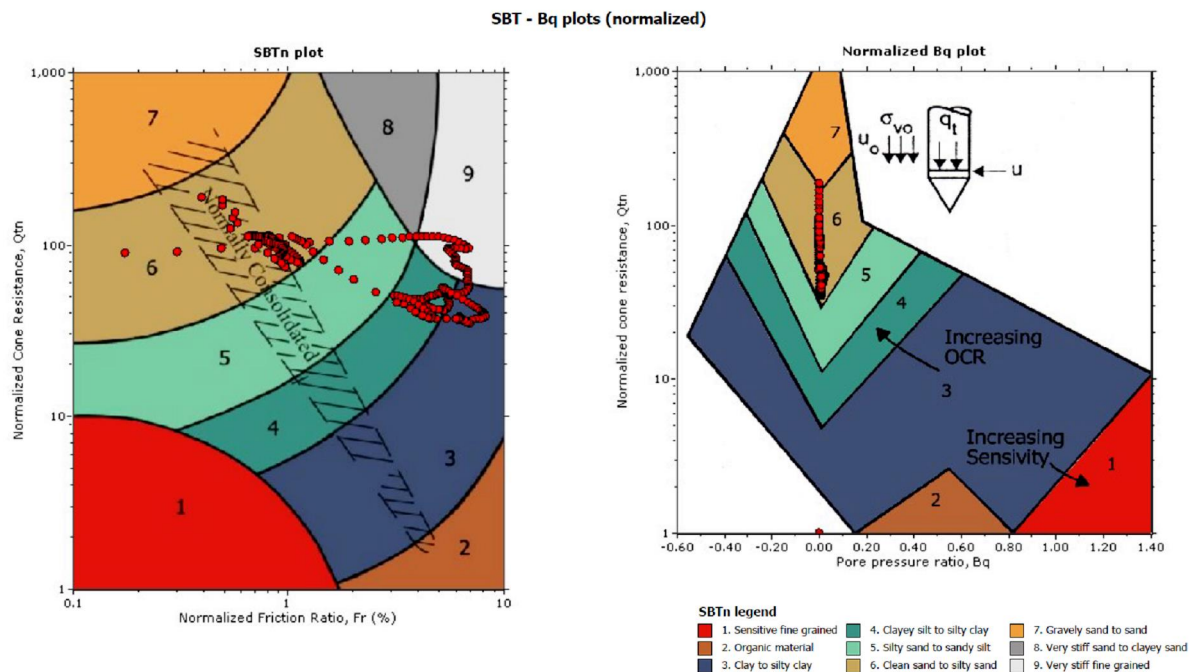


Figura 6 Estratto [EP1] : CPTU-02 Resistenza alla punta normalizzata

3.1.2 Prove penetrometriche CPT anno 2011 [EP3]

Con riferimento a [EP3] si riporta l'ubicazione delle le prove penetrometriche CPT-05, CPT-06 e CPT-07 svolte nel 2011.

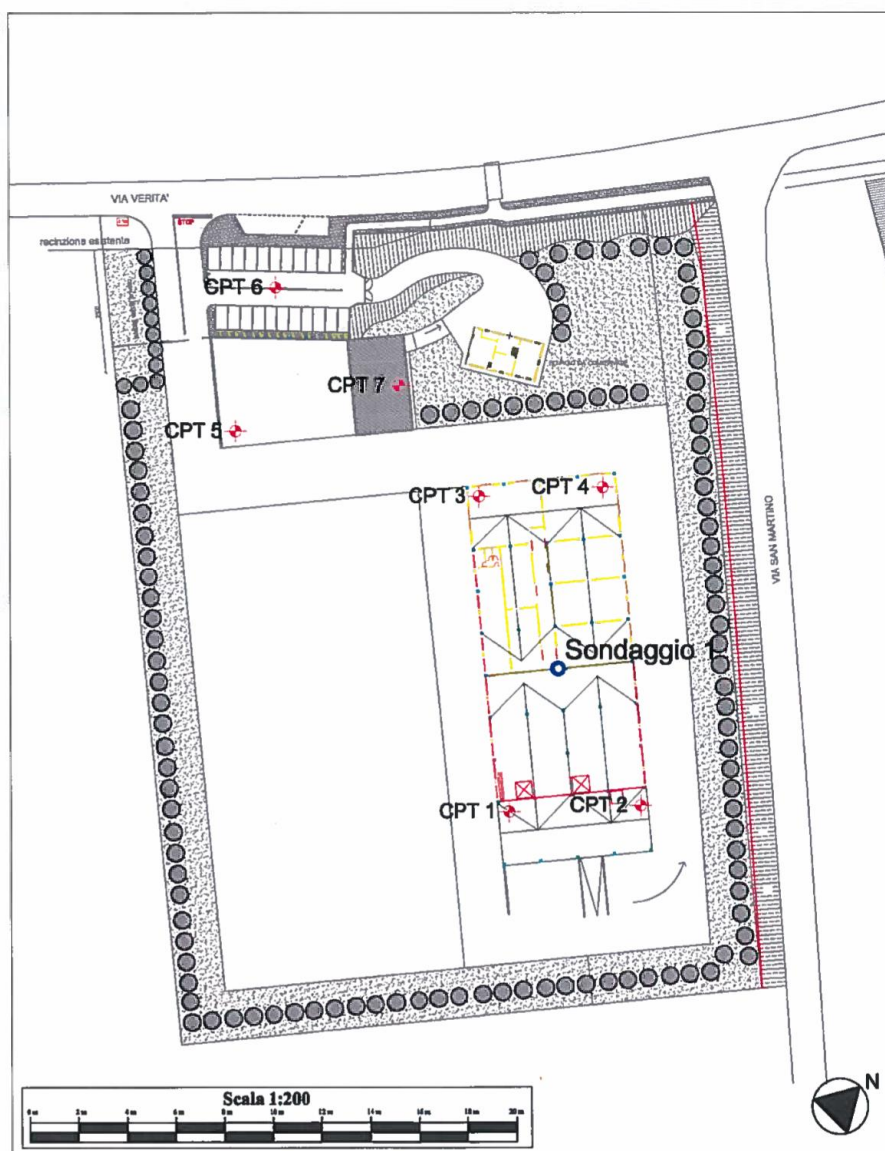
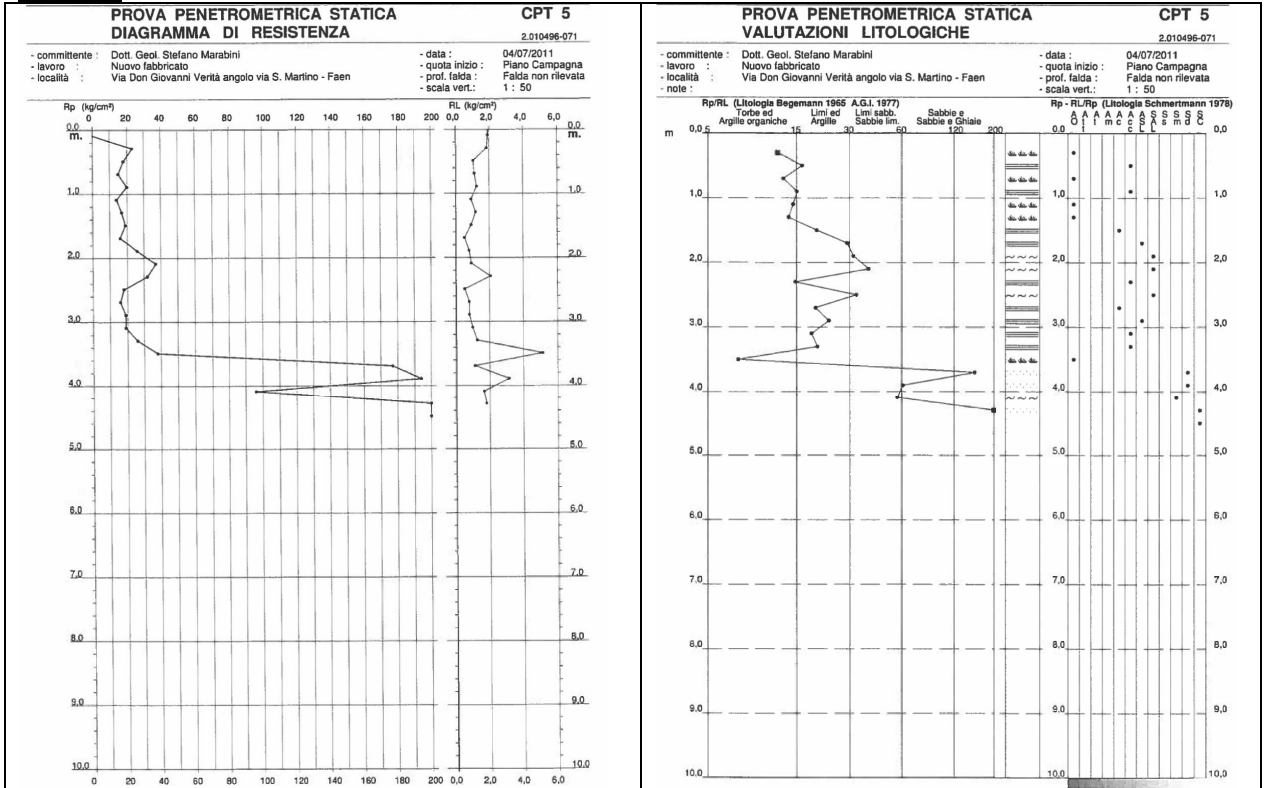


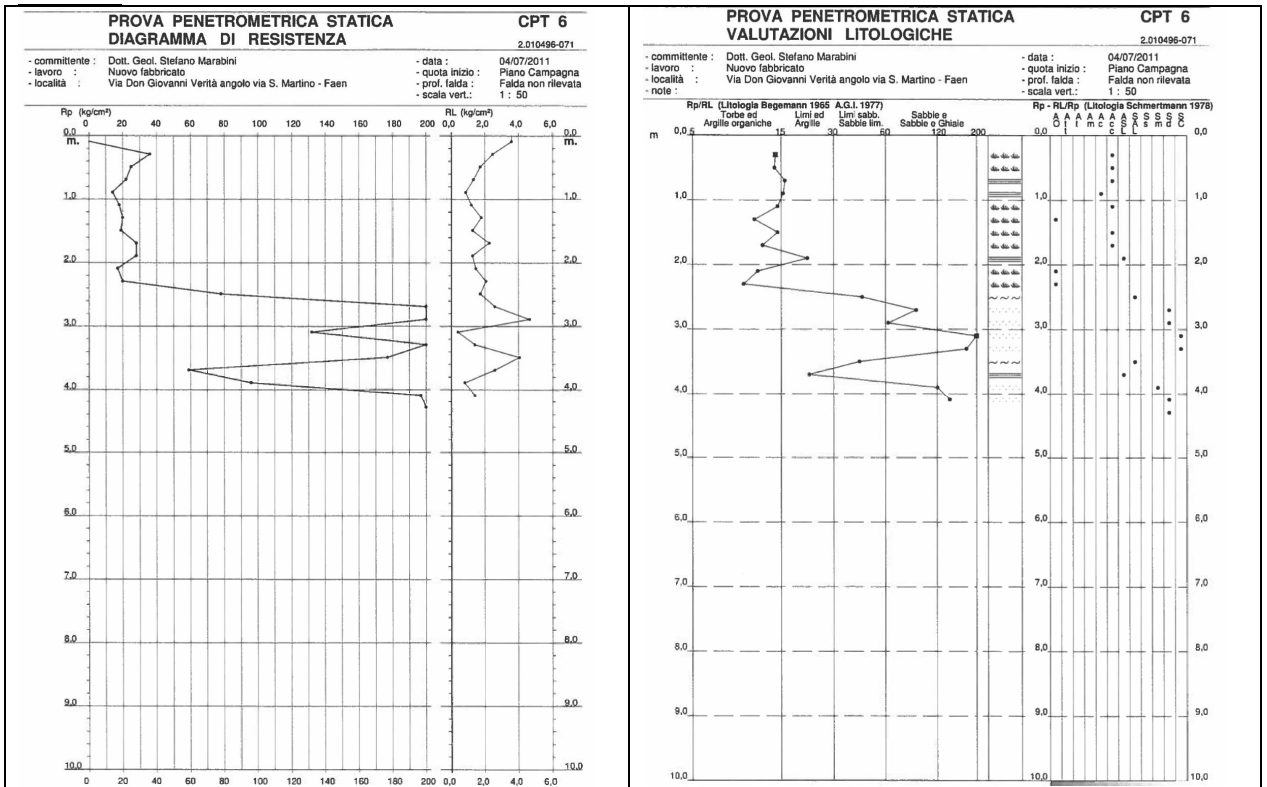
Figura 7 Estratto [EP3] : Ubicazione indagini geognostiche

Di seguito si riassumono le caratteristiche litologiche ed il relativo assetto delle unità litostratigrafiche individuate dalle prove penetrometriche.

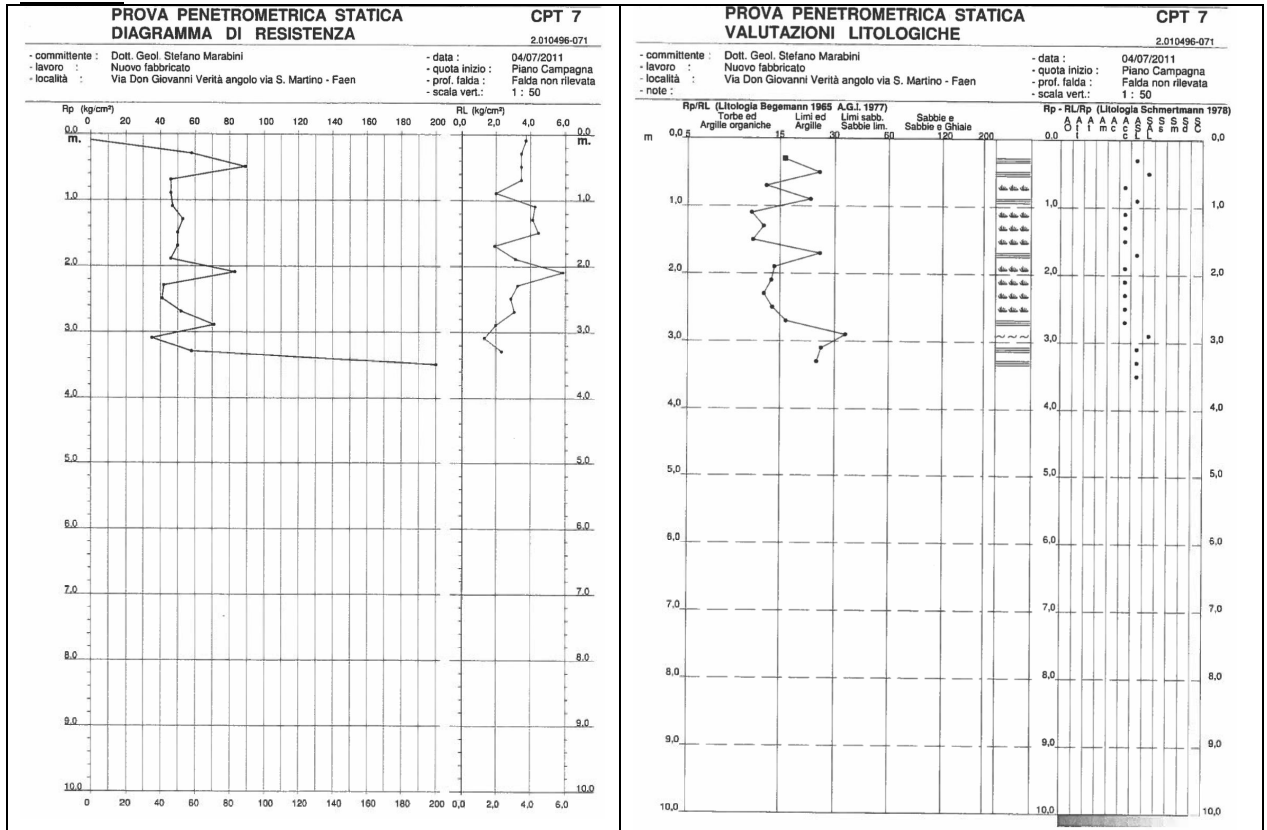
CPT-05



CPT-06

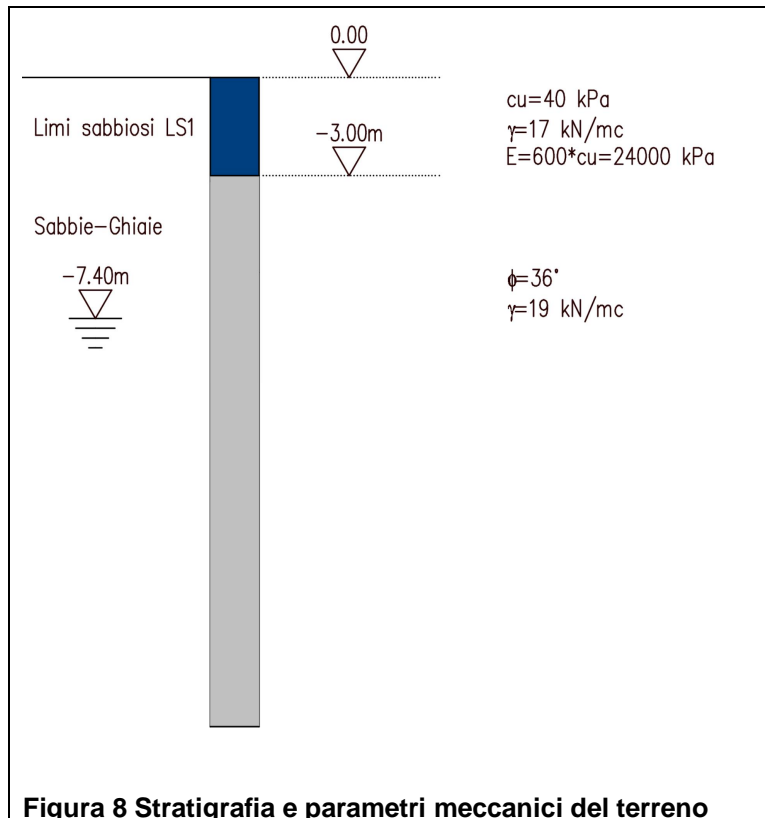


CPT-07



3.2 Stratigrafia di progetto

Sulla base dei risultati delle prove penetrometriche, si riporta di seguito la stratigrafia del terreno con una stima dei parametri meccanici dei vari strati.



Con riferimento alle indagini riportate in [EP3], la falda freatica è stata riscontrata ad una quota pari a -7.40 m dal p.c.

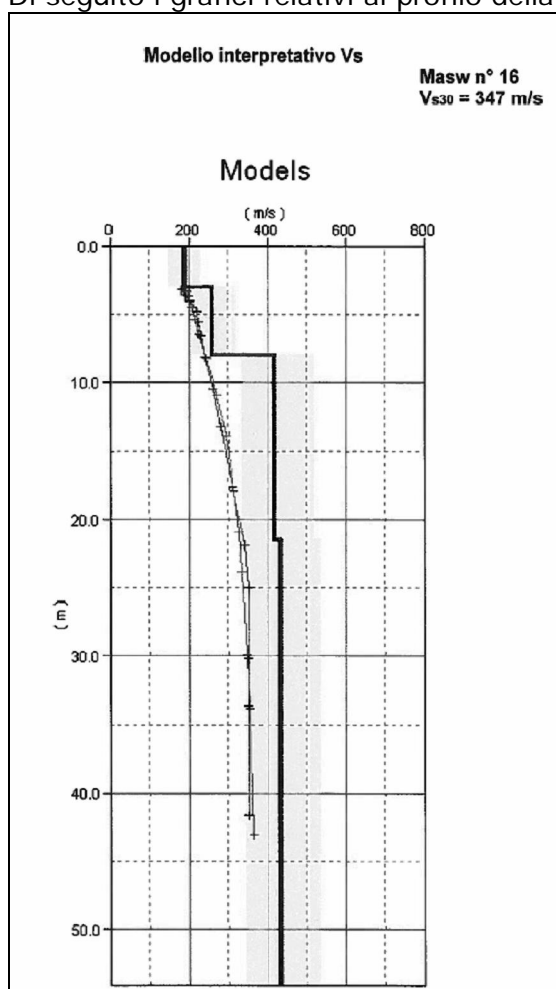
4 Caratterizzazione sismica di sito

In questo capitolo si riportano i dati risultanti dalle indagini geofisiche condotte nel 2011 (rif. [EP3]), nel 2015 (rif. [EP1]) e nel 2018 (rif. [EP2]).

4.1 Prove Masw anno 2011 [EP3]

Con riferimento a [EP3] si riportano i risultati dell'indagine geofisica Masw condotta presso via San Martino.

Di seguito i grafici relativi al profilo della velocità Vs con la profondità:

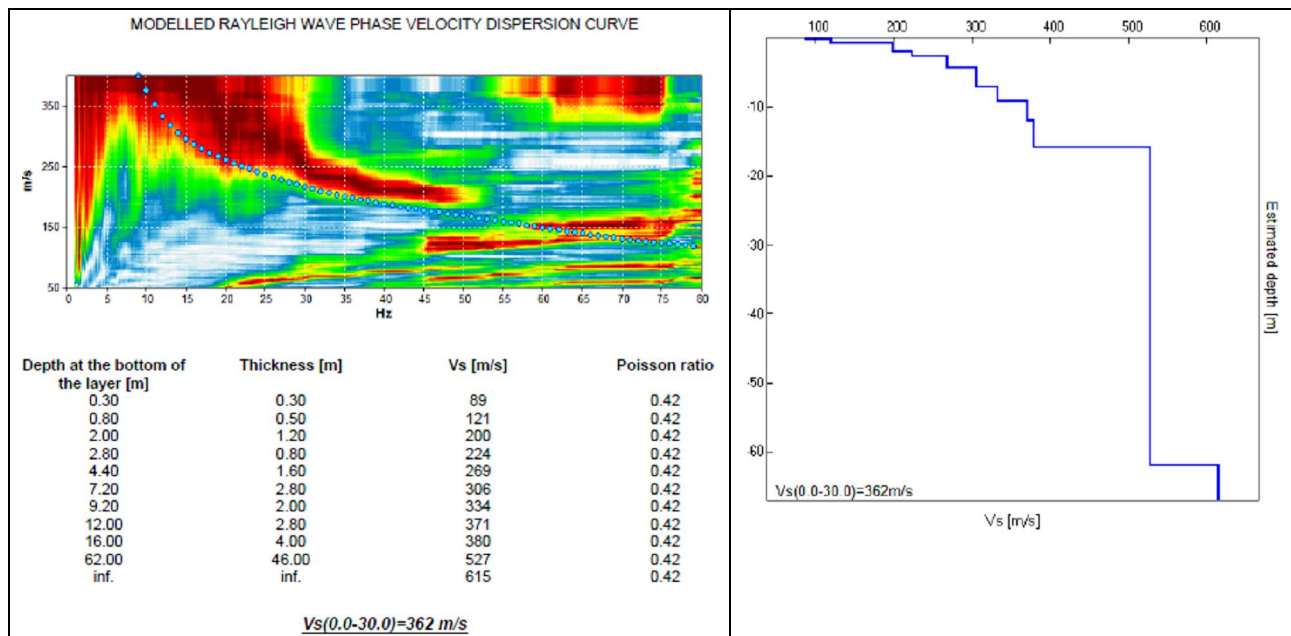


Il valore di $V_{s,30}$ è risultato pari a $V_{s,30} = 30 / \sum(h_i/V_{si}) = 347 \text{ m/s}$

4.2 Prove Masw anno 2015 [EP1]

Con riferimento a [EP1] si riportano i risultati dell'indagine geofisica Re.Mi-HVSR condotta presso l'Area di Indagine 1 (localizzata nei pressi del progetto della pista ciclabile).

Di seguito i grafici relativi al profilo della velocità Vs con la profondità:



Il valore di $V_{s,30}$ è risultato pari a $V_{s,30} = 30 / \sum(h_i/V_{si}) = 362\text{ m/s}$

4.3 Prove Masw anno 2018 [EP2]

Con riferimento a [EP2] si riportano i risultati dell'indagine geofisica Re.Mi-HVSR condotta presso l'Area di Ponte Rosso.

Di seguito i grafici relativi al profilo della velocità Vs con la profondità:

ESTRATTO C.T.R. - scala 1:2.000



Legenda

- ▼ HVSR; indagine geofisica a stazione singola
- MASW; indagine geofisica in array

Figura 9 [EP2]: ubicazione delle indagini su C.T.R.



Figura 10 [EP2]: Ubicazione dell' indagine MASW



Figura 11 [EP2]: Ubicazione dell'indagine MASW

Da tale documento si evince inoltre che:

Tramite l'elaborazione dei risultati della prova MASW / Re.Mi. si è stimata la distribuzione della velocità delle onde di taglio nei sedimenti (V_s) e in particolare si è misurata una V_{s30} a partire dal suolo pari circa a 352,7 m/s.

(y)

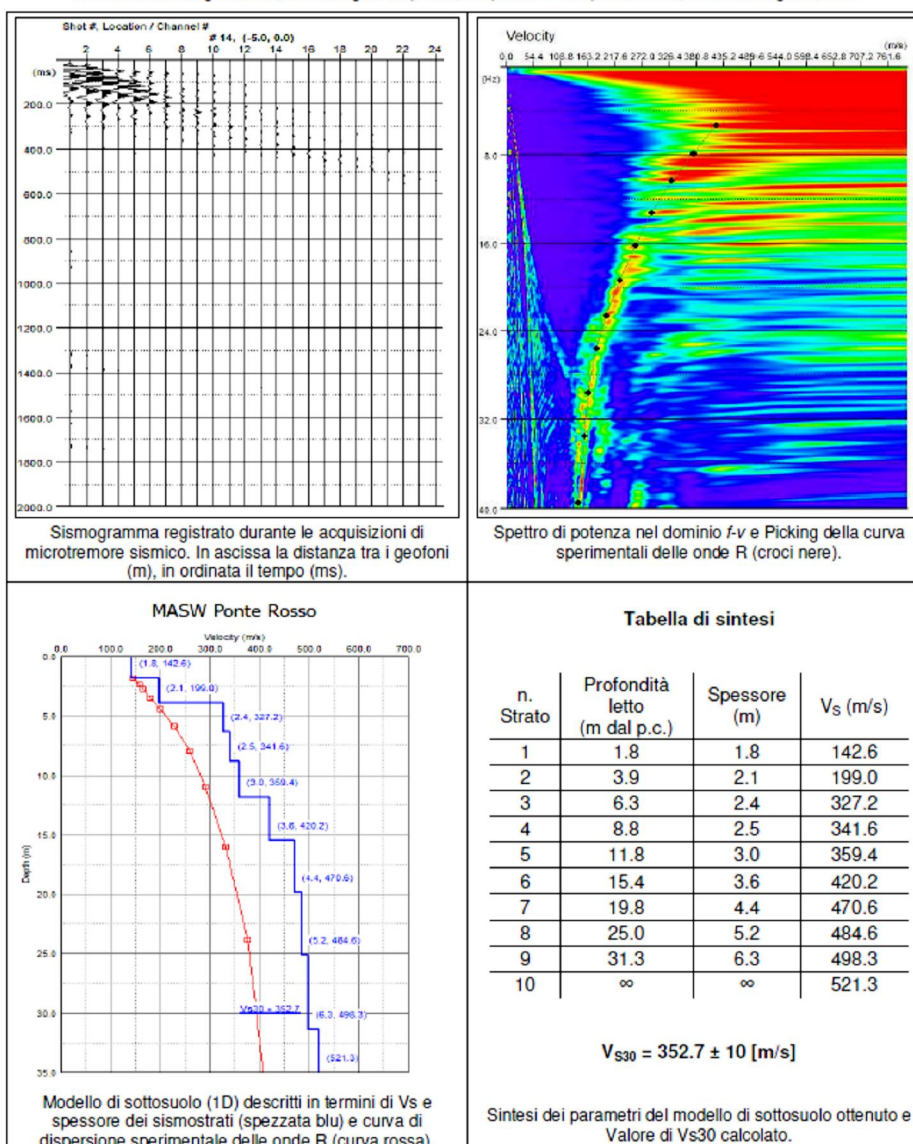
*Bisogna tenere in considerazione la possibilità di amplificazione del primo spessore di sedimenti fini sovrastanti le ghiaie, con $V_{sH(4)} = 170$ m/s, calcolata sulla base degli esiti della prova. E' pertanto consigliabile ascrivere i sedimenti alla << categoria di sottosuolo di fondazione >> **SS CE** terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m**S***

PROSPEZIONE SISMICA CON METODOLOGIA ATTIVA/PASSIVA MASW/Re.Mi.

Località Ponte Rosso – Comune di Faenza (RA)

n° tracce	Δx (m)	L tot (m)	Δt (ms)	T (s)
15	2,5	57,5	0,5/2,0	2,0/32,0

Δx : interdistanza geofonica; L tot: lunghezza profilo; Δt : passo di campionamento; T: durata registrazione.



Tramite l'elaborazione dei risultati della prova MASW/Re.Mi. si è stimata la distribuzione della velocità delle onde di taglio nei sedimenti (V_s) e in particolare si è misurata una V_{s30} a partire dal suolo pari circa a 352,7 m/s.

4.4 Tipologia di terreno e amplificazione stratigrafica

Sulla base dei risultati delle prove geofisiche precedentemente descritte, si assume una tipologia di suolo ES .

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica risulterà rispettivamente pari a:

SLV: $S_s = 1.35$

SLD: $S_s = 1.6$

5 Analisi del rischio di liquefazione

Come riportato in [EP3] i terreni in esame non risultano soggetti a fenomeni di liquefazione.

6 Pali di fondazione

Sono previsti pali di fondazione del tipo FDP (Full Displacement Piles) aventi diametro pari a ϕ 40cm e intestati con lunghezza minima pari a 4ϕ nel livello sabbioso.

Pertanto i pali avranno le seguenti lunghezze complessive:

- pali muro di sostegno: 4m;
- pali soletta a sbalzo: 7m.

6.1 Capacità portante verticale

Le resistenze di progetto a compressione e a trazione del palo sono state calcolate a partire dai valori dei parametri geotecnici del terreno precedentemente riportati.

I parametri di input principali sono i seguenti:

Approccio: A1 + M1 + R3

Numero verticali indagate: 5 $\xi_3 = 1,50$

Coefficienti parziali R3: $\gamma_s = 1,15$ (Tab. 6.4.II NTC2018 laterale compressione)

$\gamma_b = 1.15$ (Tab. 6.4.II NTC2018 base)

$\gamma_t = 1.15$ (Tab. 6.4.II NTC2018 laterale trazione)

Diametro pali: 40 cm (42 cm effettivo)

Le ipotesi alla base dei calcoli svolti sono le seguenti:

per terreni coerenti si calcola la portata in termini di tensioni totali assumendo:

- portata laterale: $\tau = \alpha \times c_u$
 $\alpha = 1$ se $c_u < 25$ kPa
 $\alpha = 1 - 0,011 \times (c_u - 25)$ se $25 < c_u < 70$ kPa

portata alla base: $q_b = N_c \times c_u + N_q \times \sigma_v$ $N_c = 9$
 $N_q = 1$

per terreni incoerenti si calcola la portata in termini di tensioni efficaci assumendo:

- portata laterale: $\sigma_h = k \times \tan(\delta) \times \sigma'_v$ $k = 0.9 \div 1$
 $\tan \delta = \tan \phi$

portata alla base: $q_b = N_q \times \sigma'_v$ $N_q = N_q(L/D)$

6.1.1 Pali muro di sostegno

I pali hanno lunghezza pari a circa 4m: 3m nello strato superficiale argilloso e 1m di infissione nel sottostante strato sabbioso-ghiaioso.

CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO COMPRESSO LAVORO: FAENZA - PISTA CICLABILE

Il carico limite di progetto viene determinato come:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} \cdot W_p$$

in cui:

$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$	Resistenza alla punta di progetto
$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$	Resistenza laterale di progetto
$R_{bk} = R_{bm} / \zeta$	Resistenza alla punta caratteristica
$R_{sk} = R_{sm} / \zeta$	Resistenza laterale caratteristica
$R_{bm} = Q_b$	Resistenza media alla punta
$R_{sm} = Q_s$	Resistenza media laterale
W_p	peso proprio del palo alleggerito

PORTANZA UNITARIA ALLA PUNTA

Terreni granulari ($c = 0, \phi > 0$)

In accordo alla teoria di Berzantsev⁽¹⁾:

$$q_b = N_q^* \cdot \alpha \cdot v \quad \text{con:} \quad N_q^*: \text{coefficiente di capacit  portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (ced. = 0,06 - 0,10 D)}$$

N_q^*   dato dal grafico a destra riportato:

In ogni caso viene assunto per q_b il valore limite di $q_{b,lim}$.

Terreni coesivi ($c > 0$)

Il calcolo viene svolto in termini di tensioni totali

La resistenza alla punta viene espressa come:

$$q_b = \sigma_v + 9 \cdot c_u$$

RESISTENZA LATERALE UNITARIA

Terreni granulari ($c = 0, \phi > 0$)

$$q_s = K \tan \delta \cdot \sigma'_v \quad \text{con:} \quad K \text{ assunto pari a } 1 - \sin \phi \quad \tan \delta = \tan \phi$$

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{s,lim}$.

Terreni coesivi ($c > 0$)

$q_s = \alpha \cdot c_u$ con: α variabile in funzione di c_u secondo la seguente tabella (AGI - 1984)

c_u (kPa)	α
≤ 25	0.9
da 25 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
> 75	0.4

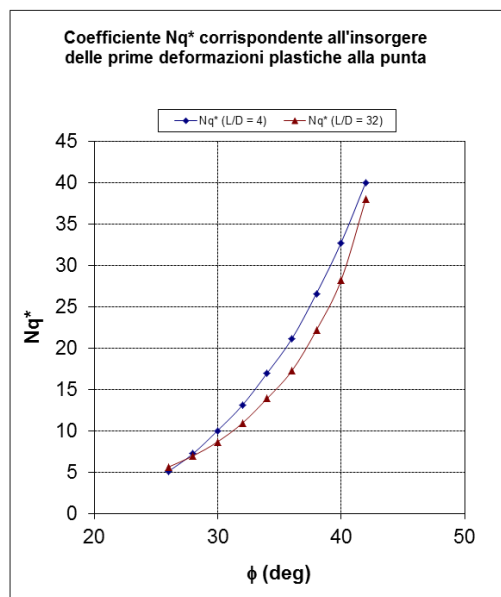
In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{s,lim}$.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	unit�	
Diametro palo	m	0.42
Superficie resistente alla punta	m ²	0.14
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m ²	1.32
peso specifico del palo	kN/m ³	25.00

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A
1	LS1	0.0	-3.0
2	S1	-3.0	-20.0
3			
4			



FALDA

	unit�	
Quota livello falda da q.t.p.	m	7.00

SOVRACCARICO A Q.T.P.

Tensione totale in testa palo	kN/m ²	0.0
Tensione efficace in testa palo		0.0

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

coefficiente γ_b	1.15
coefficiente γ_s	1.15
coefficiente ζ	1.50

Unit�	z m	c_u kPa	ϕ deg	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	q_a kPa	K	σ_v kPa	σ'_v kPa	$\tan \delta$	$q_{s,lim}$ kPa	q_s kPa	Q_s kN	N_q^*	$9'c_u$ kPa	$q_{b,lim}$ kPa	q_b kPa	Q_b kN	R_{sd} kN	R_{bd} kN	W_p kN	R_{cd} kN
	0.0			17.0	17.0			0	0.0													
1	1.0	40.0	0	17.0	17.0	32.0	0.900	17.0	17.0	0.000	100	32.0	42		360.0	4000	377.0	52	24	30	1	54
1	2.0	40.0	0	17.0	17.0	32.0	0.900	34.0	34.0	0.000	100	32.0	84		360.0	4000	394.0	55	49	32	2	78
1	3.0	40.0	0	17.0	17.0	32.0	0.900	51.0	51.0	0.000	100	32.0	127		360.0	4000	411.0	57	73	33	3	103
1	4.0	0.0	36	19.0	19.0	0.0	1.000	70.0	70.0	0.727	100	44.0	185	20.3		4000	1420.8	197	107	114	4	217
1	5.0	0.0	36	19.0	19.0	0.0	1.000	89.0	89.0	0.727	100	57.8	261	20.0		4000	1777.1	246	151	143	5	289
2	6.0	0.0	36	19.0	19.0	0.0	1.200	108.0	108.0	0.727	100	85.9	374	19.6		4000	2120.9	294	217	170	6	381
2	7.0	0.0	36	19.0	19.0	0.0	1.200	127.0	127.0	0.727	100	100.0	506	19.3		4000	2452.3	340	293	197	7	484
2	8.0	0.0	36	19.0	9.0	0.0	1.200	146.0	136.0	0.727	100	100.0	638	19.0		4000	2581.3	358	370	207	7	570
2	9.0	0.0	36	19.0	9.0	0.0	1.200	165.0	145.0	0.727	100	100.0	770	18.7		4000	2704.4	375	446	217	8	655
2	10.0	0.0	36	19.0	9.0	0.0	1.200	184.0	154.0	0.727	100	100.0	902	18.3		4000	2821.6	391	523	227	9	740
2	11.0	0.0	36	19.0	9.0	0.0	1.200	203.0	163.0	0.727	100	100.0	1034	18.0		4000	2932.9	406	599	236	10	825
2	12.0	0.0	36	19.0	9.0	0.0	1.200	222.0	172.0	0.727	100	100.0	1166	17.7		4000	3038.2	421	676	244	11	909
2	13.0	0.0	36	19.0	9.0	0.0	1.200	241.0	181.0	0.727	100	100.0	1298	17.3		4000	3137.6	435	752	252	12	993

CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TESO **LAVORO: FAENZA - PISTA CICLABILE**

Il carico limite di progetto viene determinato come:
 $R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} - W_p$

in cui:
 $R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$: Resistenza alla punta di progetto
 $R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$: Resistenza laterale di progetto
 $R_{bk} = R_{bm} / \gamma_c$: Resistenza alla punta caratteristica
 $R_{sk} = R_{sm} / \gamma_c$: Resistenza laterale caratteristica
 $R_{bm} = Q_b$: Resistenza media alla punta
 $R_{sm} = Q_s$: Resistenza media laterale
 W_p : peso proprio del palo alleggerito

PORTANZA UNITARIA ALLA PUNTA

Terreni granulari ($c = 0, \phi > 0$)

In accordo alla teoria di Berenzantsev⁷⁾:
 $q_b = N_q^* \times c_v$ con: N_q^* : coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche ($c_{ed} = 0,06 - 0,10 D$)

N_q^* è dato dal grafico a destra riportato:

In ogni caso viene assunto per q_b il valore limite di $q_{b,lim}$.

Terreni coesivi ($c > 0$)

Il calcolo viene svolto in termini di tensioni totali

La resistenza alla punta viene espressa come:

$$q_b = \sigma_v + 9 c_u$$

RESISTENZA LATERALE UNITARIA

Terreni granulari ($c = 0, \phi > 0$)

$q_s = K \tan \delta$ o' con: K assunto pari a 1 - sen ϕ
 $\tan \delta = \tan \phi$

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{s,lim}$.

Terreni coesivi ($c > 0$)

$q_s = \alpha c_u$ con: α variabile in funzione di c_u secondo la seguente tabella (AGI - 1984)

c_u (kPa)	α
≤ 25	0.9
da 25 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
> 75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{s,lim}$.

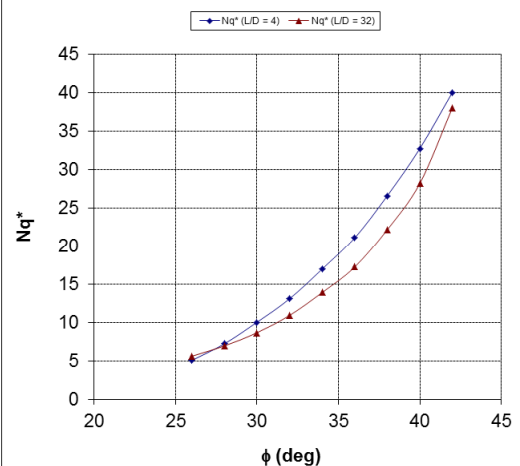
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	unità	
Diametro palo	m	0.42
Superficie resistente alla punta	mq	0.14
Superficie laterale per lunghezza unitaria	mq	1.32
peso specifico del palo	kN/m³	25.00

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A
1	LS1	0.0	-3.0
2	ST	-3.0	-6.0
3			
4			

Coefficiente N_q^* corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta



FALDA

Quota livello falda da q.t.p. m 7.00

SOVRACCARICO A Q.T.P.

Tensione totale in testa palo	kN/m²	0.0
Tensione efficace in testa palo		0.0

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

coefficiente γ_b	#####
coefficiente γ_s	1.25
coefficiente γ_c	1.50

Unità	z m	c_u kPa	ϕ deg	γ kN/m³	γ' kN/m³	q_a kPa	K	σ_v kPa	σ_v' kPa	$\tan \delta$	$q_{s,lim}$ kPa	q_s kPa	Q_s kN	N_q^*	q'_{cu} kPa	$q_{b,lim}$ kPa	q_b kPa	Q_b kN	R_{sd} kN	R_{bd} kN	W_p kN	R_{cd} kN
1	0.0			17.0	17.0	32.0	0.900	17.0	17.0	0.000	100	32.0	42		360.0	4000	377.0	52	23	0	1	21
1	1.0	40.0	0	17.0	17.0	32.0	0.900	34.0	34.0	0.000	100	32.0	84		360.0	4000	394.0	55	45	0	2	43
1	2.0	40.0	0	17.0	17.0	32.0	0.900	51.0	51.0	0.000	100	32.0	127		360.0	4000	411.0	57	68	0	3	64
1	3.0	40.0	0	17.0	17.0	32.0	0.900	69.0	69.0	0.000	100	32.0	170		360.0	4000	428.0	59	89	0	4	85
1	4.0	0.0	36	18.0	18.0	0.0	1.000	87.0	87.0	0.727	100	43.6	184	20.3		4000	1400.5	194	98	0	4	94
1	5.0	0.0	36	18.0	18.0	0.0	1.000	105.0	105.0	0.727	100	56.7	259	20.0		4000	1737.2	241	138	0	5	133
2	6.0	0.0	36	18.0	18.0	0.0	1.200	123.0	123.0	0.727	100	83.7	369	19.6		4000	2062.0	286	197	0	6	191
2	7.0	0.0	36	20.0	20.0	0.0	1.200	141.0	141.0	0.727	100	100.0	501	19.3		4000	2413.7	334	267	0	7	260
2	8.0	0.0	36	20.0	10.0	0.0	1.200	159.0	135.0	0.727	100	100.0	633	19.0		4000	2562.3	355	338	0	8	330
2	9.0	0.0	36	20.0	10.0	0.0	1.200	177.0	145.0	0.727	100	100.0	765	18.7		4000	2704.4	375	408	0	8	400
2	10.0	0.0	36	20.0	10.0	0.0	1.200	195.0	155.0	0.727	100	100.0	897	18.3		4000	2839.9	393	478	0	9	469
2	11.0	0.0	36	20.0	10.0	0.0	0.900	213.0	165.0	0.727	100	100.0	1029	18.0		4000	2968.8	411	549	0	10	539
2	12.0	0.0	36	20.0	10.0	0.0	0.900	231.0	175.0	0.727	100	100.0	1161	17.7		4000	3091.2	428	619	0	10	609
2	13.0	0.0	36	20.0	10.0	0.0	0.900	249.0	185.0	0.727	100	100.0	1293	17.3		4000	3206.9	444	690	0	11	679

Le resistenze di progetto a compressione e trazione risultano pari a:

Resistenza di progetto a compressione $N_{c,Rd} = 215$ kN

Resistenza di progetto a trazione $N_{t,Rd} = 98$ kN

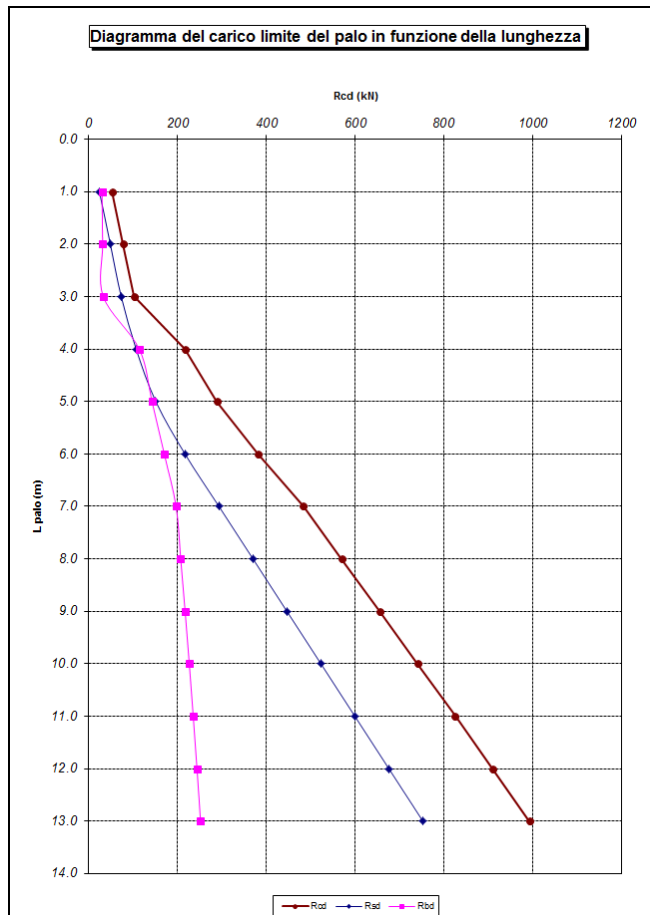


Figura 12 Palo DN400 verifica A1+M1+R3 (compressione)

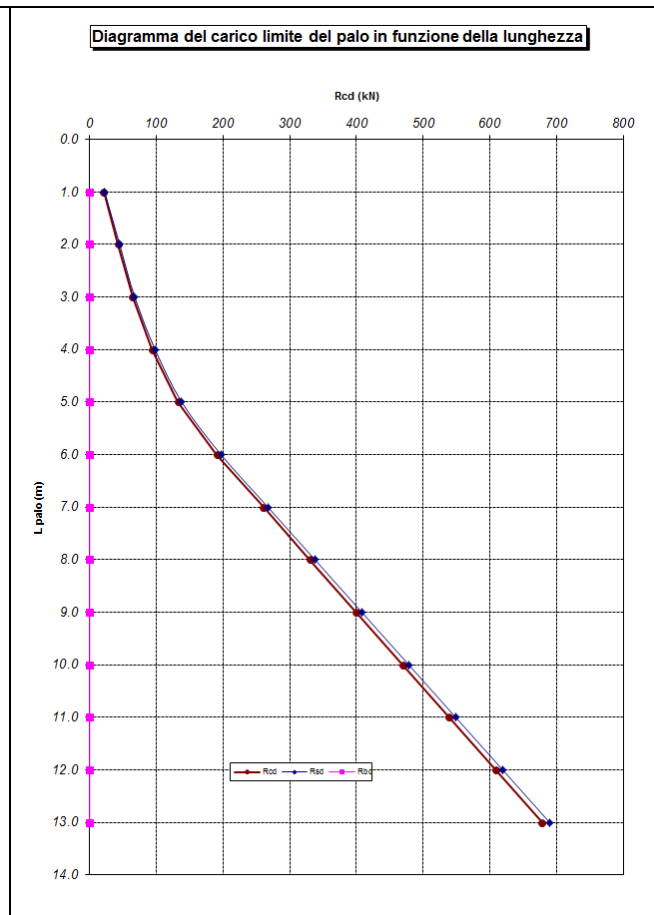


Figura 13 Palo DN400 verifica A1+M1+R3 (trazione)

6.1.2 Pali soletta a sbalzo

I pali hanno lunghezza pari a circa 7m: 3m nel rilevato stradale, 3m nello strato superficiale argilloso e 1m di infissione nel sottostante strato sabbioso-ghiaioso. Il contributo del primo strato è stato considerato al 50%.

CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO COMPRESSO

LAVORO: FAENZA - PISTA CICLABILE

Il carico limite di progetto viene determinato come:

$$Rcd = Rbd + Rsd - Wp$$

in cui:

Rbd = Rbk / γ_b : Resistenza alla punta di progetto
Rsd = Rsk / γ_s : Resistenza laterale di progetto
Rbk = Rbm / ζ : Resistenza alla punta caratteristica
Rsk = Rsm / ζ : Resistenza laterale caratteristica
Rbm = Qb: Resistenza media alla punta
Rsm = Qs: Resistenza media laterale
Wp: peso proprio del palo alleggerito

PORTANZA UNITARIA ALLA PUNTA

Terreni granulari ($c = 0$, $\phi > 0$)

In accordo alla teoria di Berenzantsev⁽¹⁾:

$$q_b = Nq^* \cdot \alpha \quad \text{con:} \quad Nq^*: \text{coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (ced. = 0,06 - 0,10 D)}$$

Nq^* è dato dal grafico a destra riportato:



In ogni caso viene assunto per q_b il valore limite di $q_{b,lim}$.

Terreni coesivi ($c > 0$)

Il calcolo viene svolto in termini di tensioni totali

La resistenza alla punta viene espressa come:

$$q_b = \sigma_v + 9 c_u$$

RESISTENZA LATERALE UNITARIA

Terreni granulari ($c = 0$, $\phi > 0$)

$$q_s = K \tan \delta \cdot \sigma_v$$

con: K assunto pari a 1 - $\sin \phi$
 $\tan \delta = \tan \phi$

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{s,lim}$.

Terreni coesivi ($c > 0$)

$$q_s = \alpha \cdot c_u$$

con: α variabile in funzione di c_u secondo la seguente tabella (AGI - 1984)

c_u (kPa)	α
≤ 25	0.9
da 25 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
> 75	0.4

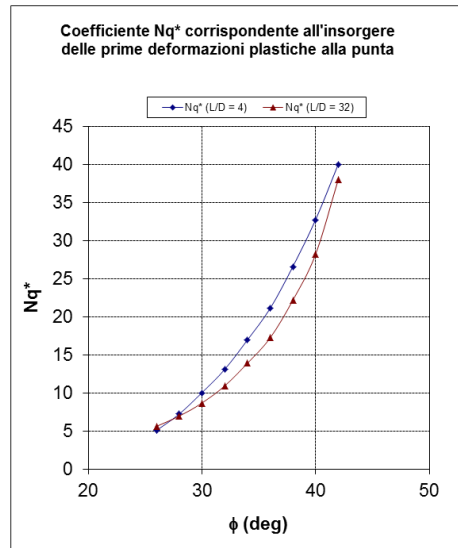
In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{s,lim}$.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	unità	
Diametro palo	m	0.42
Superficie resistente alla punta	m ²	0.14
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m ²	1.32
peso specifico del palo	kN/m ³	25.00

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A
1	L.S1	0.0	-3.0
2	S1	-3.0	-20.0
3			
4			



FALDA	unità	
Quota livello falda da q.t.p.	m	7.00

SOVRACCARICO A Q.T.P.		
Tensione totale in testa palo	kN/m ²	0.0
Tensione efficace in testa palo		0.0

COEFFICIENTI DI SICUREZZA		
coefficiente γ_b		1.15
coefficiente γ_s		1.15
coefficiente ζ		1.50

Unità	z m	c_u kPa	ϕ deg	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	q_a kPa	K	σ_v kPa	σ_v' kPa	$\tan \delta$	$q_{s,lim}$ kPa	q_s kPa	Q_b kN	Nq^*	$9^\circ c_u$ kPa	$q_{b,lim}$ kPa	q_b kPa	Q_b kN	R_{sd} kN	R_{bd} kN	W_p kN	R_{cd} kN
1	0.0	0.0	30	18.0	18.0	0.0	0.450	18.0	18.0	0.577	100	2.3	3	10.1		4000	181.4	25	2	15	1	15
1	2.0	0.0	30	18.0	18.0	0.0	0.450	36.0	36.0	0.577	100	7.0	12	10.0		4000	358.7	50	7	29	2	34
1	3.0	0.0	30	18.0	18.0	0.0	0.450	54.0	54.0	0.577	100	11.7	28	9.8		4000	531.8	74	16	43	3	56
1	4.0	40.0	0	17.0	17.0	32.0	1.000	71.0	71.0	0.000	100	32.0	70		360.0	4000	431.0	60	41	35	4	71
1	5.0	40.0	0	17.0	17.0	32.0	1.000	88.0	88.0	0.000	100	32.0	112		360.0	4000	448.0	62	65	36	5	96
2	6.0	40.0	0	17.0	17.0	32.0	1.200	105.0	105.0	0.000	100	32.0	154		360.0	4000	465.0	64	90	37	6	121
2	7.0	0.0	36	19.0	19.0	0.0	1.200	124.0	124.0	0.727	100	99.8	286	19.3		4000	2394.4	332	166	192	7	351
2	8.0	0.0	36	19.0	9.0	0.0	1.200	143.0	133.0	0.727	100	100.0	418	19.0		4000	2524.4	350	242	203	8	437
2	9.0	0.0	36	19.0	9.0	0.0	1.200	162.0	142.0	0.727	100	100.0	550	18.7		4000	2648.5	367	319	213	9	523
2	10.0	0.0	36	19.0	9.0	0.0	1.200	181.0	151.0	0.727	100	100.0	682	18.3		4000	2766.6	383	395	222	10	608
2	11.0	0.0	36	19.0	9.0	0.0	1.200	200.0	160.0	0.727	100	100.0	814	18.0		4000	2878.9	399	472	231	10	693
2	12.0	0.0	36	19.0	9.0	0.0	1.200	219.0	169.0	0.727	100	100.0	946	17.7		4000	2985.2	414	548	240	11	777
2	13.0	0.0	36	19.0	9.0	0.0	1.200	238.0	178.0	0.727	100	100.0	1078	17.3		4000	3085.6	427	625	248	12	861

CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TESO
LAVORO: FAENZA - PISTA CICLABILE

Il carico limite di progetto viene determinato come:
 $R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} - W_p$

in cui:
 $R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$: Resistenza alla punta di progetto
 $R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$: Resistenza laterale di progetto
 $R_{bk} = R_{bm} / \zeta$: Resistenza alla punta caratteristica
 $R_{sk} = R_{sm} / \zeta$: Resistenza laterale caratteristica
 $R_{bm} = Q_b$: Resistenza media alla punta
 $R_{sm} = Q_s$: Resistenza media laterale
 W_p : peso proprio del palo alleggerito

PORTANZA UNITARIA ALLA PUNTA

Terreni granulari ($c = 0$, $\phi > 0$)

In accordo alla teoria di Berenzantsev⁽⁷⁾:
 $q_b = N_q^* \cdot \alpha_v$ con: N_q^* : coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche ($ced = 0,06 - 0,10 D$)

N_q^* è dato dal grafico a destra riportato:

In ogni caso viene assunto per q_b il valore limite di $q_{b,lim}$.

Terreni coesivi ($c > 0$)

Il calcolo viene svolto in termini di tensioni totali

La resistenza alla punta viene espressa come:

$$q_b = \sigma_v + 9 c_u$$

RESISTENZA LATERALE UNITARIA

Terreni granulari ($c = 0$, $\phi > 0$)

$q_s = K \tan \delta \cdot \sigma_v$ con: K assunto pari a $1 - \sin \phi$
 $\tan \delta = \tan \phi$

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{s,lim}$.

Terreni coesivi ($c > 0$)

$q_s = \alpha \cdot c_u$ con: α variabile in funzione di c_u secondo la seguente tabella (AGI - 1984)

c_u (kPa)	α
< 25	0.9
da 25 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
> 75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di $q_{s,lim}$.

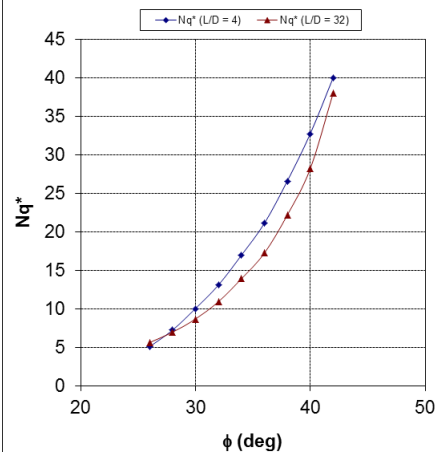
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

	unità	
Diametro palo	m	0.42
Superficie resistente alla punta	m^2	0.14
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m^2	1.32
peso specifico del palo	kN/m^3	25.00

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA Q.T.P.)

n.	DESCRIZIONE	DA	A
1	LS1	0.0	-3.0
2	S1	-3.0	-20.0
3			
4			

Coefficiente N_q^* corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta



FALDA	unità
Quota livello falda da q.t.p.	m
	7.00

SOVRACCARICO A Q.T.P.	
Tensione totale in testa palo	kN/m^2
Tensione efficace in testa palo	0.0

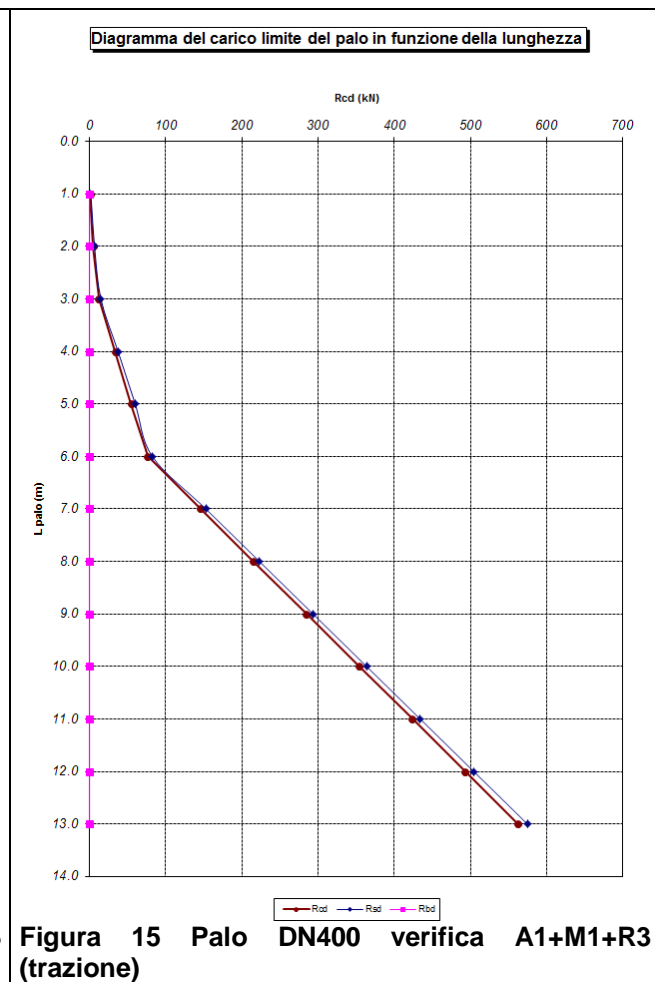
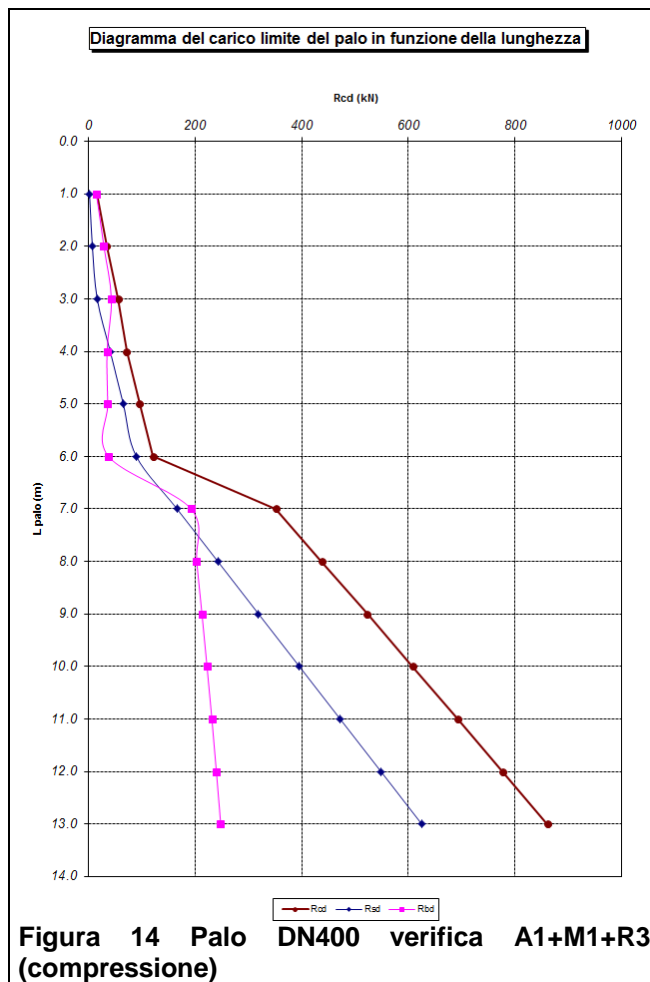
COEFFICIENTI DI SICUREZZA	
coefficiente γ_b	#####
coefficiente γ_s	1.25
coefficiente ζ	1.50

Unità	z m	c_u kPa	ϕ deg	γ kN/m^3	γ' kN/m^3	q_a kPa	K	σ_v kPa	σ_v' kPa	$\tan \delta$	$q_{s,lim}$ kPa	q_s kPa	Q_s kN	N_q^*	q'_{cu} kPa	$q_{b,lim}$ kPa	q_b kPa	Q_b kN	R_{sd} kN	R_{bd} kN	W_p kN	R_{cd} kN
	0.0			17.0	17.0			0	0.0													
1	1.0	0.0	30	18.0	18.0	0.0	0.450	18.0	18.0	0.577	100	2.3	3	10.1		4000	181.4	25	2	0	1	1
1	2.0	0.0	30	18.0	18.0	0.0	0.450	36.0	36.0	0.577	100	7.0	12	10.0		4000	358.7	50	7	0	2	5
1	3.0	0.0	30	18.0	18.0	0.0	0.450	54.0	54.0	0.577	100	11.7	28	9.8		4000	531.8	74	15	0	3	12
1	4.0	40.0	0	17.0	17.0	32.0	1.000	71.0	71.0	0.000	100	32.0	70		360.0	4000	431.0	60	37	0	4	33
1	5.0	40.0	0	17.0	17.0	32.0	1.000	88.0	88.0	0.000	100	32.0	112		360.0	4000	448.0	62	60	0	5	55
2	6.0	40.0	0	17.0	17.0	32.0	1.200	105.0	105.0	0.000	100	32.0	154		360.0	4000	465.0	64	82	0	6	76
2	7.0	0.0	36	19.0	19.0	0.0	1.200	124.0	124.0	0.727	100	99.8	286	19.3		4000	2394.4	332	153	0	7	146
2	8.0	0.0	36	19.0	9.0	0.0	1.200	143.0	133.0	0.727	100	100.0	418	19.0		4000	2524.4	350	223	0	8	215
2	9.0	0.0	36	19.0	9.0	0.0	1.200	162.0	142.0	0.727	100	100.0	550	18.7		4000	2648.5	367	293	0	9	285
2	10.0	0.0	36	19.0	9.0	0.0	1.200	181.0	151.0	0.727	100	100.0	682	18.3		4000	2766.6	383	364	0	10	354
2	11.0	0.0	36	19.0	9.0	0.0	1.200	200.0	160.0	0.727	100	100.0	814	18.0		4000	2878.9	399	434	0	10	424
2	12.0	0.0	36	19.0	9.0	0.0	1.200	219.0	169.0	0.727	100	100.0	946	17.7		4000	2985.2	414	504	0	11	493
2	13.0	0.0	36	19.0	9.0	0.0	1.200	238.0	178.0	0.727	100	100.0	1078	17.3		4000	3085.6	427	575	0	12	563

Le resistenze di progetto a compressione e trazione risultano pari a:

Resistenza di progetto a compressione $N_{c,Rd} = 350 \text{ kN}$

Resistenza di progetto a trazione $N_{t,Rd} = 150 \text{ kN}$



6.2 Capacità portante orizzontale

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms, che assume un comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido perfettamente plastico.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1,5 d; dove:

c_u Coesione non drenata;

B Diametro del palo;

p Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3 \times K_p \times \gamma' \times z \times B$$

dove:

p Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

K_p Coefficiente di spinta passiva;

γ' Peso unità di volume del terreno;

z Profondità;

B Diametro del palo.

Una volta determinato il carico limite orizzontale di calcolo il carico limite orizzontale di progetto si ottiene applicando il fattore di correlazione $\xi_3 = 1,5$ (n. verticali indagate 5) ed il fattore di sicurezza parziale del corrispondente SLU che, per l'approccio alla progettazione (A1 + M1 + R3) considerato vale $\gamma_T = 1,3$ (DM 14.01.2018, Tab. 6.4.VI):

$$Q_{T,d} = Q_{T,cal} / \xi_3 \times \gamma_T$$

Il momento resistente di progetto del palo risulta pari a:

Figura 16 Calcolo del Momento Resistente del palo

6.2.1 Pali muro di sostegno

Si riporta il calcolo della capacità portante del palo valutata secondo le ipotesi precedentemente formulate.

STRATI TERRENO	QUOTA IN QUOTA FIN		γ	γ'	ϑ	KP	CU
	[m]	[m]	[kN/mc]	[kN/mc]	[deg]	[-]	[kPa]
1	0	3	17.5	7.5	0	0	40
2	3	4	18.5	8.5	36	3.85184	0
NUMERO STRATI	2	-					
QUOTA FALDA	7	m					
DIAMETRO PALO	0.4	m					
LUNGHEZZA PALO	4	m					
MOMENTO PLAST	98	kNm					
STEP	0.001	m					
	Vult [kN]	f [m]					
PALO CORTO	631						
PALO LUNGO	166	1.756					
PALO INTERMEDIO	210	3.294					

Tabella 2 Determinazione del carico limite orizzontale

Il carico orizzontale di progetto, nell'ipotesi di palo incastrato in testa, risulta pari a:

$$Q_{T,d} = Q_{T,cal} / \xi_3 \times \gamma_T = 166 / (1,5 \times 1,3) = 85 \text{ kN}$$

6.2.2 Pali soletta a sbalzo

Si riporta il calcolo della capacità portante del palo valutata secondo le ipotesi precedentemente formulate.

STRATI TERRENO	QUOTA IN QUOTA FIN		γ	γ'	ϑ	KP	CU
	[m]	[m]	[kN/mc]	[kN/mc]	[deg]	[-]	[kPa]
1	0	3	18	8	11	1.471604	0
2	3	6	17	7	0	0	40
3	6	7	19	9	36	3.85184	1
4							
5							
6							
7							

NUMERO STRATI	3	-
QUOTA FALDA	7	m
DIAMETRO PALO	0.4	m
LUNGHEZZA PALO	4	m
MOMENTO PLAST	98	kNm
STEP	0.001	m

	Vult [kN]	f [m]
PALO CORTO	287	
PALO LUNGO	111	2.645
PALO INTERMEDIO	96	3.336

Tabella 2 Determinazione del carico limite orizzontale

Il carico orizzontale di progetto, nell'ipotesi di palo incastrato in testa, risulta pari a:

$$Q_{T,d} = Q_{T,cal} / \xi_3 \times \gamma_T = 111 / (1,5 \times 1,3) = 56 \text{ kN}$$

6.3 Rigidezza verticale

Per quanto riguarda la determinazione della rigidezza verticale si è fatto riferimento a quanto proposto in Piling Engineering da Fleming et al. considerando il palo come elemento vincolato ad una serie di molle lungo lo sviluppo del fusto e da una molla alla base.

La rigidezza laterale per unità di lunghezza risulta pari a:

$$k_s = 2 \cdot \pi \cdot G / \zeta$$

Dove:

G è il modulo a taglio del tratto unitario di terreno;

$$\zeta = \ln(2 \cdot r_m / d)$$

con

r_m ¹ L distanza dal palo alla quale le deformazioni del terreno sono trascurabili;

d diametro del palo;

L lunghezza del palo;

La rigidezza di base risulta pari a:

$$k_b = 2 \cdot d_b \cdot G_b / (1 - \nu)$$

Dove:

G_b modulo a taglio alla base;

d_b diametro del palo alla base;

ν coefficiente di Poisson.

Per quanto riguarda il calcestruzzo del palo si è fatto riferimento al seguente modulo elastico:

$E_p = 31445$ MPa modulo elastico del calcestruzzo

6.3.1 Pali lato muro di sostegno

I parametri meccanici del terreno assunti sono di seguito riportati:

Strato	Modulo elastico [kPa]	Modulo a taglio [kPa]	Coefficiente Poisson [kPa]
% _{da} + da 0 a -3m	17400	6000 (**)	0.45
% _{da} + da -3 a -4m	22180 (*)	8530	0.30

(*) Il modulo elastico per terreni incoerenti è stato stimato con la formula di Webb:

$$E = 2.50 \cdot Q_c + 7.17 = 20920 \text{ kPa} \quad Q_{cm} = 6 \text{ MPa};$$

(**) Il modulo a taglio per terreni coesivi è stato stimato mediante la formula (rif. Piling Engineering sec 5.2.4):

$$G = 150 \cdot c_u$$

INPUT - Caratteristiche meccaniche del palo -							
Modulo elastico cl: E		3.00E+07	kPa				
Diametro palo d		0.4	m				
Diametro palo base db		0.4	m				
Area palo A		0.125664	m ²				
Lunghezza palo L		4	m				
Raggio di influenza r _m		16	m				
Parametro ξ	ξ	4.382027	-				
Num strati terreno ns		2	-				
INPUT - Caratteristiche meccaniche del terreno							
Strato	Hi	Hf	Gi	Gf	v	ks	kb
	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	0.254819	[1/m ²]	[kN/m]
1	0	3	6000	6000	0.45	0.002282	8727.273
2	3	4	8530	8530	0.3	0.003244	9748.571
3							
4							
5							
6							
OUTPUT - Spostamenti massimi							
Carico assiale P		1	kN				
Spostamento max d _{max}		2.14E-05	m				
Rigidezza Totale K _{tot}		46784	kN/m				

IL valore di rigidezza risulta pari a:

$$k_v = 46780 \text{ kN/m}$$

6.3.2 Pali lato soletta a sbalzo

I parametri meccanici del terreno assunti sono di seguito riportati:

Strato	Modulo elastico [kPa]	Modulo a taglio [kPa]	Coefficiente Poisson [kPa]
% ₁₀ + da +3 a 0m	8580	3300(*)	0.30
% ₂₀ + da 0 a -3m	17400	6000 (**)	0.45
% ₃₀ + da -3 a -4m	22180 (*)	8530	0.30

(*)Il modulo elastico per terreni incoerenti è stato stimato con la formula di Webb:

$$E = 2.50 \cdot Q_c + 7.17 = 20920 \text{ kPa} \quad Q_{cm} = 6 \text{ MPa};$$

Per quanto riguarda il rilevato si è assunto un modulo elastico pari a $E = 17170 \text{ kPa}$ (corrispondente ad una $Q_c=4\text{MPa}$) ridotto del 50% $E_{rid} = 8580 \text{ kPa}$.

(**)Il modulo a taglio per terreni coesivi è stato stimato mediante la formula (rif. Piling Engineering sec 5.2.4):

$$G = 150 \cdot c_u$$

INPUT - Caratteristiche meccaniche del palo -							
Modulo elastico cl: E		3.00E+07	kPa				
Diametro palo d		0.4	m				
Diametro palo base db		0.4	m				
Area palo A		0.125664	m ²				
Lunghezza palo L		7	m				
Raggio di influenza r _m		16	m				
Parametro ζ		4.382027	-				
Num strati terreno ns		3	-				
INPUT - Caratteristiche meccaniche del terreno							
Strato	Hi	Hf	Gi	Gf	v	ks	kb
	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	0.254819	[1/m ²]	[kN/m]
1	0	3	3300	3300	0.3	0.001255	3771.429
2	3	6	6000	6000	0.45	0.002282	8727.273
3	6	7	8530	8530	0.3	0.003244	9748.571
4							
5							
6							
OUTPUT - Spostamenti massimi							
Carico assiale P		1	kN				
Spostamento max d _{max}		1.7E-05	m				
Rigidezza Totale K _{tot}		58763	kN/m				

IL valore di rigidezza risulta pari a:

$$k_v = 58760 \text{ kN/m}$$

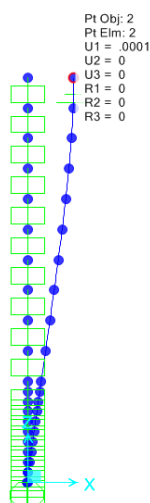
6.4 Rigidezza orizzontale

La rigidezza orizzontale unitaria dei terreni è stata valutata ricorrendo alla formulazione alla Winkler assumendo una costante K pari a $k = 1.0 \text{ kg/cm}^3$ con eccezione del tratto di attraversamento del rilevato dove si è utilizzato un valore $k = 0.50 \text{ kg/cm}^3$.

6.4.1 Pali muro di sostegno

Nell'ipotesi di palo incastrato in testa, la rigidezza orizzontale risulta pari a:

$$k_l = 1/1.123E+4 = 8900 \text{ kN/m}$$



Il momento di incastro in testa palo risulta pari a:

$$M = 1.25 \text{ kNm}$$

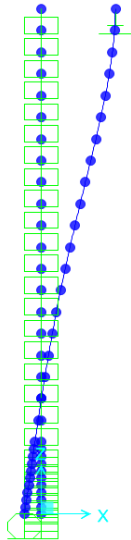
Il rapporto M/T risulta pertanto pari a

$$M/T = (2\alpha)^{-1} = 1.25 / 1 = 1.25$$

6.4.2 Pali soletta a sbalzo

Nell'ipotesi di palo incastrato in testa, la rigidezza orizzontale risulta pari a:

$$k_l = 1/1.70E+4 = 5880 \text{ kN/m}$$



Il momento di incastro in testa palo risulta pari a:

$$M = 1.50 \text{ kNm}$$

Il rapporto M/T risulta pertanto pari a

$$M/T = (2\alpha)^{-1} = 1.50 / 1 = 1.50$$

7 Verifiche di stabilità

Si riporta la verifica di stabilità del rilevato in corrispondenza del muro di sostegno secondo le prescrizioni riportate in [N1] par. 6.5 e 7.11.4.

In particolare in condizioni sismiche sono stati considerati i seguenti parametri di input:

Approccio 1 combinazione 2 A2 + M2 + R2

Carichi permanenti fattorizzati con coefficienti pari a 1.0

Coefficienti di spinta sismica:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g = 0.38 \cdot 0.231 \cdot 1.36 / g = 0.12;$$

$$k_v = 0.5 \cdot k_h = 0.06$$

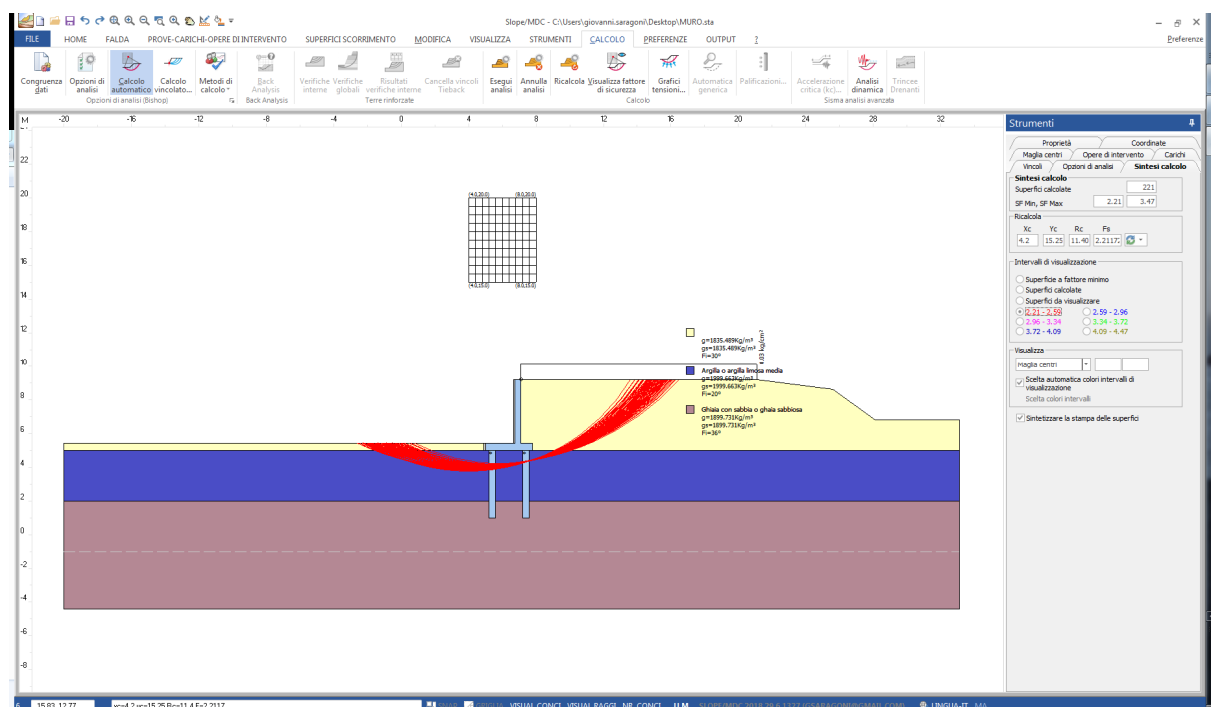
Coefficienti parziali sui materiali:

Tangente angolo di resistenza al taglio 1.25

Coesione efficace 1.25

Coesione non drenata 1.40

Fattore di sicurezza $\gamma_r = 1.2$.



Il fattore di sicurezza minimo risulta pari a 2.20 le verifiche sono pertanto soddisfatte.