

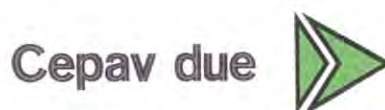
COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



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

IV34 – CAVALCAFERROVIA VIA GREZZE – PK 121+563,218

Relazione Geotecnica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio (Ing. T. Taranta) Data: <u>06 FEB 2019</u>	Valido per costruzione Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	R B	I V 3 4 0 0	0 0 1	A

PROGETTAZIONE							IL PROGETTISTA
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data	
A	Emissione	Cardella	08.01.19	Becci	08.01.19	08.01.19	IL PROGETTISTA CeAS Data: 08.01.19
B							
C							

CIG. 751447334A

File: INOR11EE2RBIV3400001A_02.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

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

CUP: F81H91000000008

INDICE

1.	LISTA GENERALE DEI SIMBOLI.....	4
2.	BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
3.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
4.	SOFTWARE IMPIEGATO.....	6
5.	INDAGINI ESEGUITE.....	7
6.	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....	9
6.1.	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	9
6.2.	CONDIZIONI DELLA FALDA.....	11
6.3.	STRATIGRAFIA SUDDIVISA PER PARTI D'OPERA.....	12
7.	PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....	13
8.	PROBLEMATICHE LEGATE AL SISMA.....	15
8.1.	DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO.....	15
8.2.	VALUTAZIONE DELLA MAGNITUDO	16
8.3.	STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE	18
8.4.	AZIONI SISMICHE SUI PALI DI FONDAZIONE	20
9.	CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI PALI E DIAFRAMMI	21
9.1.	MATRICI DI RIGIDEZZA DELLE PALIFICATE.....	47
9.2.	CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE	49
9.2.1.	<i>PALIFICATE</i>	49
9.2.2.	<i>DIAFRAMMI Calcolo longitudinale</i>	60
9.3.	VERIFICHE STRUTTURALI ED ALLO STATO LIMITE DI SERVIZIO E NEI RIGUARDI DI AZIONI ORIZZONTALI	63
9.4.	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE PALIFICATE	66
10.	CALCOLO DELLE SPINTE SULLE SPALLE.....	69

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RB IV 340 0 001

Rev.
A

Foglio
3 di 94

11. PROBLEMATICHE CONNESSE ALLA REALIZZAZIONE DELL'OPERA.....	71
12. RILEVATI DI APPROCCIO	72
12.1. INTRODUZIONE.....	72
12.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	72
12.3. CONSIDERAZIONI DI CARATTERE GENERALE	72
12.4. ANALISI DI STABILITÀ	76
12.4.1. Pendenze delle scarpate e caratteristiche dei materiali di rilevato.....	76
12.4.2. Stratigrafia e parametri di calcolo	76
12.4.3. Criteri di verifica	77
12.4.4. Condizioni di carico	78
12.4.5. Risultati delle analisi	79
12.5. CEDIMENTI.....	81
12.6. PIANI DI POSA	86
12.7. PROBLEMI ESECUTIVI	86
13. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	88
14. RISULTATI DELLE INDAGINI.....	90

1. LISTA GENERALE DEI SIMBOLI

γ	=	Peso dell'unità di volume totale
γ'	=	Peso di volume efficace del terreno
PI	=	Indice di plasticità
ϕ'	=	angolo di attrito interno
ν	=	Rapporto di Poisson
E'	=	Modulo di Young
E_u	=	Modulo non drenato
M	=	Modulo confinato
E_{ed}	=	Modulo edometrico
C_u	=	Resistenza al taglio non drenata
c'	=	Coesione in termini di tensione efficace
F_s	=	Fattore di sicurezza
σ'_p	=	Tensione di preconsolidazione
q_u	=	Capacità portante ammissibile
z	=	Profondità del piano campagna
K_0	=	Coefficiente di spinta a riposo
K_a	=	Coefficiente di spinta attiva
OCR	=	Grado di sovra consolidazione (GSC)
N_{spt}	=	Numero di colpi/30cm (Standard Penetration Test)
CPT	=	Prova penetrometrica statica
CPTU	=	Prova penetrometrica statica con piezocono
q_c	=	Resistenza di punta del penetrometro



2. BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il cavalcaferrovia in oggetto viene a collocarsi in un'area a moderata ondulazione (quote del piano campagna indicativamente comprese tra +115 e +106 m slm., da sud verso nord, per un'estensione di circa 200 m) ed ha la funzione di scavalcare l'autostrada A4 Milano-Venezia nelle vicinanze della progressiva pk 121+553 della linea AC/AV Milano Venezia. Quest'ultima corre, in questo tratto, nella galleria artificiale Lonato Est posta al di sotto della rampa di accesso sud del cavalcaferrovia. L'opera è ubicata nel comune di Desenzano del Garda (BS).

3. **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;

4. **SOFTWARE IMPIEGATO**

- Paratie Plus v.18.1 (CeAS s.r.l. Milano) per verifiche di stabilità e verifiche su opere di sostegno provvisori;
- Flac/FlacSlope per verifiche di stabilità;
- Settle3D (RocScience v4.0) per calcolo dei cedimenti di rilevati in terra;
- Piglet v.5.1 (Prof. Mark Randolph) per il calcolo del comportamento di gruppi di pali.



5. INDAGINI ESEGUITE

I sondaggi e i pozzetti ubicati nei pressi dell'opera in esame e presi in considerazione per la caratterizzazione geotecnica del sito sono riportati nella Tabella 5-1. Nel corso dei sondaggi sono state effettuate prove penetrometriche SPT e prelevati campioni rimaneggiati ed indisturbati.

Tabella 5-1

Sondaggio o Pozzetto (Denomin.)	Campagna d'indagine (1992-2002- 2004)	Quota di Bocca foro (m slm.)	Lunghezza sondaggio (m)	Piezometro installato C=Casagrande TA=Tube Aperto
DS152	1992	+118.3	35	
DS151	1992	+113.9	35	
DS149	1992	+103.6	30	TA
S27 XA202B167	2002	+118.0	30	TA
S28 XA202B168	2002	+104.80	20	TA
IV34_S001_2018	2018	+106.30	40	
IV34_S002_2018	2018	+105.30	40	
IV34_S001_2019_INT	2018	+110.00	50	

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RB IV 340 0 001

Rev.
A

Foglio
8 di 94

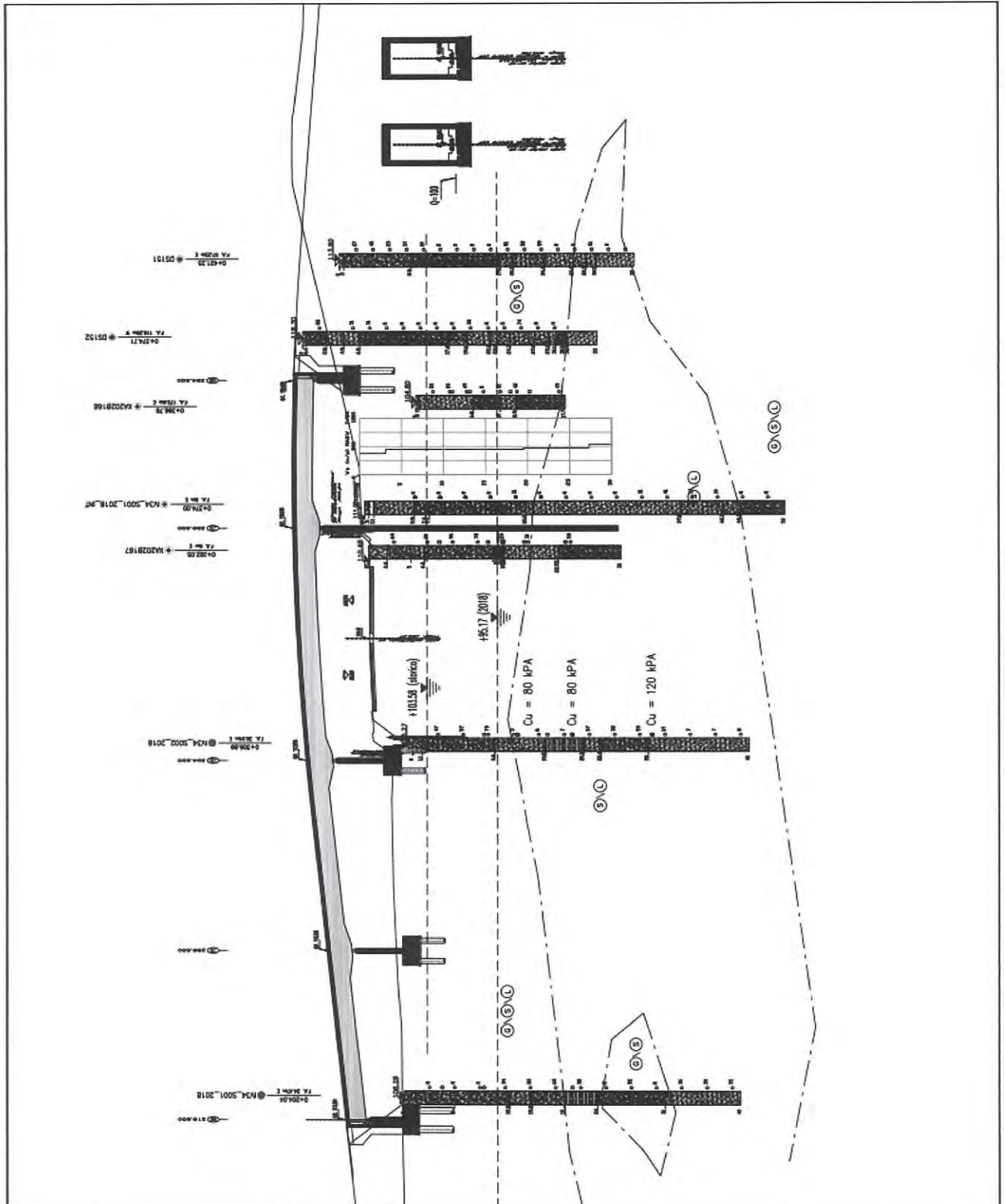


Figura 5-1: IV34 – ubicazione indagini considerate



6. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

6.1. Descrizione stratigrafica

Le indagini prese in considerazione rivelano una successione stratigrafica complessa, rappresentativa di una zona di transizione tra formazioni più marcatamente granulari caratteristiche delle sezioni con progressive inferiore a 121+000 e formazioni a prevalente componente limo-sabbiosa e limo argillosa, tipiche della formazione glacio-lacustre recente, che contraddistingue la tratta compresa tra l'imbocco Est della galleria Lonato Est ed il Mincio. In linea di massima, ai fini del progetto delle fondazioni dell'opera, è possibile ricondursi ad una stratigrafia in cui, al di sotto di un modestissimo strato di coltivo, s'individuano due formazioni principali, come segue:

1. un primo strato di potenza variabile, costituito da sabbie e ghiaie in matrice limosa, molto addensate (**STRATO 1**)
2. uno strato profondo con prevalente frazione limosa, poco plastico, contenente una frazione argillosa variabile ma di limitata entità, spesso intercalato da lenti più marcatamente granulari, anche di notevole potenza (**STRATO 2**).

È opportuno osservare che tale suddivisione potrebbe apparire a prima vista non del tutto coerente con quanto talvolta desumibile dai singoli sondaggi, specie in relazione allo STRATO 2, che appare talora sostituito da una formazione apparentemente continua e più granulare (cfr. ad esempio IV34_S001_2018, a profondità comprese tra 23 e 31 m). Tuttavia, alla luce del complesso delle verticali disponibili, nonché della storia geologica, appare più che giustificato, oltre che prudente, considerare del tutto discontinue e/o sporadiche tali intercalazioni granulari profonde.

L'esame della Figura 14-1, in cui sono riportati i valori di N_{spt} per tutti i sondaggi presi in esame, conferma tale assunzione: si osserva che tutti i sondaggi evidenziano un elevato numero di colpi (spesso rifiuto) in una prima fascia superficiale, particolarmente esigua in corrispondenza della Pila 2 (sondaggio IV34_S001_2018_INT). Più in profondità si registra in genere una brusca diminuzione di N_{spt} , salvo recuperi in concomitanza con l'intercettazione di lenti più o meno continue a prevalente frazione ghiaiosa, messe in evidenza dai log stratigrafici.

I valori di N_{spt} nelle formazioni limo-sabbiose e limo-argillose profonde si mantengono comunque entro valori in genere superiori a 30-35, salvo ancora nel sondaggio IV34_S001_2018_INT, che riporta valori estremamente bassi a profondità dell'ordine dei 30-40 m. Di tale risultato si terrà conto assegnando, per il calcolo della PILA 2, parametri di resistenza adeguatamente inferiori rispetto alle altre fondazioni. Si raccomanda, tuttavia, in sede costruttiva, di prendere in considerazioni indagini integrative che potranno eventualmente rivalutare favorevolmente, i parametri progettuali.

Lo spessore del coltivo e/o riporto risulta variabile (vedi **Tabella 6-1**).

Tabella 6-1

Prova	Profondità da p.c. (m)	Descrizione
DS152	0.0 – 0.4	Terreno vegetale limo-sabbioso
DS151	0.0 – 0.5	
DS149	0.0 – 0.4	
S27 XA202B167	0.0-2.20	Terreno vegetale
S28 XA202B168	0.0-0.30	
IV34_S001_2018	0.0-0.10	
IV34_S002_2018	0.0-0.10	

6.2. Condizioni della falda

Nella Tabella 6-2 si riportano le soggiacenze della falda misurate nei sondaggi attrezzati con piezometri (vedi la Tabella 5-1 e Figura 6-1) in prossimità o più prossimi all'opera in oggetto. In virtù delle quote rilevate e considerando anche le possibili fluttuazioni nel corso della vita utile dell'opera, si ritiene di assumere, per il progetto, il livello di falda alla quota di **+104 m slm**. Viceversa, per l'interpretazione dei parametri e per il calcolo delle eventuali opere provvisionali, potrà essere assunto un livello pari a +96.00 m slm, corrispondente alle misure più ricorrenti negli anni recenti.

Tabella 6-2

Sondaggio (Denomin.)	Pk	q.ta falda (m slm)		
		Medio	Massimo	Minimo
DS152	121+425	104.51	106.40	101.209
S27-XA202G167	121+541	100.03	103.58	96.354
S7GL	121+674	102.60	103.03	102.36
S28-XA202G168	121+712	96.57	97.92	95.803
DS149	121+775	95.30	95.36	95.269

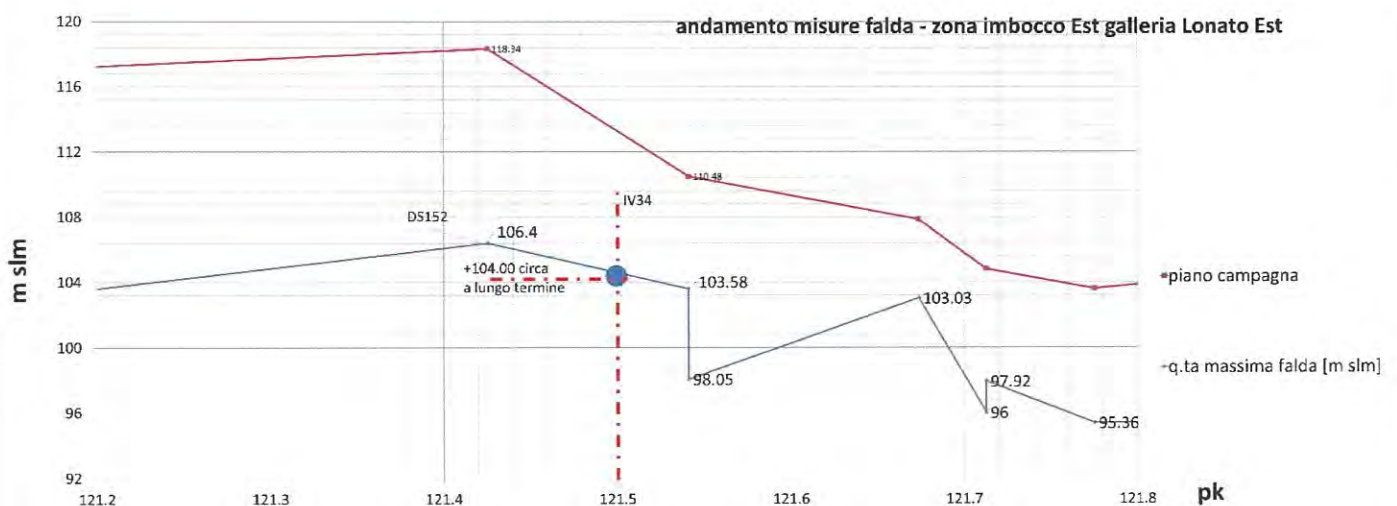


Figura 6-1: storico falda zona imbocco Est gall. Lonato Est

6.3. Stratigrafia suddivisa per parti d'opera

In base a quanto prima riportato, si riassumono nel seguito le ipotesi di stratigrafia particolarizzate alle singole parti d'opera.

Tabella 6-3

	q.ta piano campagna [m slm]	Quota falda di p [m slm]	Soggiacenza [m]	Spessore STRATO 1 [m]
SPALLA A	~106.0÷106.50	+104.00 progetto +96.00 cantiere	2.5	19
PILA 1	~107.0		3	15(stimato)
PILA 2	~108.0		4	11
PILA 3	~110.5		6.5	22
SPALLA B	~113.5		9.5	23

7. PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

La caratterizzazione geotecnica, ai fini della determinazione della capacità portante delle palificate, viene eseguita con riferimento a parametri drenati per lo STRATO 1, e con riferimento a parametri sia drenati che non drenati per quel che concerne lo STRATO 2. In Tabella 7-1, sono riassunti i valori dei principali parametri geotecnici del terreno stimati sulla base dei risultati delle prove SPT e delle prove di laboratorio ove disponibili.

Tabella 7-1: parametri geotecnici per calcolo fondazioni

Strato 1		Parametri drenati		Parametri non drenati	
	Granulare: Ghiaia e sabbia, tracce di limo	$\phi_k = 37^\circ$		N_{spt} (caratteristico)	
		$\phi_{cv} = 33^\circ$		SPALLA A	>70
	$\gamma_{sat} = 20.5 \text{ kN/m}^3$			PILA 1	>70 (stimato)
				PILA 2	>60
				PILA 3	>50
				SPALLA B	>50
Strato 2		Parametri drenati		Parametri non drenati	
	Limo e argilla	$\phi_k = 30^\circ$		S_u (caratteristico) [kPa]	
	$\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$			SPALLA A	200
	$e_0 = 0.45 \div 0.60$			PILA 1	150
	$C_c = 0.11$			PILA 2	100
	$C_r = 0.03$			PILA 3	200
				SPALLA B	200

Quanto alla valutazione della resistenza a taglio non drenata, sono stati presi in considerazione i risultati delle prove di laboratorio effettuate nella formazione 2. Su questa base è possibile stimare:

- La resistenza a taglio per diversi valori di pressione (prove TX CK₀U)
- Il grado sovraconsolidazione (prove edometriche)

Le prove di laboratorio sono disponibili solo per il sondaggio IV34_S002_2018, in prossimità della pila 2, l'unico per il quale sono stati ricavati campioni indisturbati. La **Figura 14-3** riassume tali valori.

Combinando questi due risultati, è possibile giungere ad una relazione esprimibile in forma chiusa in aderenza al metodo SHANSEP.

In questo caso si ottiene

$$S_u(z) = 0.24 \cdot \sigma'_v(z) \cdot OCR^{0.8}$$

con



$$OCR \cong \frac{\sigma'_v(z) + 200 \text{ kPa}}{\sigma'_v(z)}$$

Nella stessa figura si riportano anche le stime di S_u determinate tramite la relazione $S_u = 5 \cdot N_{spt}$ (kPa), frequentemente utilizzata altrove, in terreni simili. Si osserva che, in questo caso, tale correlazione indiretta conduce a stime molto pessimistiche, se confrontate con i valori derivati dalle prove di laboratorio.

L'utilizzo, in altre posizioni, della suddetta correlazione, in mancanza di diversi dati, appare quindi una scelta progettuale in favore di sicurezza: su questa base sono stati definiti i valori in Tabella 7-1.

In relazione alla stima indiretta di V_s , si è utilizzata la relazione di Ohta&Goto con parametri relativi a ghiaie o sabbie limose, sulla base degli N_{spt} disponibili. La misura con prova MASW riporta invece valori assai maggiori, in accordo con altre situazioni analoghe lungo la tratta, riferite a terreni simili. I risultati della MASW sono per altro in buon accordo con le stime indirette per quel che riguarda le formazioni più superficiali ghiaiose molto addensate. La Figura 14-4 riassume i valori misurati o stimati indirettamente.

Ai fini progettuali si assumerò la seguente correlazione lineare:

$$V_s \cong 220 \text{ [m/s]} \text{ per } 111 < \text{quota [m.s.l.m.]} < 94$$

$$V_s \cong (220 + 4 \cdot z) \text{ [m/s]} \text{ per } 94 \leq \text{quota [m.s.l.m.]} < 65$$

Inoltre, sempre sulla base dei valori stimati di V_s , è possibile definire una stima operativa per il modulo di taglio a piccole deformazioni (Figura 14-5), per il quale può essere adottata in via cautelativa la seguente correlazione lineare:

$$G_0(z) \cong (150 + 3 \cdot z) \text{ [MPa]} \text{ con } z = \text{profondità [m]} \text{ da piano campagna}$$



8. PROBLEMATICHE LEGATE AL SISMA

8.1. 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.

Al punto §3.2.2 della normativa NTC08, si prescrive che, nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fina, distribuite con spessori confrontabili nei primi 30 metri di profondità e ricadenti nelle categorie da A a E (in questo caso non si ritiene opportuno basarsi sulla sola prova MASW, visti i bassi valori N_{SPT} in alcuni spessori, non trascurabili e all'eterogeneità delle formazioni relative allo STRATO 2) si può procedere come segue:

- determinare $N_{SPT,30}$ per i terreni a grana grossa compresi entro i primi 30 metri di profondità.
- determinare $c_{u,30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana fine compresi entro i primi 30 metri di profondità.
- individuare le categorie da assegnare ad ogni strato relative ai parametri sopra menzionati.
- riferire l'intero sottosuolo alla categoria peggiore tra quelle individuate al punto precedente.

In base ai valori N_{SPT} ed ai valori di c_u dalle prove di laboratorio in possesso, la categoria più restrittiva di sottosuolo risulta essere la **categoria di sottosuolo di tipo C**, corrispondente ad un valore $c_{u,30}$ compreso tra 70 e 250 kPa, in accordo alla Tabella 3.2.II di NTC08.

Di seguito i parametri sismici, riferiti al comune di Desenzano del Garda (BS):

a_g	accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;		0.235 g
F_0	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale		2.459
T_c^*	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale		0.283 s
S_s	coefficiente di amplificazione stratigrafica	Cat C	1.354
C_c	coefficiente che modifica il valore del periodo T_c	Cat C	1.593
S_T	coefficiente di amplificazione topografica - pianura		1.00

Tabella 8-1. Parametri sismici di riferimento

Da cui, l'accelerazione massima risulta quindi: $a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 0.318g$

8.2. 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.

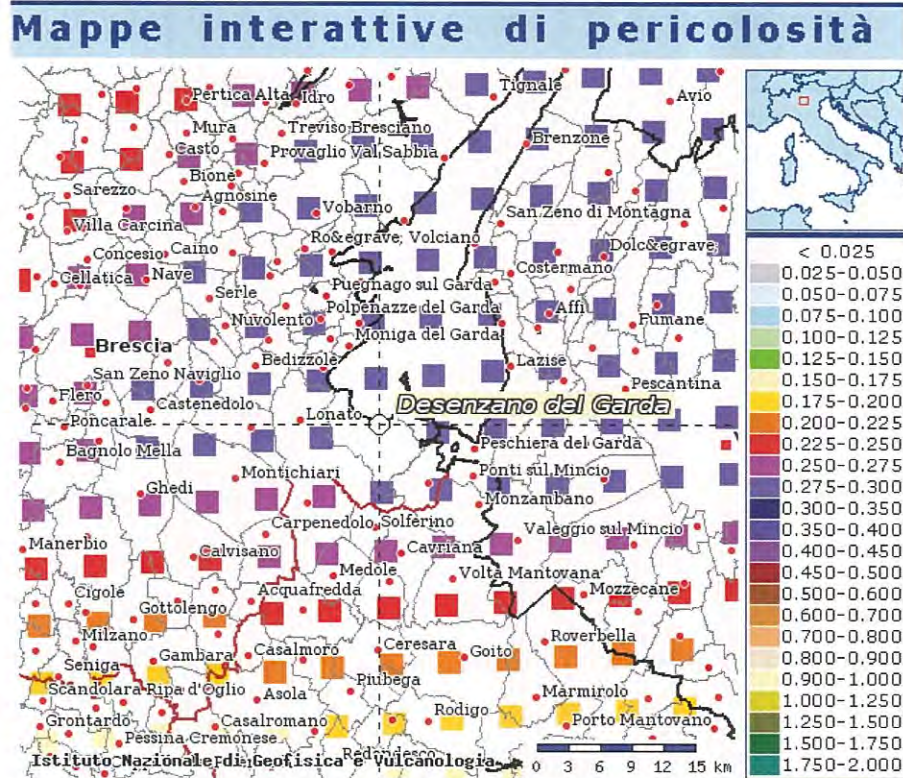


Figura 8-1: estratto mappa sismica INGV



Figura 8-2: Contributi specifici magnitudo-distanza alla pericolosit  sismica – Desenzano del Garda (BS)

8.3. STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE

Dall'esame delle curve granulometriche caratteristiche in Figura 14-2, si osserva che solo parte di esse risultano esterne alla fascia indicata da NTC quale zona per la quale non solo da escludersi problemi di liquefazione.

Alla luce delle informazioni disponibili, nel caso in esame la verifica verrà condotta utilizzando come parametro caratteristico la velocità V_s delle onde di taglio, per le quali si assumeranno, cautelativamente, i valori correlati linearmente con la profondità (Figura 14-4), decisamente minori di quelli desunti dall'indagine MASW.

La procedura utilizzata è quella suggerita da Kayen et al. (2013), implementata ponendo conservativamente $M_w=5.5$. Si assume inoltre, sempre in favore di sicurezza, una falda sostanzialmente a piano campagna e un contenuto di fine medio non superiore al 15%.

Nel prospetto seguente si riportano i calcoli di dettaglio. Si osserva un coefficiente di sicurezza (CRR/CSR*) minimo $\gg 1$, accettabile, anche alla luce del fatto che le V_s assunte sono un limite inferiore di quelle misurate in situ e considerano l'intera zona.

z _{top}	z _{bot}	z _{mid}	V _s (m/s)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	σ _{vo} (kPa)	σ' _{vo} (kPa)	C _{vs}	V _{s1} (m/s)	r _d (Cetin)	CSR	CSR*	Φ (PL)	CRR	FS	value)
0	1	0.5	220	19	9	9.5	4.5	1.50	330	1	0.436	0.287	0.000	33.01	>2	115.02
1	2	1.5	220	19	9	28.5	13.5	1.50	330	1	0.436	0.287	0.000	32.83	>2	114.39
2	3	2.5	220	19	9	47.5	22.5	1.45	319	0.99	0.432	0.284	0.000	19.36	>2	68.17
3	4	3.5	220	19	9	66.5	31.5	1.33	294	0.98	0.428	0.282	0.000	6.08	>2	21.56
4	5	4.5	220	19	9	85.5	40.5	1.25	276	0.98	0.428	0.282	0.000	3.01	>2	10.67
5	6	5.5	220	19	9	104.5	49.5	1.19	262	0.96	0.419	0.276	0.000	1.86	>2	6.74
6	7	6.5	220	19	9	123.5	58.5	1.14	252	0.95	0.415	0.273	0.000	1.31	>2	4.80
7	8	7.5	220	19	9	142.5	67.5	1.10	243	0.93	0.406	0.267	0.000	1	>2	3.75
8	9	8.5	220	19	9	161.5	76.5	1.07	235	0.91	0.397	0.261	0.000	0.81	>2	3.10
9	10	9.5	220	19	9	180.5	85.5	1.04	229	0.88	0.384	0.253	0.000	0.68	>2	2.69
10	11	10.5	220	19	9	199.5	94.5	1.01	223	0.85	0.371	0.244	0.002	0.59	>2	2.42
11	12	11.5	220	19	9	218.5	103.5	0.99	218	0.81	0.353	0.232	0.005	0.52	>2	2.24
12	13	12.5	220	19	9	237.5	112.5	0.97	214	0.77	0.336	0.221	0.010	0.46	>2	2.08
13	14	13.5	220	19	9	256.5	121.5	0.95	210	0.74	0.323	0.213	0.017	0.42	1.972	1.97
14	15	14.5	220	19	9	275.5	130.5	0.94	206	0.71	0.31	0.204	0.025	0.39	1.912	1.91
15	16	15.5	220	19	9	294.5	139.5	0.92	202	0.68	0.297	0.195	0.034	0.36	1.846	1.85
16	17	16.5	220	19	9	313.5	148.5	0.91	199	0.65	0.284	0.187	0.041	0.34	1.818	1.82
17	18	17.5	220	19	9	332.5	157.5	0.89	196	0.64	0.279	0.184	0.058	0.32	1.739	1.74
18	19	18.5	220	19	9	351.5	166.5	0.88	194	0.62	0.271	0.178	0.070	0.3	1.685	1.69
19	20	19.5	220	19	9	370.5	175.5	0.87	191	0.61	0.266	0.175	0.088	0.29	1.657	1.66
20	21	20.5	220	19	9	389.5	184.5	0.86	189	0.6	0.262	0.172	0.110	0.27	1.570	1.57

M_w 5.5
 V_{s,12m} 220 m/s
 PGAs 0.318 g
 FC 15
 MSF 1.52 Kayen
 MSF 2.211421 Youd et al
 P_{NL} 0.85
 1.036433

$$DWF = 15M_w^{-1.342}$$

Kayen MSF

$$CSR = \frac{\tau_{avg}}{\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

CSR Eq

$$r_d(d, M_w, a_{max}, V_{s,12m}^*) = \left(\frac{1 + \frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{max} + 0.999 \cdot M_w + 0.0525 \cdot V_{s,12m}^*}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341 \cdot (-d + 0.0785 \cdot V_{s,12m}^* + 7.586)}}}{1 + \frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{max} + 0.999 \cdot M_w + 0.0525 \cdot V_{s,12m}^*}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.341 \cdot (0.0785 \cdot V_{s,12m}^* + 7.586)}}} \right) \pm \sigma_{erd}$$

Cetin 2004

Nella figura seguente si riportano in forma grafica i risultati sopra calcolati.

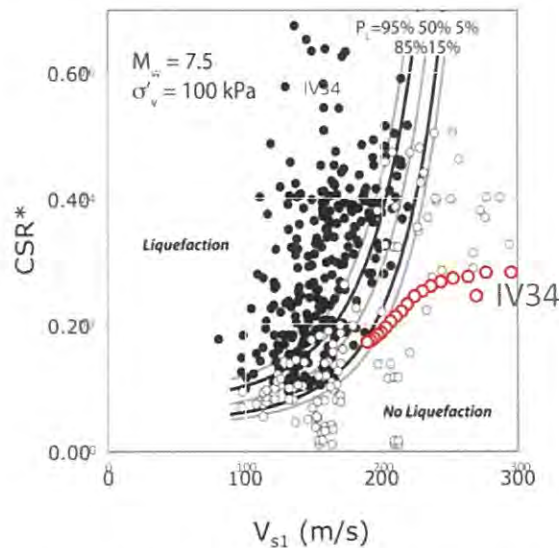
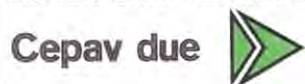


Figura 8-3: IV34 – verifica a liquefazione

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RB IV 340 0 001

Rev.
A

Foglio
20 di 94

8.4. AZIONI SISMICHE SUI PALI DI FONDAZIONE

Alla luce del moderato livello di sismicità ($a_g < 0.25g$) e delle condizioni del sottosuolo, possono ritenersi trascurabili, ai fini progettuali, le cosiddette azioni cinematiche nei pali di fondazione, ossia le sollecitazioni derivanti dall'interazione tra palo e terreno, in conseguenza delle distorsioni nel terreno provocate dalle onde sismiche. Il calcolo dei pali dovrà essere svolto portando in conto, nelle combinazioni di calcolo sismiche, le sole azioni inerziali, cioè quelle azioni trasmesse dalla sovrastruttura alla palificata.

9. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI PALI E DIAFRAMMI

Il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione o diaframmi viene svolto adottando, in termini generali, i seguenti criteri, attualizzati al metodo agli Stati Limite:

Si pone

$$Q_{u,b} = A_{base} \cdot q_{u,b} \quad \text{portata limite alla base}$$

$$Q_{u,s} = \text{Perimetro} \cdot \int_{z_t}^{z_b} q_{u,s} \cdot dz \quad \text{portata limite per attrito laterale}$$

dove:

$D =$ diametro del palo

$q_{u,b} =$ pressione limite alla base del palo

$q_{u,s} =$ tensione tangenziale limite lungo il fusto del palo

$z_b =$ profondità della base del palo da testa palo

$z_t =$ profondità della testa del palo da testa palo

Per quanto riguarda i pali, ovviamente si pone

$$A_{base} = \pi \cdot \frac{D^2}{4} ;$$

$$\text{Perimetro} = \pi \cdot D$$

Nel caso di diaframmi, di larghezza B (in genere 2.5 m) e spessore t , si ipotizza quanto segue

$$A_{base} = B \cdot t ;$$

$\text{Perimetro} = 2 \cdot B$ nel caso di diaframmi intermedi in una schiera

$\text{Perimetro} = 2 \cdot B + t$ nel caso di diaframmi terminali

Ai punti seguenti vengono presentate le trattazioni che permettono di valutare il valore di $q_{u,b}$ e di $q_{u,s}$, in funzione del tipo di terreno considerato.

Pressione limite alla base

Nel caso di orizzonti coesivi,

$$q_{u,b} = N_c \cdot c_{u,b} + \sigma_v$$

dove:

 N_c = 9 per pali e pari a 5.14 nel caso di diaframmi rettangolari $c_{u,b}$ = resistenza al taglio non drenata del terreno alla base del palo. σ_v = pressione litostatica totale.

Nel caso di orizzonti granulari, la pressione limite esercitata dal terreno sulla base del palo, viene valutata in accordo a Gwizdala [1984], Reese & O'Neill [1988] e Matsui [1993] come segue:

$$(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0.1} = \alpha_N \cdot (N_{SPT})_m \leq (q_{u,b})_{\max}$$

dove:

 $(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0.1}$ = pressione limite alla base associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo; $(N_{SPT})_m$ = valore di N_{SPT} medio su un tratto pari a $1.5 \cdot D$ al di sopra e al di sotto della base del palo;

con:

 α_N = coefficiente empirico, pari a 85 kPa $(q_{u,b})_{\max}$ = pressione limite alla base massima pari a 4300 kPa

Assunzione cautelativa (in ragione della possibile presenza di zone più sabbiose)

Al fine di non utilizzare un criterio eccessivamente cautelativo si considera inoltre un valore della pressione limite di base non inferiore a quanto segue:

$$(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0.1} = N_q \cdot \sigma'_{v0} \leq (q_{u,b})_{\max}$$

dove:

N_q = parametro adimensionale che può essere valutato mediante la figura seguente (Raccomandazioni AGI [1984]), con un angolo di attrito ridotto di circa 3° rispetto al valore di miglior stima. Nel caso in esame, si assume $\phi=37^\circ$, $\phi_{rid}=34^\circ \rightarrow N_q \cong 15$.

σ'_{v0} = pressione verticale efficace geostatica calcolata a partire dal p.c.

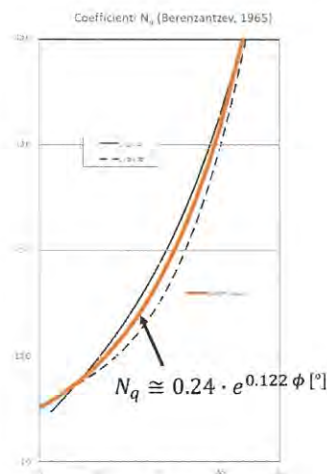


Figura 9-1: Coefficiente N_q - Berezantzev (1965)

La portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi andrà abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo in accordo allo schema riportato in Figura 9-2.

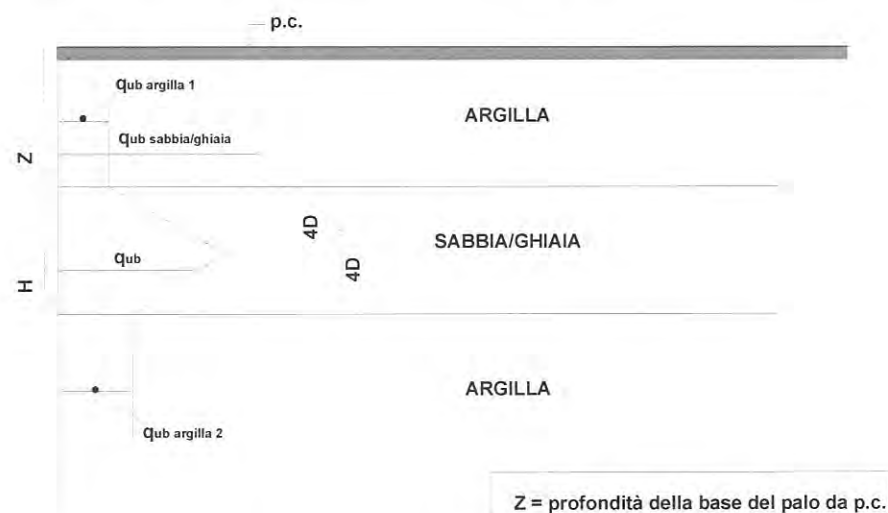


Figura 9-2: Criterio di valutazione della pressione ultima di base ($q_{u,b}$) in terreni stratificati (modificata da Meyerhof, 1976)

Negli orizzonti coesivi, in condizioni non drenate

La tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo ad esempio con Reese & Wright (1977), viene valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$q_{u,s} = \alpha \cdot c_u$$

dove:

α = coefficiente empirico scelto in base alle indicazioni in Figura 9-3 , ovvero assunto pari a:

0.9 per $c_u \leq 25$ kPa;

0.8 per $c_u 25 \div 50$ kPa;

0.6 per $c_u 50 \div 75$ kPa;

0.35-0.4 per $c_u \geq 75$ kPa;

c_u = resistenza al taglio non drenata.

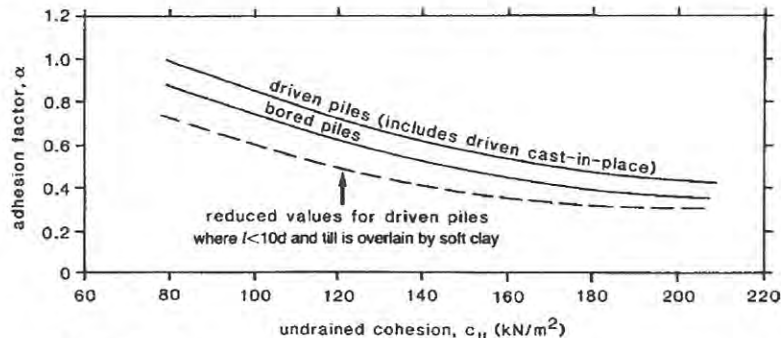


Figura 9-3: valori indicativi di α per la stima della resistenza unitaria lungo il fusto associata a c_u (Fleming et al. (2009))

Nel caso in esame si assumerà $\alpha=0.4$

$q_{u,s}$ deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$q_{u,s} \leq 100 \text{ kPa AGI (1984);}$$

$q_{u,s} \leq 0.5 \cdot \sigma'_{v0}$ fine di tenere in conto in superficie dell'elevato disturbo che il terreno di fondazione subisce durante la trivellazione AGI (1984);

$$q_{u,s} \geq 0.25 \cdot \sigma'_{v0}$$

Negli orizzonti granulari, in condizioni non drenate a cui si attribuisce un comportamento

prevalentemente drenato, il valore del limite inferiore della capacità portante laterale limite $q_{u,s}$ viene determinato mediante l'espressione:



$$q_{u,s} = K \cdot \tan \phi \cdot \sigma'_{v0} \leq (q_{u,s})_{\max}$$

dove:

K = coefficiente empirico che può essere assunto pari a 0.6

$$(q_{u,s})_{\max} = 3 \text{ kPa} \cdot N_{\text{SPT}} \quad \text{per } N_{\text{SPT}} \leq 53$$

$$(q_{u,s})_{\max} = 142 \text{ kPa} + 0.32 \text{ kPa} \cdot N_{\text{SPT}} \quad \text{per } N_{\text{SPT}} > 53 \text{ Reese e Wright (1977);}$$

Assunzioni aggiuntive per il calcolo nello strato 2 (formazione limosa): come già accennato nel paragrafo 6, tale formazione è di complessa e contraddittoria caratterizzazione a causa della presenza disomogenea di formazioni marcatamente limose frapposte a strati più granulari. In tale formazione, si ritiene opportuno calcolare i contributi alla capacità portante sia laterale sia di base, operando una media fra valori di resistenza a breve termine legati alla resistenza a taglio non drenata e resistenze in termini di parametri efficaci, con i criteri sopra esposti, assumendo un valore medio dell'angolo di attrito pari a $\sim 30^\circ$, caratteristico di formazioni a preponderante frazione limosa molto poco plastica ($PI \ll 10$) e con importante frazione limosa.

Alla luce di quanto sopra, nella fattispecie qui considerata, si raccomanda comunque una sperimentazione diretta preliminare, ai sensi del paragrafo 6.4.3.7.1 della NTC2008.

In presenza di falda superficiale, in occasione di un evento sismico, si ingenerano degli incrementi di pressioni dell'acqua nei pori. Dette sovrappressioni, risultano apprezzabili nei primi 15÷20m di profondità da p.c. Nel caso in esame, tuttavia, tale aspetto è da ritenersi trascurabile alla luce della preponderante frazione fine che contraddistingue la formazione superficiale.

Alla luce dell'approccio agli Stati limite, in accordo con la Normativa Italiana, la capacità portate del palo, in linea generale, sarà calcolata e verificata per le seguenti combinazioni (in accordo con il punto 6.4.3.1 della Norma, successivamente emendata dalla Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008):

- condizione statica

A1-C1: A1+M1+R1

A1-C2: A2+M1+R2

A2: A1+M1+R3

- condizione sismica

A1+M1+R3

con i coefficienti parziali di sicurezza in accordo alle tabelle seguenti.

Tabella 9-1: coefficienti parziali per le azioni (Tabella 6.2.I di NTC08)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{c1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{c2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{01}	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 9-2: coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II di NTC08)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_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

Tabella 9-3: coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche (Tabella 6.4.II di NTC08)

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ⁽¹⁾	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

Le resistenze ultime di calcolo $R_{c,cal}$ sono da intendersi come quantificate in ragione dei risultati ottenuti per ogni verticale.

Le resistenze caratteristiche $R_{c,k}$ saranno quindi desunte da questi valori, tramite la correlazione:

$$R_{c,k} = \min ((R_{c,cal})_{media} / \xi_3 ; ((R_{c,cal})_{min} / \xi_4)$$

in cui

- $(R_{c,cal})_{media}$ = resistenza media di progetto;
- $(R_{c,cal})_{min}$ = resistenza minima di progetto;
- ξ_3 e ξ_4 vengono desunti dalla tabella 6.4.IV di NTC08, di seguito riportata, considerando 5 verticali indagate ($\xi_3 = 1.50$);

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 9-4: fattori di correlazione (Tabella 6.4.IV di NTC08)

Infine la resistenza di progetto, è pari a:

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_R$$

Pertanto, la portata di progetto sarà data dalle seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{(R_{c,k})^{base}}{(\gamma_R^{base})} + \frac{(R_{c,k})^{laterale}}{(\gamma_R^{laterale})} - \gamma_G W' \quad \text{a compressione}$$

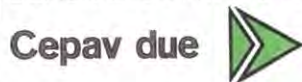
$$R_{T,d} = \frac{(R_{c,k})^{laterale}}{(\gamma_R^{laterale, trazione})} \quad \text{trazione}$$

in cui W' = peso del palo (pari al peso sommerso nel caso di calcolo in condizioni non drenate oppure pari al peso totale), il cui contributo alla portata a trazione viene ignorato, per una maggiore cautela.

In aggiunta alle verifiche richieste da NTC08, come riportato nel Manuale di Progettazione 2016 (Par. 2.5.1.9.3), dovrà essere verificata la seguente relazione:

$$R_{c,cal,LAT}/1,25 > N_{ag}$$

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RB IV 340 0 001

Rev.
A

Foglio
28 di 94

Dove $R_{c,cal,LAT}$ è la resistenza laterale di calcolo e N_{ag} è il carico agente sul palo determinato per la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche agli stati limiti di esercizio (SLE).

Sulla base dei criteri sopra esposti, si riportano nelle figure seguenti i valori delle resistenze per le varie casistiche.

In ogni caso, si prescrive che la lunghezza dei pali di fondazione sia maggiore o uguale a 10 diametri.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



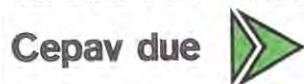
Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 RB IV 340 0 001Rev.
AFoglio
29 di 94

Tabella 9-5: portate di progetto [kN]–palo ø1500 SPALLA A

m da t.p.	DA1 C1		DA1 C2		DA2 (non sismica)		SISMICA (Ru=0)		R.c.calc/1.25
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	852	-65	499	-40	624	-52	639	-52	77
2	1716	-142	1006	-89	1260	-114	1289	-114	170
3	2593	-232	1523	-145	1906	-186	1951	-186	279
4	3484	-335	2048	-210	2564	-268	2624	-268	402
5	4387	-451	2582	-282	3233	-361	3308	-361	542
6	5303	-580	3126	-363	3913	-464	4003	-464	696
7	5387	-722	3181	-451	3979	-578	4083	-578	866
8	5484	-876	3245	-548	4057	-701	4175	-701	1052
9	5594	-1044	3318	-652	4145	-835	4278	-835	1253
10	5717	-1224	3400	-765	4244	-979	4393	-979	1469
11	5597	-1417	3340	-886	4166	-1134	4329	-1134	1701
12	5234	-1623	3139	-1014	3908	-1299	4086	-1299	1948
13	4884	-1842	2946	-1151	3662	-1474	3855	-1474	2210
14	4547	-2074	2763	-1296	3428	-1659	3635	-1659	2488
15	4223	-2318	2588	-1449	3204	-1855	3427	-1855	2782
16	3911	-2576	2422	-1610	2992	-2060	3229	-2060	3091
17	3932	-2817	2450	-1760	3023	-2253	3275	-2253	3380
18	4221	-3045	2635	-1903	3252	-2436	3519	-2436	3654
19	4452	-3281	2786	-2051	3439	-2625	3721	-2625	3937
20	4686	-3520	2939	-2200	3628	-2816	3925	-2816	4225
21	4926	-3765	3096	-2353	3822	-3012	4134	-3012	4518
22	5170	-4015	3256	-2509	4020	-3212	4347	-3212	4818
23	5419	-4269	3420	-2668	4222	-3415	4564	-3415	5122
24	5673	-4528	3587	-2830	4430	-3623	4786	-3623	5434
25	5932	-4792	3757	-2995	4640	-3834	5011	-3834	5751
26	6195	-5061	3930	-3163	4855	-4048	5241	-4048	6073
27	6466	-5336	4109	-3335	5076	-4269	5477	-4269	6404
28	6745	-5621	4293	-3513	5305	-4497	5721	-4497	6745
29	7033	-5914	4484	-3696	5541	-4731	5972	-4731	7097
30	7331	-6217	4681	-3885	5786	-4973	6231	-4973	7460
31	7636	-6527	4883	-4080	6037	-5222	6497	-5222	7833
32	7952	-6848	5092	-4280	6297	-5478	6772	-5478	8217
33	8275	-7177	5308	-4485	6565	-5741	7054	-5741	8612
34	8608	-7515	5529	-4697	6840	-6012	7344	-6012	9017
35	8949	-7861	5756	-4913	7122	-6289	7642	-6289	9434
36	9300	-8217	5990	-5136	7413	-6574	7947	-6574	9860
37	9659	-8582	6229	-5363	7711	-6865	8261	-6865	10300
38	10030	-8956	6476	-5598	8019	-7165	8583	-7165	10750

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 RB IV 340 0 001Rev.
AFoglio
30 di 94

m da t.p.	DA1 C1		DA1 C2		DA2 (non sismica)		SISMICA (Ru=0)		R.c.calc/1.25
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	
39	10400	-9336	6726	-5835	8330	-7469	8909	-7469	11200
40	10790	-9728	6985	-6080	8653	-7783	9246	-7783	11670
41	11190	-10130	7249	-6330	8982	-8103	9590	-8103	12150
42	11590	-10540	7519	-6585	9318	-8429	9942	-8429	12640
43	12000	-10960	7796	-6847	9663	-8764	10300	-8764	13150
44	12420	-11380	8078	-7113	10020	-9105	10670	-9105	13660
45	12850	-11820	8366	-7385	10370	-9453	11040	-9453	14180
46	13290	-12260	8661	-7663	10740	-9809	11430	-9809	14710
47	13740	-12720	8962	-7947	11120	-10170	11820	-10170	15260
48	14200	-13180	9269	-8236	11500	-10540	12210	-10540	15810
49	14660	-13650	9581	-8529	11890	-10920	12620	-10920	16380
50	15140	-14130	9901	-8830	12290	-11300	13030	-11300	16950

**IV34 ϕ 1500 SPALLA A - falda a 2.5 m da p.c.
testa palo a 2.5 m da p.c.
cinque sondaggi- $\xi_3=1.50$ PE 2019**

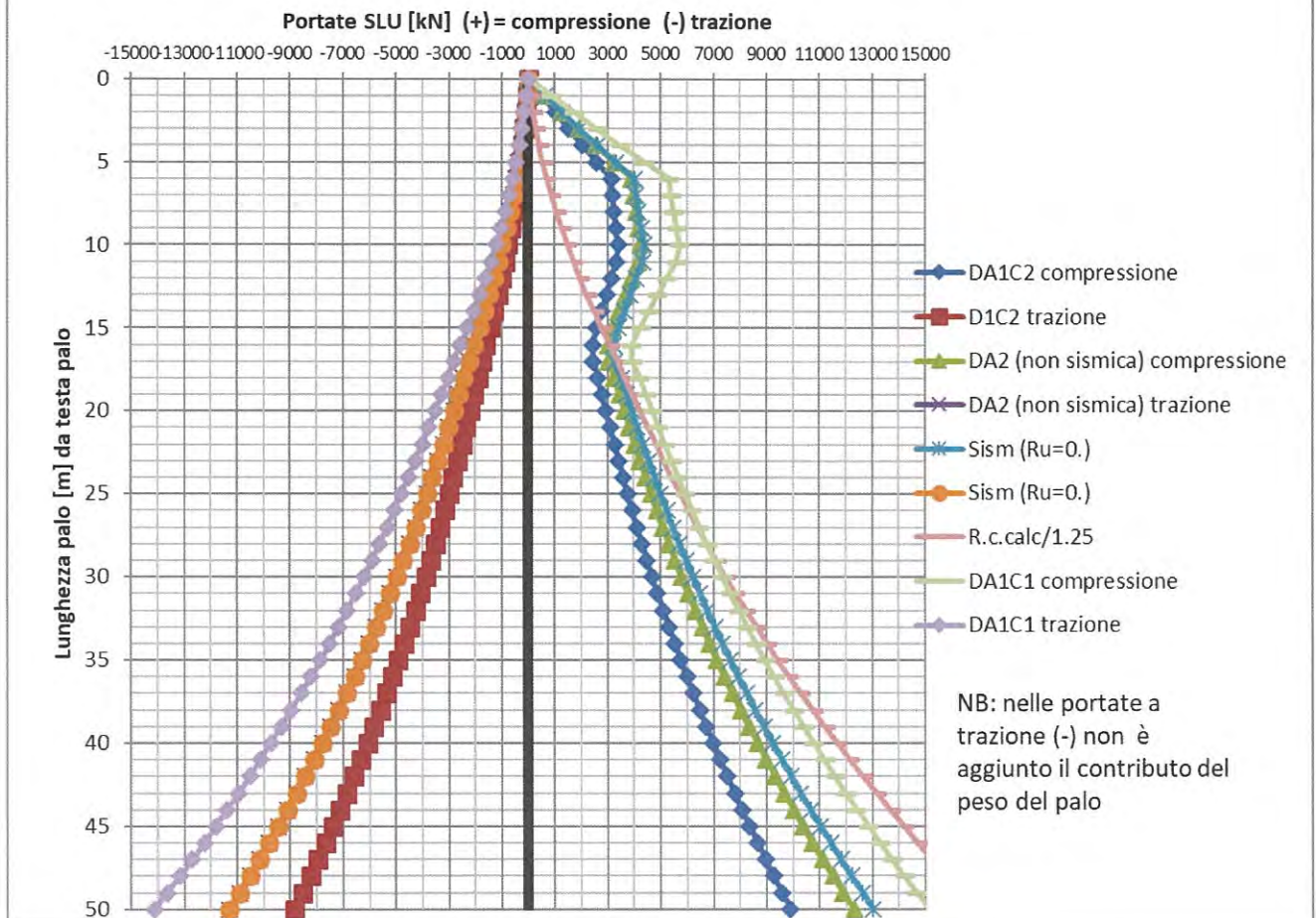



Figura 9-4: portate palo ϕ 1500 mm SPALLA A

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due 

ALTA SORVEGLIANZA


ITALFERR
 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

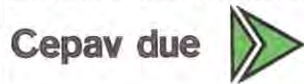
Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 RB IV 340 0 001Rev.
AFoglio
32 di 94

Tabella 9-6: portate di progetto [kN]—palo ø1200 – PILA 1

m da t.p.	DA1 C1		DA1 C2		DA2 (non sismica)		SISMICA (Ru=0)		R.c.calc/1.25
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	693	-54	408	-34	511	-43	520	-43	65
2	1398	-120	823	-75	1032	-96	1051	-96	144
3	2113	-197	1246	-123	1562	-157	1591	-157	236
4	2839	-283	1676	-177	2101	-227	2139	-227	340
5	3439	-380	2034	-238	2549	-304	2597	-304	456
6	3510	-488	2081	-305	2606	-390	2663	-390	585
7	3591	-605	2134	-378	2671	-484	2738	-484	726
8	3551	-733	2119	-458	2649	-586	2725	-586	880
9	3218	-871	1931	-544	2410	-697	2496	-697	1045
10	2895	-1019	1750	-637	2180	-815	2275	-815	1223
11	2582	-1178	1577	-736	1960	-942	2064	-942	1414
12	2279	-1347	1410	-842	1748	-1078	1862	-1078	1616
13	2207	-1513	1379	-946	1706	-1210	1830	-1210	1815
14	2362	-1671	1481	-1044	1832	-1337	1965	-1337	2005
15	2521	-1833	1585	-1146	1961	-1466	2103	-1466	2200
16	2683	-1999	1692	-1249	2093	-1599	2245	-1599	2399
17	2894	-2170	1827	-1356	2261	-1736	2423	-1736	2604
18	3106	-2354	1965	-1471	2433	-1883	2604	-1883	2825
19	3268	-2541	2074	-1588	2568	-2032	2748	-2032	3049
20	3431	-2728	2183	-1705	2703	-2182	2893	-2182	3273
21	3594	-2916	2293	-1822	2839	-2333	3038	-2333	3499
22	3759	-3105	2403	-1941	2976	-2484	3185	-2484	3726
23	3929	-3299	2517	-2062	3117	-2639	3335	-2639	3959
24	4107	-3502	2637	-2189	3265	-2802	3493	-2802	4202
25	4292	-3711	2761	-2319	3419	-2969	3657	-2969	4453
26	4494	-3927	2897	-2455	3588	-3142	3835	-3142	4713
27	4714	-4150	3043	-2594	3770	-3320	4026	-3320	4980
28	4941	-4381	3194	-2738	3959	-3505	4225	-3505	5257
29	5176	-4619	3351	-2887	4153	-3695	4429	-3695	5543
30	5417	-4864	3512	-3040	4354	-3891	4639	-3891	5836
31	5666	-5116	3678	-3197	4561	-4092	4856	-4092	6139
32	5921	-5374	3849	-3359	4774	-4299	5078	-4299	6449
33	6184	-5640	4025	-3525	4994	-4512	5307	-4512	6768
34	6453	-5913	4206	-3696	5219	-4730	5542	-4730	7096
35	6731	-6194	4392	-3871	5451	-4955	5784	-4955	7433
36	7015	-6481	4582	-4051	5689	-5185	6031	-5185	7777
37	7306	-6775	4778	-4235	5933	-5420	6284	-5420	8130
38	7604	-7077	4978	-4423	6183	-5662	6544	-5662	8492

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 RB IV 340 0 001Rev.
AFoglio
33 di 94

m da t.p.	DA1 C1		DA1 C2		DA2 (non sismica)		SISMICA (Ru=0)		R.c.calc/1.25
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	
39	7909	-7386	5184	-4616	6440	-5909	6810	-5909	8863
40	8222	-7702	5394	-4813	6702	-6161	7082	-6161	9242
41	8541	-8024	5609	-5015	6971	-6420	7361	-6420	9629
42	8868	-8354	5829	-5221	7246	-6683	7645	-6683	10030
43	9202	-8691	6054	-5432	7527	-6953	7936	-6953	10430
44	9543	-9036	6284	-5647	7815	-7228	8233	-7228	10840
45	9891	-9387	6519	-5867	8108	-7510	8536	-7510	11260
46	10250	-9745	6758	-6091	8408	-7796	8845	-7796	11690
47	10610	-10110	7004	-6320	8715	-8090	9161	-8090	12130
48	10980	-10480	7253	-6553	9027	-8388	9483	-8388	12580
49	11360	-10870	7508	-6791	9346	-8692	9811	-8692	13040
50	11740	-11250	7766	-7031	9669	-9000	10140	-9000	13500

IV34 ø1200 PILA 1 - falda a 3 m da p.c.

testa palo a 2.5 m da p.c.

cinque sondaggi- $\xi_3=1.50$ PE 2019

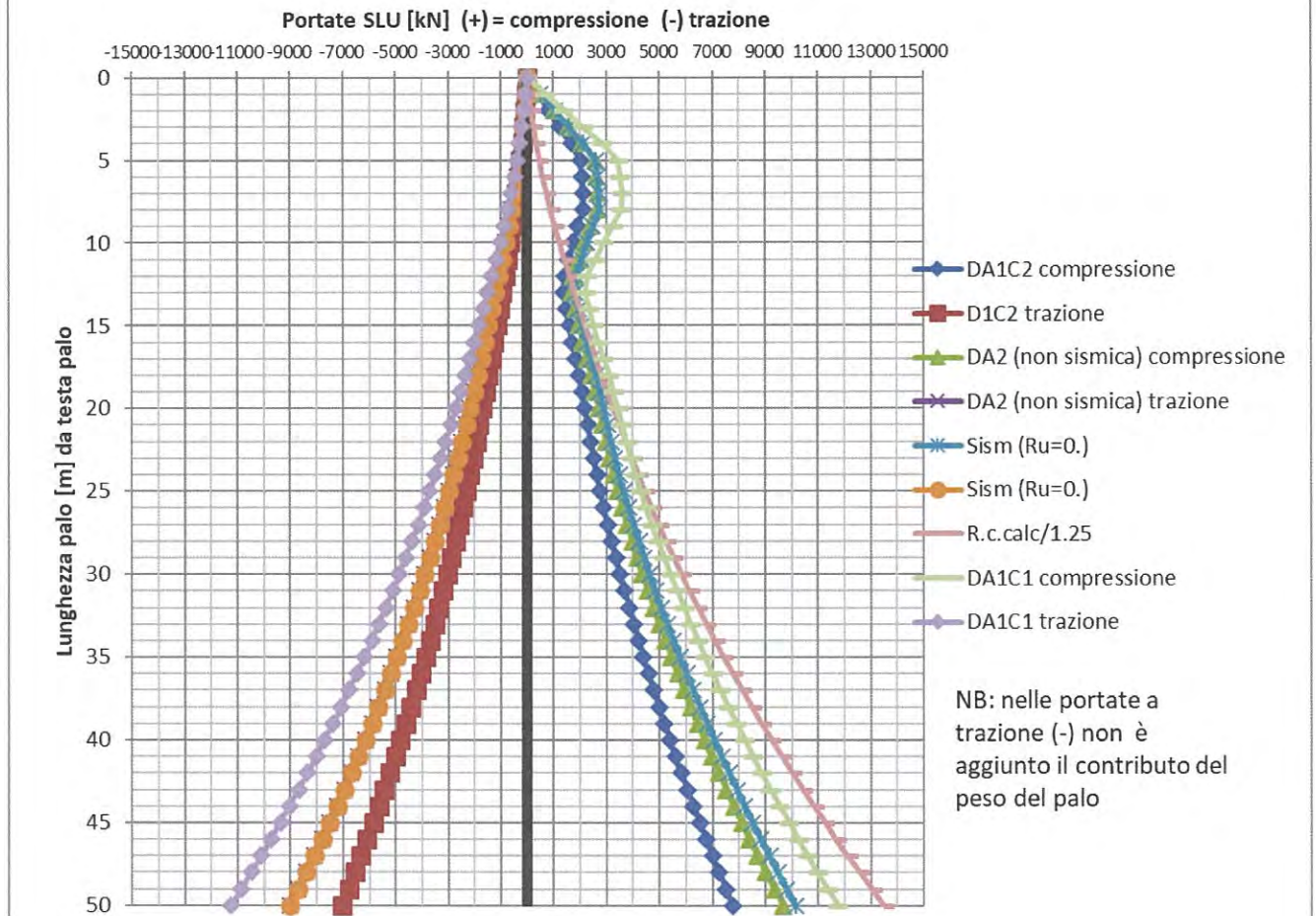


Figura 9-5: portate palo ø1200 mm PILA 1



Tabella 9-7: portate di progetto [kN]—palo ø1200 – PILA 2 (in alternativa a diaframma)

m da t.p.	DA1 C1		DA1 C2		DA2 (non sismica)		SISMICA (Ru=0)		R.c.calc/1.25
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	535	-55	315	-34	394	-44	404	-44	66
2	1089	-128	642	-80	804	-102	823	-102	153
3	1654	-212	977	-133	1224	-170	1252	-170	255
4	2229	-307	1320	-192	1653	-246	1691	-246	369
5	2620	-413	1555	-258	1946	-330	1994	-330	495
6	2240	-528	1338	-330	1671	-423	1728	-423	634
7	1871	-654	1128	-409	1404	-523	1470	-523	785
8	1513	-790	925	-494	1146	-632	1222	-632	948
9	1388	-915	859	-572	1061	-732	1146	-732	1098
10	1494	-1024	927	-640	1143	-819	1238	-819	1228
11	1606	-1139	999	-712	1232	-911	1336	-911	1367
12	1725	-1261	1076	-788	1326	-1009	1440	-1009	1514
13	1851	-1391	1157	-869	1427	-1113	1551	-1113	1669
14	1985	-1528	1244	-955	1534	-1222	1667	-1222	1833
15	2125	-1672	1336	-1045	1647	-1337	1790	-1337	2006
16	2273	-1823	1432	-1139	1766	-1458	1918	-1458	2187
17	2428	-1981	1534	-1238	1892	-1585	2053	-1585	2377
18	2590	-2146	1640	-1341	2024	-1717	2195	-1717	2575
19	2759	-2318	1752	-1449	2162	-1855	2342	-1855	2782
20	2935	-2498	1868	-1561	2306	-1998	2496	-1998	2997
21	3118	-2684	1989	-1677	2456	-2147	2655	-2147	3221
22	3309	-2878	2115	-1799	2613	-2303	2822	-2303	3454
23	3505	-3078	2246	-1924	2775	-2463	2993	-2463	3694
24	3710	-3286	2381	-2054	2943	-2629	3171	-2629	3943
25	3922	-3501	2522	-2188	3118	-2801	3356	-2801	4201
26	4140	-3723	2668	-2327	3299	-2978	3546	-2978	4467
27	4366	-3952	2818	-2470	3487	-3162	3743	-3162	4743
28	4599	-4189	2974	-2618	3680	-3351	3946	-3351	5026
29	4839	-4432	3134	-2770	3880	-3546	4155	-3546	5318
30	5086	-4682	3299	-2926	4085	-3745	4370	-3745	5618
31	5340	-4939	3469	-3087	4297	-3952	4592	-3952	5927
32	5602	-5205	3644	-3253	4516	-4164	4820	-4164	6245
33	5870	-5476	3824	-3423	4740	-4381	5054	-4381	6572
34	6146	-5755	4009	-3597	4971	-4604	5294	-4604	6906
35	6428	-6041	4198	-3775	5207	-4832	5540	-4832	7249
36	6718	-6334	4393	-3959	5451	-5068	5793	-5068	7601
37	7015	-6634	4593	-4146	5700	-5308	6051	-5308	7961
38	7319	-6942	4797	-4339	5955	-5553	6316	-5553	8330

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 RB IV 340 0 001Rev.
AFoglio
36 di 94

m da t.p.	DA1 C1		DA1 C2		DA2 (non sismica)		SISMICA (Ru=0)		R.c.calc/1.25
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	
39	7630	-7256	5006	-4535	6216	-5805	6587	-5805	8708
40	7948	-7578	5221	-4736	6484	-6062	6864	-6062	9093
41	8274	-7906	5440	-4942	6758	-6325	7147	-6325	9488
42	8606	-8242	5664	-5151	7038	-6594	7437	-6594	9891
43	8946	-8585	5893	-5366	7324	-6868	7733	-6868	10300
44	9294	-8936	6127	-5585	7617	-7149	8035	-7149	10720
45	9649	-9295	6367	-5809	7917	-7436	8345	-7436	11150
46	10010	-9656	6609	-6035	8220	-7725	8657	-7725	11590
47	10370	-10030	6857	-6267	8530	-8022	8977	-8022	12030
48	10750	-10410	7111	-6504	8848	-8325	9304	-8325	12490
49	11130	-10790	7369	-6744	9171	-8633	9636	-8633	12950
50	11520	-11180	7632	-6990	9500	-8947	9975	-8947	13420



**IV34 ϕ 1200 PILA 2 - falda a 4 m da p.c.
testa palo a 2.5 m da p.c.
cinque sondaggi- $\xi_3=1.50$ PE 2019**

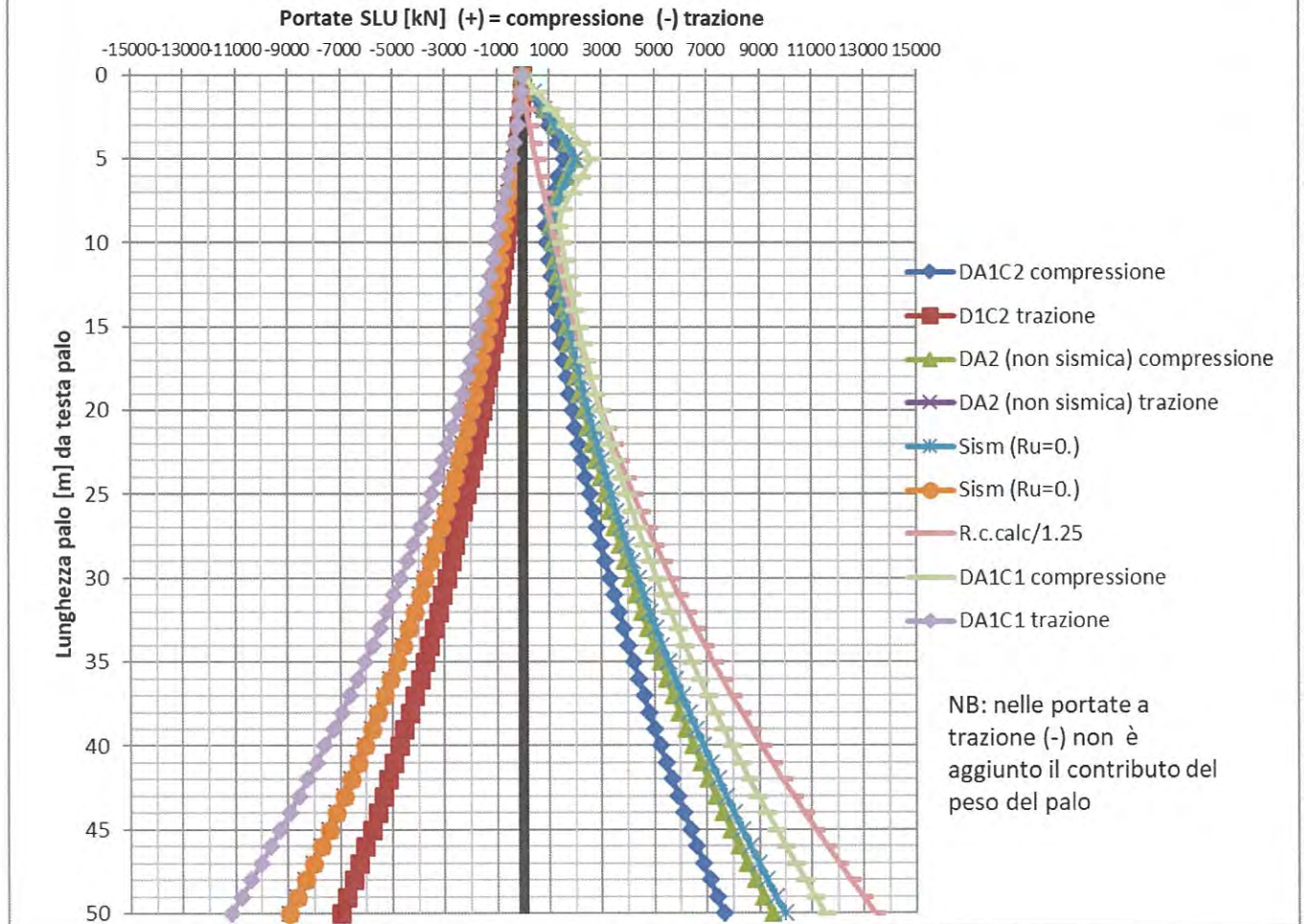


Figura 9-6: portate palo ϕ 1200 mm PILA 2

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 RB IV 340 0 001Rev.
AFoglio
38 di 94

Tabella 9-8: portate di progetto [kN]–diaframma laterale – PILA 2 (in alternativa a soluzione su pali)

m da t.p.	DA1 C1		DA1 C2		DA2 (non sismica)		SISMICA (Ru=0)		R.c.calc/1.25
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	1597	-44	929	-28	1164	-35	1189	-35	53
2	3225	-119	1879	-74	2354	-95	2404	-95	143
3	4883	-225	2851	-140	3570	-180	3646	-180	270
4	6567	-356	3840	-222	4809	-284	4910	-284	427
5	7937	-503	4646	-315	5818	-403	5944	-403	604
6	6968	-668	4078	-417	5096	-534	5248	-534	802
7	5757	-850	3369	-531	4197	-680	4374	-680	1019
8	4562	-1048	2672	-655	3313	-838	3515	-838	1258
9	3385	-1263	1986	-790	2443	-1011	2670	-1011	1516
10	2224	-1496	1312	-935	1588	-1197	1840	-1197	1795
11	2391	-1671	1413	-1044	1709	-1337	1986	-1337	2005
12	2566	-1855	1520	-1159	1837	-1484	2140	-1484	2226
13	2753	-2051	1635	-1282	1976	-1640	2303	-1640	2461
14	2951	-2258	1757	-1411	2124	-1806	2477	-1806	2709
15	3161	-2477	1888	-1548	2283	-1981	2661	-1981	2972
16	3383	-2707	2027	-1692	2452	-2166	2855	-2166	3249
17	3617	-2950	2175	-1844	2631	-2360	3059	-2360	3540
18	3862	-3204	2330	-2003	2820	-2563	3274	-2563	3845
19	4119	-3470	2493	-2169	3020	-2776	3498	-2776	4164
20	4388	-3747	2665	-2342	3229	-2998	3733	-2998	4497
21	4669	-4037	2844	-2523	3449	-3229	3978	-3229	4844
22	4961	-4337	3032	-2711	3679	-3470	4233	-3470	5205
23	5264	-4649	3227	-2906	3919	-3720	4498	-3720	5579
24	5580	-4975	3431	-3109	4170	-3980	4774	-3980	5970
25	5907	-5310	3643	-3319	4429	-4248	5059	-4248	6372
26	6246	-5657	3862	-3536	4700	-4526	5355	-4526	6789
27	6596	-6016	4090	-3760	4980	-4813	5661	-4813	7220
28	6958	-6388	4326	-3992	5272	-5110	5977	-5110	7666
29	7332	-6770	4569	-4231	5572	-5416	6303	-5416	8124
30	7718	-7165	4822	-4478	5884	-5732	6640	-5732	8598
31	8115	-7571	5082	-4732	6206	-6057	6987	-6057	9086
32	8524	-7989	5350	-4993	6537	-6391	7343	-6391	9586
33	8945	-8419	5626	-5262	6879	-6735	7711	-6735	10100
34	9377	-8860	5911	-5537	7231	-7088	8088	-7088	10630
35	9821	-9312	6203	-5820	7593	-7450	8475	-7450	11170
36	10280	-9777	6503	-6110	7965	-7821	8872	-7821	11730
37	10740	-10250	6812	-6408	8347	-8202	9280	-8202	12300
38	11220	-10740	7129	-6714	8741	-8593	9698	-8593	12890

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 RB IV 340 0 001Rev.
AFoglio
39 di 94

m da t.p.	DA1 C1		DA1 C2		DA2 (non sismica)		SISMICA (Ru=0)		R.c.calc/1.25
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	
39	11710	-11240	7452	-7025	9142	-8992	10120	-8992	13490
40	12220	-11750	7785	-7345	9555	-9401	10560	-9401	14100
41	12730	-12270	8126	-7671	9978	-9819	11010	-9819	14730
42	13260	-12810	8475	-8006	10410	-10250	11470	-10250	15370
43	13790	-13360	8831	-8347	10850	-10680	11940	-10680	16030
44	14340	-13910	9196	-8696	11310	-11130	12420	-11130	16700
45	14900	-14480	9569	-9052	11770	-11590	12910	-11590	17380
46	15480	-15060	9950	-9415	12250	-12050	13410	-12050	18080
47	16060	-15660	10340	-9786	12730	-12530	13910	-12530	18790
48	16660	-16260	10740	-10160	13220	-13010	14430	-13010	19520
49	17260	-16880	11140	-10550	13730	-13500	14960	-13500	20250
50	17880	-17510	11550	-10940	14240	-14010	15500	-14010	21010

IV34 PILA 2 - DIAFRAMMA 2.5x1.2 LATERALE - falda a 4 m da p.c.

testa palo a 1 m da p.c. PE 2019

quattro sondaggi- $\xi_3=1.50$

Portate SLU [kN] (+) = compressione (-) trazione

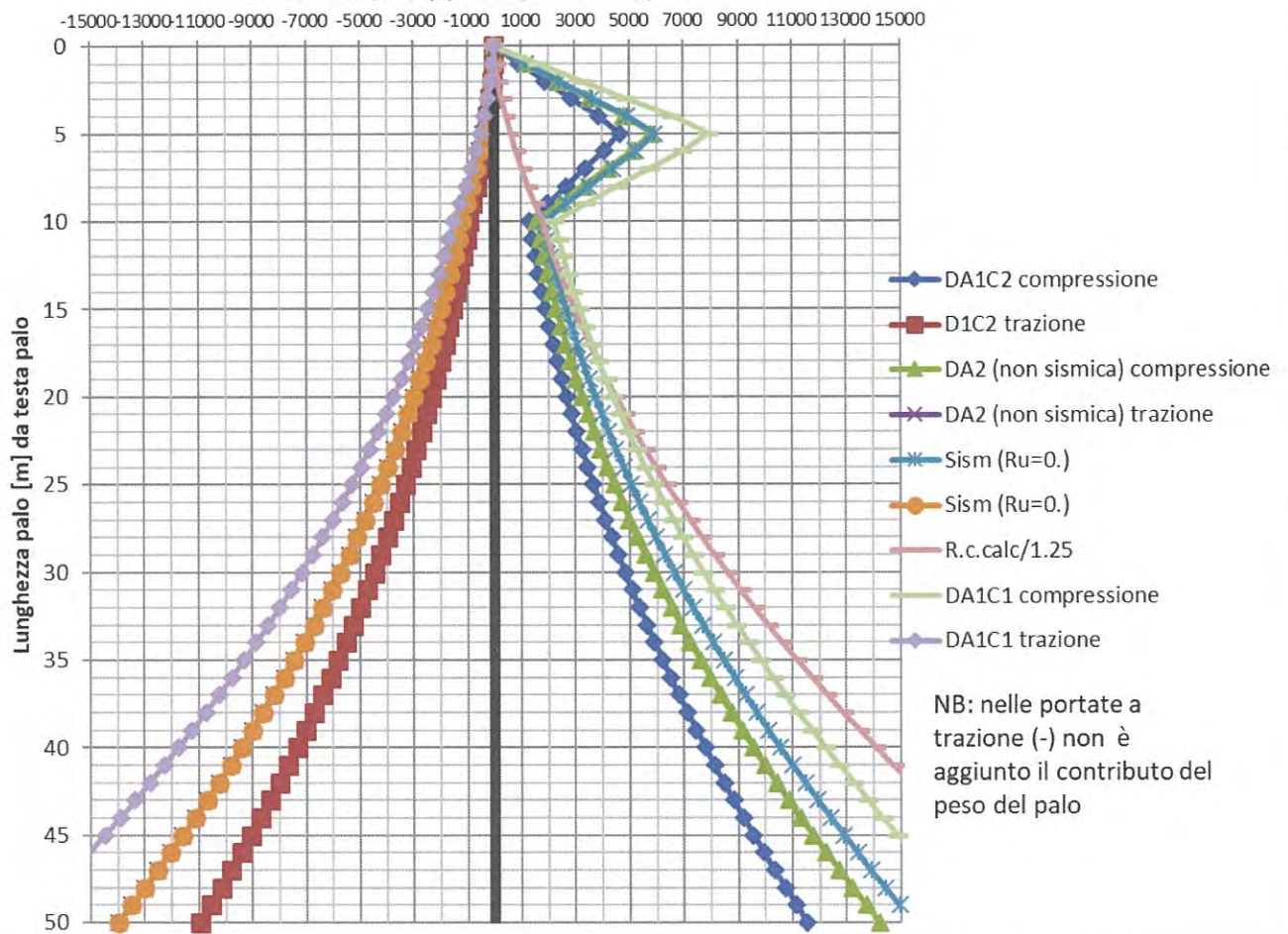


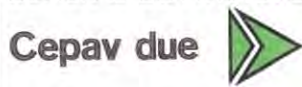
Figura 9-7: portate diaframma laterale – PILA 2



Tabella 9-9: portate di progetto [kN]–diaframma laterale – PILA 3

m da t.p.	DA1 C1		DA1 C2		DA2 (non sismica)		SISMICA (Ru=0)		R.c.calc/1.25
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	1322	-44	767	-28	960	-35	985	-35	53
2	2675	-119	1556	-74	1946	-95	1997	-95	143
3	4058	-225	2365	-140	2959	-180	3035	-180	270
4	5472	-361	3196	-225	3999	-289	4100	-289	433
5	6641	-527	3886	-330	4862	-422	4988	-422	633
6	6741	-724	3950	-452	4935	-579	5086	-579	869
7	6859	-940	4026	-587	5026	-752	5202	-752	1128
8	6995	-1172	4115	-733	5131	-938	5332	-938	1407
9	7147	-1422	4215	-889	5250	-1137	5477	-1137	1706
10	7199	-1689	4258	-1055	5298	-1351	5550	-1351	2026
11	7026	-1972	4170	-1232	5181	-1578	5459	-1578	2366
12	6933	-2272	4131	-1420	5126	-1818	5428	-1818	2727
13	7472	-2590	4465	-1619	5541	-2072	5868	-2072	3108
14	8028	-2924	4811	-1827	5971	-2339	6323	-2339	3509
15	8601	-3275	5169	-2047	6415	-2620	6793	-2620	3930
16	9191	-3643	5539	-2277	6874	-2914	7277	-2914	4372
17	8901	-4028	5392	-2517	6684	-3222	7112	-3222	4833
18	8405	-4430	5126	-2768	6343	-3544	6796	-3544	5315
19	7925	-4848	4872	-3030	6016	-3879	6495	-3879	5818
20	7462	-5284	4629	-3303	5704	-4227	6208	-4227	6341
21	7016	-5737	4398	-3585	5407	-4589	5936	-4589	6884
22	7347	-6076	4612	-3798	5671	-4861	6225	-4861	7291
23	7684	-6421	4830	-4013	5939	-5137	6519	-5137	7706
24	8027	-6773	5053	-4233	6213	-5419	6818	-5419	8128
25	8378	-7133	5281	-4458	6495	-5706	7125	-5706	8560
26	8740	-7504	5517	-4690	6786	-6003	7441	-6003	9005
27	9115	-7887	5761	-4930	7087	-6310	7768	-6310	9465
28	9500	-8282	6013	-5176	7398	-6625	8104	-6625	9938
29	9897	-8687	6273	-5430	7720	-6950	8450	-6950	10420
30	10310	-9106	6541	-5691	8051	-7285	8807	-7285	10930
31	10730	-9536	6818	-5960	8394	-7628	9175	-7628	11440
32	11160	-9977	7102	-6236	8746	-7982	9552	-7982	11970
33	11610	-10430	7396	-6520	9110	-8346	9942	-8346	12520
34	12060	-10890	7693	-6807	9478	-8714	10330	-8714	13070
35	12530	-11370	8004	-7107	9863	-9097	10750	-9097	13650
36	13010	-11860	8320	-7412	10260	-9487	11160	-9487	14230
37	13500	-12360	8646	-7725	10660	-9888	11590	-9888	14830
38	14000	-12870	8980	-8046	11070	-10300	12030	-10300	15450

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 RB IV 340 0 001Rev.
AFoglio
42 di 94

m da t.p.	DA1 C1		DA1 C2		DA2 (non sismica)		SISMICA (Ru=0)		R.c.calc/1.25
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	
39	14520	-13400	9320	-8372	11500	-10720	12480	-10720	16070
40	15040	-13930	9668	-8706	11930	-11140	12940	-11140	16710
41	15580	-14480	10030	-9048	12370	-11580	13410	-11580	17370
42	16130	-15030	10390	-9396	12830	-12030	13880	-12030	18040
43	16690	-15600	10760	-9750	13290	-12480	14370	-12480	18720
44	17260	-16180	11140	-10110	13760	-12950	14870	-12950	19420
45	17850	-16780	11530	-10490	14250	-13420	15380	-13420	20140
46	18440	-17380	11930	-10860	14740	-13910	15900	-13910	20860
47	19050	-18000	12340	-11250	15250	-14400	16430	-14400	21600
48	19670	-18630	12750	-11640	15760	-14900	16970	-14900	22360
49	20300	-19270	13170	-12040	16290	-15420	17520	-15420	23120
50	20950	-19920	13600	-12450	16820	-15940	18080	-15940	23910

**IV34 PILA 3 - DIAFRAMMA 2.5x1.2 LATERALE - falda a 6.5
m da p.c.
testa palo a 1 m da p.c.
quattro sondaggi- $\xi_3=1.50$**

PE 2019

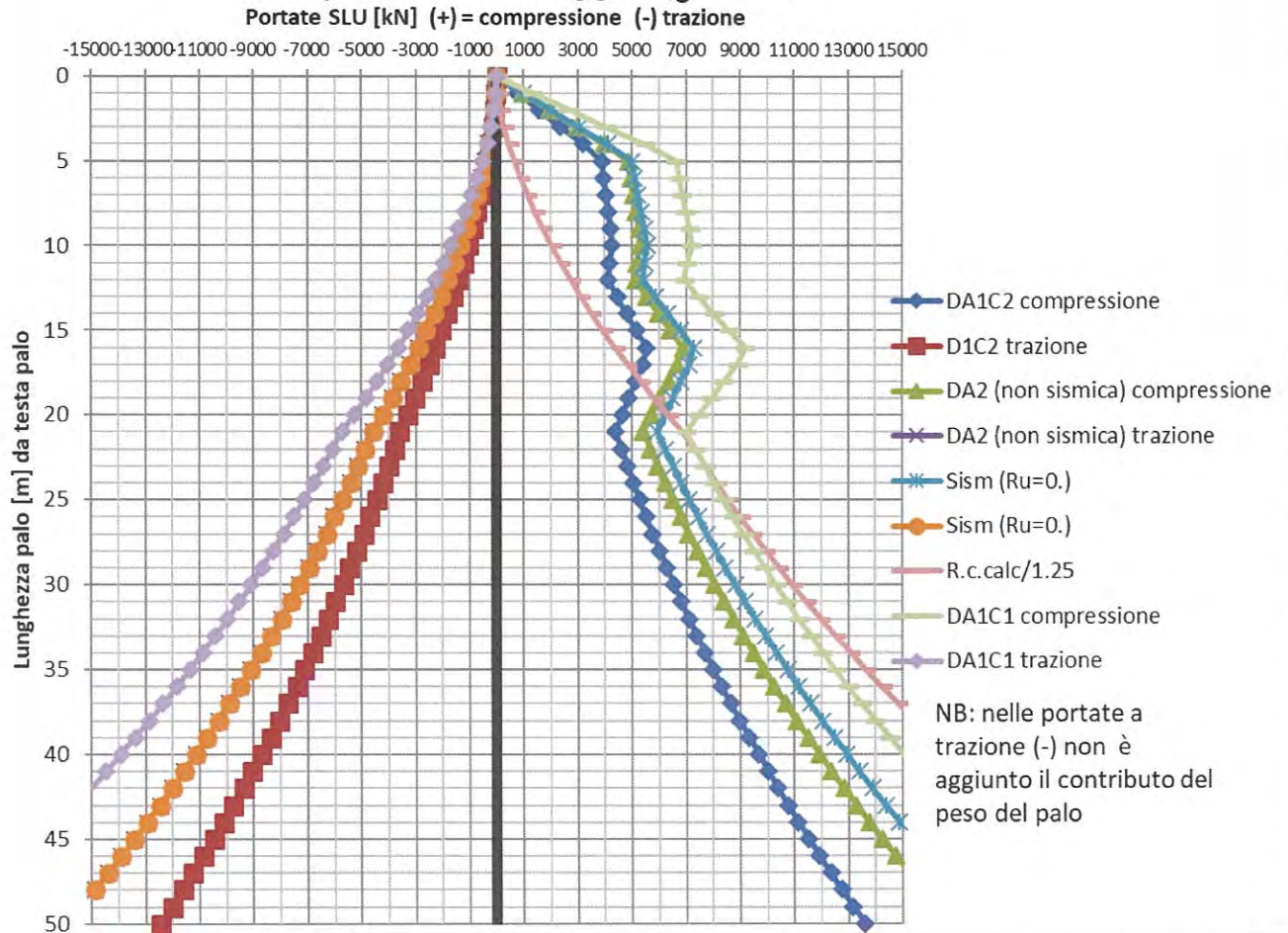


Figura 9-8: portate diaframma laterale – PILA 3

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 RB IV 340 0 001Rev.
AFoglio
44 di 94

Tabella 9-10: portate di progetto [kN]—palo ø1500 SPALLA B

m da t.p.	DA1 C1		DA1 C2		DA2 (non sismica)		SISMICA (Ru=0)		R.c.calc/1.25
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	659	-69	386	-43	482	-55	497	-55	82
2	1342	-160	788	-100	985	-128	1015	-128	192
3	2048	-275	1206	-172	1508	-220	1552	-220	331
4	2777	-414	1640	-259	2051	-331	2110	-331	496
5	3529	-575	2090	-360	2614	-460	2688	-460	690
6	4304	-760	2557	-475	3197	-608	3286	-608	912
7	4455	-968	2658	-605	3321	-775	3425	-775	1162
8	4577	-1196	2744	-747	3425	-957	3544	-957	1435
9	4592	-1436	2768	-897	3453	-1149	3587	-1149	1723
10	4911	-1689	2973	-1056	3707	-1351	3855	-1351	2027
11	5308	-1955	3224	-1222	4020	-1564	4184	-1564	2346
12	5717	-2234	3485	-1396	4345	-1787	4523	-1787	2680
13	6140	-2525	3754	-1578	4680	-2020	4873	-2020	3030
14	6575	-2830	4032	-1769	5027	-2264	5235	-2264	3396
15	6755	-3147	4162	-1967	5187	-2518	5409	-2518	3776
16	6681	-3477	4143	-2173	5159	-2782	5397	-2782	4173
17	6620	-3820	4133	-2388	5143	-3056	5396	-3056	4585
18	6571	-4176	4132	-2610	5138	-3341	5405	-3341	5012
19	6535	-4545	4139	-2841	5144	-3636	5426	-3636	5454
20	6508	-4922	4153	-3076	5158	-3938	5455	-3938	5906
21	6629	-5248	4248	-3280	5274	-4198	5586	-4198	6297
22	6905	-5529	4430	-3455	5500	-4423	5827	-4423	6635
23	7191	-5820	4619	-3637	5735	-4656	6076	-4656	6984
24	7485	-6119	4814	-3825	5976	-4895	6333	-4895	7343
25	7788	-6427	5015	-4017	6226	-5142	6597	-5142	7713
26	8100	-6745	5222	-4216	6483	-5396	6869	-5396	8094
27	8421	-7071	5435	-4419	6748	-5656	7148	-5656	8485
28	8746	-7401	5651	-4626	7016	-5921	7432	-5921	8881
29	9089	-7749	5879	-4843	7300	-6199	7731	-6199	9299
30	9435	-8101	6110	-5063	7587	-6481	8033	-6481	9721
31	9793	-8463	6348	-5290	7884	-6771	8344	-6771	10160
32	10160	-8834	6592	-5521	8187	-7067	8662	-7067	10600
33	10530	-9213	6841	-5758	8498	-7370	8988	-7370	11060
34	10920	-9602	7098	-6001	8818	-7681	9322	-7681	11520
35	11310	-9998	7359	-6249	9144	-7999	9663	-7999	12000
36	11710	-10400	7627	-6502	9478	-8323	10010	-8323	12480
37	12120	-10820	7902	-6762	9820	-8655	10370	-8655	12980
38	12540	-11240	8182	-7026	10170	-8994	10730	-8994	13490

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 RB IV 340 0 001Rev.
AFoglio
45 di 94

m da t.p.	DA1 C1		DA1 C2		DA2 (non sismica)		SISMICA (Ru=0)		R.c.calc/1.25
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	
39	12960	-11680	8469	-7297	10530	-9340	11110	-9340	14010
40	13400	-12120	8761	-7573	10890	-9693	11490	-9693	14540
41	13840	-12570	9060	-7854	11270	-10050	11870	-10050	15080
42	14300	-13020	9364	-8140	11640	-10420	12270	-10420	15630
43	14760	-13490	9677	-8434	12030	-10800	12670	-10800	16190
44	15230	-13970	9993	-8731	12430	-11180	13080	-11180	16760
45	15710	-14460	10320	-9036	12830	-11570	13500	-11570	17350
46	16200	-14950	10650	-9345	13250	-11960	13930	-11960	17940
47	16700	-15450	10980	-9656	13660	-12360	14360	-12360	18540
48	17210	-15970	11320	-9980	14090	-12770	14800	-12770	19160
49	17720	-16490	11670	-10310	14530	-13190	15250	-13190	19790
50	18250	-17020	12030	-10640	14970	-13620	15710	-13620	20420

**IV34 ø1500 SPALLA B - falda a 9.5 m da p.c.
testa palo a 2.5 m da p.c.
cinque sondaggi- $\xi_3=1.50$ PE 2019**

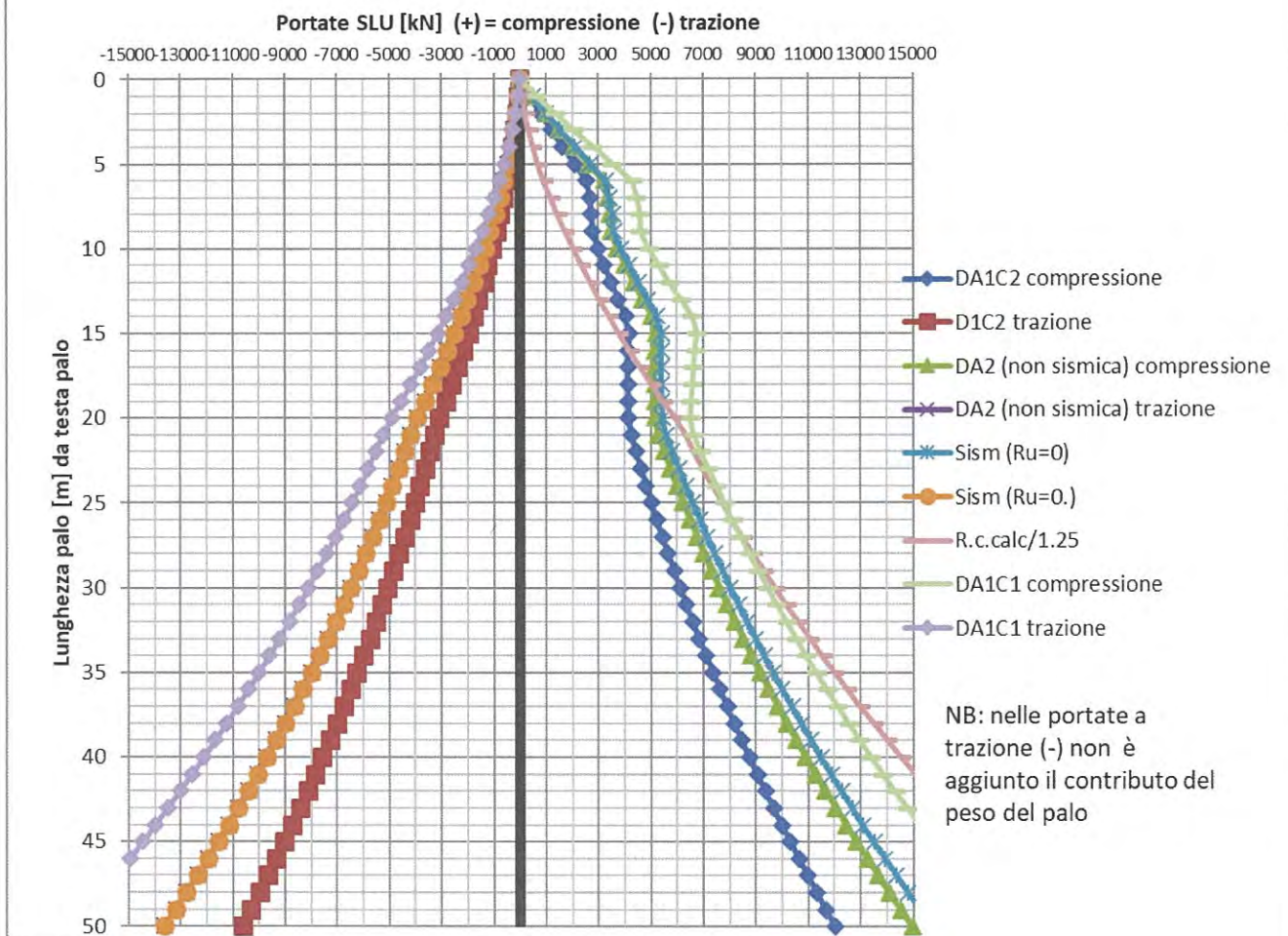


Figura 9-9: portate palo ø1500 mm SPALLA B



9.1. MATRICI DI RIGIDEZZA DELLE PALIFICATE

Le rigidezze delle varie palificate, eventualmente da introdurre nel calcolo della sovra-struttura, sono valutate con il citato codice PIGLET 5.1 (Randolph, 2006), introducendo i seguenti parametri (senza distinzione fra le diverse stratigrafie)

componente verticale	$G = (50 + z) \text{ [MPa]}$
componenti orizzontali	$G = (25 + 0.5 z) \text{ [MPa]}$ con $z \text{ [m]}$ profondità da testa palo
con $z \text{ [m]}$ profondità da testa palo	
coeff. Poisson $\nu=0.25$	
modulo elastico palo = 25 GPa	

I valori sopra riportati sono stati valutati come segue: con riferimento alla Figura 14-5, una stima assai cautelativa del modulo G_0 può essere identificata con la correlazione lineare

$$G_0 \text{ [MPa]} = 150 + 3 \cdot z \text{ [m]}$$

Assumendo ora, per il calcolo di pali di fondazione in condizioni lontane dalla rottura, un valore pari a 1/3 di G_0 , si ottiene la correlazione sopra indicata.

Si precisa che i moduli elastici secanti ai fini della modellazione del comportamento laterale sono opportunamente ridotti per tenere conto della formazione di deformazioni plastiche nella parte sommitale dei pali anche per livelli di carico distanti da condizioni limite. Tale assunzione è in accordo con la comune pratica progettuale e con le raccomandazioni fornite dagli stessi Autori del software utilizzato.

Seguono i valori per le tipologie previste.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RB IV 340 0 001

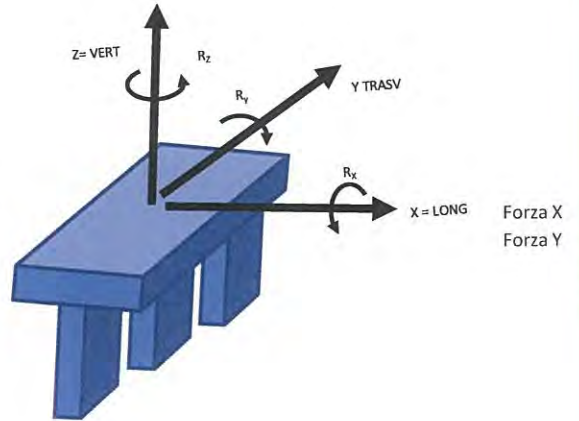
Rev.
A

Foglio
48 di 94

SETTO CON TRE DIAFRAMMI
MATRICE RIGIDEZZA PALIFICATA
NOTAZIONE DESTROSA

kN, m

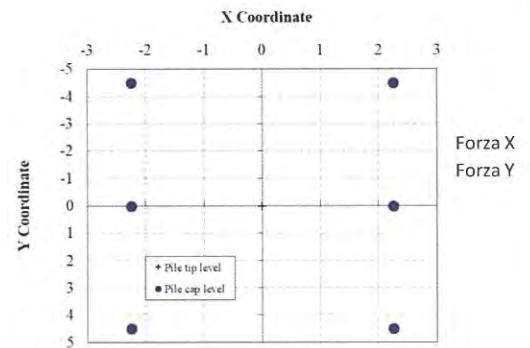
		X	Y	Z	Rx	Ry	Rz
LONG	X	8.4588E+05	0	0	0	-1.8746E+06	0
TRASV	Y	0	7.9819E+05	0	2.2968E+06	0	0
VERT	Z	0	0	3.6857E+06	0	0	0
TRASV	Rx	0	2.2968E+06	0	1.0592E+08	0	0
LONG	Ry	-1.8746E+06	0	0	0	1.1696E+07	0
TORS	Rz	0	0	0	0	0	1.9746E+07



SPALLE - 6 ø 1500
MATRICE RIGIDEZZA PALIFICATA
NOTAZIONE DESTROSA

kN, m

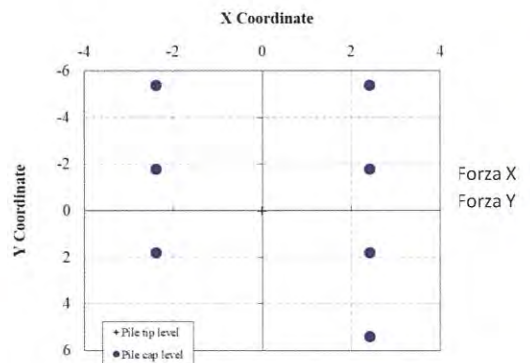
		X	Y	Z	Rx	Ry	Rz
LONG	X	1.0273E+06	0	0	0	-2.2402E+06	0
TRASV	Y	0	9.5949E+05	0	2.1362E+06	0	0
VERT	Z	0	0	4.3643E+06	0	0	0
TRASV	Rx	0	2.1362E+06	0	1.8317E+08	0	0
LONG	Ry	-2.2402E+06	0	0	0	9.0433E+07	0
TORS	Rz	0	0	0	0	0	4.6833E+07



PILE a 8 pali ø 1200
MATRICE RIGIDEZZA PALIFICATA
NOTAZIONE DESTROSA

kN, m

		X	Y	Z	Rx	Ry	Rz
LONG	X	1.0129E+06	0	0	0	-1.7505E+06	0
TRASV	Y	0	9.1442E+05	0	1.6449E+06	0	0
VERT	Z	0	0	3.8869E+06	0	0	0
TRASV	Rx	0	1.6449E+06	0	1.9222E+08	0	0
LONG	Ry	-1.7505E+06	0	0	0	8.8220E+07	0
TORS	Rz	0	0	0	0	0	4.9037E+07





9.2. CAPACITA' PORTANTE ORIZZONTALE

Per quanto concerne il calcolo della capacità portante laterale della generica palificata, si potrà operare con riferimento allo strato granulare (**strato 1**) presente nei primi metri di profondità, utilizzando i criteri esposti nel seguito ed utilizzati nello sviluppo del progetto di svariati altre opere lungo la tratta-

9.2.1. PALIFICATE

Assumendo che il plinto di fondazione offra un vincolo in grado di annullare, sostanzialmente la rotazione a testa palo del palo singolo, il carico limite $H_{u,p}$ del palo singolo è calcolabile tramite la seguente equazione (Broms (1964))

$$H_{u,p} = K_p \gamma d^3 \cdot [3.676 M_p / (K_p \gamma d^4)]^{2/3}$$

Con

K_p = coefficiente di spinta passiva

γ = peso specifico del terreno (= γ' se in falda)

d = diametro del palo

Affinché tale espressione sia valida, la resistenza plastica M_p dovrà essere garantita per un tratto di palo di lunghezza pari ad almeno

$$L_p = (3 \cdot M_p) / H_{u,p} + 3d$$

Per i pali frontali, ossia per quei pali di una palificata esterni e posti non in ombra ad eventuali altri pali coinvolti da azioni frontali, è possibile tenere conto di un ulteriore contributo alla resistenza laterale, offerto dalla presenza di un sovraccarico q' pensato agente alla quota testa palo. Per far questo, si potrà operare come segue, in sostanziale accordo con le indicazioni di Cecconi et al (2006):

Si determinerà la lunghezza x come radice della seguente espressione

$$3 \cdot K_p d (q' x^2 / 2 + \gamma x^3 / 3) - 2 M_p = 0$$

La soluzione x può essere ottenuta per tentativi, partendo da un valore iniziale

$$x_0 = (2 M_p / \gamma \cdot K_p d)^{1/3}$$

Da cui

$$H_{u,p} = 3 \cdot K_p \cdot d (q'x + \gamma x^2/2)$$

Anche in questo caso, si dovrà garantire la resistenza flessionale M_p per una lunghezza

$$L_p = x + 3dr$$

La resistenza complessiva della palificata composta da n pali aventi la medesima resistenza flessionale, potrà essere stimata con la seguente procedura, applicabile nel caso in cui si assuma una condizione di rotazione impedita a testa palo ed una sufficiente lunghezza dei pali di fondazione. Si consideri la palificata nel suo complesso:

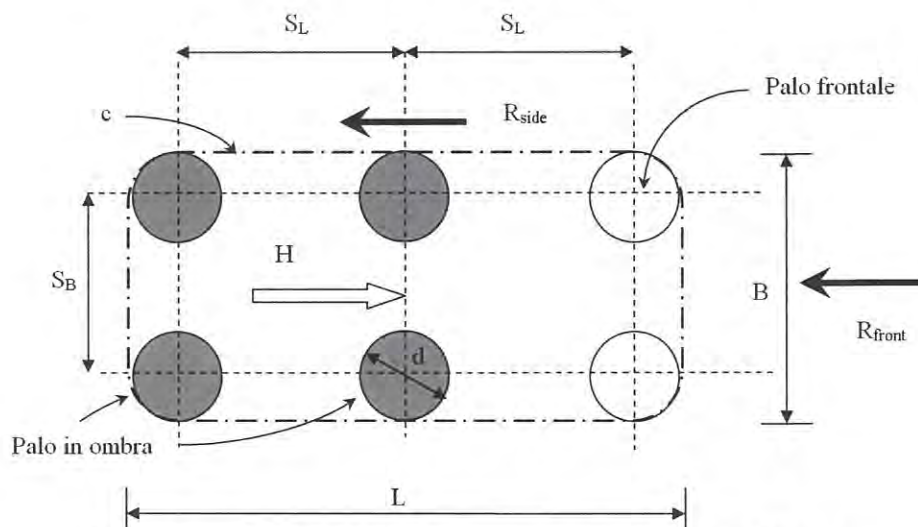


Figura 9-10: definizione parametri geometrici palificata

Con riferimento alla Figura 9-10, sia:

n_B = numero di pali in una schiera ortogonale alla direzione del carico (es. $n_B=2$ in figura)

n_L = numero di pali in una schiera parallela alla direzione del carico (es. $n_L=3$ in figura)

$$n_{pali} = n_B \times n_L$$

S_B = interasse pali in direzione ortogonale al carico ($\geq 3d$)

S_L = interasse pali in direzione parallela al carico ($\geq 3d$)

Si può ammettere l'esistenza di un meccanismo di rottura che coinvolga il terreno racchiuso nel contorno c , rappresentato con linea tratto-punto nella Figura 9-10. Tale meccanismo corrisponde al meccanismo (c) indicato nella Figura 9-11: si osservi che Fleming et al (1992), da cui la figura è



tratta, individuano come più verosimile il meccanismo (b), a cui corrisponde tuttavia una maggiore dissipazione di energia plastica. Considerare il meccanismo (c) è pertanto più conservativo.

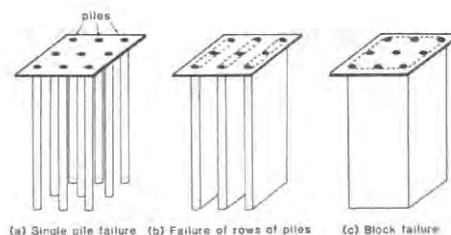


Figura 9-11: meccanismi di rottura di una palificata (da Fleming et al (1992))

Sul fronte, di larghezza B , si ipotizza lo sviluppo di una resistenza passiva R_{front} mentre sulle fiancate, di lunghezza L , la presenza di una resistenza attritiva R_{side} .

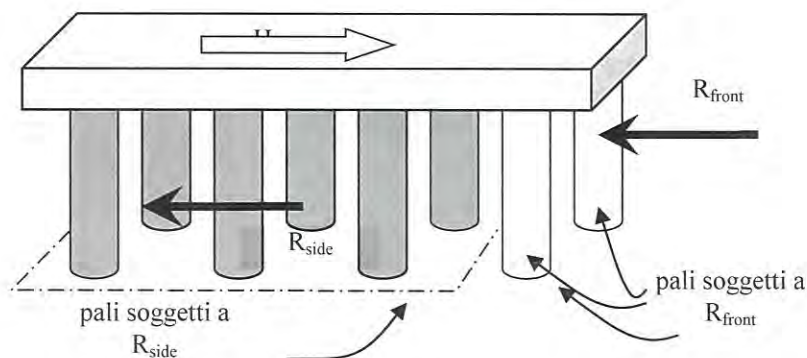


Figura 9-12: schema ipotizzato

Si porrà

$$B \cong \min (3 \cdot d \cdot n_B, d + (n_B - 1) \cdot S_B)$$

$$L \cong (n_L - 1) \cdot S_L$$

Ipotizziamo che gli n_B pali frontali (non riempiti, in figura) siano sostanzialmente sollecitati dalla sola reazione R_{front} mentre il complesso di tutti i pali rimanenti ($n_B \times (n_L - 1)$) (scuri, in figura) risenta della somma delle due R_{side} .

Consideriamo dapprima i pali frontali: ad una generica profondità x da testa palo, la reazione passiva può essere espressa da (in analogia con Cecconi et al (2006)):

$$R_{front}(x) = K_P \cdot B \cdot (q' \cdot x + \frac{1}{2} \gamma' x^2)$$

In analogia con lo schema di Broms (1964) relativo al palo singolo lungo con rotazione sommitale impedita, imponiamo che alla profondità x_1 in cui la resistenza flessionale dei pali frontali ha raggiunto il valore limite M_p , esattamente come a testa palo, il taglio sia nullo: si ottiene la seguente espressione che permette di calcolare x_1 :

$$2 \cdot n_B \cdot M_p - K_p \cdot B \cdot (q' \cdot x_1^2 / 2 + \gamma' \cdot x_1^3 / 3) = 0$$

Il contributo alla resistenza offerto dai pali frontali sarà quindi pari a $R_{front}(x_1)$

Consideriamo ora i pali in ombra: alla generica profondità x da testa palo, la somma delle reazioni ai lati può essere approssimata dalla segue espressione

$$R_{sides}(x) = 2 K_{LAT} \cdot \tan(\theta') \cdot L \cdot (q' \cdot x + \frac{1}{2} \gamma' x^2)$$

Dove K_{LAT} è un coefficiente che verrà discusso più avanti.

Come prima, imponiamo che alla profondità x_2 in cui la resistenza flessionale di tutti i pali in ombra raggiunga il valore limite M_p , esattamente come a testa palo, il taglio sia nullo: cioè

$$2 [n_B \times (n_L - 1)] \cdot M_p - 2 K_{LAT} \cdot \tan(\theta') \cdot L \cdot (q' \cdot x_2^2 / 2 + \gamma' \cdot x_2^3 / 3) = 0$$

avendo assunto che il numero dei pali in ombra sia $n_B \times (n_L - 1)$.

Il contributo alla resistenza offerto dai pali frontali sarà quindi pari a $R_{sides}(x_2)$. La resistenza complessiva della palificata sarà data da

$$H_{u,palificata} = R_{front}(x_1) + R_{sides}(x_2)$$

Occorre inoltre assicurare di poter contare sulla resistenza flessionale M_p per una lunghezza

$$L_p = \max(x_1, x_2) + 3d$$

Per valori usuali dei parametri geotecnici, il contributo del sovraccarico q' alla portata complessiva può essere stimato dalla seguente espressione

$$H_{u,palificata}(q') \cong H_{u,palificata}(q'=0) \times [1 + q'/100 - (q'/250)^2] \quad \text{con } q' \text{ in kPa}$$

Questa formula può essere utile perché, ponendo $q' = 0$, x_1 e x_2 possono essere calcolati senza ricorrere a soluzioni iterative di equazioni lineari di 3° grado.

Le formule sopra esposte possono essere generalizzate al caso in cui la disposizione dei pali non preveda una maglia rettangolare uniforme: nella valutazione di x_1 e x_2 , occorrerà semplicemente tenere conto rispettivamente del numero di pali frontali e del numero di pali in ombra.

Per la valutazione di K_{LAT} necessario alla procedura proposta, alla luce delle attuali conoscenze e degli studi pubblicati in letteratura, occorre premettere quanto segue.

In primo luogo, la maggior parte degli studi su base sperimentale o numerica prende in esame palificate assoggettate a carichi piuttosto lontani da condizioni di collasso della palificata stessa, anche perché l'obiettivo prevalente di tali studi consiste nel valutare il cosiddetto coefficiente di efficienza della palificata, espresso come il rapporto tra il carico della palificata sollecitata in gruppo e la somma dei carichi dei singoli pali, sollecitati indipendentemente, a parità di spostamento. Tale valutazione è in genere condotta con riferimento a deformazioni piuttosto lontane da condizioni di collasso.


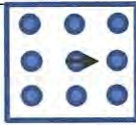
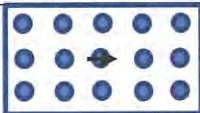

Inoltre, raramente è riscontrabile in letteratura uno studio che annoveri, fra i parametri analizzati, la resistenza strutturale del palo stesso. Allo stesso modo, le condizioni di vincolo a testa palo, specie negli studi numerici, sono più frequentemente assimilabili a condizioni di palo libero di ruotare.

L'utilizzo di tali risultati appare quindi non del tutto soddisfacente per una valutazione come quella in oggetto, nella quale occorre da un lato porsi il più possibile in prossimità del collasso complessivo del sistema e dall'altro lato mettere in conto condizioni di vincolo assimilabili a rotazione impedita a testa palo.

Per contribuire a chiarire tale aspetto e, in definitiva, a formulare una proposta motivata in merito al coefficiente K_{LAT} da utilizzare nella formulazione qui esposta, gli scriventi hanno svolto il seguente studio.

Si è preso in esame un terreno granulare omogeneo caratterizzato da un comportamento alla Mohr Coulomb, privo di coesione ed avente angolo di attrito ϕ . In esso sono inseriti pali di fondazione a cui è attribuito un comportamento elasto-plastico, tale da riprodurre un momento plastico voluto. Tra palo e terreno è inserita un'interfaccia attritiva contraddistinta da un angolo d'attrito δ .

Ai fini di uno studio parametrico, si considerano dei pali $\varnothing 1000$, lunghi 20 m, posti ad interasse di 3 diametri e disposti secondo diversi pattern. I pattern esaminati sono sintetizzati nella seguente tabella.

pattern	n. pali	
singolo	1	
2x2	4	
3x3	9	
5x3	15	
3x5	15	

Le teste palo, emergenti dal terreno sono unite tramite un vincolo cinematico che impone ad esse il medesimo spostamento orizzontale e una rotazione nulla (Figura 9-13)

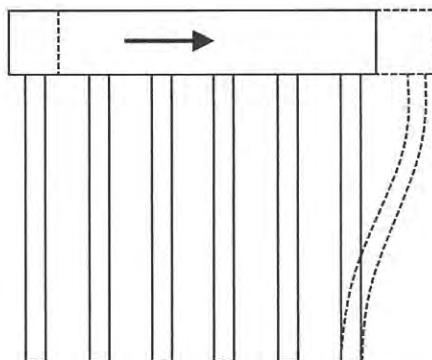


Figura 9-13: schema di carico e vincolo

Applicando progressivamente uno spostamento laterale a testa palificata, è possibile determinare la reazione complessiva su tale vincolo, corrispondente alla resistenza offerta dalla palificata ad un livello di spostamento impresso. Applicando uno spostamento sufficientemente ampio è possibile raggiungere la capacità portante del complesso, ossia quel valore di reazione che si mantiene costante all'aumentare della deformazione.



Per mezzo del codice di simulazione numerica Flac3d (Itasca) sono stati analizzati diversi pattern, con diversi valori dell'angolo d'attrito, di δ e del momento plastico; fra le configurazioni studiate è stato incluso anche il caso del palo singolo, necessario per un confronto con la formulazione di Broms.

Una volta raccolti i dati relativi alle diverse simulazioni, si utilizza la formulazione qui esposta, introducendo nel calcolo dei parametri atti a riprodurre i risultati numerici. Mentre il parametro momento resistente M_y che esprime la resistenza flessionale della sezione di palo è considerato un parametro noto a priori, oggetto della identificazione per confronto sono, sostanzialmente il coefficiente di spinta passiva K_p e il coefficiente K_{LAT} .

Dall'esame dei risultati emerge quanto segue:

1. La modellazione numerica relativa al palo singolo riproduce con ottima approssimazione la resistenza ultima prevista dalla formulazione di Broms. Aumentando l'angolo δ si osserva un aumento della resistenza, aumento che può essere riprodotta con la formulazione proposta da Broms semplicemente introducendo un coefficiente di spinta passiva incrementato e ricavato dalla formulazione di Lancellotta (2007).
2. All'aumentare dell'angolo d'attrito, di δ e del momento plastico, si osserva un aumento della capacità portante della palificata, con una legge molto ben riproducibile per mezzo della semplice formulazione qui esposta, purché si consideri un coefficiente di spinta passiva K_p funzione anche dell'angolo δ (come per il caso del palo singolo) e si assegni a K_{LAT} un valore pari a K_p .
3. Per palificate composte da 4 o 9 pali, la formulazione semplificata sovrastima leggermente i valori previsti da FLAC 3d; viceversa fornisce una stima per difetto nel caso di palificate con un numero crescente di pali, quindi al crescere del carico complessivo.
4. L'atto di moto che si evidenzia in prossimità del carico ultimo della palificata mette in evidenza la formazione di cerniere plastiche nella zona sommitale per tutti i pali e ad una profondità assai simile a quella prevista dal metodo (Figura 9-14).

5. Nei pali retrostanti la cerniera plastica si forma ad una profondità maggiore rispetto a quella dei pali frontali (come indicato anche dal metodo qui proposto).

Nella seguente Figura 9-14 si riporta la configurazione deformata relativa ad una delle configurazioni analizzate (palificata composta da 5 righe di 3 pali, di cui è stata modellata la metà sfruttando l'asse di simmetria), da cui si possono apprezzare le osservazioni sopra esposte.

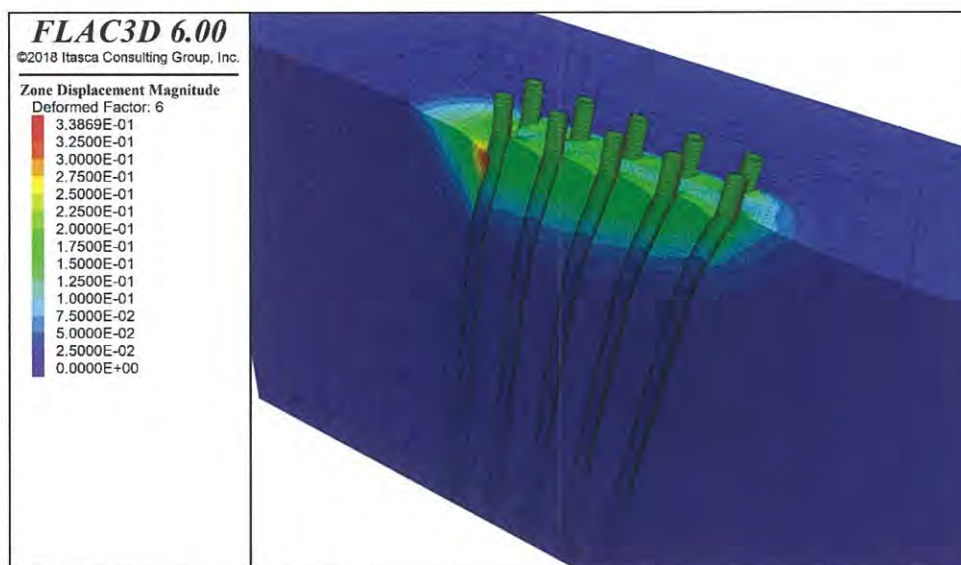


Figura 9-14: modello FLAC 3D palificata

Nella tabella seguente sono riassunti i risultati delle varie analisi, con i valori del carico ultimo H_{ult} in kN. Sotto al singolo valore di carico si riporta il fattore di efficienza, calcolato come

$$\eta_G = \frac{H_{ult, gruppo}}{n_{pali} \cdot H_{ult, palo\ singolo}}$$

Il valore in tabella è calcolato in corrispondenza del tratto piatto della curva di risposta (di cui un esempio è riportato in Figura 9-15), quindi in corrispondenza del raggiungimento del carico limite.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RB IV 340 0 001

Rev.
A

Foglio
57 di 94

FLAC 3D								FORMULAZIONE PROPOSTA											
$\phi=30^\circ$								$\phi=30^\circ$											
		$\delta/\phi \rightarrow$		0		0.5		1				$\delta/\phi \rightarrow$		0		0.5		1	
pattern	n. pali	My	1050	2100	1050	2100	1050	2100	1050	2100	1050	2100	1050	2100	1050	2100	1050	2100	
singolo	1	H_{ult}	1430.00	1004.00	1634.00	1092.99	1808.00						930	1476.00	1047.00	1662.00	1104.00	1753.00	
		η_G	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00						1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2x2	4	H_{ult}	0.00	3641.40	5807.73	4042.00	6327.48							3947.00	6266.00	4173.00	6624.00		
		η_G	0.00	0.91	0.89	0.92	0.87							0.00	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
3x3	9	H_{ult}	10304.00	7476.00	11908.00	8184.00	13092.00							7811.00	12399.00	8258.00	13109.00		
		η_G	0.80	0.83	0.81	0.83	0.80							0.00	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
5x3	15	H_{ult}	0.00	11591.84	18206.00	12667.62	19917.32							11289.00	17920.00	11933.00	18943.00		
		η_G	0.00	0.77	0.74	0.77	0.73							0.00	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
3x5	15	H_{ult}	0.00	12342.20	19840.41	13517.50	21758.31							10798.00	17140.00	11459.00	18190.00		
		η_G	0.00	0.82	0.81	0.82	0.80							0.00	0.69	0.69	0.69	0.69	0.69

$\phi=36^\circ$								$\phi=36^\circ$											
		$\delta/\phi \rightarrow$		0		0.5		1				$\delta/\phi \rightarrow$		0		0.5		1	
pattern	n. pali	My	1050	2100	1050	2100	1050	2100	1050	2100	1050	2100	1050	2100	1050	2100	1050	2100	
singolo	1	H_{ult}	0.00	1152.86	1936.99	1201.95	2101.39						1011	1604.00	1190.00	1889.00	1281.00	2033.00	
		η_G	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00							1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2x2	4	H_{ult}	0.00	4227.08	6739.48	4672.53	7490.12							4701.00	7343.00	5068.00	7917.00		
		η_G	0.00	0.92	0.87	0.97	0.89							0.00	0.99	0.97	0.99	0.99	0.97
3x3	9	H_{ult}	0.00	8640.56	13854.12	9619.11	15272.77							9400.00	14921.00	10135.00	16088.00		
		η_G	0.00	0.83	0.79	0.89	0.81							0.00	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88
5x3	15	H_{ult}	0.00	13412.75	21177.82	14910.40	23299.46							13699.00	21746.00	14769.00	23444.00		
		η_G	0.00	0.78	0.73	0.83	0.74							0.00	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77
3x5	15	H_{ult}	0.00	14297.79	22908.17	15935.95	25372.24							13097.00	20790.00	14148.00	23891.00		
		η_G	0.00	0.83	0.79	0.88	0.80							0.00	0.73	0.73	0.74	0.74	0.78

Dall'osservazione curva di risposta (Figura 9-15), per tutte le casistiche analizzate, è possibile anche notare che il fattore η_G cresce all'aumentare della deformazione della palificata. Tale osservazione è generale, per i casi analizzati. Inoltre, i valori di η_G a piccole deformazioni sono in linea con i valori classicamente utilizzati per il comportamento delle palificate soggette a carichi ordinari.

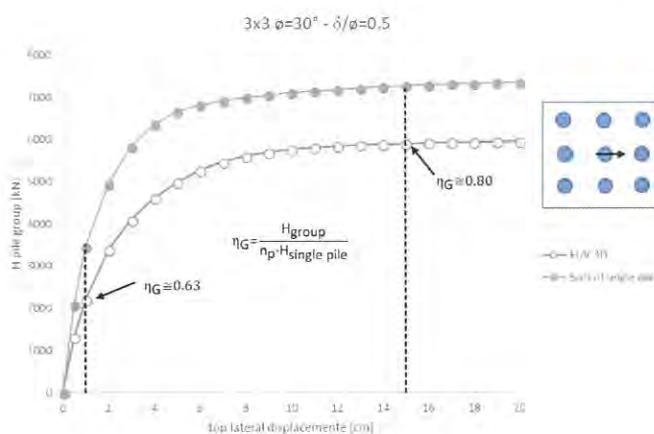


Figura 9-15: tipica curva di risposta della palificata

La figura che segue permette di apprezzare meglio le conclusioni: i punti che ricadono al di sotto della bisettrice del primo quadrante sono relativi a valori per i quali la formulazione è più

conservativa del calcolo FLAC. Se poi introduciamo un coefficiente correttivo pari a 0.90 ai valori della formula, otteniamo sempre punti in sicurezza.

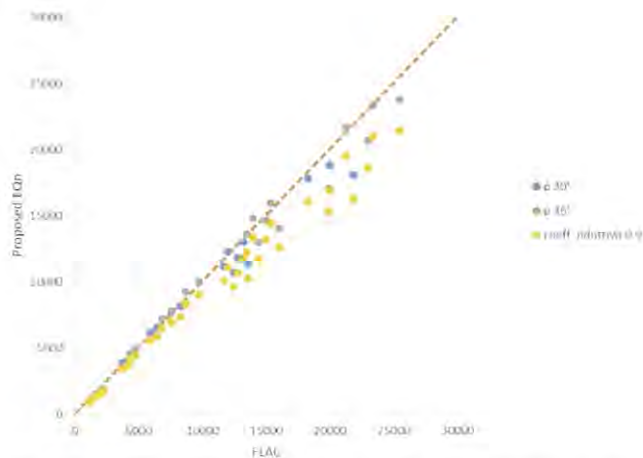


Figura 9-16: confronto risultati FLAC 3D - formulazione semplificata

Con questo metodo, per geometrie usuali, si ottengono quindi portate paragonabili a quelle stimate semplicemente come la somma delle resistenze dei singoli pali moltiplicata per un fattore di efficienza a collasso che non è mai inferiore a 0.69. Considerando un fattore cautelativo pari a 0.9, il coefficiente η_G in corrispondenza del carico ultimo può anche essere valutato tramite la seguente espressione:

$$\eta_{G,ult} = 0.9 \cdot (n_B)^{\alpha_B} \cdot (n_L)^{\alpha_L} \quad \text{con } \alpha_B = -0.025 \quad \text{e } \alpha_L = -0.15$$

Dunque, ai fini operativi, si potrà calcolare la portata del palo singolo con la formula di Broms e poi stimare forfettariamente la portata di gruppo considerando un coefficiente di efficienza $\eta_{G,ult}$ sopra indicato. Viceversa, si potrà utilizzare la formulazione presentata, facilmente programmabile in un foglio elettronico, introducendo un valore di K_{LAT} pari ad una frazione di K_p tale da ottenere un fattore di efficienza non inferiore a $\eta_{G,ult}$. Questa seconda modalità ha il pregio di permettere la stima della profondità di formazione della cerniera plastica nei pali retrostanti e quindi stabilire razionalmente l'estensione dell'armatura necessaria a garantire le ipotesi di calcolo.

Infine, si potrà mettere in conto sia la resistenza passiva offerta dal rinterro attorno al plinto di fondazione, sia la resistenza per attrito che si sviluppa lungo le fiancate del plinto ortogonali alla direzione del carico, assicurandosi tuttavia che esso sia realizzata con terreno compattato e presente in modo permanente nell'arco della vita attesa dell'opera



La capacità portate di progetto della palificata nei rispetti dello stato limite GEO sarà ottenuta dividendo il valore di $H_{u,palificata}$ associata ai parametri geotecnici caratteristici, per un coefficiente ξ_3 (o ξ_4) in funzione del numero di prove disponibili e per un coefficiente γ_R in accordo con la seguente tabella:

	γ_R
(A2)+M1+R2	1.6
(A1)+M1+R3 oppure (A2)+M1+R3 sismica	1.3

Quanto alle modalità secondo cui introdurre i coefficienti ξ_3 (o ξ_4) legati al numero delle prove disponibili, è opportuno osservare quanto segue.

Tali coefficienti, introdotti delle NTC2008 in analogia con quanto previsto per i pali caricato assialmente, non trovano in realtà riscontro nell'Eurocodice 7 che rappresenta pur sempre la fonte da cui NTC deriva.

Dall'osservazione dello scopo che l'introduzione di tali coefficienti si propone, appare chiaro che essi esprimono, attraverso un numero, ossia in ultima analisi un coefficiente di sicurezza, l'affidabilità dei parametri geotecnici introdotti nelle equazioni di calcolo delle resistenze.

Tale meccanismo non comporta alcun dubbio applicativo nel caso della resistenza verticale, perché questa, salvo scenari non realistici nella pratica, dipende esclusivamente dalla resistenza lato terreno.

Viceversa, nel caso di azioni trasversali, la resistenza laterale della palificata deriva, anche secondo i metodi più tradizionali e più approssimati, da una combinazione complessa tra la resistenza lato terreno e la resistenza strutturale dei pali e della connessione fra pali e plinto di fondazione.

Sembra pertanto eccessivamente gravoso introdurre ξ_3 (o ξ_4), nel caso di resistenza laterale, semplicemente a denominatore della resistenza di calcolo, per ottenere la resistenza caratteristica. Piuttosto appare ragionevole utilizzare tali parametri per definire il valore caratteristico dei parametri geotecnici da introdurre nelle equazioni sopra discusse. In altre parole, nelle formule precedenti, si introdurrà.

$$K_{p,k} = K_p / \xi_3 \quad \text{e} \quad K_{LAT,k} = K_{LAT} / \xi_3$$

rispettivamente nella valutazione del contributo offerto dai pali frontali e dai pali retrostanti.

La verifica sarà condotta confrontando il taglio sollecitante globale ad intradosso plinto E_d con la resistenza R_d calcolata come sopra illustrato. La verifica è soddisfatta se $E_d \leq R_d$.

9.2.2. DIAFRAMMI Calcolo longitudinale

Si può ancora utilizzare la teoria di Broms, valutando il carico limite per una striscia di larghezza unitaria, con il seguente schema.

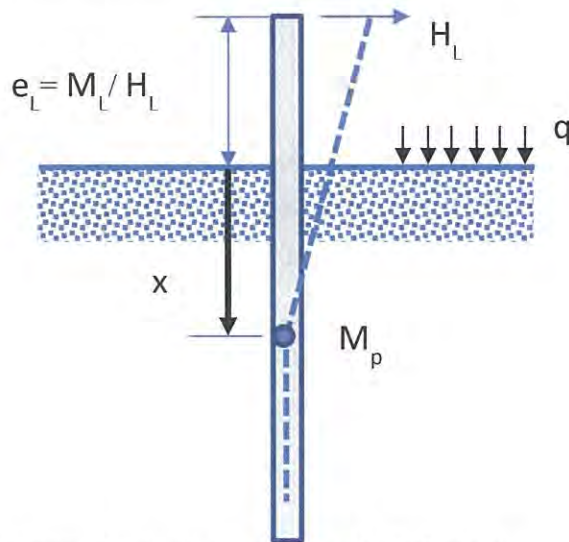


Figura 9-17: calcolo capacità portante longitudinale diaframmi

Si assume la formazione di una cerniera plastica ad una profondità x , associata ad un momento resistente M_p . A tale profondità, il momento nel diaframma è massimo, pertanto il taglio è nullo. Quindi l'azione orizzontale è equilibrata dalla sola reazione offerta dal terreno nella porzione compresa tra piano campagna e la sezione in cui si è formata la cerniera plastica.

$$H = \frac{1}{2}\gamma \cdot (K_p - K_A) \cdot x^2 + q \cdot (K_p - K_A) \cdot x$$

Ponendo $K_p - K_A = K_p^*$

$$H = K_p^* \cdot \left(\frac{1}{2}\gamma \cdot x^2 + q \cdot x \right)$$

L'equilibrio alla rotazione impone che

$$H \cdot (x + e) - K_p^* \cdot \left(\gamma \cdot \frac{x^3}{6} + q \cdot \frac{x^2}{2} \right) - M_p = 0$$

Ovvero

$$K_p^* \cdot \left(\frac{1}{2}\gamma \cdot x^2 + q \cdot x \right) \cdot (x + e) - K_p^* \cdot \left(\gamma \cdot \frac{x^3}{6} + q \cdot \frac{x^2}{2} \right) - M_p = 0$$

Questa equazione, nella sola incognita x , non è lineare ma può essere facilmente risolta o per tentativi o, ad esempio con il metodo di Newton-Raphson: si pone:

$$R(x) = K_p^* \cdot \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot x^2 + q \cdot x \right) \cdot (x + e) - K_p^* \cdot \left(\gamma \cdot \frac{x^3}{6} + q \cdot \frac{x^2}{2} \right) - M_p = 0$$

Supponendo nota la soluzione \bar{x} , la funzione $R(x)$ può essere sviluppata in serie di Taylor nell'intorno della presunta soluzione:

$$R(x) \cong R(\bar{x}) + (x - \bar{x}) \cdot \frac{dR(\bar{x})}{dx} = 0$$

Cioè:

$$(x - \bar{x}) = -R(\bar{x}) \cdot \left(\frac{dR(\bar{x})}{dx} \right)^{-1}$$

Si parte da una soluzione \bar{x}_0 di primo tentativo e si calcola

$$\bar{x}_1 = \bar{x}_0 - R(\bar{x}_0) \cdot \left(\frac{dR(\bar{x}_0)}{dx} \right)^{-1}$$

Si itera, calcolando la soluzione i -esima

$$\bar{x}_i = \bar{x}_{i-1} - R(\bar{x}_{i-1}) \cdot \left(\frac{dR(\bar{x}_{i-1})}{dx} \right)^{-1}$$

fin tanto che $R(\bar{x}_{i-1})$ è maggiore della tolleranza voluta.

Ai fini della programmazione in un foglio di calcolo, valgono le seguenti espressioni

$$R(x) = K_p^* \cdot \left[\gamma \cdot \left(\frac{x^2 \cdot e}{2} + \frac{x^3}{3} \right) + q \cdot \left(x \cdot e + \frac{x^2}{2} \right) \right] - M_p; \quad \frac{dR(x)}{dx} = K_p^* \cdot [\gamma \cdot (x \cdot e + x^2) + q \cdot (e + x)]$$

Raggiunta la soluzione in termini di profondità \bar{x} della cerniera plastica, la resistenza laterale è

$$H = K_p^* \cdot \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot \bar{x}^2 + q \cdot \bar{x} \right)$$

Nel quadro dell'utilizzo secondo la normativa, il coefficiente ξ_3 va utilizzato per dividere K_p^* prima del calcolo iterativo

$$K_p^* = \frac{K_P - K_A}{\xi_3}$$

Il coefficiente γ_R , viceversa, va applicato al risultato del calcolo, per ottenere il valore di progetto della resistenza, da confrontare con la sollecitazione:

$$H_d = \frac{H}{\gamma_R}$$

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RB IV 340 0 001

Rev.
A

Foglio
62 di 94

Questo tipo di calcolo può essere affrontato, alternativamente, con una modellazione a molle, semplificata, purché sia possibile introdurre la resistenza limite della parete. Viceversa, questo calcolo non può essere affrontato se il programma di calcolo prevede il solo comportamento elastico per l'elemento parete. Per il resto valgono le considerazioni esposte nel paragrafo 9.2.1.



9.3. VERIFICHE STRUTTURALI ED ALLO STATO LIMITE DI SERVIZIO E NEI RIGUARDI DI AZIONI ORIZZONTALI

Si raccomanda a questo proposito di schematizzare la palificata con codici di calcolo quali GROUP di Ensoft.Inc o con altri programmi che consentano di valutare l'effetto gruppo.

Le rigidezze orizzontali sono introdotte attraverso le cosiddette curve p-y. Nell'introdurre i parametri delle curve p-y in GROUP-4, si può fare ricorso alle formulazioni di Reese et al. (1974) per le formazioni granulari. Possono essere impiegati i seguenti parametri:

STRATO 1 (GHIAIA SABBIOSA)

γ =peso di volume sommerso:	10kN/m ³
ϕ =angolo di attrito secante:	37°
k_{so} = gradiente iniziale del modulo:	16'000kN/m ³
Curva p-y di reazione orizzontale:	Reese, Cox e Koop, (1974)
coefficienti per calcolo curve p-y:	carico ciclico

STRATO 2 (LIMO)

γ =peso di volume sommerso:	10kN/m ³
ϕ =angolo di attrito secante:	30°
k_{so} = gradiente iniziale del modulo:	5000kN/m ³
Curva p-y di reazione orizzontale:	Reese, Cox e Koop, (1974)
coefficienti per calcolo curve p-y:	carico ciclico

Quanto alla diminuzione di rigidezza orizzontale conseguente all'"effetto gruppo" ai fini del calcolo delle sollecitazioni, si può fare riferimento alle indicazioni di Franke (1988) secondo le quali occorre scalare le curve p-y dei pali "coperti" mediante un coefficiente moltiplicativo dello spostamento definito come:

$$KG=1/(\alpha)^{5/3}$$

dove α dipende dal rapporto tra il diametro del palo e l'interasse con i pali adiacenti e dalla mutua posizione con questi ultimi.

Pali esterni (frontali): $\alpha=1.00$ $KG=1.0$

Pali interni: **interasse s/D=3** $\alpha=0.625$ KG=2.19

Pali interni: **interasse s/D=4** $\alpha=0.750$ KG=1.61

Quanto alla rigidezza verticale della palificata di n pali, in accordo con Fleming et al (1992), la rigidezza complessiva può essere valutata dalla seguente espressione:

$$K_{vG} \cong (\eta_w \cdot n) \cdot K_{vs} \quad \text{con } \eta_w \cong n^{-0.53}$$

Il cedimento medio della palificata, per un carico assiale N totale è quindi dato da

$$W = N / K_{vG}$$

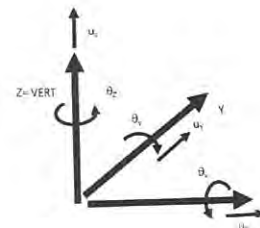
Tale effetto può essere messo in conto introducendo nel calcolo la rigidezza assiale del palo singolo divisa per il coefficiente η_w .

Le azioni lungo il fusto del palo, opportunamente amplificate in accordo con gli appropriati coefficienti di sicurezza parziali sulle azioni, vanno utilizzate per le verifiche di tipo STRU.

In alternativa all'utilizzo di un codice dedicato è possibile operare come segue.

Il singolo palo, nella posizione prevista, può essere modellato tramite un opportuno elemento elastico equivalente, caratterizzato da una matrice di rigidezza, che, in un sistema di riferimento cartesiano, può essere espressa dalla seguente relazione.

$$K = \begin{bmatrix} K_{HH} & \cdot & \cdot & \cdot & -K_{RH} & \cdot \\ \cdot & K_{HH} & \cdot & K_{RH} & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & K_V & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & K_{RH} & \cdot & K_{RR} & \cdot & \cdot \\ -K_{RH} & \cdot & \cdot & \cdot & K_{RR} & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{bmatrix}$$



dove

K_V è la rigidezza assiale del palo singolo.

K_{HH} , K_{RH} e K_{RR} sono le rigidezze traslazionale, indiretta e rotazionale a testa palo del palo singolo.



Per tener conto del fatto che la rigidità complessiva del gruppo di pali, sia in direzione verticale che in direzione orizzontale, è minore della somma delle rigidità dei singoli pali, si può operare come segue.

A tutti i pali nella palificata, si può introdurre una rigidità assiale ridotta

$$K_{V,GR} = K_V \cdot \alpha_v \text{ con } \alpha_v \cong (n. \text{pali})^{-0.5}$$

Per quanto riguarda le rigidità orizzontali, per ogni direzione, vanno distinti i pali frontali da quelli in ombra. Per i primi, vanno assegnate le rigidità K_{HH} , K_{RH} e K_{RR} del palo isolato.

Per tutti gli altri, vanno assegnate rigidità ridotte, che possono essere stimate delle seguenti espressioni

$$K_{HH,rid} = K_{HH} \cdot \alpha_{HH} \quad K_{RH,rid} = K_{RH} \cdot \alpha_{RH} \quad K_{RR,rid} = K_{RR} \cdot \alpha_{RR}$$

In cui, per pali mediamente posti ad interasse di 3 diametri, si può porre sempre.

$$\alpha_{HH} \cong 0.5 \div 0.55 \quad \alpha_{RH} \cong 0.6 \div 0.65 \quad \alpha_{RR} \cong 0.8 \div 0.85$$

Tali valori sono stati ricavati stimando le rigidità singole con PIGLET, dopo aver introdotto un modulo elastico ridotto, dividendo il valore di riferimento per il coefficiente $KG=2.19$ sopra definito.

Per le condizioni sismiche, per le quali la palificata è sottoposta ad importanti deformazioni laterali, è necessario introdurre rigidità orizzontali secanti opportunamente ridotte. Allo scopo, in seguito ad uno studio di taratura con il codice GROUP, si è notato che la risposta calcolata con quest'ultimo approccio, non lineare, può essere riprodotta, con buona approssimazione, tramite rigidità elastiche equivalenti stimate introducendo moduli elastici pari a 1/4 dei valori iniziali.

I valori delle rigidità del palo singolo sono quindi riassunti nella seguente tabella.

Palo / diaframma	K_V [MN/m]	per condizioni SLE / SLU non sismiche				per condizioni SISMICHE			
		K_{HH} [MN/m]	K_{RH} [MN/rad]	K_{RR} [MN·m/rad]	K_{RH}/K_{HH} [m]	K_{HH} [MN/m]	K_{RH} [MN/rad]	K_{RR} [MN·m/rad]	K_{RH}/K_{HH} [m]
Ø1500 SPALLE	1800	380	740	3300	1.95	120	340	2200	2.83
Ø1200 PILE 1-2	1400	300	470	1700	1.57	90	210	1100	2.33
DIAFRAMMA - DIR L	2100	420	900	4400	2.14	130	410	3000	3.15
DIAFRAMMA - DIR TRASV	2100	510	1280	7500	2.51	160	590	5100	3.69

Ai fini pratici, si raccomanda di calcolare la distribuzione delle azioni anche ignorando tali coefficienti riduttivi.

9.4. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE PALIFICATE

Il procedimento che porta al dimensionamento e al progetto dei pali di fondazione si articola nei seguenti passaggi:

1. Definizione della curva di capacità portante del palo singolo.
2. Dimensionamento preliminare della palificata: ripartizione lineare delle azioni verticali e dei momenti flettenti sui pali e definizione del carico assiale agente sul palo più sollecitato in accordo con la seguente espressione, valida sotto le ipotesi di plinto rigido e di vincolo di incastro tra la testa dei pali e il plinto:

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{(M_L + \Delta M_L) \cdot y_i}{\sum_1^n y_i^2} \pm \frac{(M_T + \Delta M_T) \cdot x_i}{\sum_1^n x_i^2}$$

dove:

N_i = azione assiale agente alla testa del palo i-esimo

N = azione verticale agente in testa alla palificata

M_L, M_T = momenti flettenti agenti in testa alla palificata in direzione longitudinale e trasversale

$\Delta M_L, \Delta M_T$ = somma dei momenti di incastro risultanti che i pali esercitano sul plinto per effetto del vincolo di rotazione impedita, rispettivamente in direzione L e T

x_i, y_i = distanze in direzione longitudinale e trasversale del palo i-esimo dal baricentro della palificata;

n = numero di pali che compongono la palificata

Se le azioni a testa palificata si riferiscono a Stati Limite Ultimi, in via conservativa $\Delta M_L, \Delta M_T$ possono anche essere valutati come la somma delle resistenze flessionali plastiche dei singoli pali.



3. Definizione della lunghezza preliminare dei pali sulla base dell'azione assiale agente sul palo più sollecitato e della curva di capacità portante.
4. Analisi della palificata:
 - 4.1. definizione della rigidezza assiale del palo singolo e del palo in gruppo in accordo con quanto descritto in questo documento;
 - 4.2. costruzione rigidezza palificata e calcolo azioni assiali.
5. Conferma della lunghezza di progetto dei pali, sulla base dell'azione assiale massima tra quella desunta mediante il dimensionamento preliminare e quella ricavata mediante l'analisi di interazione del gruppo di pali.
6. Verifica di capacità portante orizzontale della palificata

Si precisa che l'eventuale ricorso ad approcci eminentemente elastici quali quelli implementati in codici di calcolo come PIGLET (Randolph (2007)) o Repute (Geocentrix (2002)) possono condurre a distribuzioni di forze diverse rispetto a quelle determinabili con approcci classici o metodi in cui vi è un intrinseco disaccoppiamento fra i diversi pali (approccio GROUP).

In linea generale, anche in palificate soggette a solo carico assiale, possono aversi incrementi di azioni significative in corrispondenza dei pali periferici e conseguenti riduzioni nei pali interni.

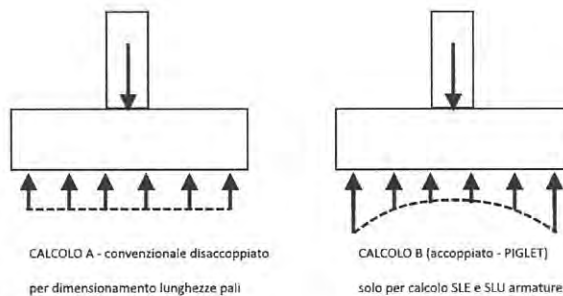
Tuttavia, le azioni derivanti da detti approcci marcatamente elastici, se impiegati a giudizio del Progettista, dovrebbero di regola essere utilizzate per le verifiche in esercizio (ossia verifiche essenzialmente legate al comportamento strutturale sotto carichi non fattorizzati). Non dovrebbero, per contro, essere utilizzate ai fini del progetto geotecnico delle palificate: tale aspetto va inquadrato in un ambito di calcolo agli stati limite ultimi, nel quale concorrono diversi effetti di redistribuzione plastica tendenti a smussare in modo assai significativo detti incrementi localizzati.

In conclusione, quindi, si ritiene ragionevole non considerare i picchi elastici di sollecitazioni nei pali più esterni ai fini del progetto geotecnico delle palificate e operare nel seguente modo:

1. CALCOLO GEO: Calcolare le azioni nei vari pali utilizzando le rigidezze (o le flessibilità) fornite, introducendo prima i valori del palo singolo privi della penalizzazione dell'effetto

gruppo e poi quelli dell'effetto gruppo. Le azioni derivanti da questo tipo di calcolo saranno usate per dimensionare la lunghezza dei pali. Ovviamente nel caso di carico centrato si avranno azioni assiali uniformi.

2. CALCOLO STR: Calcolare le distribuzioni elastiche (tenendo conto di un comportamento accoppiato fra i diversi pali), calcolo che conduce a distribuzioni disuniformi anche solo in presenza di azione centrata. Le azioni derivanti da questo secondo calcolo saranno usate solo per le verifiche strutturali. Per ottenere tali azioni, si può usare un calcolo PIGLET o similare.



3. Figura 9-18

In alternativa, per ricavare una stima sufficientemente affidabile ai fini del dimensionamento strutturale della fondazione, è possibile moltiplicare le azioni derivanti dal calcolo classico (senza mutua interazione fra pali) per i seguenti coefficienti.

FONDAZIONE	n pali	Incremento di N		
		Per sola azione assiale	Per solo momento trasversale	Per solo momento longitudinale
		α_N	α_{MT}	α_{ML}
Spalle	6	1.1	1.1	1.1
PILE	8	1.2	1.1	1.1

Tali valori sono stati determinati studiando, con PIGLET, le varie configurazioni, assoggettate ad azioni separate.



10. CALCOLO DELLE SPINTE SULLE SPALLE

Si raccomanda di operare come segue.

Condizioni statiche:

Alla luce del fatto che le spalle sono poste su pali e quindi sono poco deformabili, si raccomanda di stimare le spinte sul manufatto da parte del rilevato di approccio, con riferimento a condizioni di spinta a riposo. A tale proposito si potrà utilizzare un coefficiente di spinta $K = K_0$ che può essere assunto convenzionalmente pari a 0.42.

Condizioni sismiche:

Nonostante la rigidezza delle fondazioni su pali, le condizioni sismiche sono riferite ad uno scenario ultimo, nel quale ogni componente strutturale, comprese le fondazioni, sono dimensionate assumendo lo sviluppo di deformazioni significative, sfruttando la duttilità del sistema.

Ciò vale in particolare con riferimento alle verifiche GEO delle palificate soggette a rilevanti azioni orizzontali, per le quali, in base alle considerazioni svolte in precedenza, si fa riferimento allo sviluppo di condizioni limite sia nel terreno sia nei pali.

Coerentemente con tale approccio generale, anche le spinte trasferite dal rilevato al manufatto devono derivare da uno schema in cui il rilevato spingente si trovi in condizioni ultime, ovvero di equilibrio limite.

In pratica, pertanto, le spinte sull'opera, in condizioni sismiche, saranno valutate con riferimento a condizioni limite attive. secondo il quale il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

$$\text{Orizzontale} = k_h g$$

$$\text{Verticale} = k_v g = \pm 0.5 k_h g$$

assumendo

$$(\text{SLV}) k_h = \beta_m \cdot a_{\max}/g, \text{ con } \beta_m=1$$

Nel caso invece di **muri molto deformabili** per i quali possono essere ipotizzati significativi spostamenti relativi tra muro e terreno, quali i muri di sostegno fondati su fondazioni dirette si assumeranno spinte attive, da valutarsi, introducendo nel caso sismico un coefficiente β_m in accordo con la Tabella 7.11.II di NTC.

$$(SLV) k_h = \beta_m \cdot a_{max}/g \quad (\beta_m \text{ da Tab 7.11.II})$$

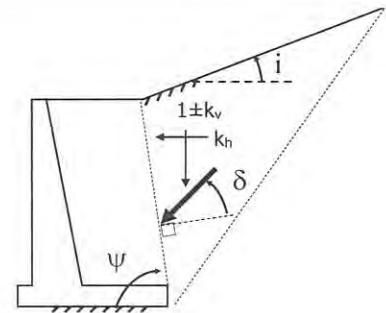
I coefficienti di spinta attiva sono dati dalle seguenti espressioni (Mononobe & Okabe, nel seguito M-O):

CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA – Teoria di M-O

$$i \leq \phi - \theta: K_{A,E}$$

$$= \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + i)}} \right]^2}$$

$$i > \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$



$$\text{con } \theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) \quad (\text{rilevato secco})$$

11. PROBLEMATICHE CONNESSE ALLA REALIZZAZIONE DELL'OPERA

Nessuna in particolare.

In relazione ai livelli di falda che non interferiscono con gli scavi ordinari dei plinti di fondazione si potranno in genere eseguire scavi a cielo aperto con pendenza delle scarpate, in relazione ai materiali rinvenibili nei primi 5.0 m da p.c., non superiore a 2:3 (V:H, V=Verticale, H=Orizzontale).

In prossimità dell'autostrada A4, nel caso in cui si rendesse necessario avvicinarsi al rilevato stradale, il fronte di scavo dovrà essere salvaguardato per mezzo di una palancola provvisoria.

12. RILEVATI DI APPROCCIO

12.1. INTRODUZIONE

Il presente documento illustra i criteri in base ai quali verranno effettuate le analisi di stabilità e di cedimento dei rilevati stradali delle opere di attraversamento.

I criteri di analisi di stabilità e di cedimento qui descritti sono finalizzati a dimensionare e verificare i rilevati in modo che rispondano ai seguenti requisiti:

1. Coefficienti di sicurezza nei confronti della stabilità globale (superfici di scorrimento che interessano anche i terreni di fondazione) e della stabilità locale (superfici di scorrimento che interessano solo il corpo del rilevato) adeguati, ovvero non inferiori a quelli minimi prescritti dalla normativa italiana vigente.
2. Cedimenti e velocità di cedimento residue a partire dalla messa in opera del ballast e dalla consegna dell'opera inferiori ai valori prescritti per il regolare esercizio dell'opera.

12.2. 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.

12.3. CONSIDERAZIONI DI CARATTERE GENERALE

Al fine di dimostrare la stabilità del corpo del rilevato in condizioni statiche e sismiche, con le configurazioni richieste dal Manuale di Progettazione Italferr (2016) delle Opere civili, Parte II, sezione 3, "Corpo Stradale", paragrafo 3.8.1.2.1.2, dovranno essere impiegate terre qualificate con frazione a prevalenza ghiaiosa, con frazione fine ridotta (per le categorie UNI 10006) ma con resistenze caratteristiche maggiori rispetto a quelle indicate (come valori di massima) nello MdP, al paragrafo 3.8.1.3.3. A tal proposito, è possibile svolgere le seguenti considerazioni.

Un materiale del genere, asciutto, ha un peso di volume nelle condizioni sciolte, ossia in fase di scavo e trasporto, dell'ordine di 15-16 kN/m³ cui corrisponde un indice dei vuoti e_{max} dell'ordine di 0.70 (porosità dell'ordine del 40%). Inoltre, grazie a una fortissima compattazione, nello strato più



addensato possibile, possono aversi densità dell'ordine di 20-21 kN/m³ cui corrisponde un valore di indice dei vuoti $e_{\min} = 0.35$ circa. Pertanto, per un terreno come quello che si prevede di impiegare, si potrà assumere, mediamente un valore $e_{\max} - e_{\min}$ dell'ordine di 0.35 (in accordo con i dati di letteratura per terre di tale composizione).

È possibile quindi calcolare il peso specifico al variare dell'indice dei vuoti (o della porosità) e , grazie al rapporto $e_{\max} - e_{\min}$ assunto cautelativamente pari a 0.40, stimare la densità relativa caratteristica.

Gs	2.65		
$e_{\max} - e_{\min}$	0.4		
e	n	γ_d [kN/m ³]	Dr (ID)
0.70	0.41	15.59	0%
0.65	0.39	16.06	13%
0.60	0.38	16.56	25%
0.55	0.35	17.10	38%
0.50	0.33	17.67	50%
0.45	0.31	18.28	63%
0.40	0.29	18.93	75%
0.35	0.26	19.63	88%
0.30	0.23	20.38	100%

Si osserva che se si ottiene, per compattazione un peso specifico dell'ordine di 18.5, 20 kN/m³, è possibile assumere valori di Dr compresi tra il 70% e il 100%. Esperienze fatte da CepavDue sulla Treviglio Brescia confermano valori del genere.

Nota la densità relativa Dr, è possibile stimare l'angolo d'attrito caratteristico di picco (in condizioni di stato piano delle deformazioni), partendo da un'assunzione ragionevole per l'angolo di attrito allo stato critico basandosi sulla classica proposta di Bolton (1986).

Il valore di ϕ' crit (o ϕ'_{cv}) può essere assunto pari a 32°, per materiali che usualmente verranno impiegati allo scopo (vedi **Figura 12-1**). Si noti che tale parametro dipende dalla composizione granulometrica, mineralogia e forma dei grani e può essere determinato tramite prove di laboratorio.



Doc. N.

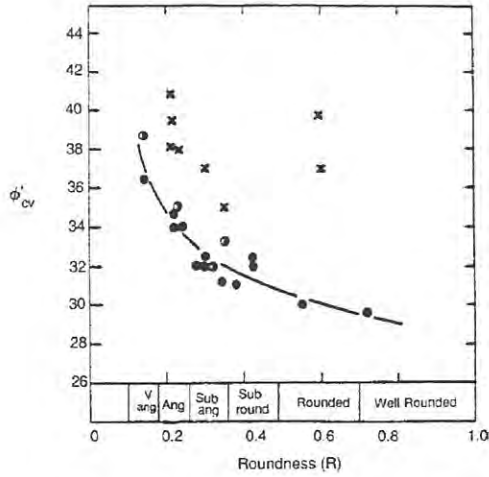
Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RB IV 340 0 001

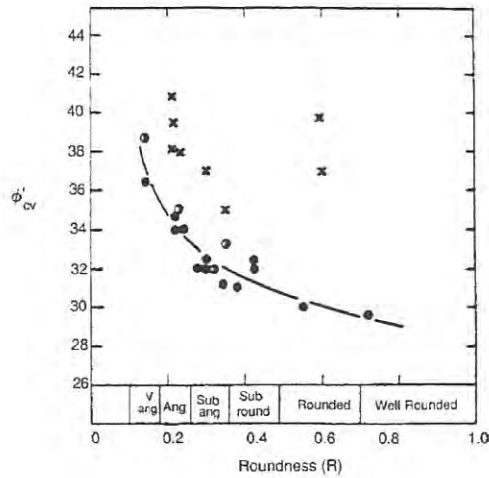
Rev.
A

Foglio
74 di 94



Name	d ₆₀ : mm	d ₁₀ : mm	e _{min}	e _{max}	φ' _{crit}	Reference
Brasted river	0.29	0.12	0.47	0.79	32.6	Cornforth (1964, 1973)
Limassol marine	0.11	0.003	0.57	1.18	34.4	Cornforth (1973)
Mersey river	≈0.2	≈0.1	0.49	0.82	32.0	Rowe (1969)
Monterey no. 20	≈0.3	≈0.15	0.57	0.78	36.9	Marachi, Chan, Seed & Duncan (1969)
Monterey no. 0	≈0.5	≈0.3	0.57	0.86	37.0	Lade & Duncan (1973)
Ham river	0.25	0.16	0.59	0.92	33.0	Bishop & Green (1965)
Leighton Buzzard 14/25	0.85	0.65	0.49	0.79	35.0	Stroud (1971)
Welland river	0.14	0.10	0.62	0.94	35.0	Barden <i>et al.</i> (1969)
Chattahoochee river	0.47	0.21	0.61	1.10	32.5	Vesic & Clough (1968)
Mol	0.21	0.14	0.56	0.89	32.5	Ladanyi (1960)
Berlin	0.25	0.11	0.46	0.75	33.0	De Beer (1965)
Guinea marine	0.41	0.16	0.52	0.90	33.0	Cornforth (1973)
Portland river	0.36	0.23	0.63	1.10	36.1	Cornforth (1973)
Glacial outwash sand	0.9	0.15	0.41	0.84	37.0	Hirschfeld & Poulos (1964)
Karlsruhe medium sand	0.38	0.20	0.54	0.82	34.0	Hettler (1981)
Sacramento river	0.22	0.15	0.61	1.03	33.3	Lee & Seed (1967)
Ottawa sand	0.76	0.65	0.49	≈0.8	30.0	Lee & Seed (1967)

Figura 12-1 : valori indicativi di φ'_{cv}, Youd (1972) (sinistra), Bolton (1986) (destra)



Name	d ₆₀ : mm	d ₁₀ : mm	e _{min}	e _{max}	φ' _{crit}	Reference
Brasted river	0.29	0.12	0.47	0.79	32.6	Cornforth (1964, 1973)
Limassol marine	0.11	0.003	0.57	1.18	34.4	Cornforth (1973)
Mersey river	≈0.2	≈0.1	0.49	0.82	32.0	Rowe (1969)
Monterey no. 20	≈0.3	≈0.15	0.57	0.78	36.9	Marachi, Chan, Seed & Duncan (1969)
Monterey no. 0	≈0.5	≈0.3	0.57	0.86	37.0	Lade & Duncan (1973)
Ham river	0.25	0.16	0.59	0.92	33.0	Bishop & Green (1965)
Leighton Buzzard 14/25	0.85	0.65	0.49	0.79	35.0	Stroud (1971)
Welland river	0.14	0.10	0.62	0.94	35.0	Barden <i>et al.</i> (1969)
Chattahoochee river	0.47	0.21	0.61	1.10	32.5	Vesic & Clough (1968)
Mol	0.21	0.14	0.56	0.89	32.5	Ladanyi (1960)
Berlin	0.25	0.11	0.46	0.75	33.0	De Beer (1965)
Guinea marine	0.41	0.16	0.52	0.90	33.0	Cornforth (1973)
Portland river	0.36	0.23	0.63	1.10	36.1	Cornforth (1973)
Glacial outwash sand	0.9	0.15	0.41	0.84	37.0	Hirschfeld & Poulos (1964)
Karlsruhe medium sand	0.38	0.20	0.54	0.82	34.0	Hettler (1981)
Sacramento river	0.22	0.15	0.61	1.03	33.3	Lee & Seed (1967)
Ottawa sand	0.76	0.65	0.49	≈0.8	30.0	Lee & Seed (1967)

L'effetto della densità che incrementa la resistenza grazie alla dilatanza viene introdotto attraverso un incremento dell'angolo d'attrito (rispetto al valore critico), secondo l'espressione

$$\phi'_{max} - \phi'_{crit} = 0.8\psi_{max} = 5I_R^{\circ}$$

dove IR è dato dalla seguente espressione, funzione della densità relativa (chiamata ID ed espressa non in valori percentuali) e della componente isotropa del tensore degli sforzi efficaci p' espressa in kPa.

$$I_R = I_D(10 - \ln p') - 1$$



Si noti che al crescere di p' l'effetto della dilatanza sulla resistenza complessiva decresce. Assumendo nel caso in esame un valore di p' pari a circa 200 kPa, si può avere una stima ragionata degli angoli d'attrito attesi, al variare della compattazione.

e	n	γ_d [kN/m ³]	Dr (ID)	IR	$\phi'_{max} - \phi'_{crit}$ (Plane strain)	ϕ'_{max}
0.70	0.41	15.59	0%	0.00	0.00	32.00
0.65	0.39	16.06	13%	0.46	2.31	34.31
0.60	0.38	16.56	25%	0.93	4.63	36.63
0.55	0.35	17.10	38%	1.39	6.94	38.94
0.50	0.33	17.67	50%	1.85	9.25	41.25
0.45	0.31	18.28	63%	2.31	11.57	43.57
0.40	0.29	18.93	75%	2.78	13.88	45.88
0.35	0.26	19.63	88%	3.24	16.19	48.19
0.30	0.23	20.38	100%	3.70	18.51	50.51
0.25	0.20	21.20	113%	4.16	20.82	52.82

Con valori di peso specifico superiori a 18 kN/m² abbiamo angoli d'attrito di picco compresi tra 46 e 52°. Ai fini di una stima cautelativa dell'angolo d'attrito caratteristico, possiamo quindi ipotizzare un valore medio lungo l'ipotetica linea di rottura compreso tra 43 e 47°, ossia dell'ordine di grandezza di quelli necessari per dimostrare la stabilità dei rilevati. In conclusione, è possibile l'utilizzo di parametri più alti di quelli suggeriti in prima approssimazione dal Manuale di Progettazione 2016, ma compatibili con le richieste del Capitolato di Costruzione in termini di qualità delle terre, di modalità di posa e dei controlli prescritti nonché alla luce delle esperienze precedenti. Pertanto, ai materiali di rilevato verranno assegnati i seguenti valori dei parametri geotecnici di calcolo

Materiali appartenenti ai gruppi A1, A2:

$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$ = peso di volume del materiale compattato.

$\phi' = 43^\circ$ = angolo di attrito "di calcolo" convenzionalmente adottato per le verifiche di stabilità globale del materiale compattato.

$\phi' = 40^\circ$ = angolo di attrito "di calcolo" convenzionalmente adottato per la determinazione delle spinte a tergo delle spalle dei viadotti.

$\phi' = 35^\circ$ = angolo di attrito "di calcolo" convenzionalmente adottato per la determinazione delle spinte a tergo dei muri di sostegno e sottoscarpa

$E' = 40 \text{ MPa}$ = modulo di Young del materiale compattato

$\nu' = 0.2$ = rapporto di Poisson del materiale compattato

Resta inteso che, in sede costruttiva, sarà necessario qualificare i materiali che intende impiegare, al fine di dimostrare che le loro caratteristiche corrispondano a quanto previsto nei calcoli.

12.4. ANALISI DI STABILITÀ

12.4.1. Pendenze delle scarpate e caratteristiche dei materiali di rilevato

Le pendenze delle scarpate dei rilevati stradali sono assunte pari a 3 (orizzontale): 2 (verticale) in ottemperanza con quanto prescritto al paragrafo 3.8.1.2.1.2 del Manuale di Progettazione RFI 2016 delle Opere Civili, Parte II, Sezione 3 (doc RFI DTC SI CS MA IFS 001 A). Sempre in accordo con tale prescrizione, nel caso di rilevati alti ($H > 6.00$ m), si dovranno realizzare banche di larghezza minima 2.00 m ogni 6.00 m di altezza del rilevato. Per rilevati di altezza inferiore tale banca sarà inserita nei casi in cui essa risulti necessaria per la stabilità dell'opera. La banca sarà inclinata del 3% verso l'interno del rilevato ed avrà altezza minima pari ad 1.00 m. Nel caso in esame viene prevista un'altezza massima del rilevato di circa 7 metri in corrispondenza della spalla A.

12.4.2. Stratigrafia e parametri di calcolo

Le analisi di stabilità, realizzate in condizioni statiche e sismiche, sono state effettuate considerando la stratigrafia ed i parametri di resistenza seguenti. La falda è stata assunta a 3 m da p.c.

Parametri	Strato 1	Strato 2	Strato 3	Strato 4
Profondità	Da 0 a 0.5 m	Da 0.5 a 19m (spalla A) Da 0.5 a 11-15m (pila 1,2) Da 0,5 a 22-23m (pila 3, spalla B)	Da 19 a 23m (spalla A) Da 10 a 40m (pila 1,2)	Lente da 23 a 31 m (spalla A)
Natura	Coltivo e/o riporto	Ghiaia e sabbia, tracce di limo	Limo e argilla	Ghiaia e sabbia, tracce di limo
γ (kN/m ³)	19.0	20.5	19.5	20.5
e_0	-	0.30 ÷ 0.40	0.45 ÷ 0.60	0.30 ÷ 0.40
c_u	-	-	17	-
ϕ'	-	37	21	36
k_0		0.5	0.5	0.5
OCR	-	>1	1	1



Rilevato: $\varphi' = 43^\circ$
 $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$

12.4.3. 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_{G3}	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	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{vk}	γ_{c_u}	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 1e 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 FLAC (versione 8) sviluppato da Itasca Consulting Group Inc. Tale programma non imposta il calcolo secondo le tecniche tradizionali dell'equilibrio limite, ma attraverso analisi 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.

12.4.4. Condizioni di carico

Il rilevato è soggetto al carico variabile da traffico stradale e dall'azione sismica.



Il carico da traffico è pari a 20 kPa, uniformemente distribuito su tutta la sommità del rilevato. In condizioni sismiche, viene applicato un coefficiente di combinazione ψ pari a 0.

Condizioni statiche: $q = 20 \text{ kPa}$

Condizioni sismiche: $q = 0 \text{ kPa}$

La figura seguente riassume i carichi sopra descritti.

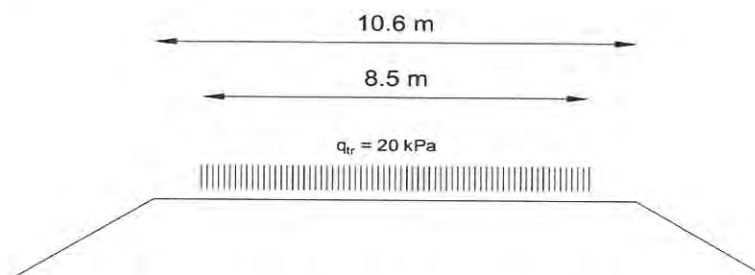


Figura 12-2: schema di carico per rilevati stradali (non sismico)

Per quanto riguarda le azioni sismiche, sulla base di quanto descritto al paragrafo 8.1 si ottengono i seguenti valori di k_h e k_v :

$$k_h = 0.318 \cdot 0.28 = 0.089 \quad (\beta_s = 0.28)$$

$$k_v = - 0.0445$$

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.

12.4.5. Risultati delle analisi

La verifica è stata effettuata sul rilevato di altezza cautelativamente pari a 6,5 m.

I risultati ottenuti sono riportati in **Figura 12-3** e **Figura 12-4**. I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati in **Tabella 12-1**.

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 $\gamma_R \cdot \gamma_\phi = 1.1 \cdot 1.25 = 1.375$.

Tabella 12-1: Verifiche di stabilità, coefficienti di sicurezza

Fs	H = 6.5 m
Condizione statica	1.80 > 1.375
Condizione sismica	1.45 > 1.375

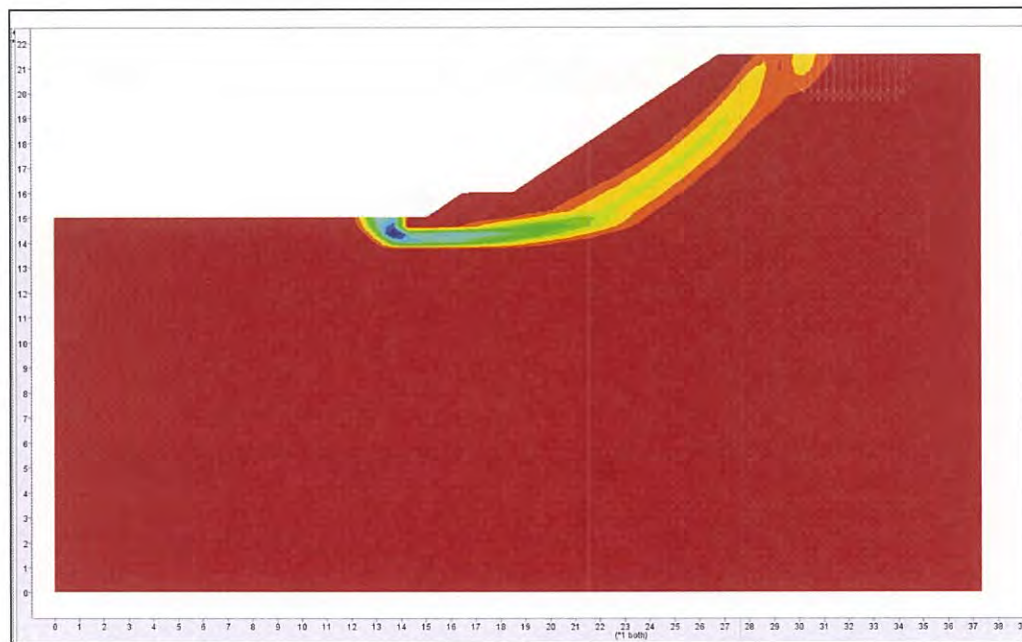


Figura 12-3: Verifiche di stabilità, condizione statica

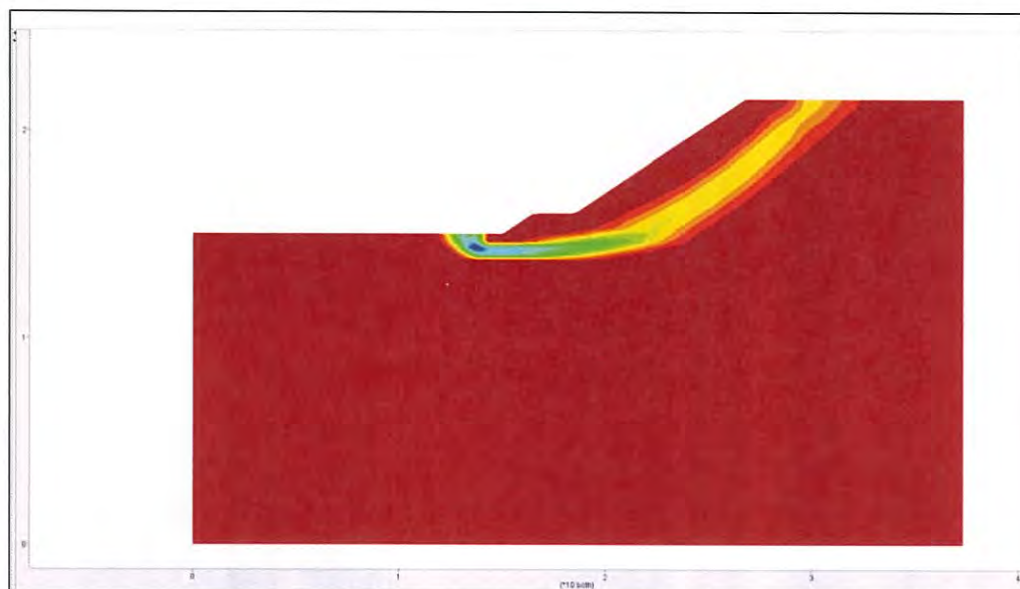


Figura 12-4: Verifiche di stabilità, condizione sismica

12.5. CEDIMENTI

Si valuta, come rappresentato in Figura 12-5, la dimensione massima del rilevato:

- $B_{inf} = 31.5 \text{ m}$
- $B_{sup} = 12 \text{ m}$
- $H_{max} = 6.5 \text{ m}$

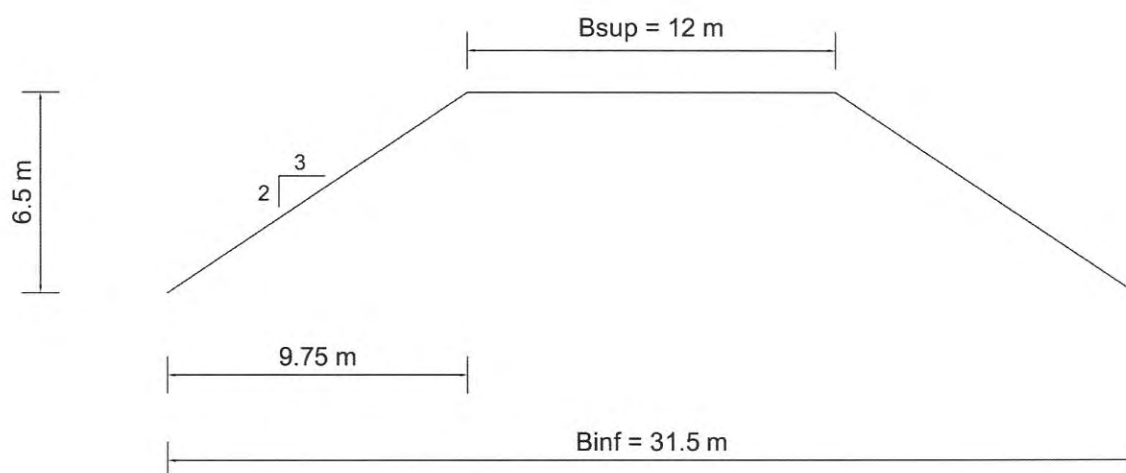


Figura 12-5. Sezione rappresentativa del rilevato di approccio

Il calcolo del cedimento è condotto facendo ricorso all'uso del programma di simulazione Settle 3D (RocScience v4.0), specifico per l'analisi tridimensionale e la valutazione di consolidamenti e cedimenti. Il rilevato è stato modellizzato nel suo sviluppo tridimensionale (Figura 12-6) come carico applicato sul terreno di fondazione. Assegnando un γ_t al terreno del rilevato di 20 kN/m^3 , considerando l'altezza del rilevato pari a 7 m nel caso più gravoso, si è valutata l'entità del carico equivalente da inserire nel software di utilizzo. La pendenza longitudinale del rilevato si attesta del 10%, secondo quanto riportato sul D.M. 5/11/2001 rispetto a strade di categoria F in ambito extraurbano.

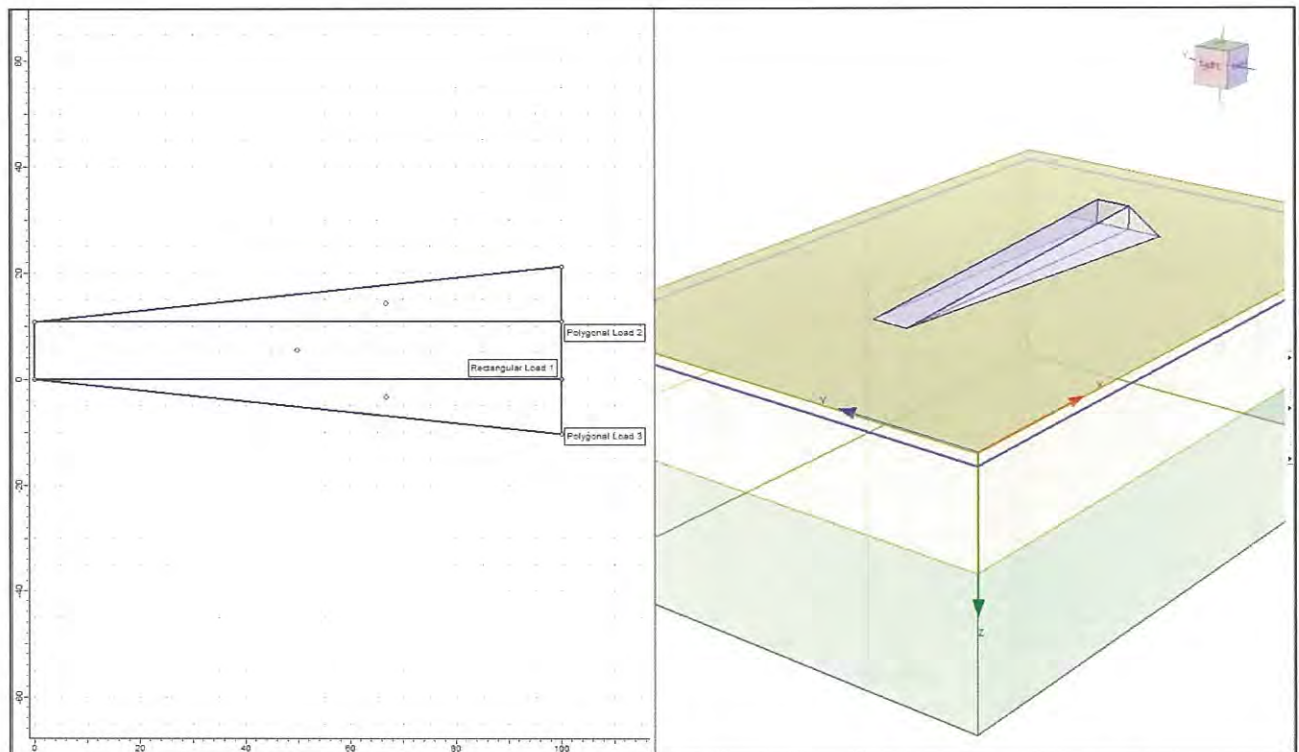


Figura 12-6. Sviluppo tridimensionale del carico equivalente al rilevato di $H = 6.5 \text{ m}$

In base alla natura dei terreni ed ai risultati ottenuti dalle prove edometriche integrative richieste (IV34_S002_2018) sono stati ricavati i parametri di consolidazione primaria per gli strati a matrice limosa. I parametri di riferimento vengono riassunti in Tabella 12-2.

Tabella 12-2. Parametri di riferimento

Parametri	Strato 1	Strato 2
descrizione	Terreni grossolani	Terreni fini

γ_t (kN/m ³)	19.0 ÷ 20.0	19.5 ÷ 20.0
k (m/sec)	-	$8 \cdot 10^{-11} \div 8 \cdot 10^{-10}$
e_o (-)	0.3 ÷ 0.45	0.5 ÷ 0.55
C_c (-)	-	0.11
C_r (-)	-	0.03
E_s (MPa)	35 MPa	300 $C_U =$

Di seguito vengono riportati i risultati di prove edometriche dalle quali sono stati desunti i parametri di compressibilità utilizzati nelle simulazioni.

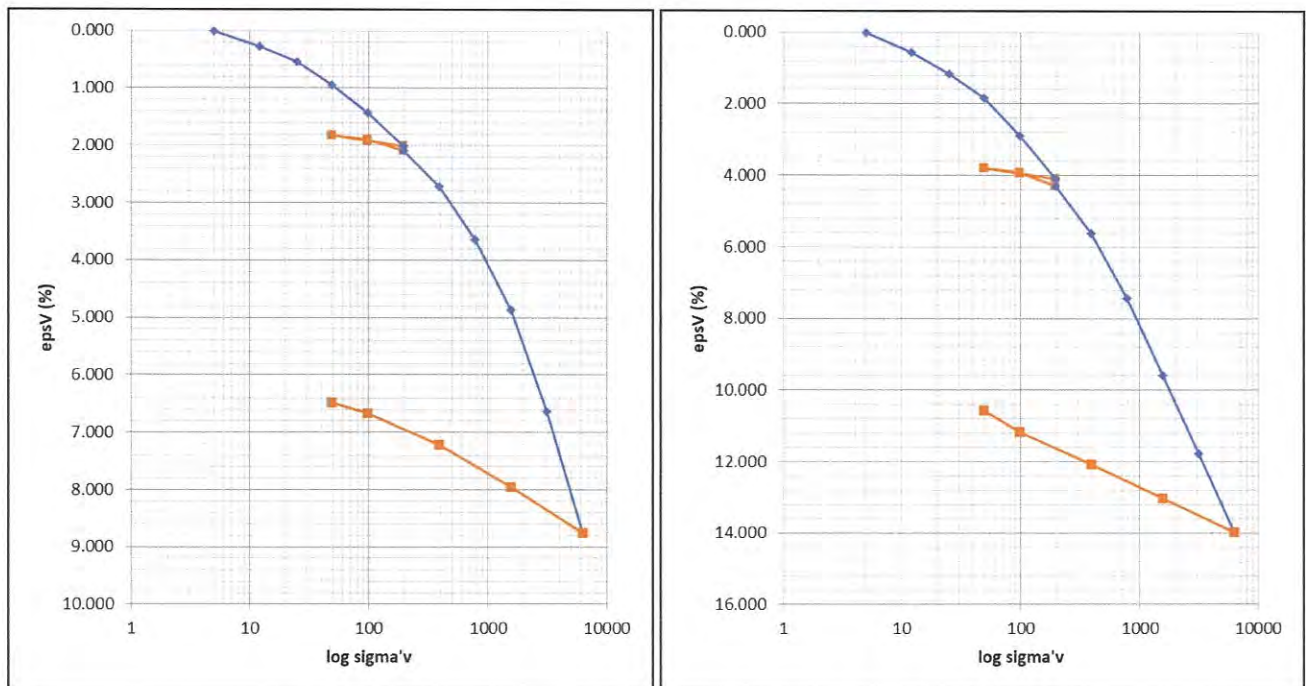


Figura 12-7. percorso di carico prove edometriche rappresentative

Data la natura dei terreni, i cedimenti si svilupperanno in parte in fase di costruzione, e in parte con il tempo ma questi ultimi, in termini di entità, risultano inferiori ai cedimenti di tipo immediato. La distribuzione dei cedimenti nel tempo è visibile nel grafico di Figura 12-8.



Figura 12-8. Andamento dei cedimenti nel tempo H = 6.5 m

Come si vede dal grafico di Figura 12-8, i cedimenti immediati si attestano sui 6 cm ed un incremento di 1,5 centimetri nei successivi anni. Nel caso in cui si vogliono accelerare i cedimenti secondari, sarà comunque possibile ricorrere all'uso di dreni verticali oppure tramite la tecnica del precarico. Vengono inoltre riportati l'andamento dei cedimenti lungo l'asse del rilevato e in una sezione trasversale.

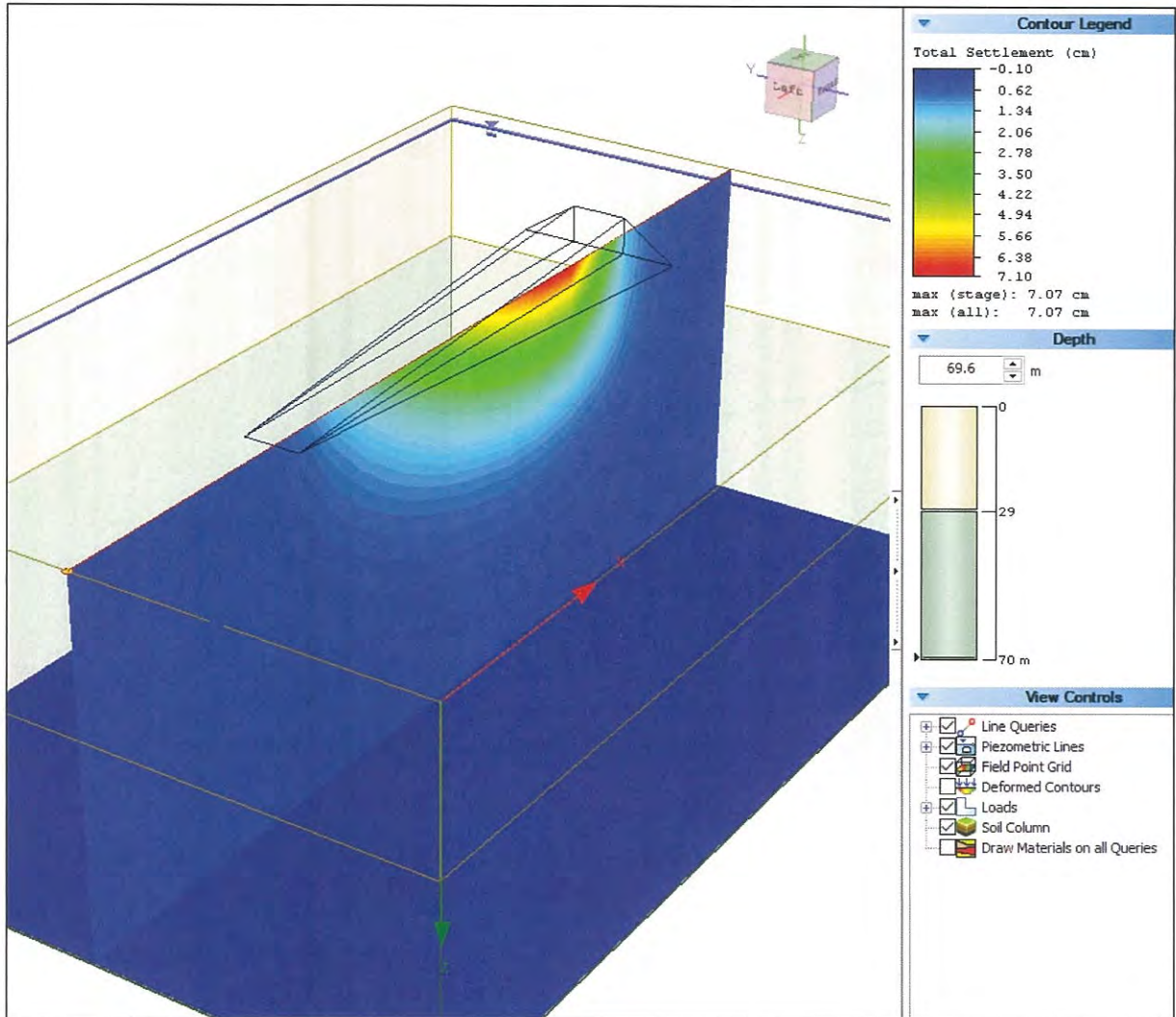


Figura 12-9. distribuzione dei cedimenti lungo l'asse del rilevato

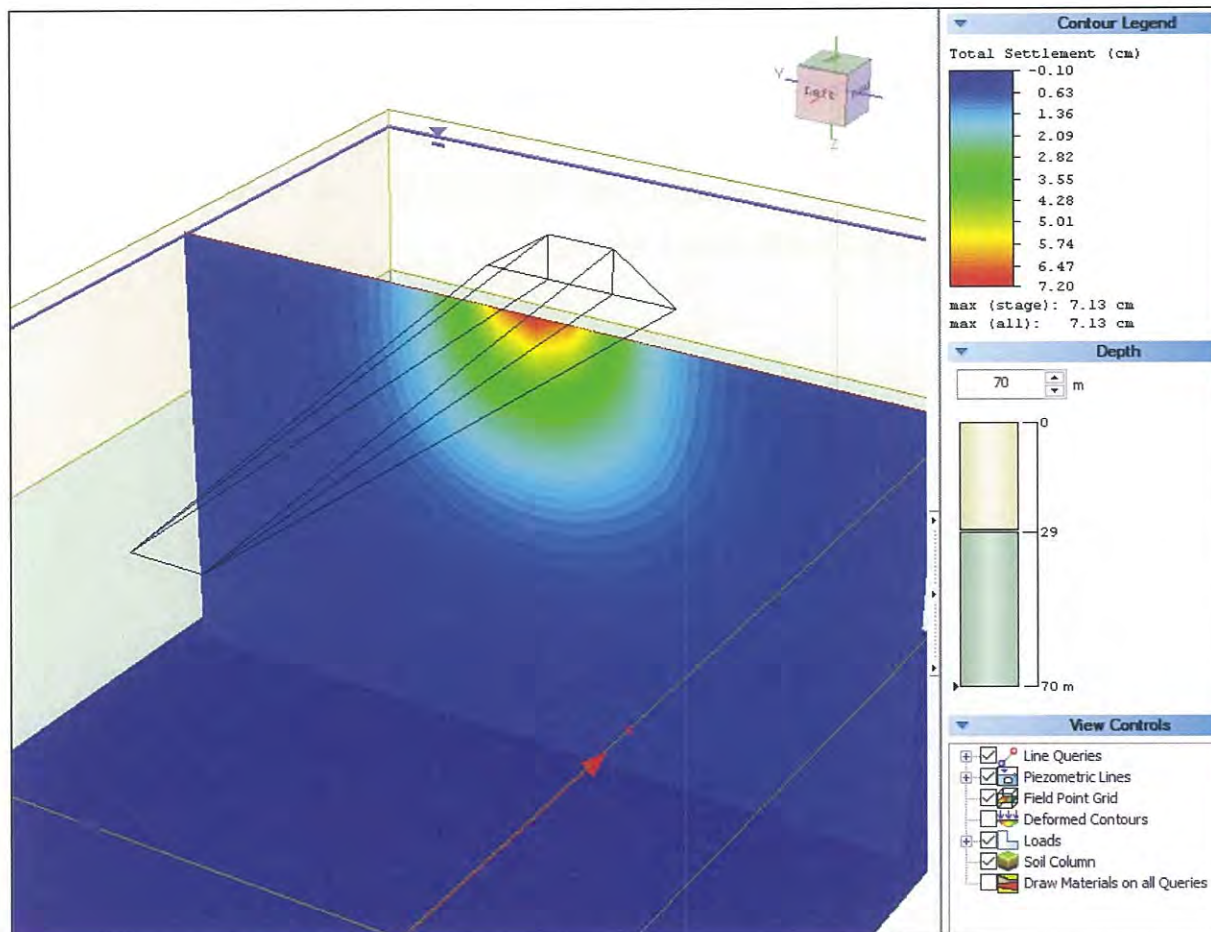


Figura 12-10. Distribuzione in sezione dei cedimenti

12.6. PIANI DI POSA

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. Sotto tali presupposti, verrà prevista l'asportazione del terreno agrario, a meno di differenti riscontri in sede costruttiva.

12.7. PROBLEMI ESECUTIVI

Qualora i rilevati di approccio al cavalcaferrovia vengano eseguiti prima della rimozione di quelli dell'attuale opera di attraversamento, si opererà come segue:

- Al fine di ridurre eventuali problematiche connesse con attriti negativi e con deformazioni orizzontali indotte dagli spostamenti del terreno causati dai rilevati di approccio sarà necessario procedere all'esecuzione del rilevato ad interessare anche la zona di ingombro della spalla. Una



volta “scontato” il cedimento del terreno si passerà alla rimozione della parte di rilevato in esubero per realizzare la fondazione su pali; la rimozione del rilevato nella zona in esubero sarà la minima possibile, prevedendo l’impiego di opere di sostegno provvisionali tipo palancolati.

- Si dovrà, in ogni caso, prevedere un sistema di monitoraggio sia in corso di costruzione del rilevato sia durante le fasi realizzative delle spalle.

13. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

AGI Associazione Geotecnica Italiana (1984), Raccomandazioni sui Pali di Fondazione

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

Berezantzev. V. G. (1965). Design of Deep Foundations, 6th ICSMFE, vol. 2, pp. 234-237.

Broms, B.B. (1964) –Lateral Resistance of Piles in cohesionless soils –*Journ. Soil Mech. Found. Div.*, Proc. ASCE, Vol. 90, SM3, pp. 123-156

Ensoft, Inc. (2016) Group v2016 (v10) a program for the Analysis of Piles in a Group

Fleming W. G. K., Weltman A. J., Randolph M. F., Elson W. K., (1992) 'Piling Engineering', 2nd ed., Wiley & Sons, Inc

Fleming W. G. K., Weltman A. J., Randolph M. F., Elson W. K., (2009) 'Piling Engineering', 2nd ed., Taylor & Francis, Inc.

Franke E. (1988) "Group Action Between vertical piles under horizontal loads" *Proc. Ist International Geotechnical Seminar on Deep Foundations and Bored and Auger Piles*, Ghent State University.

Geocentrix Ltd. (2002). "Repute Version 1 Reference Manual".

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.

Lancellotta R., (2007) "Lower-bound approach for seismic passive earth resistance", *Géotechnique*, Vol. 57, No. 3, pp. 319-321



Marcuson, W. F. and Hynes, M. E. (1990), "Stability of Slopes and Embankments During Earthquakes", Proc. *ASCE/Penn. DOT Geotechnical Seminar*, Hershey, Penn., April 10-11.

Matlock H. and Reese L.C. (1960). Generalised solutions for laterally loaded piles. *J. Soil Mech. and Found. Engng Div., ASCE*, 86(SM5).

Meyerhof; G.G. (1976) Bearing capacity and settlement of pile foundations, *ASCE J. Geot. Engng. Div.*, 102(GT3): 197-228.

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

O'Neill, M., W. and Reese, L. C. (1999) – *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*, report no. FHWA-IF-99-05, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration

Randolph M.F. (1981). The response of flexible piles to lateral loading. *Géotechnique*, 31(2), 247-259.

Randolph, M.F. (2003). Science and empiricism in pile foundation design: 43rd Rankine Lecture, *Géotechnique*, 53, 53(10): 847-875.

Randolph M.F. (2004). PIGLET: Analysis and design of pile groups. Users' Manual, Version 5.1, Univ. Western Australia, Perth

Randolph M.F. and Wroth C.P. (1978). Analysis of deformation of vertically loaded piles. *J. of the Geot. Eng. Div., ASCE*, 104(GT12), 1465-1488

Reese, L. C. & Wright, S. J (1977): Drilled shaft manual, Vol. 1, Federal Highway Administration, Dept. of Transportation, Washington, July, 140 pp.

Viggiani C. (1999) *Fondazioni*, 2^a ed., Hevelius

14. RISULTATI DELLE INDAGINI

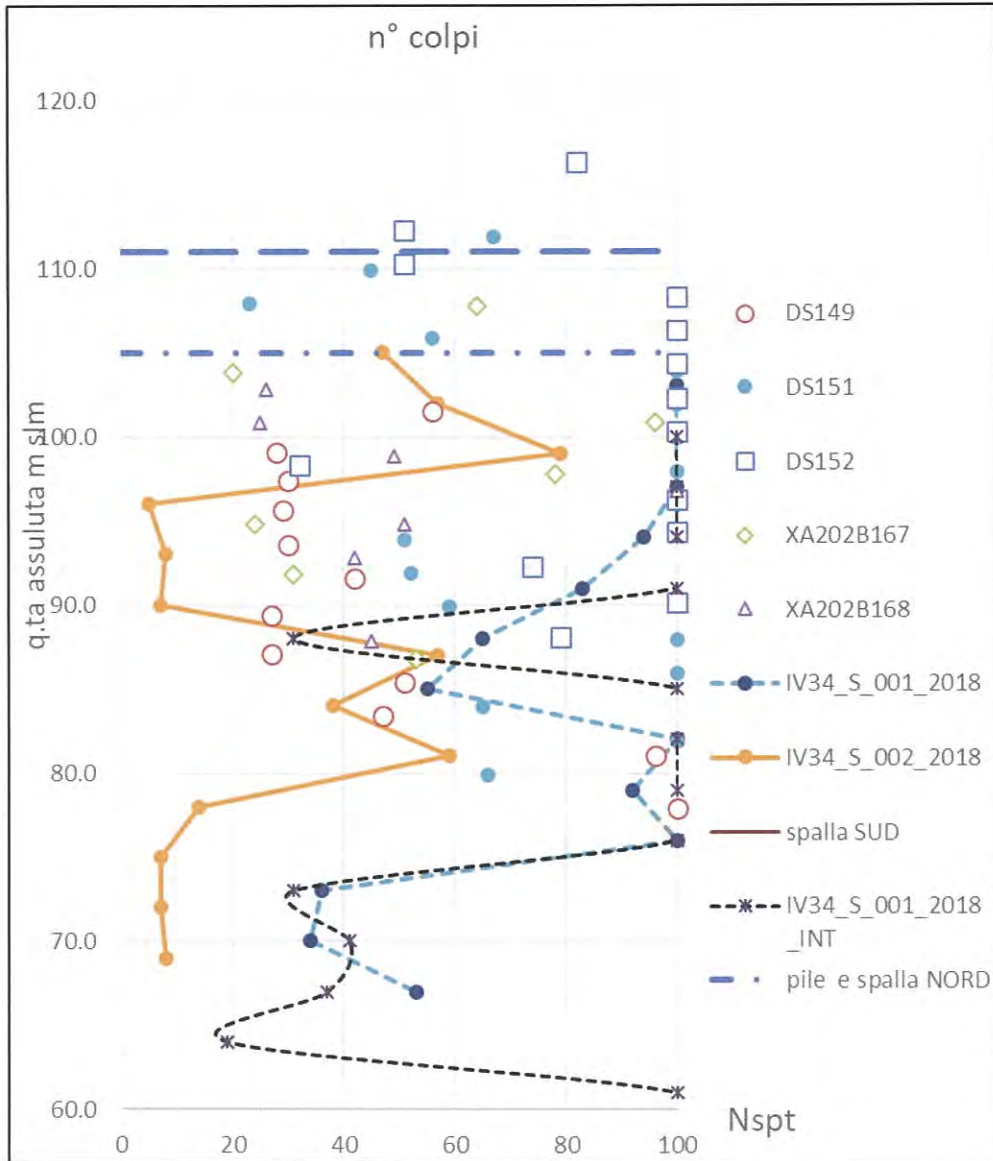


Figura 14-1: Andamento con la profondità di N_{SPT}

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RB IV 340 0 001

Rev.
A

Foglio
91 di 94

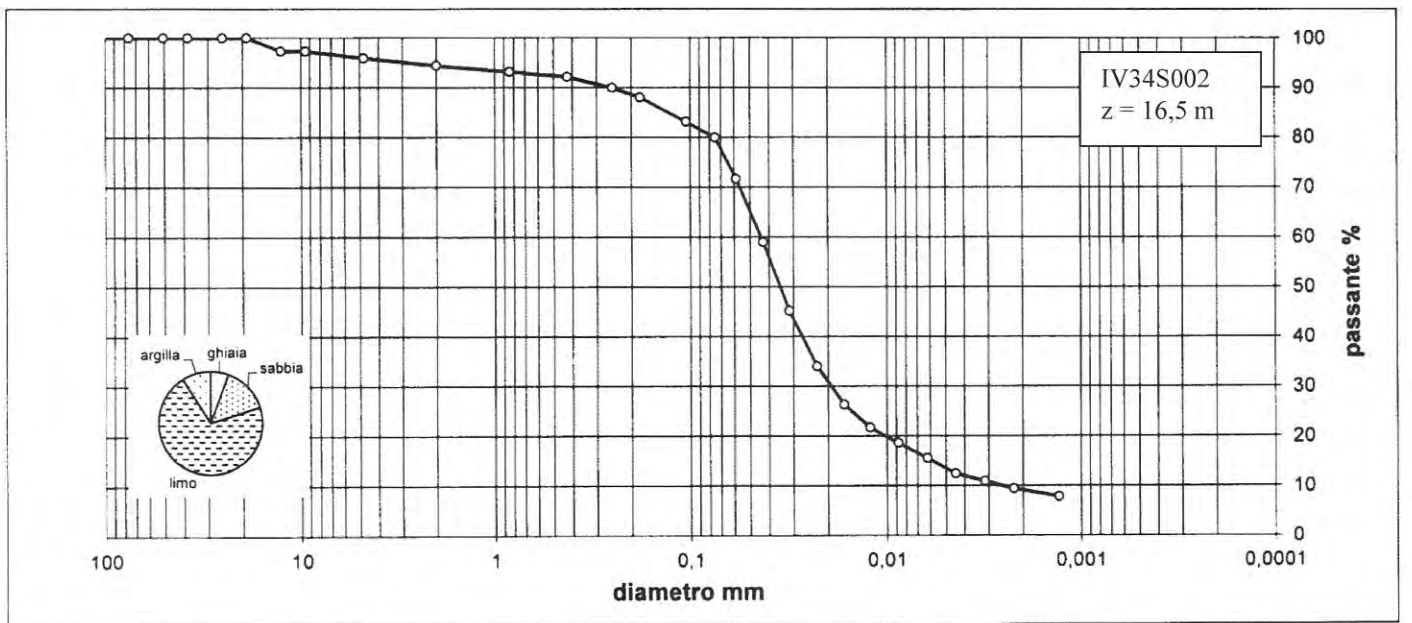
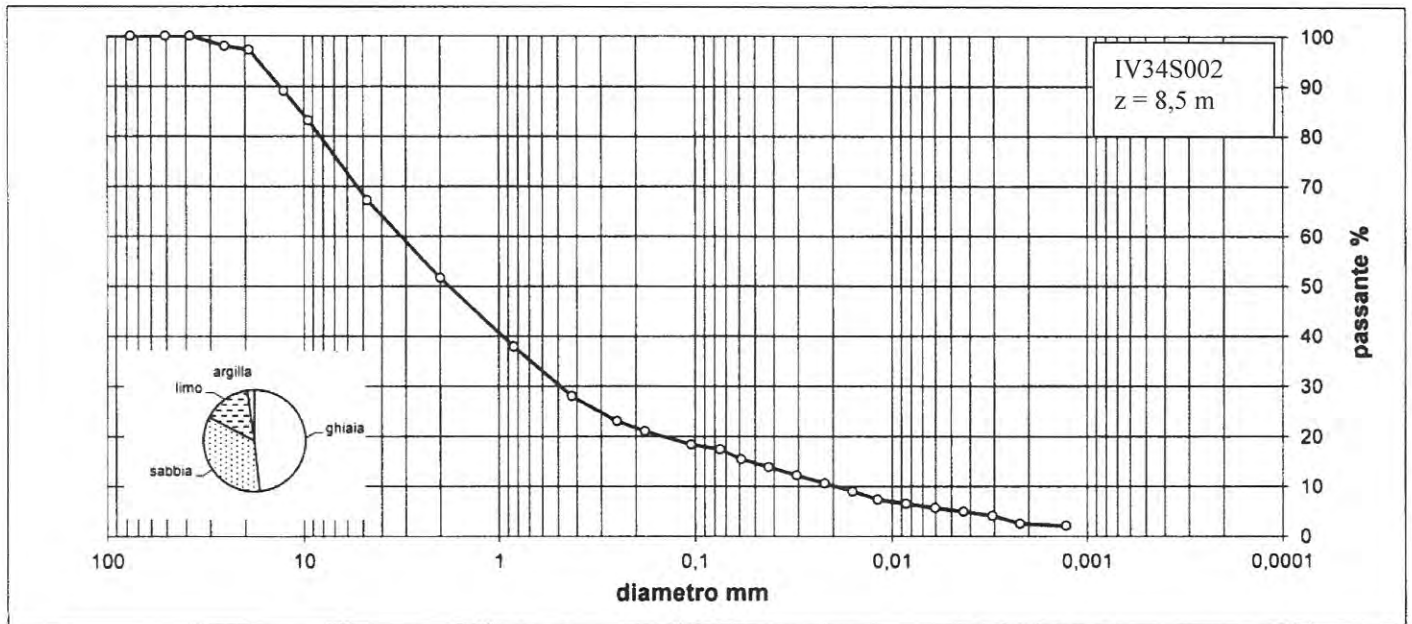


Figura 14-2: Determinazioni granulometriche caratteristiche

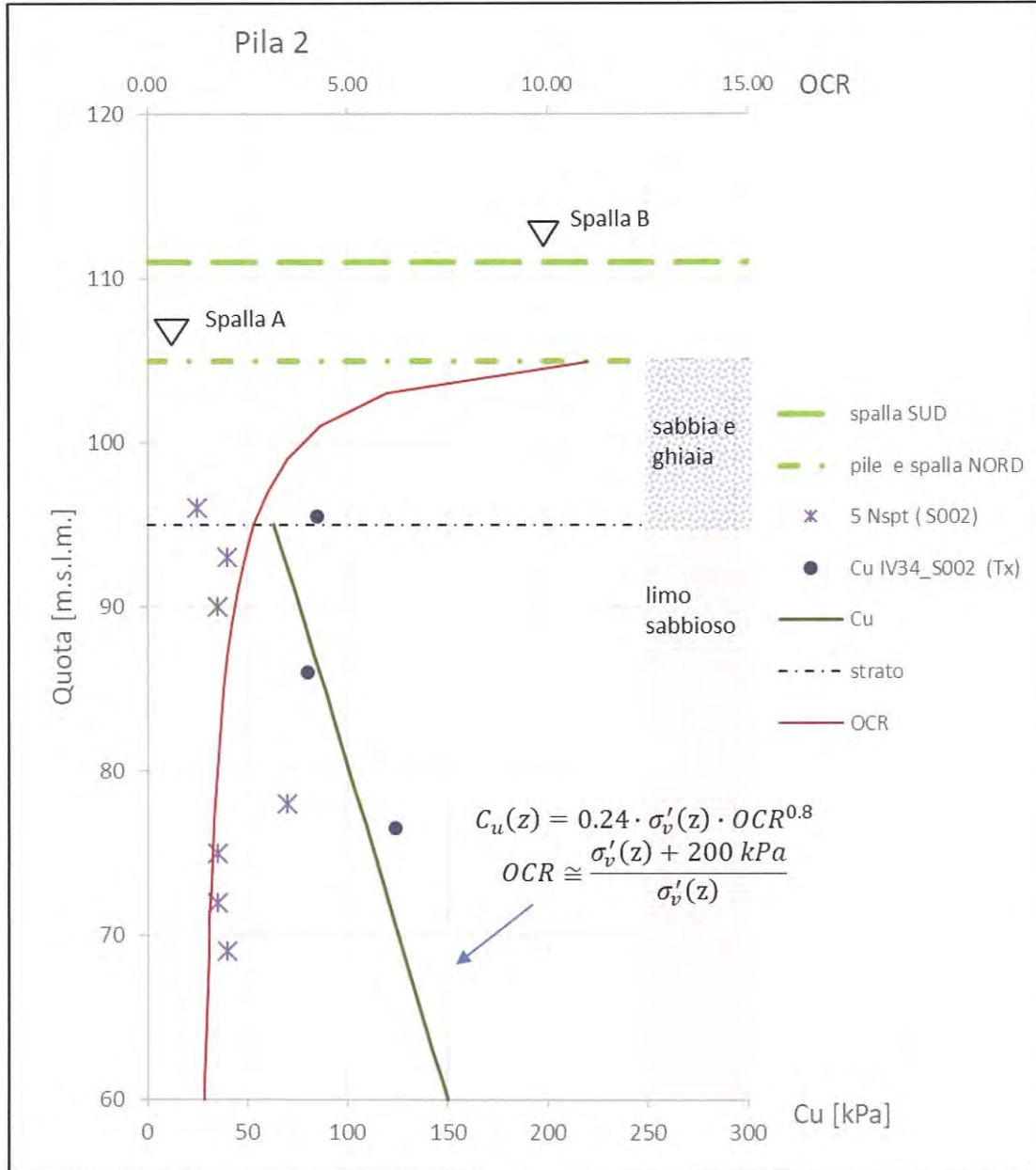


Figura 14-3: resistenza a taglio non drenata e OCR dello strato fine (PILA2)

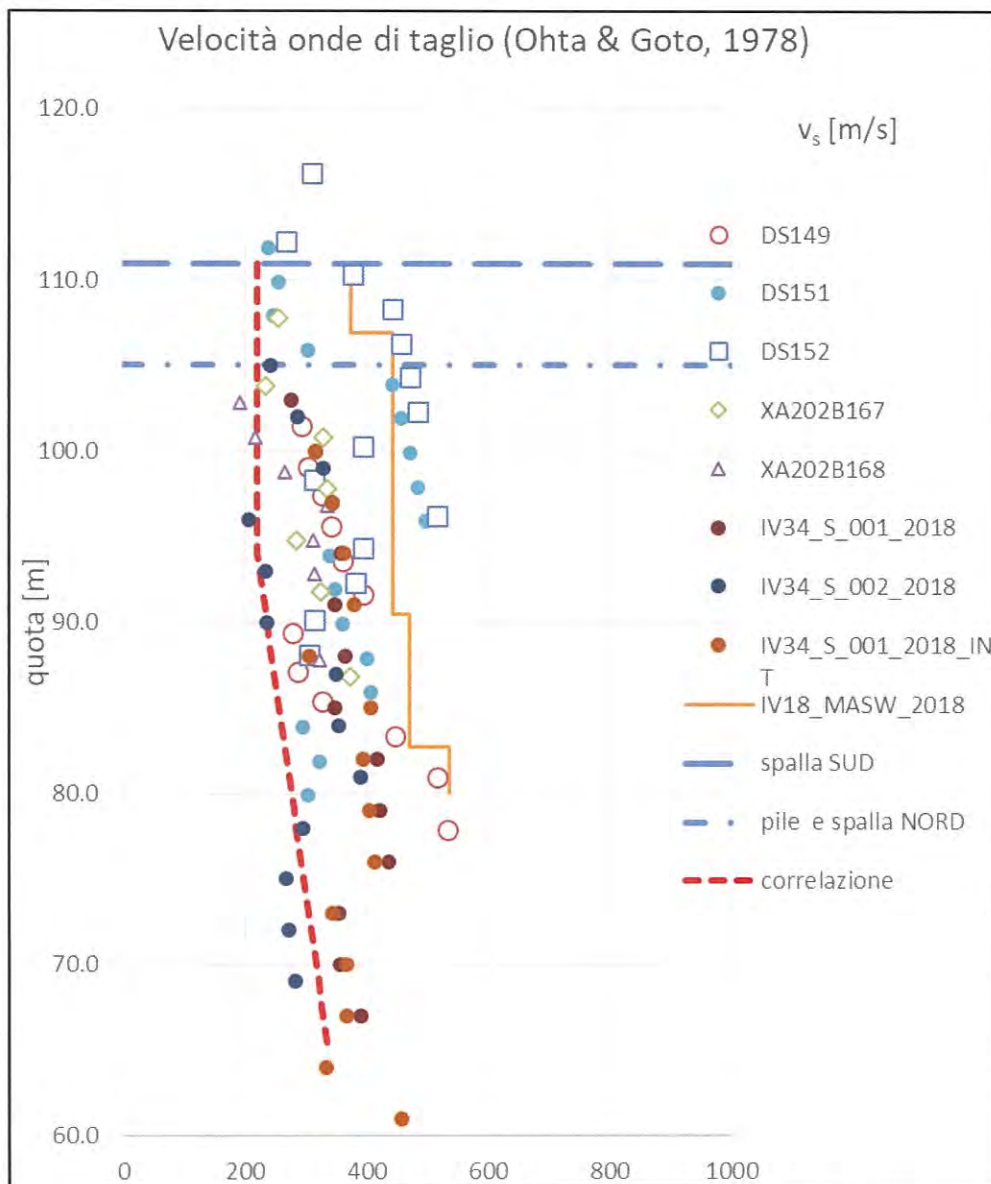


Figura 14-4: Andamento con la profondità della velocità delle onde di taglio

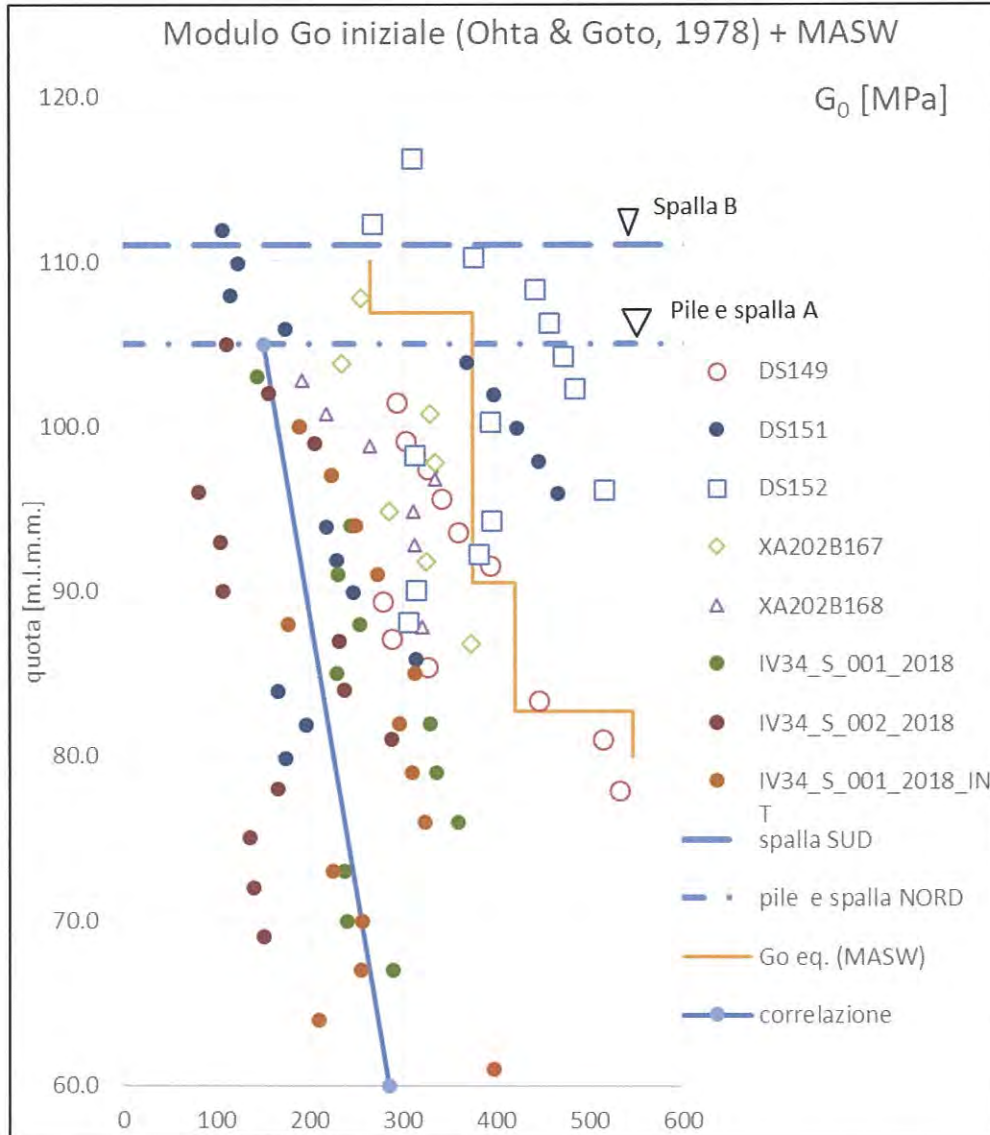


Figura 14-5: Andamento con la profondità del modulo iniziale G_0