

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:

Cepav due



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
Lotto funzionale Brescia-Verona

PROGETTO ESECUTIVO

INZ2 – ROTATORIA VIA CAVOUR VIA STATALE

Relazione Geotecnica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Data: <u>29 MAG 2020</u>	Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio <i>(Ing. T. Taranta)</i> Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 2	E	E 2	R B	I N Z 2 0 0	0 0 1	A

PROGETTAZIONE						IL PROGETTISTA	
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	IL PROGETTISTA CeAS	
A	Emissione	Cardella <i>(signature)</i>	15.05.20	Becci <i>(signature)</i>	15.05.20	Data: 15.05.2020	
B							
C							

(Circular stamp: DOG. ING. ROBERTO TAVI, INGEGERE, ALBA N. 23076)

CIG. 751447334A

File: INOR12EE2RBINZ200001A_10.docx



Progetto cofinanziato
dalla Unione Europea

Stampato dal Service
di plottaggio ITALFERR S.p.A.
ALBA S.r.l.

CUP: F81H91000000008

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due 

ALTA SORVEGLIANZA


ITALFERR
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB IN Z20 0 001

Rev.
A

Foglio
2 di 30

INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3. INDAGINI ESEGUITE.....	6
4. DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	8
5. CONDIZIONI DELLA FALDA	8
6. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	9
7. PROBLEMATICHE LEGATE AL SISMA	13
7.1. DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO	13
7.2. VALUTAZIONE DELLA MAGNITUDO.....	14
7.3. STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE.....	15
8. ANALISI DI STABILITÀ.....	16
8.1. INTRODUZIONE.....	16
8.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	16
8.3. STRATIGRAFIA E PARAMETRI DI PROGETTO.....	16
8.4. CRITERI DI VERIFICA	17
8.5. CONDIZIONI DI CARICO.....	18
8.6. RISULTATI DELLE ANALISI.....	19
9. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI.....	21
10. CONSIDERAZIONI	24
11. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	25
12. RISULTATI DELLE INDAGINI	26

1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Oggetto della presente relazione è il progetto esecutivo della nuova rotatoria tra via Statale e Via Cavour, prevista nel comune di Calcinato, in provincia di Brescia, nell'ambito delle opere di attraversamento stradale connesse alla realizzazione della linea ferroviaria Torino – Venezia, tratta Milano – Verona.

Le strade in progetto si configurano come interventi di riqualificazione e adeguamento di viabilità esistenti. È previsto quindi che l'intersezione esistente tra via Cavour e via Statale venga riorganizzata con circolazione rotatoria e che venga realizzato un nuovo percorso ciclo-pedonale adiacente al ramo sud e ai rami est della rotatoria in progetto.

L'intersezione tra via Cavour e via Statale viene riorganizzata mediante la realizzazione di rotatoria circolare a quattro rami, composta da una aiuola circolare di raggio pari a 16,00 m, una carreggiata larga 7,00 m completata da banchine laterali da 1,00 m ciascuna, per un diametro esterno pari a 50,00 m. L'aiuola circolare sarà delimitata da una corona sormontabile larga 1,50 m, pavimentata con pendenza trasversale verso l'esterno del 4,00%, contenuta esternamente da un cordolo in calcestruzzo 15x25 cm posato a raso e da un cordolo interno tipo Anas in calcestruzzo 40x20 cm. L'aiuola centrale sarà modellata con terreno di riporto proveniente dagli scavi, con pendenza trasversale pari a 5.00% a scolare verso l'esterno.

Lungo il perimetro esterno sono previsti elementi marginali analoghi a quelli adottati per il rilevato stradale tipo F2, con un arginello inerbito di larghezza sempre pari a 1,05 m. Ove il rilevato presenta altezza dal piano campagna non superiore a 1,00 m le scarpate sono modellate con pendenza pari a 1/2 e rivestite da uno strato di terreno vegetale dello spessore di 0.30 m, mentre ove l'altezza sul piano campagna è superiore a 1.00 m si avrà scarpata a pendenza 2/3.

I rami d'ingresso in rotatoria presentano una corsia larga 3,50 m, mentre i rami in uscita una corsia larga 4,50 m. La banchina pavimentata in sinistra è sempre pari a 0,50 m, mentre in destra è pari a 1.00 m. Unica eccezione geometrica è costituita dal ramo di accesso al marmista, con corsie di entrata/uscita identiche, di larghezza 2,50 m, più banchina in destra di 0,50 m.

Gli assi stradali in progetto di via Cavour e via Statale hanno le caratteristiche geometriche delle "strade locali in ambito extraurbano tipo F2", come definite dalle "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", D.M. 05.11.2001.

La piattaforma stradale tipo F2 è caratterizzata da una carreggiata composta da due corsie di marcia larghe 3,25 m, da banchine laterali larghe 1,00 m e da arginelli laterali larghi 1,05 m in terreno vegetale.

Lungo il margine ovest del ramo sud (ramo 2), in destra e in sinistra al ramo sud-est (ramo 4) e lungo il margine sud del ramo est (ramo 3), è prevista la realizzazione di una pista ciclabile, mediante l'estensione della piattaforma pavimentata in esterno. Di seguito un dettaglio della planimetria dell'intervento (Figura 1-1).

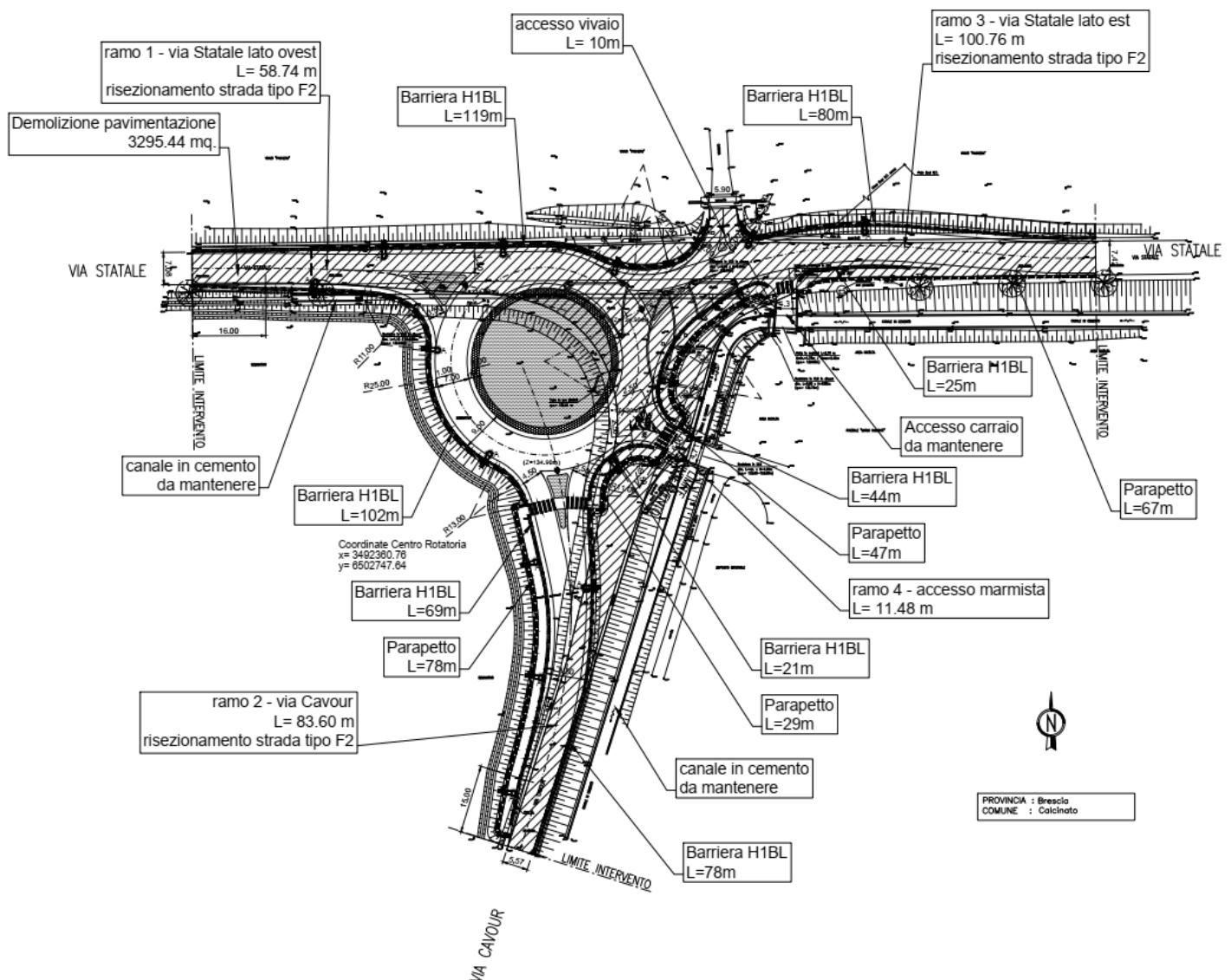


Figura 1-1. Planimetria intervento

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB IN Z20 0 001

Rev.
A

Foglio
5 di 30

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;

3. INDAGINI ESEGUITE

La zona dove viene a collocarsi la viabilità di interesse (zona Nord rispetto alla pk 110+500) risulta costituita geologicamente, come è possibile vedere in Figura 3-1 (stralcio da tavola geologica), da depositi di tipo glaciale e fluvioglaciale, di periodo Pleistocene. (sigla NA in ciano e Pg in giallo). Dai sondaggi indicativi posti nelle vicinanze della zona indagata (Tabella 3-1), tali formazioni geologiche sono caratterizzate da percentuali rilevanti di ghiaie e sabbie con presenza minore di limi. Nel corso dei sondaggi sono state effettuate prove penetrometriche SPT e prelevati campioni rimaneggiati.

Tabella 3-1

Sondaggio o Pozzetto	Campagna d'indagine (1992-2002-2004)	Quota di Bocca foro (m slm.)	Lunghezza sondaggio (m)	Piezometro installato C=Casagrande TA=Tubo Aperto
DS002	1992	+137.50	35	TA
DS003	1992	+132.93	35	-
DS004	1992	+133.13	30	-
3SN055	2004	+142.86	40	TA

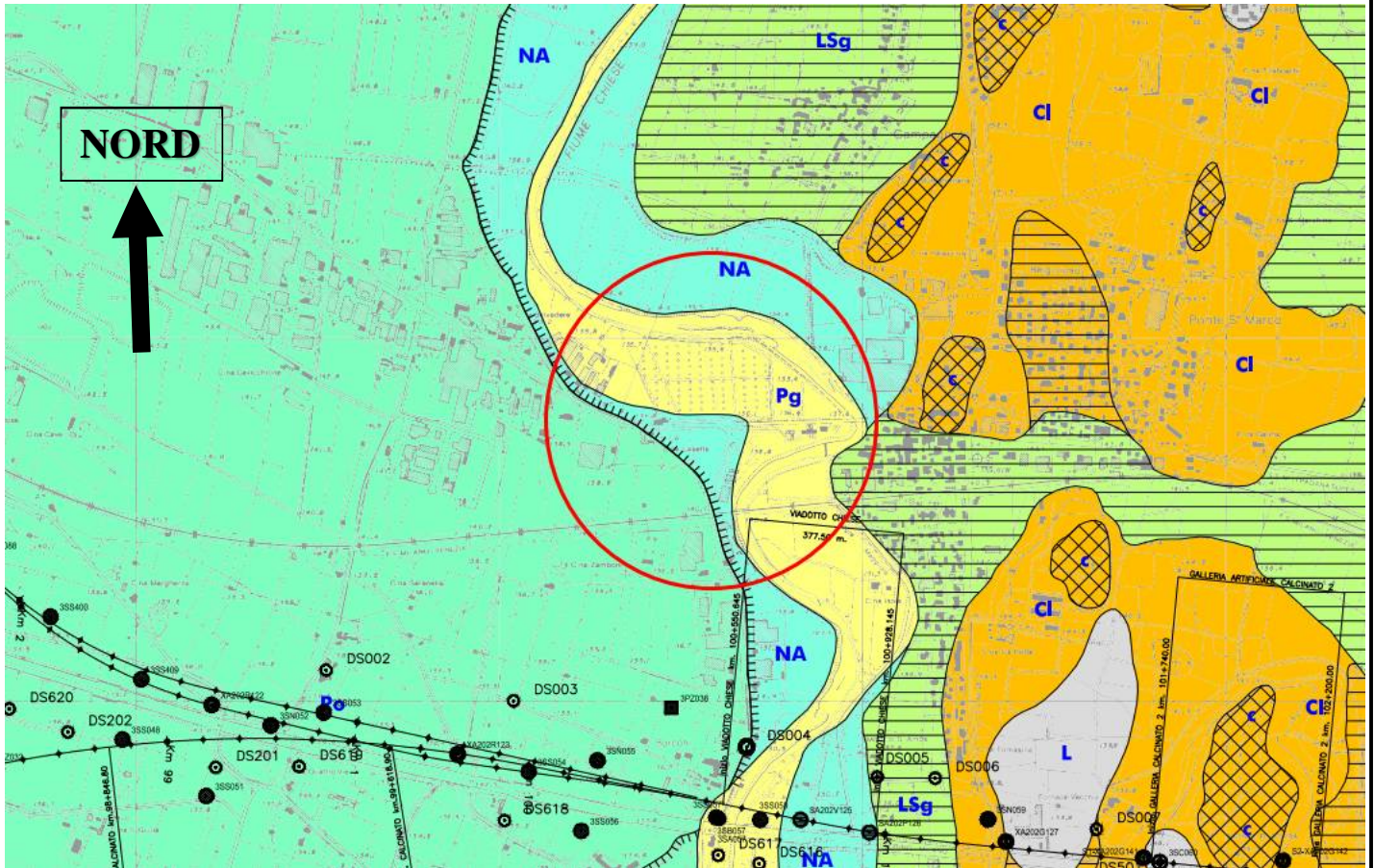


Figura 3-1. geologia della zona 1:8000

4. DESCRIZIONE STRATIGRAFICA

Le indagini prese in considerazione (stratigrafie dei sondaggi e prove di classificazione di laboratorio) mostrano una stratigrafia costituita da intercalazioni di ghiaie sabbiose e sabbie ghiaiose fino alle massime profondità indagate, con tracce sporadiche di limo.

Lo spessore del terreno vegetale risulta tra 0.5m e 1 m di spessore, sulla base dei sondaggi disponibili. (vedi **Tabella 4-1**).

Tabella 4-1

Prova	Profondità da p.c. (m)	Descrizione
DS002	0.0 – 1.00	Terreno vegetale limo-sabbioso
DS003	0.0 – 0.80	
DS004	0.0 – 0.60	
3SN055	0.0 – 0.60	

5. CONDIZIONI DELLA FALDA

Le rilevazioni della falda misurate nei sondaggi attrezzati con piezometri più prossimi all'opera in oggetto (3SN059) indicano letture dai 30 ai 35 metri di profondità. Si assume, in via cautelativa, il livello di falda a circa 30 metri di profondità.

6. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Si riporta, in Tabella 6-1, la stratigrafia di progetto assunta ed i valori stimati dei principali parametri geotecnici del terreno sulla base dei risultati delle prove SPT e delle prove di laboratorio ove disponibili.

Tabella 6-1

Parametri	Strato 1	Strato 2
Profondità	Da 0 a 1 m	Da 0.5 m alle massime profondità indagate
Natura	Coltivo e/o riporto	Ghiaia e sabbia con presenza di limo
γ (kN/m ³)	-	20.0
e_0	-	0.3 ÷ 0.45
c'	-	0 kPa
ϕ'	-	36°
k_0	-	0.5
E [MPa]	-	> 50
falda	-30m dal piano campagna	

Simbologia:

γ = Peso di volume;

k_0 = Coefficiente di spinta del terreno a riposo;

c' = Coesione efficace;

ϕ' = angolo di attrito efficace;

OCR = Grado di sovra-consolidazione meccanico;

Per la stima di V_s si è utilizzata la relazione di Ohta&Goto con parametri relativi a ghiaie e sabbie, sulla base degli N_{spt} , per valutare le principali caratteristiche del terreno. Sono state utilizzate le correlazioni di letteratura per stimare i parametri caratteristici del terreno riportati in Tabella 6-1.

Nella determinazione di parametri di progetti riportati, in vista della natura prevalentemente granulare del terreno, si è operato come segue.

Orizzonti granulari

Dr è stimata da N_{spt}, secondo quanto suggerito da Cubrinovski &, Ishihara K. (1999):

$$D_r = \sqrt{\frac{N_1 \cdot (e_{max} - e_{min})^{1.7}}{9}} \quad \text{con} \quad N_1 = N_{SPT} \sqrt{\frac{98kPa}{\sigma'_v}} \times \left(\frac{60\%}{78\%}\right)$$

(e_{max} - e_{min}) stimato dalla seguente Figura 6-1, sempre tratta dal citato riferimento.

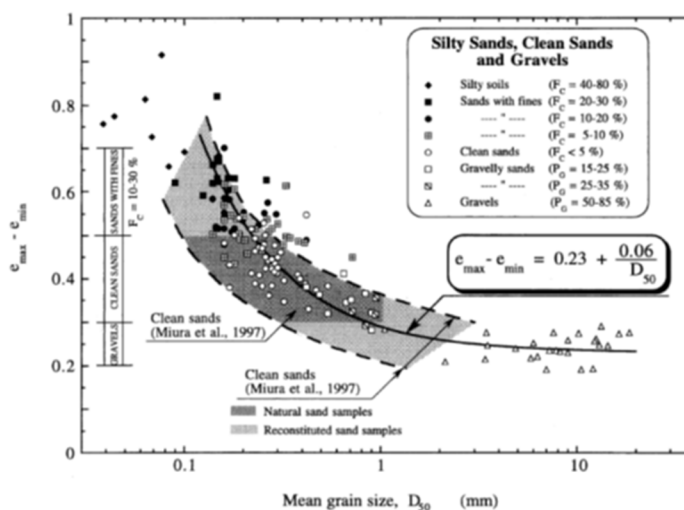


Table 2. Typical values of the void ratio range for silty sands, clean sands and gravels

Soil type	F _c (%)	P _o (%)	e _{max} - e _{min}
Silty soils	40-80	< 5	> 0.70
Silty sands	20-30	< 5	0.60-0.70
"	10-20	< 5	0.50-0.60
"	5-10	< 5	0.45-0.55
Clean sands	< 5	< 5	0.30-0.50
Gravelly sands	< 10	15-35	0.30-0.40
Gravels	< 5	50-85	0.20-0.30

Fines: D < 0.075 mm; Gravel: D ≥ 2.0 mm.

Figura 6-1. Cubrinovski &, Ishihara K. (1999)

L'angolo d'attrito di picco valutato, in accordo con Bolton (1986), come $\phi_P = \phi_{CV} + \Delta\phi$,

Con $\Delta\phi$ valutato dalla Figura 6-2.

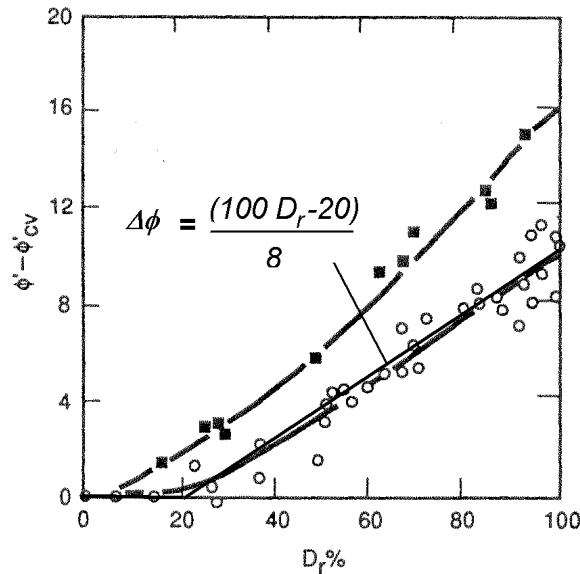


Figura 6-2: modificata da Fleming et al (1992)

Velocità di propagazione delle onde di taglio

La velocità delle onde S è stata stimata sulla base delle prove penetrometriche, per mezzo della nota relazione di Ohta & Goto (1978). Tali valutazioni dovranno poi essere sottoposte al vaglio di una sperimentazione diretta tramite prove sismiche in sito specifiche alla determinazione di tale parametro:

$$V_s[\text{m/s}] = C \cdot (N_{\text{SPT},60\%})^{0.171} \cdot (z) \cdot f_A \cdot f_G$$

con

$$C = 67.3$$

z = profondità in m da p.c.

f_A = coefficiente funzione dell'epoca geologia del deposito = 1.3

f_G = coefficiente funzione della composizione granulometrica del deposito = 1.45

Modulo di taglio a piccole deformazioni

G_0 è calcolato sulla base della relazione:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

con

ρ = massa dell'unità di volume

V_s = velocità delle onde di taglio

L'andamento di G_0 con la profondità è stato determinato interpolando i risultati ottenuti dalle correlazioni con N_{SPT} .

Modulo elastico operativo

Il modulo elastico secante E , corrispondente a livelli di deformazione tipici per le opere in esame, è stimato sulla base della relazione:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

dalla quale si ricava: $E = 2G(1 + \nu)$

con G operativo (grandi deformazioni) assunto come aliquota del modulo di elasticità tangenziale massima: $G = 0.2 \cdot G_0$

In alternativa a questo, è possibile correlare direttamente E alla prova SPT tramite la relazione:

$$E = 2.5 \div 3 N_{SPT} \text{ [MPa]}$$

Le interpretazioni dei risultati sono riportate al paragrafo 12.

7. PROBLEMATICHE LEGATE AL SISMA

7.1. DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO

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

- vita nominale (V_N) dell'opera pari a 100 anni;
- classe d'uso III ($C_u = 1.5$);

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

$$V_R = V_N \cdot C_u = 150 \text{ anni.}$$

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 TR (in anni), vale: $TR(SLV) = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = 1424$ anni.

La definizione della categoria di sottosuolo, ai fini della determinazione dell'azione sismica, in accordo al punto §3.2.2 di NTC08, viene effettuata sulla base dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT. Con riferimento alla Figura 12-1, le stime basate sulla grandezza $N_{SPT,30}$ potrebbero condurre, con un approccio eccessivamente cautelativo, all'attribuzione, in accordo con la Tabella 3.2.II di NTC08, di una categoria di sottosuolo tipo C. Tuttavia, la misura diretta tramite tecnica MASW indica chiaramente la **categoria di sottosuolo tipo B**, che verrà pertanto assunta nel seguito come valore progettuale (risultati indagine MASW in Figura 12-4).

Di seguito i parametri sismici:

a_g	accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;		0.231 g
F_0	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale		2.470
T_c^*	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale		0.280 s
S_s	coefficiente di amplificazione stratigrafica	Cat B	1.172
C_c	coefficiente che modifica il valore del periodo T_c	Cat B	1.418
S_T	coefficiente di amplificazione topografica - pianura		1.00

Tabella 7-1. Parametri sismici di riferimento

Da cui, l'accelerazione massima risulta quindi: $a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 0.270g$

7.2. VALUTAZIONE DELLA MAGNITUDO

Al fine della valutazione della stabilità del sito in condizioni sismiche, oltre alla massima accelerazione, occorre stimare la Magnitudo attesa.

A questo proposito, è possibile riferirsi ai dati predisposti dall'INGV, (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>) che costituiscono la base sulla quale sono state definite i livelli di sismicità recepiti dalla legge.

A questo riguardo sono rappresentati in forma grafica i contributi specifici di Magnitudo-distanza alla pericolosità sismica con $T_R = 2475$ anni.

Poiché tale periodo di ritorno è superiore a quello associato allo stato limite considerato nel progetto (SLV, $T_R=1424$) i valori di Magnitudo qui indicati sono coerenti con i valori di a_{max} .

Prevalgono contributi di terremoti caratterizzati da Magnitudo comprese tra 4.5 e 5.0, valori che possono essere adottati nelle verifiche di stabilità del sito.

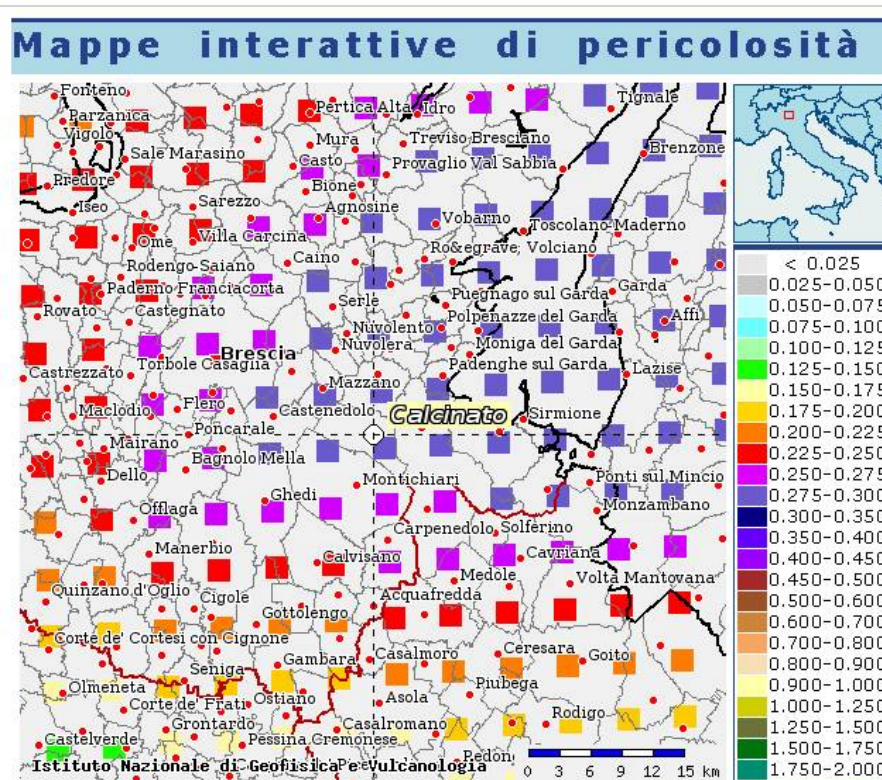


Figura 7-1: estratto mappa sismica INGV

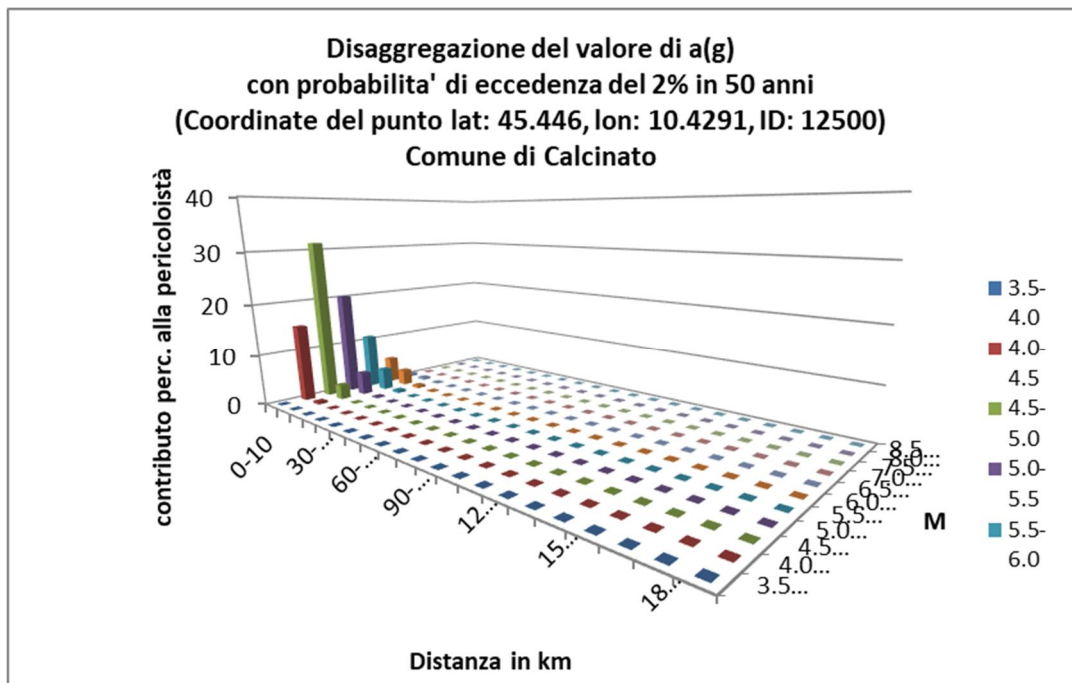


Figura 7-2: Contributi specifici magnitudo-distanza alla pericolosità sismica – Calcinato (BS)

7.3. STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE

Alla luce delle informazioni disponibili sulla profondità della falda considerata ($z > 15$ metri), nel caso in esame la verifica a liquefazione è da escludersi, come descritto da NTC08 7.11.3.4.2.

8. ANALISI DI STABILITÀ

8.1. INTRODUZIONE

Nell' intervento in esame è possibile individuare un'altezza massima della rotatoria in rilevato pari a circa 3.2m. Si illustrano qui di seguito le valutazioni in base alle quali è stata eseguita l'analisi di stabilità delle sezioni a maggiore altezza (lungo la corona della rotatoria).

I criteri di analisi di stabilità descritti sono finalizzati a verificare le sezioni stradali in modo che rispondano al seguente requisito:

- Coefficienti di sicurezza nei confronti della stabilità globale adeguati, ovvero non inferiori a quelli minimi prescritti dalla normativa italiana vigente.

8.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

8.3. STRATIGRAFIA E PARAMETRI DI PROGETTO

Le analisi di stabilità, realizzate in condizioni statiche e sismiche, sono state effettuate considerando la stratigrafia ed i parametri di resistenza seguenti.

Informazioni sulla falda sono descritte al paragrafo 5.

Terreno rilevato stradale e sottofondo

$$h = 3.2\text{m}$$

$$\gamma_t = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 36^\circ$$

$$c' = 0$$

8.4. CRITERI DI VERIFICA

Per le verifiche di stabilità della scarpata si fa riferimento alle NTC08, constatando che sia rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di stabilità del rilevato sono state effettuate secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) (NTC08 6.8.6 e 7.11.6) tenendo conto quindi dei seguenti coefficienti parziali:

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti e fronti di scavo è pari a $\gamma_r = 1.1$. In accordo con il manuale di progettazione – corpo stradale di RFI, paragrafo 3.8.1.3.4.3, per le azioni sismiche si assumono coefficienti parziali sulle azioni pari a 1 e il coefficiente di combinazione ψ per il carico variabile da traffico stradale a 0.2.

Gli effetti dell'azione sismica sono stati analizzati con il metodo pseudostatico, rappresentando l'azione sismica con un carico statico equivalente costante nel tempo e nello spazio e proporzionale

al peso del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza vengono espresse come:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

Dove W è il peso del volume di terreno potenzialmente instabile, mentre k_h e k_v sono coefficienti sismici pari a:

$$k_h = \beta_s \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

β_s è un coefficiente riduttivo dell'accelerazione massima attesa in sito, i cui valori sono riportati in tabella 7.11.I delle NTC08.

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

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

Le verifiche di stabilità sono state condotte con l'impiego del software ParatiePlus sviluppato da CeAS s.r.l. Tale programma permette verifiche di stabilità attraverso analisi statiche e pseudostatiche, studiando l'effettivo meccanismo di rottura e individuando il piano di rottura per via diretta riducendo la resistenza del materiale fino a che non avvenga il collasso. Il fattore di sicurezza viene calcolato confrontando la resistenza critica con la reale resistenza del materiale.

8.5. CONDIZIONI DI CARICO

Si considera un carico accidentale in condizioni statiche a monte della scarpata

Condizioni statiche: $q = 10 \text{ kPa}$

Per quanto riguarda le azioni sismiche, sulla base di quanto descritto al paragrafo 7.1 si ottengono i seguenti valori di k_h e k_v :

$$k_h = 0,27 \cdot 0,28 = 0,076 \quad (\beta_s = 0,28)$$

$$k_v = -0,0378$$

Il segno attribuito a k_v sta ad indicare il caso peggiore di forze sismiche rivolte verso l'alto. Si rileva che l'introduzione nelle verifiche di stabilità in condizioni sismiche della forza di inerzia verticale ha scarso impatto sui risultati conseguiti in termini di coefficienti di sicurezza, e comunque dal lato della sicurezza.

8.6. RISULTATI DELLE ANALISI

I risultati ottenuti sono riportati in **Figura 8-1** e **Figura 8-3**. I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati in **Tabella 8-1**.

Si precisa che il calcolo è stato condotto introducendo i valori caratteristici degli angoli d'attrito. Pertanto, la verifica è da ritenersi soddisfatta se il coefficiente di sicurezza risulta maggiore di $\gamma_R \cdot \gamma_\phi = 1.1$.

Tabella 8-1: Verifiche di stabilità, coefficienti di sicurezza

SEZIONE		FS
RILEVATO H = 3.2 metri	condizione statica	1.282 > 1.10
	condizione sismica up	1.103 > 1.10
	Condizione sismica down	1.117 > 1.10

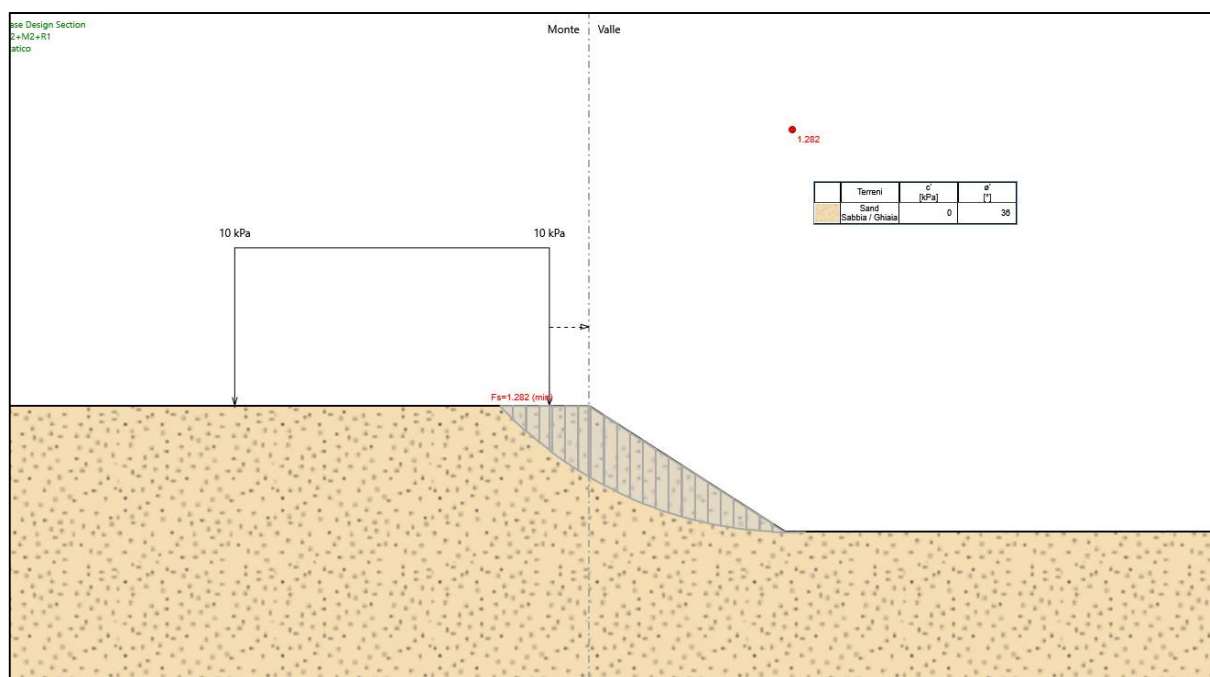


Figura 8-1: Verifica di stabilità sezione in trincea rappresentativa, condizione statica

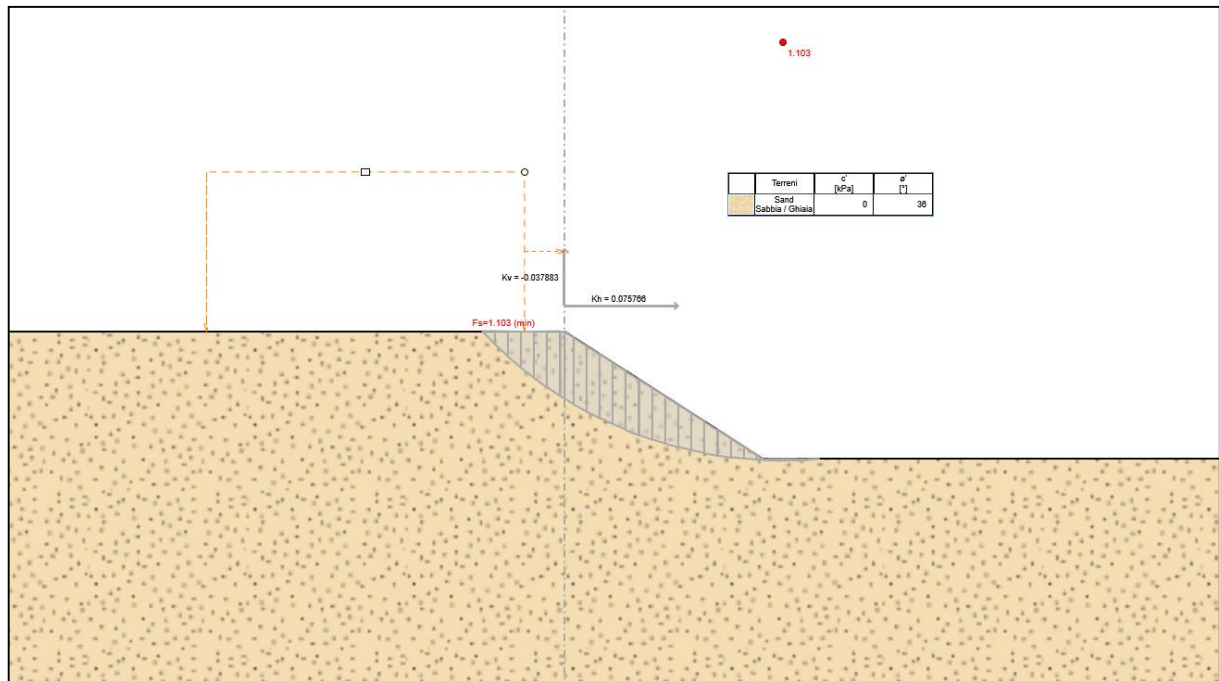


Figura 8-2: Verifica di stabilità sezione in trincea rappresentativa, condizione sismica Upward

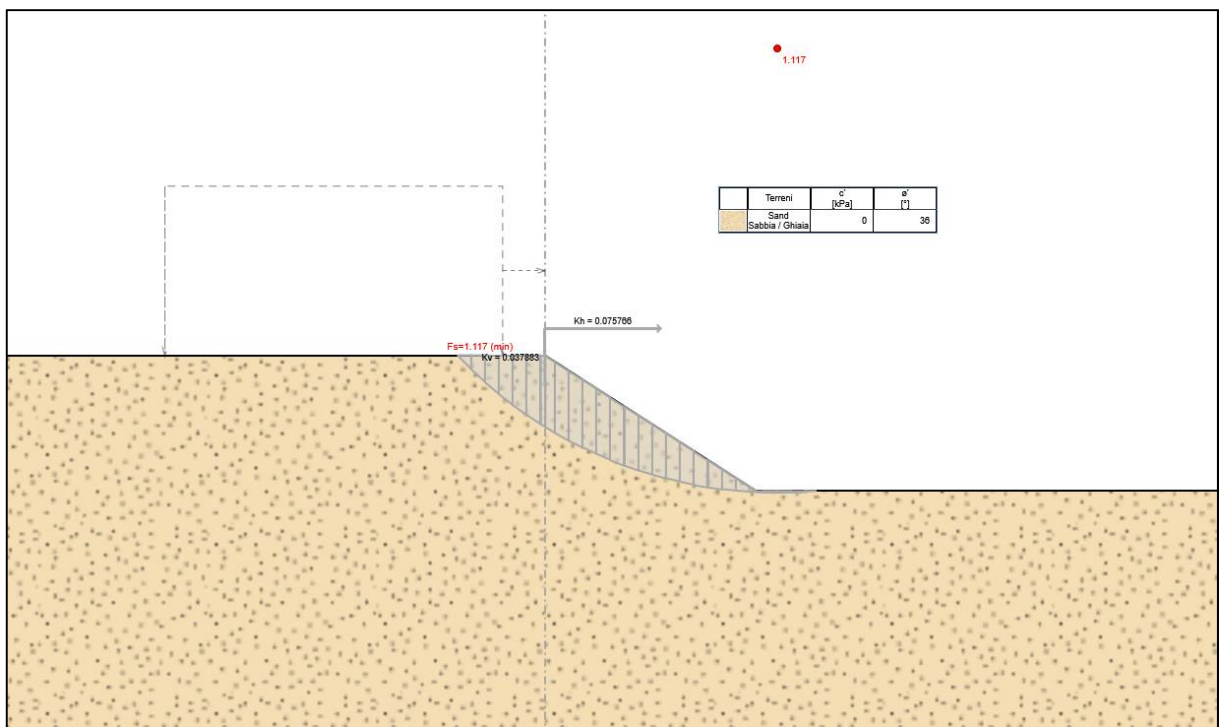


Figura 8-3: Verifica di stabilità sezione in trincea rappresentativa, condizione sismica Downward

9. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Si valutano i cedimenti per la corona circolare con altezza pari a quella massima prevista rispetto al piano campagna. La verifica risulta cautelativa.

- Diametro rotatoria = 50 kPa
- Sovraccarico permanente = 20 kPa
- Hmax = 3.2 m

Il calcolo del cedimento è condotto facendo ricorso alla classica procedura basata sui seguenti punti.

1. Si valuta, alla generica profondità, la distribuzione degli incrementi di sforzo verticale, orizzontale nel piano e orizzontale fuori piano. A tale scopo si utilizzano note formule chiuse disponibili in letteratura, riferite a mezzo semifinito elastico lineare omogeneo.
2. Si valuta, alla generica profondità, la deformazione verticale in stato piano di deformazione, sulla base del modulo di taglio operativo (assumendo $G = 0.20 \cdot G_0$) ricavando poi il modulo elastico operativo E tramite la relazione:

$$E = 2G(1 + \nu)$$

Vengono riportati, sulla base di interpretazione dei sondaggi N_{SPT} disponibili (Figura 12-1) i valori del modulo E operativo utilizzati per la simulazione nel calcolo dei cedimenti, considerando una suddivisione in strati in modo tale da ottenere una buona distribuzione dei valori con la profondità:

strato [m]	E medio [Mpa]
0 - 5 m	50
5 - 10 m	80
10 - 15 m	110
15 - 20 m	125
20 - 25 m	140
25 - 30 m	150
30 - 35 m	160
35 - 40 m	170

3. Si accumulano i contributi delle deformazioni, considerando profondità comprese tra piano campagna e la massima profondità in cui l'incremento verticale di sforzo è minore del 10% dello sforzo verticale litostatico in situ.

Viene utilizzato il programma Settle3D (RocScience v4.0) per la valutazione dei cedimenti. Così facendo si ottengono i risultati indicati in Figura 9-1.

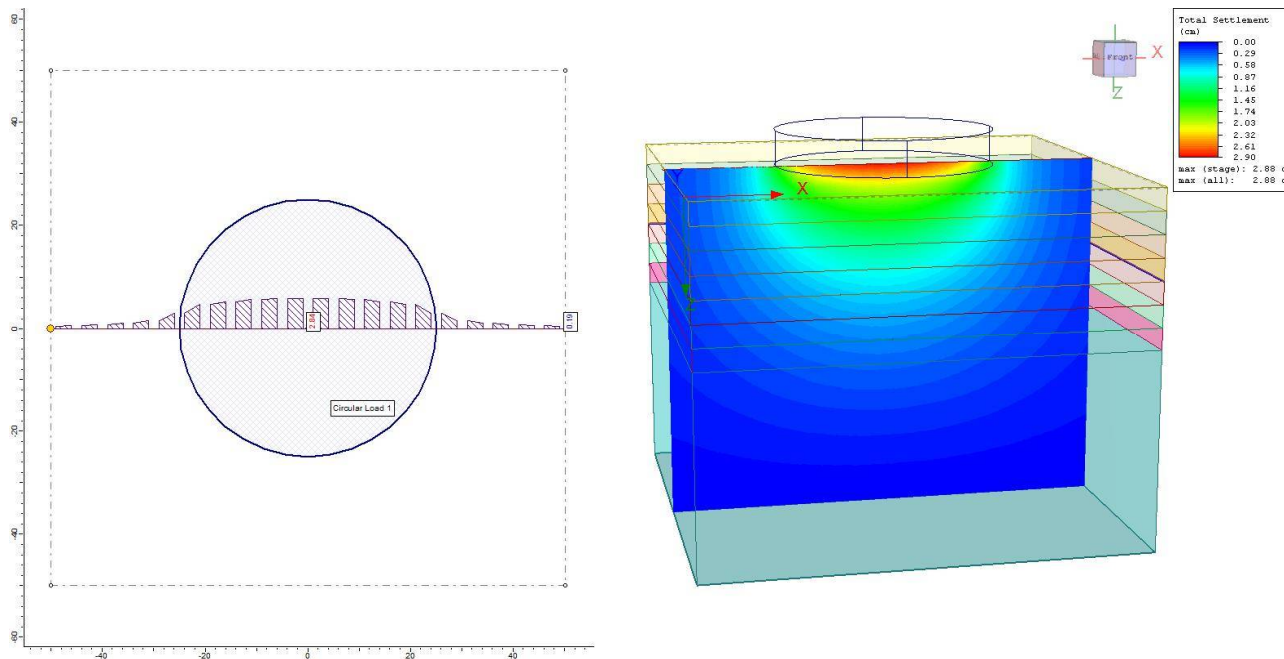


Figura 9-1. Geometria considerata

I cedimenti riscontrati, nelle condizioni di altezza massima pari a circa 3.2m e nella condizione cautelativa di sovraccarico agente su tutto l'ingombro della rotatoria stessa, risulteranno dell'ordine di 3 cm al centro della rotatoria stessa.

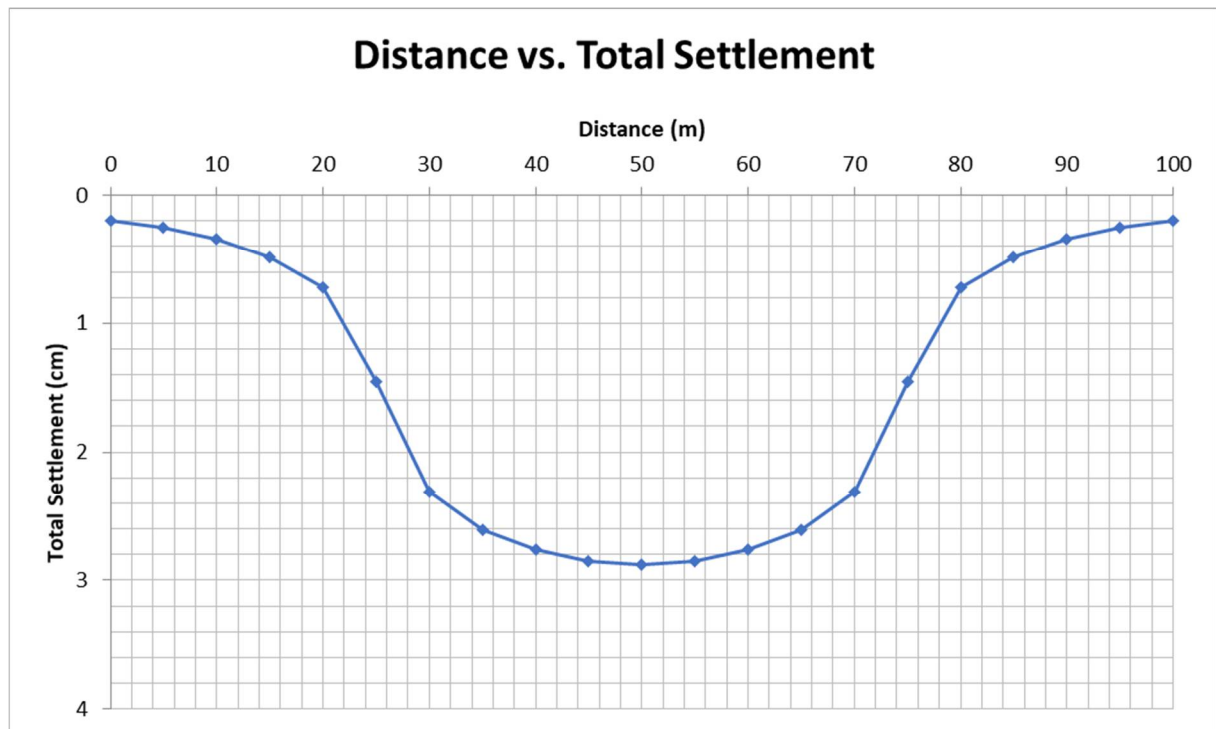


Figura 9-2. Cedimenti lungo il diametro della rotatoria (cedimenti alla base)

Data la natura dei terreni, i cedimenti avverranno in gran parte in fase di costruzione. Non sono prevedibili cedimenti secondari di entità significativa.

10. CONSIDERAZIONI

1. Risulta possibile garantire la stabilità delle zone in rilevato con pendenza delle scarpate $B/H = 3/2$ solamente nel caso in cui il terreno adoperato per la costruzione abbia un angolo di attrito minimo pari a 36° . Sarà necessario quindi effettuare le dovute verifiche per confermare le caratteristiche prestazionali del terreno.
2. Sulla base delle informazioni ad oggi in possesso (verticali d'indagine più prossime in zone limitrofe) si raccomanda di garantire l'asportazione di uno strato sufficientemente spesso di terreno al fine di rimuovere completamente ogni materiale vegetale presente. La profondità di rimozione dello strato di coltivo andrà confermato con rilievi visivi in sito all'atto della costruzione.
3. In relazione alle caratteristiche granulometriche dei materiali degli strati più superficiali è presumibile che i moduli di elasticità misurabili in prove di carico su piastra al p.c. locale dopo la realizzazione dello scotico e del rinterro soddisfino i requisiti previsti nei capitolati.
4. Si raccomanda di eseguire un pozzetto esplorativo nelle prime fasi di cantierizzazione, al fine di confermare le assunzioni riportate per il terreno in sito.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB IN Z20 0 001

Rev.
A

Foglio
25 di 30

11. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Bolton, M.D., (1986) "The strength and dilatancy of sands", *Geotechnique*, 36, 1, 65-78.

JAMIOLKOWSKI M., PASQUALINI E. (1979) "Introduzione ai diversi metodi di calcolo dei diaframmi con riferimento ai parametri geotecnici che vi intervengono e alla loro determinazione sperimentale" Atti Istituto Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, n. 451.

Kayen R, Moss RES, Thompson EM, Seed RB, Cetin KO, Der Kiureghian A, Tanaka Y, Tokimatsu K (2013). "Shear-wave velocity-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 139: 407-419.

Ohta Y. and Goto N. (1978), "Empirical Shear Wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 6, pp 167-187

12. RISULTATI DELLE INDAGINI

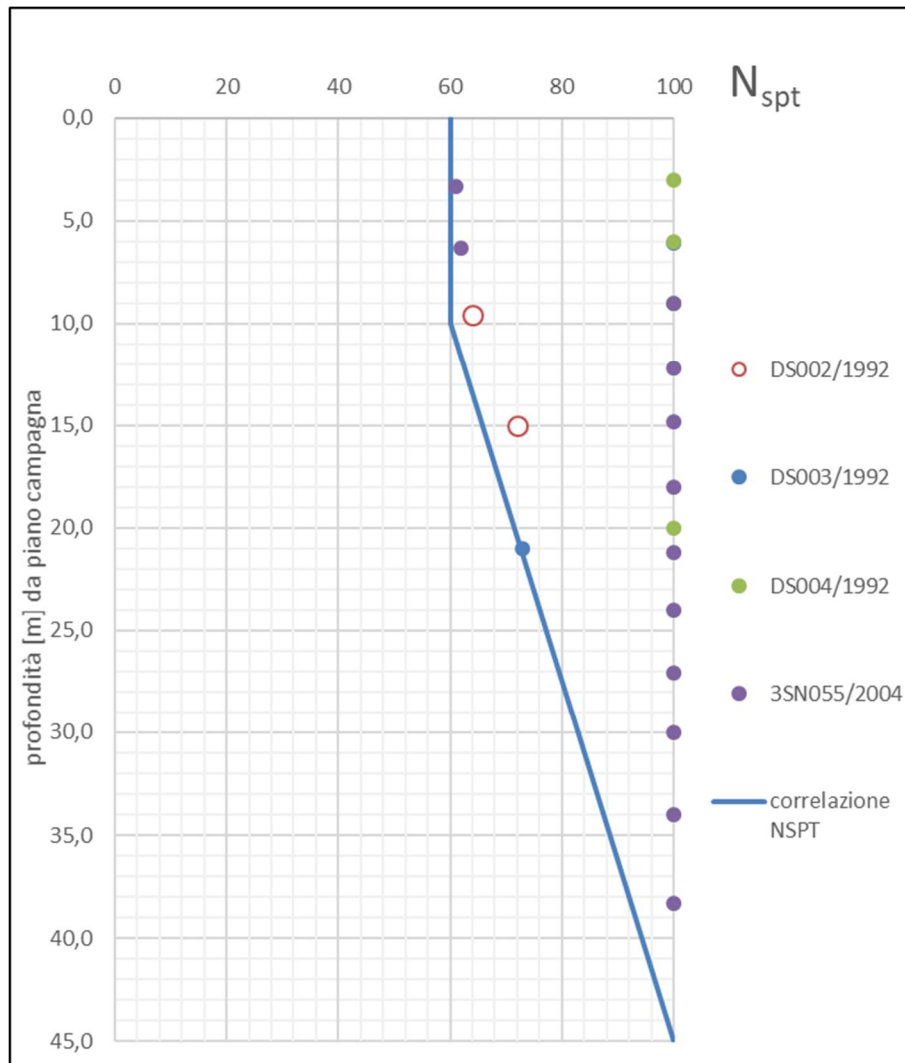


Figura 12-1: Andamento con la profondità di N_{SPT}

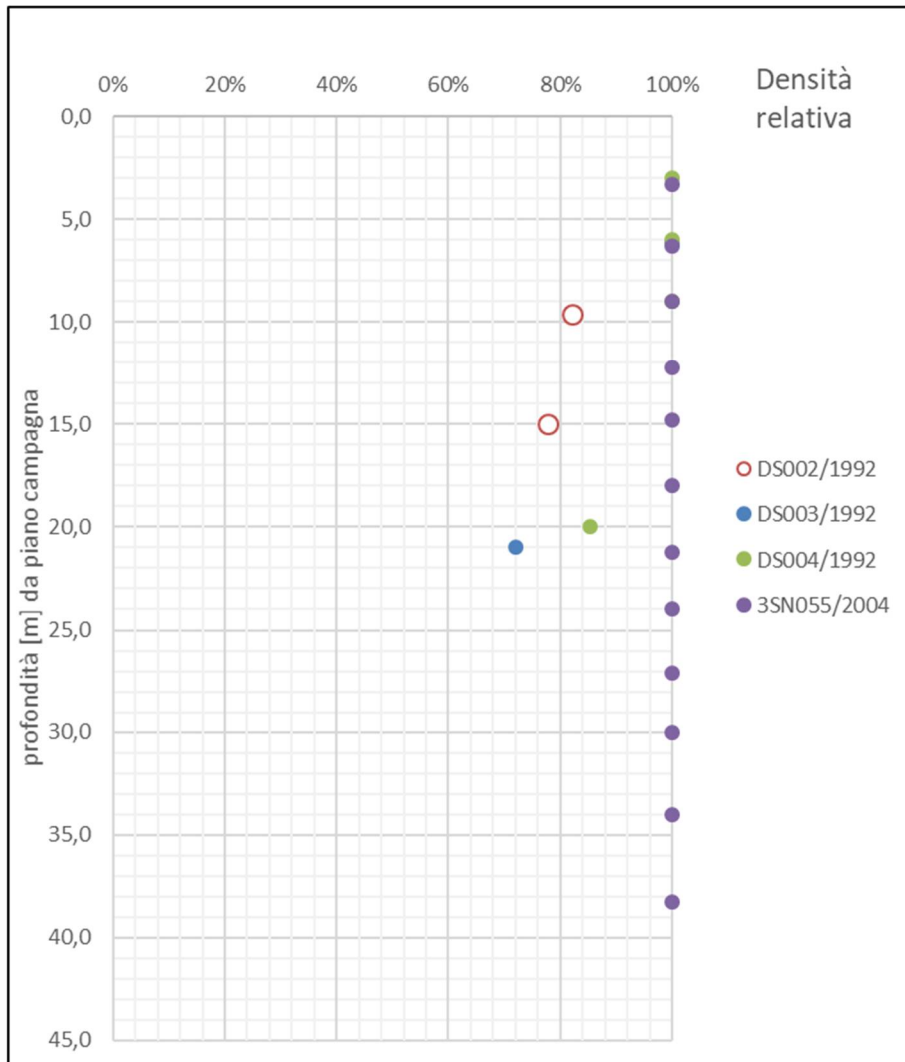


Figura 12-2. Andamento con la profondità della densità relativa D_R

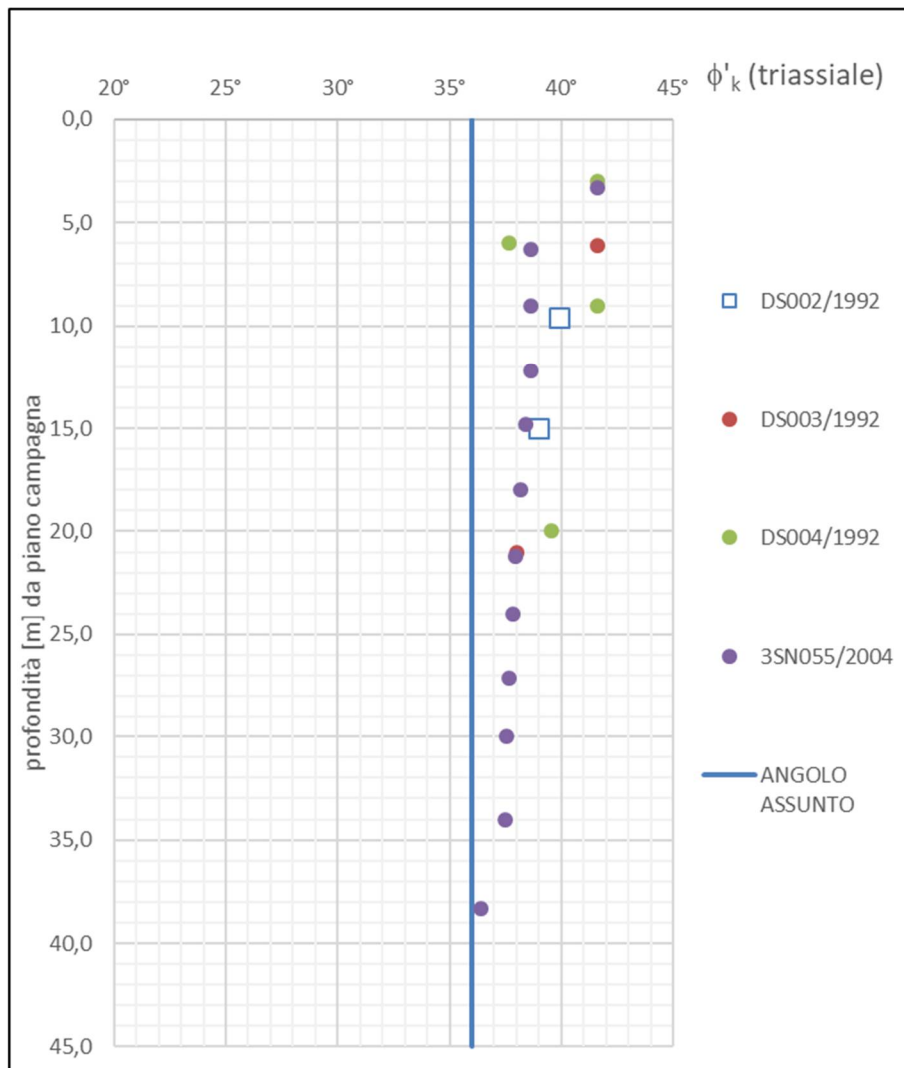


Figura 12-3. valori assunti dell'angolo di attrito del terreno con la profondità

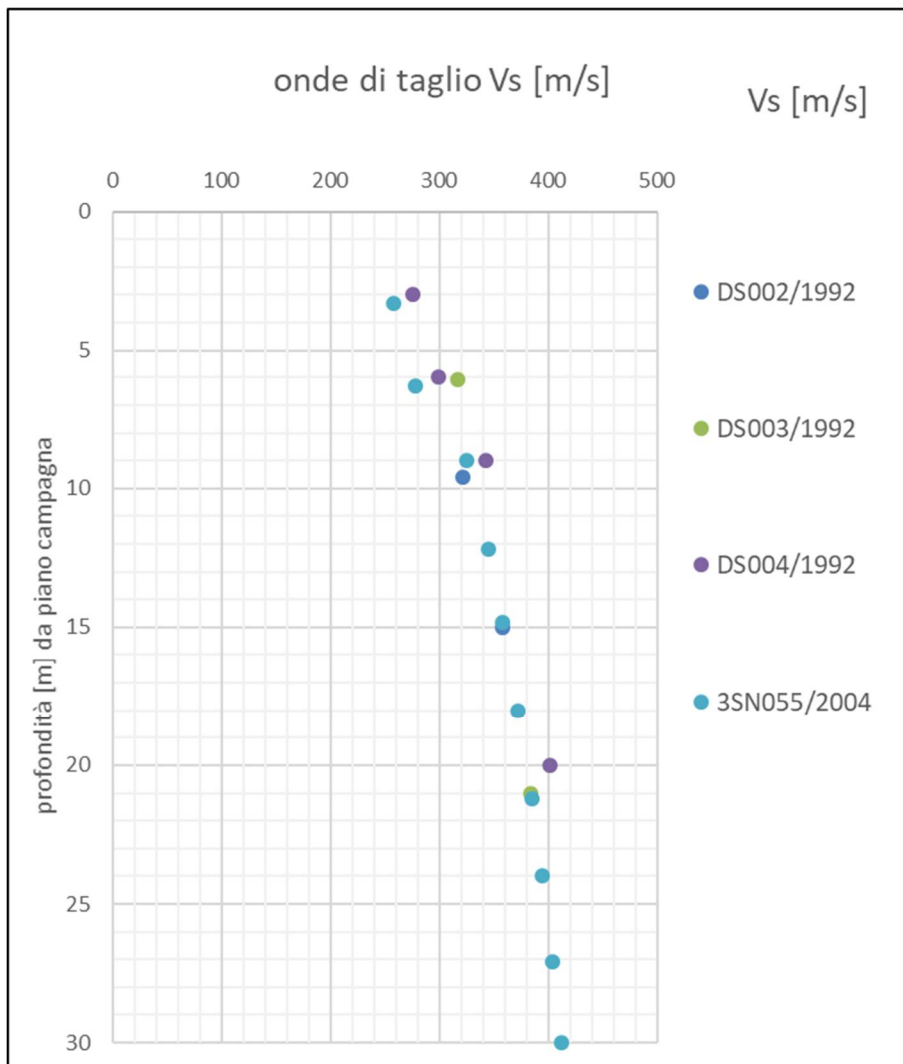


Figura 12-4: Andamento con la profondità della velocità delle onde di taglio

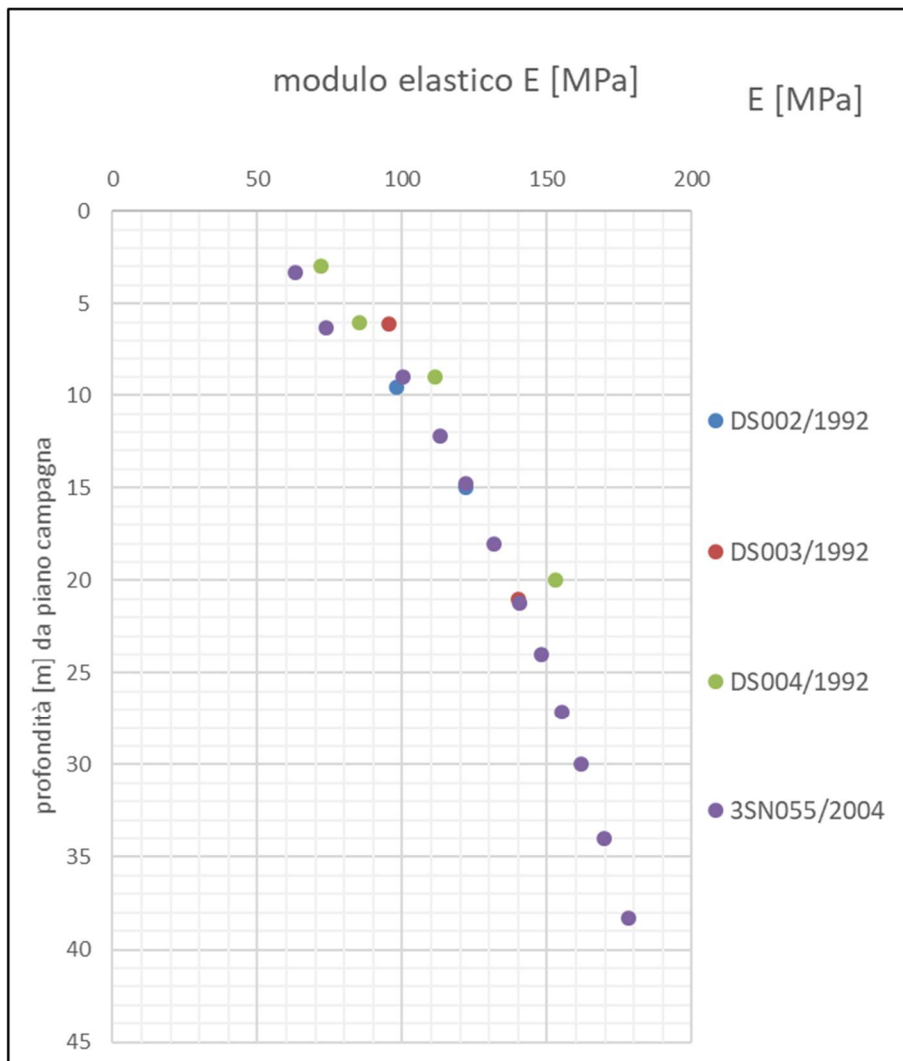


Figura 12-5. andamento con la profondità del modulo elastico E