

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 DEFINITIVO**

FONDAZIONI SU PALI PER BARRIERE ANTIRUMORE
RELAZIONE GEOTECNICA

IL PROGETTISTA
saipem spa
Tommaso Taranta

PROGETTISTA INTEGRATORE
saipem spa
Tommaso Taranta
Dottore in Ingegneria Civile Iscritto all'albo degli Ingegneri della Provincia di Milano al n. A23768 - Sez. A Settori: a) civile e ambientale b) industriale c) dell'informatica
Tel. 02 52020571 Fax: 02 52020509 CF. e P.IVA: 0083709157

Dottore in Ingegneria Civile Iscritto all'albo degli Ingegneri della Provincia di Milano al n. A23768 - Sez. A Settori: a) civile e ambientale b) industriale c) dell'informatica
Tel. 02 52020571 Fax: 02 52020509 CF. e P.IVA: 0083709157

ALTA SORVEGLIANZA



Verificato	Data	Approvato	Data

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I	N	0	5	0	0	D	E	2	R	B	I	M	0	0	0	6	0	0	1	0
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

PROGETTAZIONE GENERAL CONTRACTOR									Autorizzato/Data
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Consorzio Cepav due Project Director (Ing. F. Lombardi) Data: _____
0	31.03.14	Emissione per CdS	M.T.	31.03.14	SS	31.03.14	LAZZARI	31.03.14	

SAIPEM S.p.a. COMM. 032121

Data: 31.03.14

Doc. N.: 60004_00.doc



Progetto cofinanziato
dalla Unione Europea

CUP: F81H91000000008



INDICE

1	<i>LISTA GENERALE DEI SIMBOLI</i>	4
2	INTRODUZIONE	5
3	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	6
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
5	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	10
6	CONDIZIONI DELLA FALDA	11
7	STRATIGRAFIA DI PROGETTO	11
8	PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE	12
9	PROBLEMATICHE LEGATE AL SISMA	14
	9.1 <i>Definizione del sisma di progetto</i>	14
	9.2 <i>Valutazione della magnitudo</i>	14
	9.3 <i>Stabilità del sito in condizioni sismiche</i>	14
10	CALCOLO DEI PALI DI FONDAZIONE	15
	10.1 <i>Criteri per il calcolo della capacità portante verticale</i>	15
	10.2 <i>Cedimenti attesi e rigidità assiali</i>	17
	10.3 <i>Criteri per il calcolo della capacità portante orizzontale del palo</i>	24
	10.4 <i>Verifiche strutturali ed allo stato limite di servizio e nei riguardi di azioni orizzontali</i> 41	
11	CALCOLO DELLE SPINTE	43
	11.1 <i>Criteri generali</i>	43
	11.1.1 Spinte attive in condizioni statiche.....	45
	11.1.2 Spinte passive in condizioni statiche.....	45
	11.1.3 Spinte a riposo	46
	11.1.4 Spinte attive in condizioni sismiche	47
	11.1.5 Spinte passive in condizioni sismiche	51
	11.1.6 Sovraspinte sismiche su muri non in grado di spostarsi.....	53
12	BIBLIOGRAFIA	54

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60004-00

Progetto

IN05

Lotto

00

Codifica Documento

DE2RBIM0006-001

Rev.

0

Foglio

3 di 55



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 statico



2 INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono trattati gli aspetti di natura geotecnica riguardanti la realizzazione delle fondazioni delle barriere antirumore su rilevato da installarsi sulla Linea AV/AC Torino-Venezia, tratta Milano-Verona, lotto funzionale Treviglio-Brescia.

Si prevede il ricorso a fondazioni su pali.

Questo documento sviluppa, in termini generali e sostanzialmente tipologici, i seguenti aspetti:

- caratterizzazione geotecnica del terreno;
- condizioni della falda;
- problematiche legate al sisma;
- criteri per il calcolo delle spinte del terreno;
- criteri per il calcolo della rigidità assiale e della capacità portante, verticale ed orizzontale, dei pali di fondazione.

In accordo con i criteri generali del progetto, la progettazione delle opere oggetto del presente documento seguirà la Normativa Tecnica del 1996. In particolare, l'azione sismica è introdotta per mezzo di un unico coefficiente S definito in base alla vigente riclassificazione dei comuni.



3 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Generale:

- 1) Doc. "A20200DE2RPGE0005004 Criteri di dimensionamento e verifica delle opere di sostegno".
- 2) Doc. "A20200DE2RPGE0000 002 B Criteri di dimensionamento e verifica dei pali trivellati".

Per sondaggi, prove di laboratorio:

A20211DE2SGGE0005002	STRATIGRAFIE SONDAGGI GEOGNOSTICI CAMPAGNA 1992/1994 VOL. 1 DI 2
A20211DE2SGGE0005003	STRATIGRAFIE SONDAGGI GEOGNOSTICI CAMPAGNA 1992/1994 VOL. 2 DI 2
A20211DE2PRGE0005001	CERTIFICATI PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO CAMPAGNA 1992/1994 VOL. 1 DI 5
A20211DE2PRGE0005002	CERTIFICATI PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO CAMPAGNA 1992/1994 VOL. 2 DI 5
A20211DE2PRGE0005003	CERTIFICATI PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO CAMPAGNA 1992/1994 VOL. 3 DI 5
A20211DE2PRGE0005004	CERTIFICATI PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO CAMPAGNA 1992/1994 VOL. 4 DI 5
A20211DE2PRGE0005005	CERTIFICATI PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO CAMPAGNA 1992/1994 VOL. 5 DI 5
A20211DE2SGGE0005004	STRATIGRAFIE SONDAGGI GEOGNOSTICI CAMPAGNA 2001/2002 VOL. 1 DI 3
A20211DE2SGGE0005005	STRATIGRAFIE SONDAGGI GEOGNOSTICI CAMPAGNA 2001/2002 VOL. 2 DI 3
A20211DE2SGGE0005006	STRATIGRAFIE SONDAGGI GEOGNOSTICI CAMPAGNA 2001/2002 VOL. 3 DI 3
A20211DE2PRGE0005006	CERTIFICATI PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CAMPAGNA 2001/2002

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60004-00

Progetto
IN05Lotto
00Codifica Documento
DE2RBIM0006-001Rev.
0Foglio
7 di 55

A20211DE2PRGE0005007	CERTIFICATI PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO CAMPAGNA 2001/2002 VOL. 1 DI 5
A20211DE2PRGE0005008	CERTIFICATI PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO CAMPAGNA 2001/2002 VOL. 2 DI 5
A20211DE2PRGE0005009	CERTIFICATI PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO CAMPAGNA 2001/2002 VOL. 3 DI 5
A20211DE2PRGE0005010	CERTIFICATI PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO CAMPAGNA 2001/2002 VOL. 4 DI 5
A20211DE2PRGE0005011	CERTIFICATI PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO CAMPAGNA 2001/2002 VOL. 5 DI 5
A20211DE2SGGE0005007	STRAT. SOND. CAMP. IIND. 2004L. 1
A20211DE2SGGE0005008	STRAT. SOND. CAMP. IIND. 2004L. 1
A20211DE2SGGE0005010	CERT. PR. CROSS-HOLE CAMP. IND.2004
A20211DE2PRGE0005013	CERT. PR. LAB. SONDAGGI CAMP. IND.2004 L. 1
A20211DE2PRGE0005014	CERT. PR. LAB. SONDAGGI CAMP. IND.2004 L. 1
A20211DE2PRGE0005015	CERT. PR. LAB. SONDAGGI CAMP. IND.2004 L. 1
A20211DE2PRGE0005016	CERT. PR. LAB. SONDAGGI CAMP. IND.2004 L. 2
A20211DE2PRGE0005017	CERT. PR. LAB. SONDAGGI CAMP. IND.2004 L. 2
A20211DE2SGGE0005011	STRATIGRAFIE POZZETTI ESPLORATIVI CAMP. IND.2004
A20211DE2PRGE0005019	CERT. PR. LAB. POZZETTI ESPLORATIVI CAMP. IND.2004 L. 1
A20211DE2PRGE0005020	CERT. PR. LAB. POZZETTI ESPLORATIVI CAMP. IND.2004 L. 2

Elaborati Progetto Definitivo:

IN0500DE2CLIM0006007	CORPO STRADALE FERROVIARIO. SEZIONE TIPO IN RILEVATO. FONDAZIONI SU PALI PER BARRIERE ANTIRUMORE IN ASSENZA DI VARCHI PER SOTTOSERVIZI. RELAZIONE DI CALCOLO
IN0500DE2CLIM0006008	CORPO STRADALE FERROVIARIO. SEZIONE TIPO IN RILEVATO. FONDAZIONI SU PALI PER BARRIERE ANTIRUMORE IN PRESENZA DI VARCHI PER SOTTOSERVIZI. RELAZIONE DI CALCOLO
IN0500DE2BXIM0006002	CORPO STRADALE FERROVIARIO. SEZIONE TIPO IN RILEVATO. FONDAZIONI SU PALI DI BARRIERE ANTIRUMORE. PRESCRIZIONI MATERIALI E NOTE GENERALI
IN0500DE2RBIM0006001	FONDAZIONI SU PALI PER BARRIERE ANTIRUMORE - BA00 - RELAZIONE

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60004-00

Progetto
IN05Lotto
00Codifica Documento
DE2RBIM0006-001Rev.
0Foglio
8 di 55

GEOTECNICA

IN0500DE2BXIM0006003	CORPO STRADALE FERROVIARIO. SEZIONE TIPO IN RILEVATO. FONDAZIONI SU PALI CON BARRIERE ANTIRUMORE Hmon=5.95m E 6.95m. CASSERATURA
IN0500DE2BXIM0006004	CORPO STRADALE FERROVIARIO. SEZIONE TIPO IN RILEVATO. FONDAZIONI SU PALI CON BARRIERE ANTIRUMORE Hmon=3.95m E 4.95m. CASSERATURA
IN0500DE2BXIM0006005	CORPO STRADALE FERROVIARIO. SEZIONE TIPO IN RILEVATO. FONDAZIONI SU PALI CON VARCO 6m PER SOTTOSERVIZI CON BARRIERE ANTIRUMORE Hmon=5.95m e 6.95m. CASSERATURA
IN0500DE2BXIM0006007	CORPO STRADALE FERROVIARIO. SEZIONE TIPO IN RILEVATO. FONDAZIONI SU PALI CON VARCO 6m PER SOTTOSERVIZI CON BARRIERE ANTIRUMORE Hmon=3.95m e 4.95m. CASSERATURA
IN0500DE2BXIM0006008	CORPO STRADALE FERROVIARIO. SEZIONE TIPO IN RILEVATO. FONDAZIONI SU PALI CON VARCO 9m PER SOTTOSERVIZI CON BARRIERE ANTIRUMORE Hmon=5.95m e 6.95m. CASSERATURA
IN0500DE2BXIM0006009	CORPO STRADALE FERROVIARIO. SEZIONE TIPO IN RILEVATO. FONDAZIONI SU PALI CON VARCO 9m PER SOTTOSERVIZI CON BARRIERE ANTIRUMORE Hmon=3.95m e 4.95m. CASSERATURA



4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] D.M. 11/3/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- [2] D.Min.LL.PP. 14 febbraio 1992 Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- [3] Circ. Min.LL.PP. 24 giugno 1993 n°37406 AA.GG./STC. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 14 febbraio 1992.
- [4] D.Min.LL.PP. 9 gennaio 1996 Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- [5] Circ. Min.LL.PP. 4 luglio 1996 n°156 AA.GG./STC. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- [6] D.Min.LL.PP. 16 gennaio 1996 Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- [7] Circ. Min.LL.PP. 15 ottobre 1996 n°252 AA.GG./STC. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996.
- [8] D.Min.LL.PP. 16 gennaio 1996 Norme tecniche relative per le costruzioni in zone sismiche.
- [9] Circ. Min.LL.PP. 10 aprile 1997 n°65/AA.GG. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60004-00

Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBIM0006-001

Rev.
0

Foglio
10 di 55

5 DESCRIZIONE STRATIGRAFICA

Le stratigrafie dei sondaggi ubicati lungo la linea AV/AC mostrano una sostanziale presenza di orizzonti granulari, generalmente ascrivibili alle categorie F (terreni prevalentemente sabbiosi con subordinata frazione ghiaiosa) e G (terreni prevalentemente ghiaiosi con subordinata frazione sabbiosa), a meno dello strato di terreno vegetale affiorante, dell'ordine di 1.00m – 1.50 m. Localmente è possibile tuttavia riscontrare livelli maggiormente limosi, riconducibili generalmente alla categoria E (terreni prevalentemente sabbiosi con subordinata frazione limosa) e molto più raramente alla categoria D (terreni prevalentemente limosi con subordinata frazione sabbiosa).



6 CONDIZIONI DELLA FALDA

Per quanto concerne la quota del livello della falda da considerare si è fatto riferimento alle valutazioni di PD, ed alle successive letture, disponibili sino a dicembre 2010.

Ai fini del progetto e della verifica delle palificate, cautelativamente, si ritiene opportuno assumere la quota del livello di falda coincidente con quella di p.c. locale.

7 STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Sulla base della descrizione stratigrafica riportata nel Capitolo 5, si ritiene opportuno assumere la stratigrafia di progetto riportata nella Tabella 7-1, da ritenersi ragionevolmente conservativa alla luce degli orizzonti riscontrabili lungo la linea.

Tabella 7-1: Stratigrafia di progetto.

Strato	Profondità da (m da p.c.)	Profondità a (m da p.c.)	Descrizione
1	0.0	1.0-1.5	Terreno vegetale/Sabbia limosa
2	1.0-1.5	30	Sabbia e ghiaia in diverse percentuali con subordinata frazione limosa

In relazione alle indicazioni fornite per la definizione dei piani di posa dei rilevati e considerando le caratteristiche granulometriche degli strati superficiali, si prevede uno spessore di scotico+bonifico pari a 0.5 m, ma comunque tale da garantire la totale asportazione della quota parte di terreno superficiale aventi caratteristiche di terreno agricolo/vegetale/limoso.



8 PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

I parametri geotecnici caratteristici da introdurre nelle analisi di dimensionamento e verifica, secondo quanto riportato nei documenti relativi ai criteri di calcolo delle varie opere, sono riassunti nella Tabella 8-1.

Tabella 8-1: Parametri geotecnici di calcolo

Parametri	Strato 2
γ (kN/m ³)	19.0
ϕ_p (°) ⁽¹⁾	36
$\phi_{operativo}$ (°) ⁽²⁾	33
ϕ_{cv} (°) ⁽³⁾	30
K_0	0.5
G_0 (MPa) ⁽⁶⁾	<p>interpolabile da una relazione del tipo ^(*):</p> $G_0 = 180 \cdot \left(\frac{(1 + 2k_0)\sigma_0'}{100kPa} \right)^{0.5}$ <p>^(*) Stima conservativa.</p>

I parametri geotecnici per quanto concerne il rilevato:

- $\gamma = 20$ kN/m³;
- $\phi = 38^\circ$ - 40° (in presenza di adeguata compattazione).

**Simbologia:**

- γ = Peso di volume;
- ϕ_p = Angolo di attrito di picco;
- $\phi_{operativo}$ = Angolo di attrito operativo;
- ϕ_{CV} = Angolo di attrito a volume costante;
- k_0 = Coefficiente di spinta del terreno a riposo;
- G_0 = Modulo di taglio a piccole deformazioni.

Note:

- ⁽¹⁾ = Parametro significativo solo per la caratterizzazione del terreno, stimato, dal lato della sicurezza, alla luce di quanto generalmente adottato, con riferimento alle altre opere, per i terreni presenti lungo la Linea;
- ⁽²⁾ = Per la valutazione delle spinte delle terre sulle opere di sostegno e per le verifiche di stabilità globale e verifiche capacità portante fondazioni profonde. Tale parametro è stimato, dal lato della sicurezza, alla luce di quanto generalmente adottato, con riferimento alle altre opere, per i terreni presenti lungo la Linea;
- ⁽³⁾ = Per le verifiche allo scorrimento e quelle di capacità portante delle fondazioni dirette; Tale parametro è stimato, dal lato della sicurezza, alla luce di quanto generalmente adottato, con riferimento alle altre opere, per i terreni presenti lungo la Linea;
- ⁽⁴⁾ = Relazione conservativa, alla luce di quanto generalmente adottato, con riferimento alle altre opere, per i terreni presenti lungo la Linea. In prima approssimazione, i moduli elastici operativi da utilizzare nel calcolo delle opere con metodi lineari, che ricorrono alla teoria dell'elasticità, sono:
- $G=1/10 \cdot G_0$, con G_0 valutato assumendo $k = k_0 \Rightarrow$ rilevati
 - $G=(1/5 \div 1/3) \cdot G_0$, con G_0 valutato assumendo $k = k_0 \Rightarrow$ fondazioni dirette e opere di sostegno.



9 PROBLEMATICHE LEGATE AL SISMA

9.1 DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO

Il progetto di quest'opera è sviluppato in accordo con la Normativa tecnica del 1996.

In particolare, l'azione sismica va introdotta per mezzo di un unico coefficiente S definito in base alla vigente riclassificazione dei comuni.

9.2 VALUTAZIONE DELLA MAGNITUDO

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.

Dalle valutazioni effettuate, alla pericolosità sismica con $T_R = 975$ anni, per le altre opere presenti lungo la Linea, prevalgono sempre contributi di terremoti caratterizzati da Magnitudo comprese tra 4.5 e 5.0, valori che possono essere adottati nelle verifiche di stabilità del sito.

È bene evidenziare come anche considerando sismi caratterizzati da un periodo di ritorno maggiore si riscontrano pari valori di Magnitudo (ad esempio per $T_R=2475$ prevalgono ancora Magnitudo comprese tra 4.5 e 5.0).

9.3 STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE

Ai fini di una valutazione più generale della stabilità del sito, si ritiene opportuno, in questa sede, allargare comunque l'orizzonte a quanto indicato dalla Normativa Tecnica del 2008 (per altro non applicabile in termini generali), in merito a questo aspetto particolare. Si può quindi fare esplicito riferimento a quanto richiesto da tale Normativa, pur in presenza di azione sismica differente. Si fa riferimento al §7.11.3.4.2 della citata Normativa del 2008, ove sono riportate le condizioni in base alle quali il fenomeno della liquefazione può essere escluso. Nel caso in esame, alla luce di quanto esposto nel precedente punto, si può affermare che è rispettato almeno il criterio 1 del citato paragrafo della nuova Norma, ricordando che il rispetto anche di uno solo dei requisiti permette di omettere la verifica.

Non è quindi necessario procedere ad una verifica di liquefazione.



10 CALCOLO DEI PALI DI FONDAZIONE

Il progetto prevede il ricorso a fondazioni su pali trivellati di grande diametro, collegati in sommità da una trave di coronamento in c.a..

10.1 CRITERI PER IL CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE

Il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione viene svolto adottando, in termini generali, i seguenti criteri:

Si pone

$$Q_{u,b} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{u,b} \quad \text{portata limite alla base}$$

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

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 dall'intradosso della trave di coronamento

z_t = profondità della testa del palo dall'intradosso della trave di coronamento

La portata ammissibile è infine definita come:

$$Q_{AMM,1} = \frac{Q_{u,b}}{2.5} + \frac{Q_{u,s}}{2.5} - W_{eff}$$

Con W_{eff} = peso alleggerito del palo (peso del palo detratto del peso del terreno asportato).

In accordo con i criteri generali già adottati nel PD, la portata ammissibile così calcolata verrà limitata comunque ad un valore convenzionale che garantisca, per carichi ordinari, l'impegno del palo nel tratto sostanzialmente lineare. Tale valore viene definito come:

$$Q_{AMM,2} \cong \frac{Q_{u,s}}{1.1}$$

Pertanto



$$Q_{AMM} = \min \{ Q_{AMM,1}, Q_{AMM,2} \}$$

Nelle due tabelle seguenti vengono presentate le assunzioni che permettono di valutare il valore di $q_{u,b}$ e di $q_{u,s}$, in funzione del tipo di terreno considerato. Le valutazioni che seguono sono coerenti con le stime di cui al precedente cap. 8.

Tabella 10-1: Assunzioni per il calcolo della capacità portante dei pali.

<u>Pressione limite alla base</u>	<u>Tensione tangenziale limite</u>
$(q_{u,b})_{\frac{z}{D}=0,1} = N_q \cdot \sigma'_{v0} \leq (q_{u,b})_{max}$ con σ'_{v0} sforzolitostatico efficace $(q_{u,b})_{max} = 5.8 \text{ MPa}$ Per pali con $L/D > 10$ N_q = valutabile dalla Figura 10-1 (Raccomandazioni AGI1984) Per pali con $L/d < 10$ $N_q = N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$ ϕ = angolo di resistenza al taglio	$q_{u,s} = K \cdot \tan \phi \cdot \sigma'_{v0}$ con K = coefficiente empirico compreso tra 0.4 e 0.7 per pali trivellati $\tan \phi$ = tangente dell'angolo di resistenza al taglio σ'_{v0} = sforzolitostatico efficace

In relazione al poco affidabile contributo in termini di portanza laterale del terreno del rilevato a seguito della presenza della scarpata ed al fine di tenere conto dell'eventuale presenza di terreni superficiali maggiormente sciolti o limosi, il soddisfacimento della verifica di capacità portante dei pali di fondazione dovrà essere preferibilmente garantito dalla sola resistenza di punta e qualora vi siano interferenze con altri manufatti (tombini) potrà essere considerato anche il contributo di fusto, ma solamente a partire dalla quota d'imposta dei manufatti stessi. In tal senso la profondità di infissione dei pali dovrà essere tale da superare gli strati superficiali di terreno vegetale/limoso-argilloso o comunque sarà necessario la bonifica di tali livelli, qualora presenti ed interferenti con la punta dei pali (quindi presumibilmente per pali corti), mediante la sostituzione degli stessi con materiale granulare ben assortito ed opportunamente compattato.

Si ricorda infine che le indicazioni qui riportate, anche se basate su indagini approfondite e correlazioni ben sperimentate ed accettate nella pratica corrente, devono tuttavia essere verificate alla luce di idonea sperimentazione tramite prove di carico.

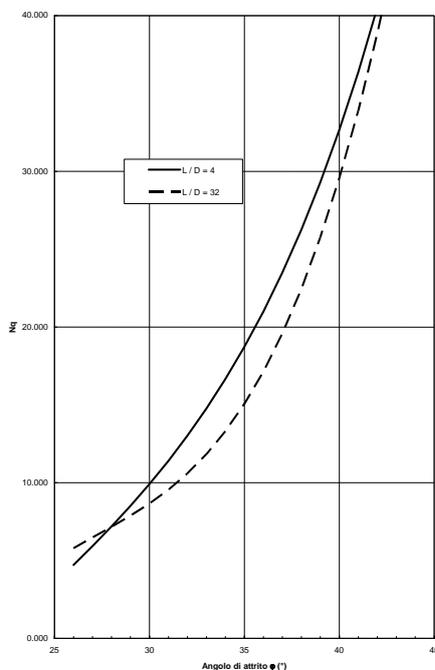


Figura 10-1: Coefficiente N_q^* (da Raccomandazioni AGI 1984).

10.2 CEDIMENTI ATTESI E RIGIDENZE ASSIALI

Ai fini della valutazione del cedimento medio si considera la sola azione assiale media.

Dapprima si stima il cedimento pensando al palo singolo, basandosi sulle indicazioni riportate nel testo di Viggiani (1999), facendo riferimento al metodo analitico approssimato di Randolph e Wroth (1978).

A tal proposito, si assume:

E_p (modulo elasticità longitudinale del palo) = 30 000 MPa;

$G(z)$ (modulo di elasticità tangenziale del terreno) = $G_0(z)/5$;

Per i valori di G_0 si fa riferimento alla relazione riportata in Tabella 8-1.

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60004-00

Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBIM0006-001

Rev.
0

Foglio
18 di 55

Cautelativamente si ritiene ragionevole trascurare l'apporto irrigidente offerto dal terreno costituente il rilevato, poiché ritenuto poco affidabile per effetto della presenza della scarpata.

A titolo esemplificativo, considerando una palificata costituita da pali $\varnothing 800$ e rilevato caratterizzato da un'altezza pari a 7m, si riportano nel seguito i valori della rigidezza verticale del palo singolo in funzione della profondità di infissione da testa palo (intesa come la sezione in corrispondenza dell'intradosso della trave di coronamento).

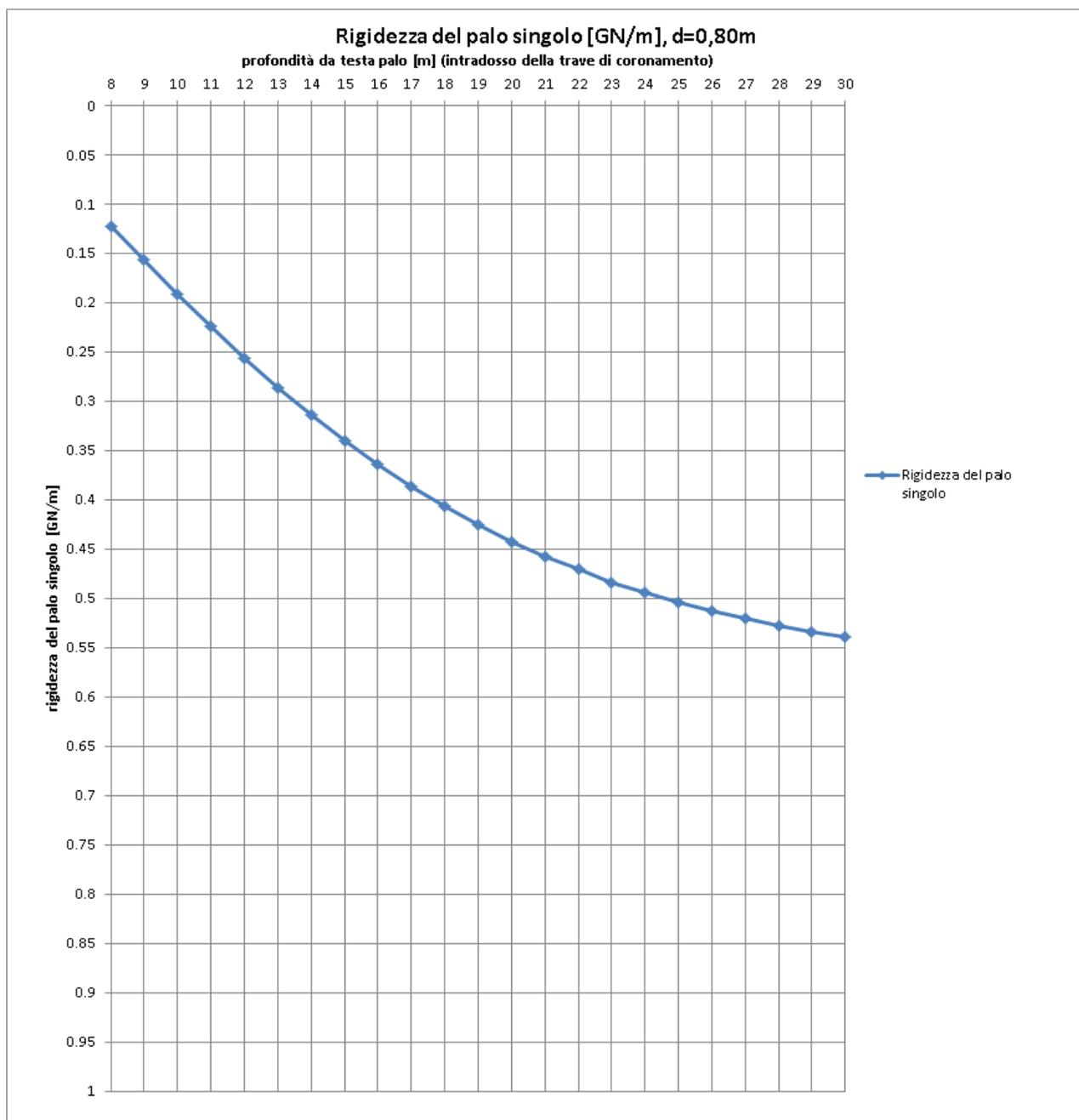


Figura 10-2: Rigidezza del palo singolo in funzione della profondità di infissione da testa palo, d=0.80 m.



**Tabella 10-2: Rigidezza del palo singolo in funzione della profondità di infissione da testa palo,
d=0.80 m.**

Palo singolo-d=0.80m	
Profondità di infissione da testa palo [m]	$K_{v,s}$ [GN/m]
8.0	0.122
9.0	0.156
10.0	0.191
11.0	0.224
12.0	0.256
13.0	0.286
14.0	0.314
15.0	0.34
16.0	0.364
17.0	0.386
18.0	0.406
19.0	0.425
20.0	0.442
21.0	0.457
22.0	0.47
23.0	0.483
24.0	0.494
25.0	0.504
26.0	0.512
27.0	0.52
28.0	0.527
29.0	0.534
30.0	0.539

Di seguito i calcoli nel dettaglio.

**CALCOLO RIGIDEZZA DEL PALO SINGOLO - $\phi=0.80\text{m}$**

RANDOLPH e WROTH (1978)-TEORIA DELL'ELASTICITA'

Dati

$$r_0 := 0.4\text{m}$$

$$r_b := 0.4\text{m}$$

$$L_{\text{sup}} := 7\text{m}$$

$$L_{\text{zeta}} := 3.5\text{m}$$

$$E_{\text{palo}} := 30000\text{MPa}$$

$$\nu := 0.25$$

$$K_0 := 0.5$$

$$G_{0.\text{const}} := 180\text{MPa}$$

$$G_{0.\text{exponent}} := 0.5$$

Risoluzione

$$\sigma_{\text{eff.v}}(z) := 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot L_{\text{zeta}} + 10 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (z - L_{\text{zeta}})$$

$$G_0(z) := G_{0.\text{const}} \left[\frac{\left(\frac{1 + 2 \cdot K_0}{3} \right) \sigma_{\text{eff.v}}(z)}{100\text{kPa}} \right]^{G_{0.\text{exponent}}}$$

$$G(z) := \frac{G_0(z)}{5}$$

$$L_{\text{inf}}(L_{\text{tot}}) := L_{\text{tot}} + 2\text{m}$$

$$G_{\text{prof.L}}(L_{\text{tot}}) := G(L_{\text{tot}} - L_{\text{sup}})$$

$$G_{\text{base}}(L_{\text{tot}}) := \frac{\left(\int_{L_{\text{tot}} - L_{\text{sup}}}^{L_{\text{inf}}(L_{\text{tot}}) - L_{\text{sup}}} G(z) \, dz \right)}{L_{\text{inf}}(L_{\text{tot}}) - L_{\text{tot}}}$$

$$G_{\text{laterale.med}}(L_{\text{tot}}) := \frac{\left(\int_0^{L_{\text{tot}} - L_{\text{sup}}} G(z) \, dz \right)}{L_{\text{tot}} - L_{\text{sup}}}$$



$$\eta := \frac{r_b}{r_0} = 1$$

$$L_{ung}(L_{tot}) := L_{tot} - L_{sup}$$

$$\xi(L_{tot}) := \frac{G_{prof_L}(L_{tot})}{G_{base}(L_{tot})}$$

$$\rho(L_{tot}) := \frac{G_{laterale_med}(L_{tot})}{G_{prof_L}(L_{tot})}$$

$$\lambda(L_{tot}) := \frac{E_{palo}}{G_{prof_L}(L_{tot})}$$

$$\zeta(L_{tot}) := \ln \left[0.25 + [2.5 \cdot \rho(L_{tot}) \cdot (1 - \nu) - 0.25] \cdot \xi(L_{tot}) \right] \cdot \frac{L_{ung}(L_{tot})}{r_0}$$

$$\mu L(L_{tot}) := \left(\frac{L_{ung}(L_{tot})}{r_0} \right) \cdot \sqrt{\frac{2}{(\zeta(L_{tot}) \cdot \lambda(L_{tot}))}}$$

$$K_{v_R_W}(L_{tot}) := r_0 \cdot G_{prof_L}(L_{tot}) \cdot \left(\frac{\frac{4}{1-\nu} \cdot \frac{\eta}{\xi(L_{tot})} + \frac{2 \cdot \pi \cdot \rho(L_{tot}) \cdot \tanh(\mu L(L_{tot}))}{\zeta(L_{tot}) \cdot \mu L(L_{tot})} \cdot \frac{L_{ung}(L_{tot})}{r_0}}{1 + \frac{1}{\pi \cdot \lambda(L_{tot})} \cdot \frac{4}{1-\nu} \cdot \frac{\eta}{\xi(L_{tot})} \cdot \frac{\tanh(\mu L(L_{tot}))}{\mu L(L_{tot})} \cdot \frac{L_{ung}(L_{tot})}{r_0}} \right)$$

$$K_{v_el} := \frac{E_{palo} \cdot \pi \cdot r_0^2}{L_{sup}} = 2.154 \cdot \frac{GN}{m}$$

$$K_{vs}(L_{tot}) := \frac{K_{v_R_W}(L_{tot}) \cdot K_{v_el}}{K_{v_R_W}(L_{tot}) + K_{v_el}}$$



Poiché all'interno di una palificata, la rigidezza del palo è minore rispetto a quella valutata nel caso di palo singolo.

In particolare, tenendo conto dell'interferenza tra i pali, la rigidezza del palo all'interno della palificata può essere valutata come segue, in accordo a Fleming et al (1992):

$$K_{vgs} = \frac{K_{vg}}{n} = \frac{(\eta_w \cdot n) \cdot K_{vs}}{n} = \eta_w \cdot K_{vs}$$

con

n = numero di pali presenti nella zona di influenza z dell' i -esimo palo = z/i ;

i = interasse tra i pali;

z = zona di influenza z dell' i -esimo palo = $2 \cdot (r_{palo} + r_m)$;

r_{palo} = raggio dei pali;

$r_m = e^{\zeta} \cdot r_{palo}$;

$$\zeta = \ln \left\{ \left[0.25 + (2.5 \cdot \rho \cdot (1 - \nu) - 0.25) \xi \right] \frac{L}{r_{palo}} \right\};$$

$$\rho = \frac{G_{average}}{G_L} = \frac{\text{modulo di taglio statico medio lungo il palo}}{\text{modulo di taglio statico alla profondità } L};$$

ν = Modulo di Poisson = 0.30;

$$\xi = \frac{G_L}{G_b} = \frac{\text{modulo di taglio statico alla profondità } L}{\text{modulo di taglio statico al di sotto della base del palo}}$$

L = lunghezza del palo;

$$\eta_w = n^{-0.53};$$

K_{vg} = rigidezza della palificata di n pali;

K_{vgs} = rigidezza del palo all'interno della palificata;

K_{vs} = rigidezza del palo singolo

Questo metodo conduce a valori paragonabili con quelli proposti da Mandolini et al.

Il cedimento del palo all'interno della palificata, per un carico assiale N_1 sul singolo palo, è quindi dato da:

$$w = \frac{N_1}{K_{vgs}}$$



Poiché è da attendersi che i pali saranno sollecitati nel ramo sostanzialmente elastico, si ritiene sufficiente introdurre in un modello di calcolo la sola rigidità elastica.

10.3 CRITERI PER IL CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE DEL PALO

Per quanto concerne il calcolo della capacità portante orizzontale del palo, si fa riferimento alla teoria di Broms (1964), nell'ipotesi che la trave di coronamento non fornisca un vincolo in grado di annullare la rotazione a testa palo (palo libero di ruotare in testa), estesa al caso di cuneo passivo, responsabile della risposta alle azioni orizzontali, ridotto per effetto della presenza della scarpata in adiacenza al palo stesso.

In particolare si assume:

- un comportamento del terreno e flessionale del palo rigido-plastico;
- che la forma della sezione del palo sia ininfluenza, e che il valore della pressione sia determinato solo dalla dimensione d di tale sezione, misurata normalmente alla direzione dello spostamento (d =diametro per pali a sezione circolare);
- che per un terreno incoerente la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p=3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot z \cdot d \quad (\gamma' \text{ nel caso di terreno in falda}).$$

Tale assunzione prevede che le spinte orizzontali siano $3 \cdot k_p$ volte maggiori delle spinte verticali, considerando implicitamente un fenomeno di rottura tridimensionale in cui concorrono, nel determinarlo, anche le tensioni tangenziali sulle superfici laterali del palo. Il calcolo del coefficiente di spinta passiva k_p , in questo caso, deve tuttavia tenere conto della presenza della scarpata in adiacenza alla palificata e pertanto deve essere quantificato sulla base della Figura 11-1, assumendo $i=\arctan(2/3)$. Alla luce delle precedenti considerazioni, per il presente problema, si ritiene opportuno assumere $k_p=1$.



La risposta del sistema è governata dalla resistenza relativa palo-terreno, in particolare è possibile individuare le seguenti casistiche:

- palo corto:** la rottura si manifesta in termini di rotazione rigida del palo, attorno ad un punto molto prossimo alla base; per semplificare l'analisi, senza che ciò comporti comunque un errore significativo, in accordo a Broms (1964) si assume il centro di rotazione coincidente con l'estremità inferiore del palo, schematizzando la risultante delle azioni del terreno al di sotto di tale punto con una forza concentrata F (con riferimento alla Figura 10-3). In questo caso il valore della forza orizzontale limite H dipende solo dalla geometria del problema, in particolare dai valori di e , L , d , (con riferimento alla Figura 10-3) e dalla resistenza del terreno. Il massimo momento flettente agente sul palo è inferiore al suo momento di plasticizzazione M_p e pertanto la resistenza strutturale della sezione del palo non entra in gioco.

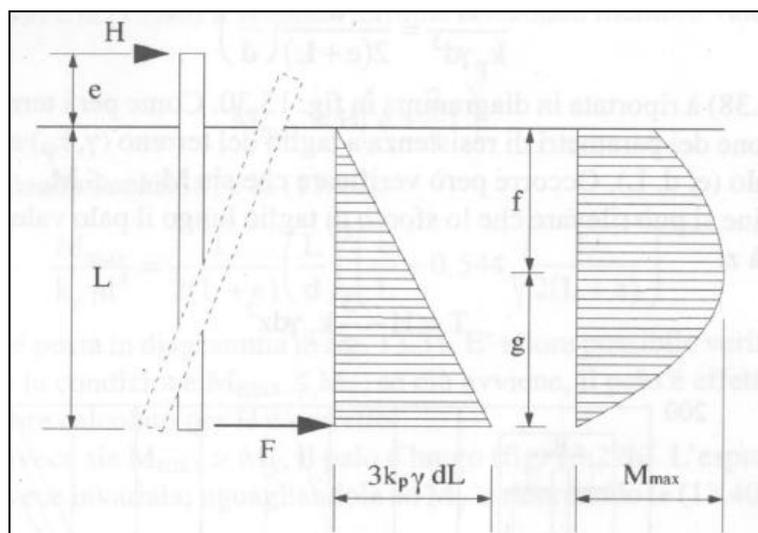


Figura 10-3: Meccanismo di rottura per pali liberi di ruotare in testa in terreno incoerente, palo corto (Broms (1964)). Immagine tratta da Viggiani (1999).

Imponendo l'equilibrio alla rotazione attorno all'estremità inferiore del palo, a rottura, l'azione orizzontale limite H è ricavabile dalla seguente espressione:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \frac{\left(\frac{L}{d}\right)^3}{2 \cdot \left(\frac{e}{d} + \frac{L}{d}\right)}$$



Il momento massimo M_{\max} , in corrispondenza della sezione in corrispondenza della quale il taglio si annulla, è esprimibile come segue:

$$\frac{M_{\max}}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} = \frac{\frac{L}{d}}{2 \cdot \left(\frac{e}{d} + \frac{L}{d}\right)} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^3 \cdot \left(0.544 \cdot \sqrt{\frac{\frac{L}{d}}{2 \cdot \left(\frac{e}{d} + \frac{L}{d}\right)} + \frac{\frac{e}{d}}{\frac{L}{d}}}\right)$$

Si evidenzia ancora come tali relazioni siano valide solamente qualora non lo stato di sollecitazione flettente non superi la resistenza strutturale del palo, in particolare deve essere verificata la disuguaglianza $M_{\max} < M_p$.

Nelle figure e tabelle a seguire, l'azione orizzontale limite, nel parametro adimensionale $H/(k_p \cdot \gamma \cdot d^3)$, ed il momento massimo, nel parametro adimensionale $M_{\max}/(k_p \cdot \gamma \cdot d^4)$, per pali corti liberi di ruotare in testa in terreni incoerenti, in funzione di e/d e L/d .

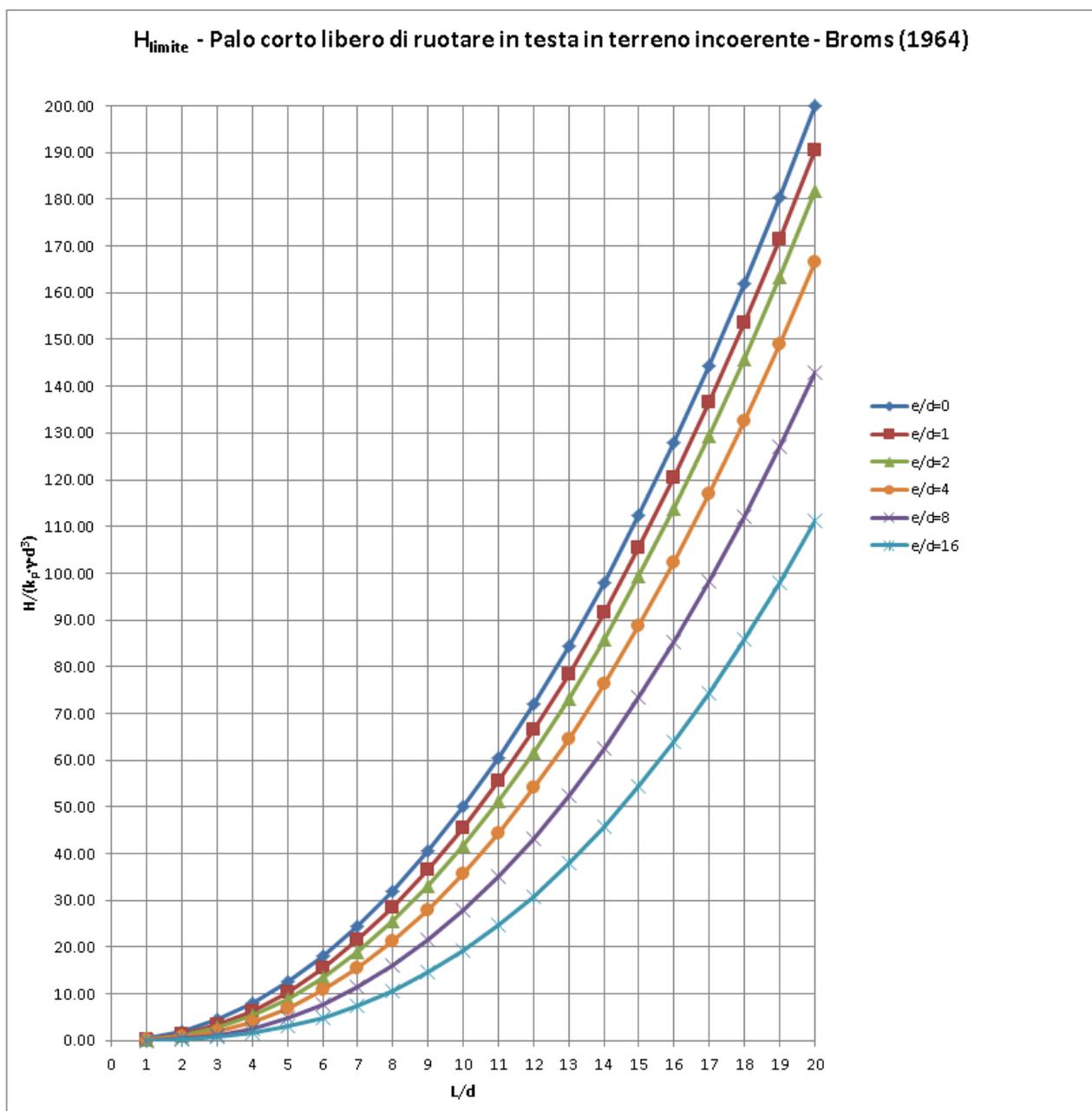


Figura 10-4: Valori limite di H per pali corti liberi di ruotare in testa, in terreni incoerenti.

**Tabella 10-3: Valori limite di H per pali corti liberi di ruotare in testa, in terreni incoerenti.**

$H/(kp \cdot \gamma \cdot d^3)$						
L/d	e/d=0	e/d=1	e/d=2	e/d=4	e/d=8	e/d=16
1.00	0.50	0.25	0.17	0.10	0.06	0.03
2.00	2.00	1.33	1.00	0.67	0.40	0.22
3.00	4.50	3.38	2.70	1.93	1.23	0.71
4.00	8.00	6.40	5.33	4.00	2.67	1.60
5.00	12.50	10.42	8.93	6.94	4.81	2.98
6.00	18.00	15.43	13.50	10.80	7.71	4.91
7.00	24.50	21.44	19.06	15.59	11.43	7.46
8.00	32.00	28.44	25.60	21.33	16.00	10.67
9.00	40.50	36.45	33.14	28.04	21.44	14.58
10.00	50.00	45.46	41.67	35.71	27.78	19.23
11.00	60.50	55.46	51.19	44.37	35.03	24.65
12.00	72.00	66.46	61.71	54.00	43.20	30.86
13.00	84.50	78.46	73.23	64.62	52.31	37.88
14.00	98.00	91.47	85.75	76.22	62.36	45.73
15.00	112.50	105.47	99.27	88.82	73.37	54.44
16.00	128.00	120.47	113.78	102.40	85.33	64.00
17.00	144.50	136.47	129.29	116.98	98.26	74.44
18.00	162.00	153.47	145.80	132.55	112.15	85.77
19.00	180.50	171.48	163.31	149.11	127.02	97.99
20.00	200.00	190.48	181.82	166.67	142.86	111.11

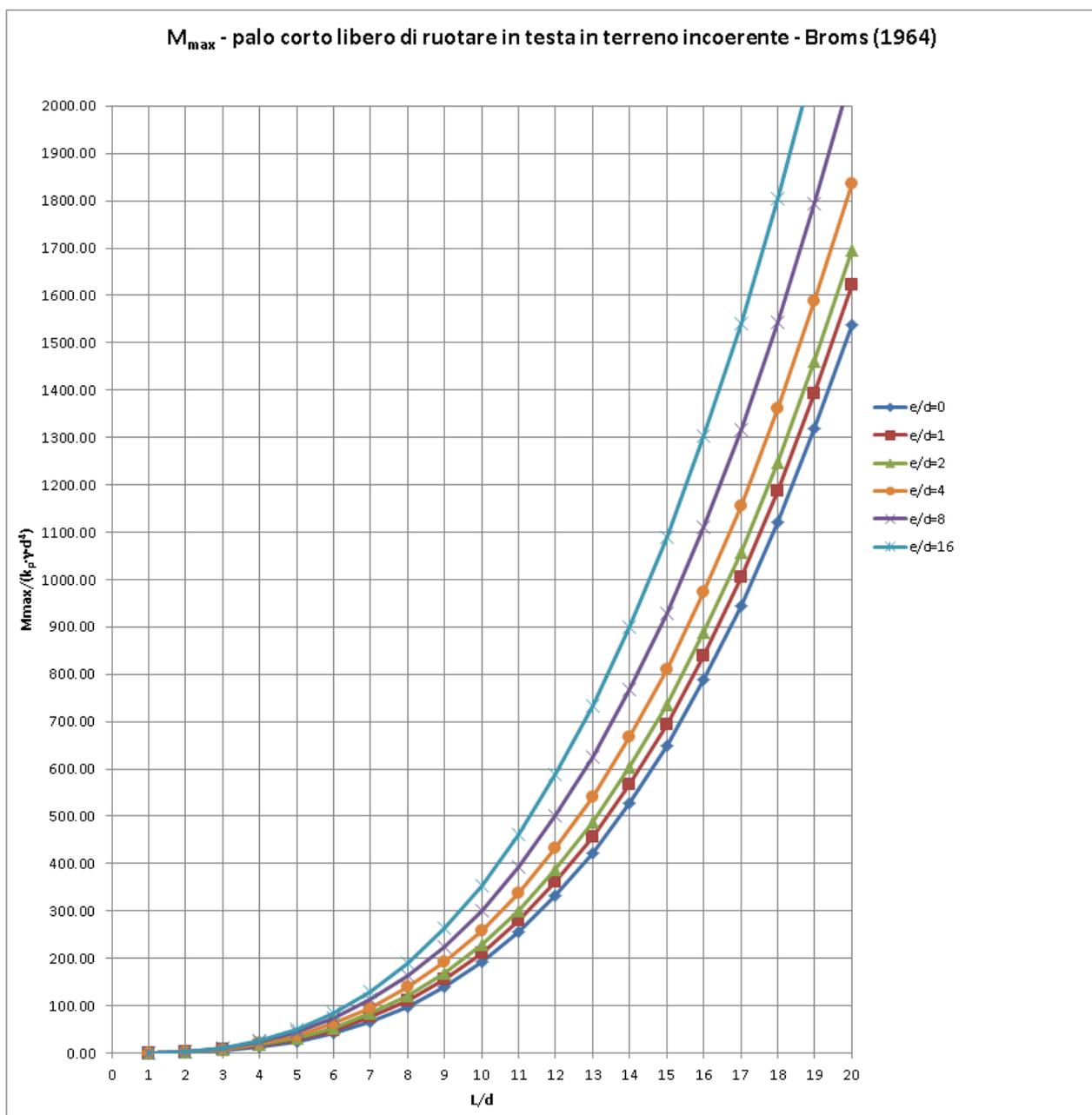


Figura 10-5: Massimo momento flettente per pali corti liberi di ruotare in testa, in terreni incoerenti (Broms (1964)).

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60004-00

Progetto
IN05Lotto
00Codifica Documento
DE2RBIM0006-001Rev.
0Foglio
30 di 55

Tabella 10-4: Massimo momento flettente per pali corti liberi di ruotare in testa, in terreni incoerenti (Broms (1964)).

$M_{max}/(k_p \cdot \gamma \cdot d^4)$						
L/d	e/d=0	e/d=1	e/d=2	e/d=4	e/d=8	e/d=16
1.00	0.19	0.32	0.37	0.42	0.45	0.47
2.00	1.54	2.17	2.54	2.96	3.34	3.61
3.00	5.19	6.75	7.81	9.17	10.56	11.69
4.00	12.31	15.21	17.37	20.35	23.70	26.70
5.00	24.04	28.71	32.37	37.73	44.20	50.41
6.00	41.54	48.40	53.98	62.51	73.37	84.46
7.00	65.97	75.43	83.36	95.85	112.50	130.38
8.00	98.48	110.97	121.66	138.94	162.82	189.62
9.00	140.21	156.16	170.04	192.92	225.54	263.57
10.00	192.33	212.17	229.65	258.97	301.87	353.57
11.00	256.00	280.13	301.64	338.23	392.98	460.94
12.00	332.35	361.21	387.17	431.87	500.06	586.96
13.00	422.56	456.57	487.39	541.04	624.29	732.89
14.00	527.76	567.34	603.47	666.90	766.82	899.98
15.00	649.12	694.70	736.54	810.60	928.84	1089.00
16.00	787.80	839.79	887.77	973.30	1111.00	1303.00
17.00	944.93	1004.00	1058.00	1156.00	1316.00	1540.00
18.00	1122.00	1188.00	1249.00	1360.00	1543.00	1804.00
19.00	1319.00	1393.00	1462.00	1587.00	1795.00	2095.00
20.00	1539.00	1621.00	1697.00	1837.00	2072.00	2415.00



- **palo lungo**: qualora il momento flettente massimo eguagli o superi il valore di M_p , il meccanismo di rottura si manifesta attraverso la formazione di una cerniera plastica ad una certa profondità. In tal caso H dipende oltre che dalla geometria e dalla resistenza del terreno anche dalla resistenza strutturale del palo in termini di M_p .

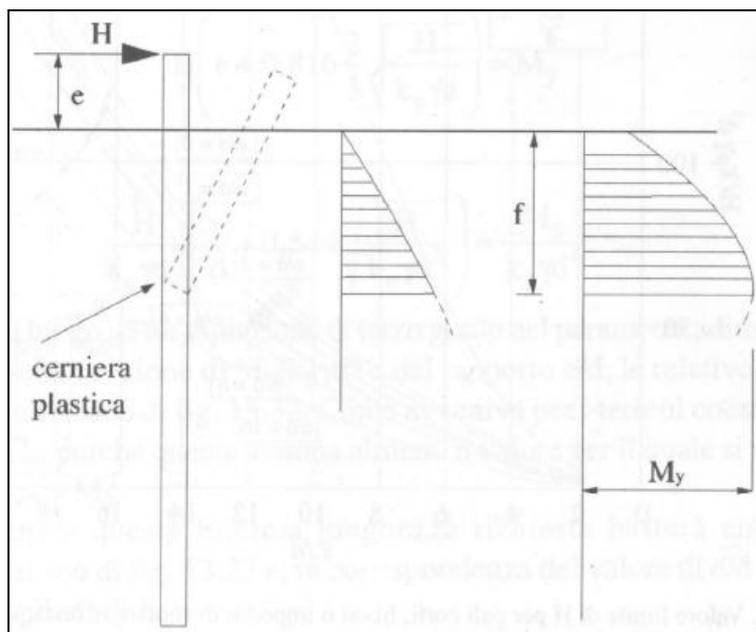


Figura 10-6: Meccanismo di rottura per pali liberi di ruotare in testa in terreno incoerente, palo lungo (Broms (1964)). Immagine tratta da Viggiani (1999).

Imponendo l'equilibrio alla traslazione ed alla rotazione:

il carico orizzontale limite, funzione della resistenza flessionale del palo, è ricavabile dalla seguente espressione:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} \cdot \left(\frac{e}{d} + 0.544 \cdot \sqrt{\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3}} \right) = \frac{M_p}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}$$

la posizione della cerniera plastica, f (con riferimento alla Figura 10-6), è pari a:

$$f = 0.816 \cdot \sqrt{\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d}}$$

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60004-00

Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBIM0006-001

Rev.
0

Foglio
32 di 55

Il palo dovrà comunque essere infisso, oltre la quota in cui si prevede la formazione della cerniera plastica, per una profondità tale da garantire il trasferimento del momento plastico al terreno sottostante, nel rispetto delle condizioni di resistenza del terreno. È possibile dimostrare come ciò è da ritenersi soddisfatto per profondità di infissione superiori a circa $3d$.

Nelle figure e tabelle a seguire, per pali lunghi liberi di ruotare in testa in terreni incoerenti, l'azione orizzontale limite, nel parametro adimensionale $H/(k_p \cdot \gamma \cdot d^3)$, in funzione del momento plastico del palo, nel parametro adimensionale $M_p/(k_p \cdot \gamma \cdot d^4)$, e del rapporto e/d .

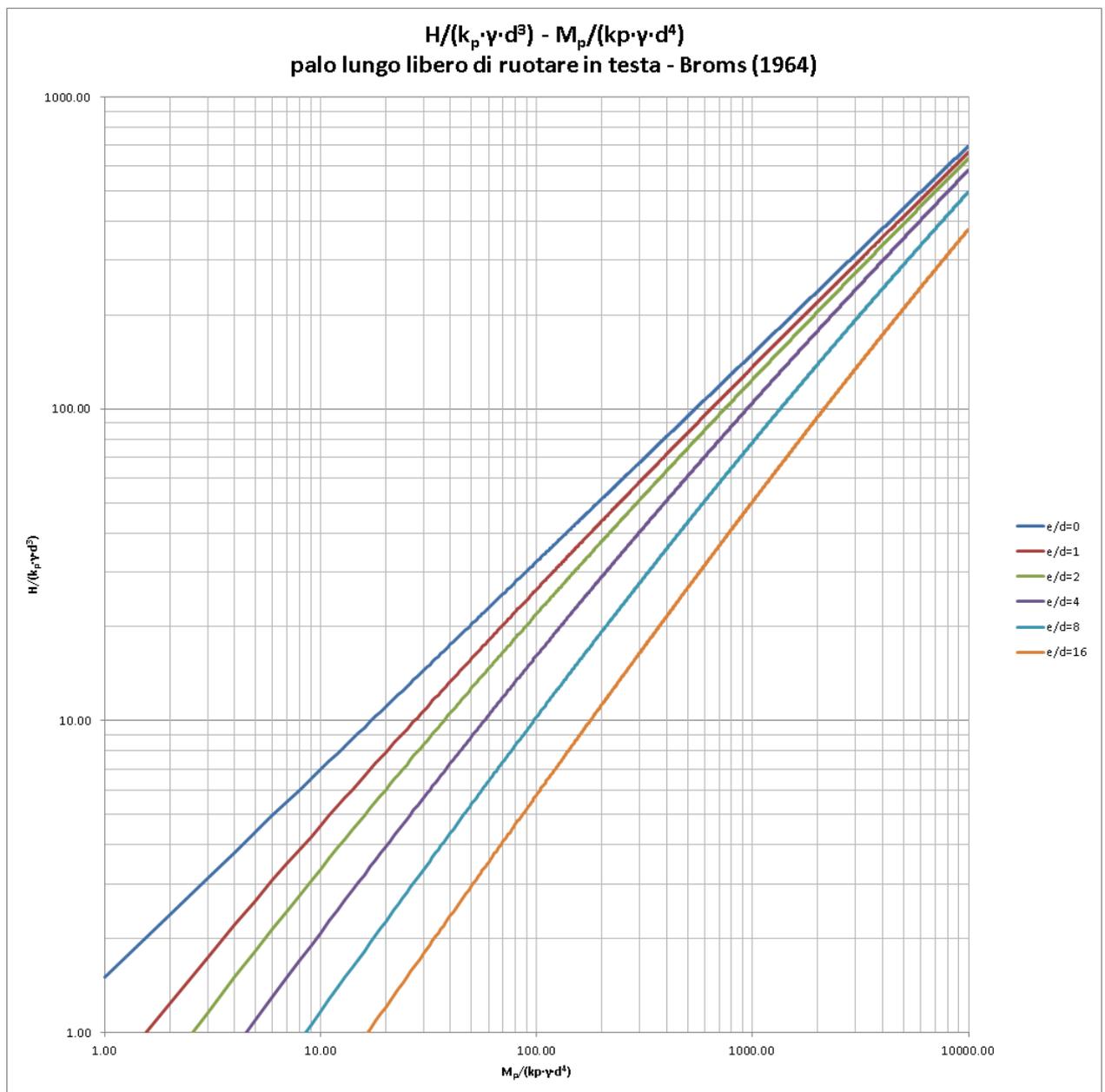


Figura 10-7: Valori limite di H per pali lunghi liberi di ruotare in testa, in terreni incoerenti (Broms (1964)).



Tabella 10-5 : Valori limite di H per pali lunghi liberi di ruotare in testa, in terreni incoerenti (Broms (1964)).

H/(k _p ·γ·d ³)						
M _p /(k _p ·γ·d ⁴)	e/d=0	e/d=1	e/d=2	e/d=4	e/d=8	e/d=16
100	32.33	26.36	21.98	16.16	10.26	5.78
200	51.32	43.57	37.51	28.89	19.26	11.22
300	67.25	58.24	50.98	40.26	27.63	16.48
400	81.47	71.45	63.23	50.78	35.57	21.59
500	94.53	83.67	74.63	60.69	43.20	26.59
600	106.75	95.14	85.39	70.13	50.56	31.49
700	118.30	106.03	95.63	79.18	57.70	36.31
800	129.32	116.44	105.45	87.91	64.65	41.06
900	139.88	126.45	114.92	96.36	71.44	45.73
1000	150.06	136.12	124.08	104.57	78.08	50.35
1100	159.91	145.48	132.97	112.57	84.59	54.91
1200	169.46	154.57	141.62	120.38	90.99	59.43
1300	178.74	163.43	150.05	128.02	97.27	63.89
1400	187.80	172.07	158.29	135.50	103.45	68.31
1500	196.64	180.52	166.36	142.84	109.54	72.68
1600	205.28	188.80	174.27	150.04	115.54	77.02
1700	213.75	196.91	182.02	157.13	121.47	81.32
1800	222.05	204.86	189.64	164.10	127.32	85.58
1900	230.20	212.68	197.14	170.97	133.09	89.81
2000	238.21	220.37	204.51	177.74	138.80	94.01
2100	246.08	227.94	211.77	184.41	144.45	98.18
2200	253.83	235.39	218.93	191.00	150.03	102.31
2300	261.47	242.73	225.98	197.51	155.56	106.42
2400	268.99	249.98	232.95	203.93	161.04	110.50
2500	276.41	257.12	239.82	210.29	166.46	114.56
2600	283.74	264.18	246.61	216.57	171.83	118.59

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60004-00

Progetto
IN05Lotto
00Codifica Documento
DE2RBIM0006-001Rev.
0Foglio
35 di 55

2700	290.97	271.15	253.32	222.78	177.16	122.60
2800	298.11	278.03	259.96	228.93	182.44	126.58
2900	305.16	284.84	266.52	235.02	187.67	130.54
3000	312.14	291.57	273.01	241.04	192.87	134.48
3100	319.04	298.23	279.44	247.01	198.02	138.40
3200	325.86	304.83	285.80	252.93	203.13	142.29
3300	332.62	311.35	292.10	258.80	208.21	146.17
3400	339.30	317.81	298.34	264.61	213.25	150.02
3500	345.92	324.22	304.53	270.37	218.25	153.86
3600	352.48	330.56	310.66	276.09	223.22	157.68
3700	358.98	336.85	316.74	281.77	228.16	161.48
3800	365.42	343.08	322.76	287.39	233.06	165.27
3900	371.80	349.26	328.74	292.98	237.93	169.03
4000	378.13	355.39	334.67	298.53	242.78	172.78
4100	384.41	361.47	340.56	304.03	247.59	176.52
4200	390.63	367.50	346.40	309.50	252.37	180.23
4300	396.81	373.48	352.19	314.93	257.13	183.94
4400	402.94	379.43	357.95	320.32	261.86	187.62
4500	409.02	385.32	363.66	325.68	266.56	191.29
4600	415.06	391.18	369.34	331.00	271.24	194.95
4700	421.05	396.99	374.98	336.29	275.89	198.60
4800	427.00	402.77	380.57	341.55	280.52	202.23
4900	432.91	408.50	386.14	346.77	285.12	205.84
5000	438.78	414.20	391.66	351.97	289.70	209.44
5100	444.61	419.86	397.16	357.13	294.26	213.03
5200	450.41	425.49	402.62	362.27	298.79	216.61
5300	456.16	431.08	408.04	367.37	303.31	220.17
5400	461.88	436.64	413.44	372.45	307.80	223.72
5500	467.57	442.16	418.80	377.50	312.27	227.26
5600	473.22	447.65	424.13	382.52	316.72	230.79

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60004-00

Progetto
IN05Lotto
00Codifica Documento
DE2RBIM0006-001Rev.
0Foglio
36 di 55

5700	478.83	453.11	429.44	387.52	321.15	234.31
5800	484.42	458.54	434.71	392.49	325.56	237.81
5900	489.97	463.94	439.96	397.44	329.95	241.30
6000	495.49	469.30	445.17	402.36	334.32	244.79
6100	500.98	474.64	450.36	407.26	338.68	248.26
6200	506.44	479.96	455.53	412.13	343.01	251.72
6300	511.87	485.24	460.66	416.98	347.33	255.17
6400	517.27	490.50	465.78	421.81	351.63	258.61
6500	522.65	495.73	470.86	426.62	355.91	262.03
6600	528.00	500.93	475.93	431.40	360.18	265.45
6700	533.32	506.11	480.96	436.16	364.43	268.86
6800	538.61	511.26	485.98	440.91	368.66	272.26
6900	543.88	516.39	490.97	445.63	372.88	275.65
7000	549.12	521.50	495.94	450.33	377.08	279.03
7100	554.34	526.58	500.88	455.01	381.27	282.40
7200	559.53	531.64	505.81	459.67	385.44	285.76
7300	564.70	536.67	510.71	464.32	389.59	289.11
7400	569.84	541.68	515.59	468.94	393.73	292.45
7500	574.97	546.68	520.45	473.54	397.86	295.79
7600	580.07	551.64	525.29	478.13	401.97	299.11
7700	585.14	556.59	530.11	482.70	406.07	302.43
7800	590.20	561.52	534.92	487.25	410.15	305.74
7900	595.23	566.43	539.70	491.79	414.23	309.04
8000	600.24	571.32	544.46	496.30	418.28	312.33
8100	605.24	576.18	549.20	500.80	422.33	315.61
8200	610.21	581.03	553.93	505.29	426.36	318.89
8300	615.16	585.86	558.63	509.76	430.37	322.15
8400	620.09	590.67	563.32	514.21	434.38	325.41
8500	625.00	595.46	567.99	518.64	438.37	328.67
8600	629.89	600.23	572.65	523.06	442.35	331.91

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due

ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60004-00

Progetto
IN05Lotto
00Codifica Documento
DE2RBIM0006-001Rev.
0Foglio
37 di 55

8700	634.77	604.99	577.29	527.47	446.32	335.14
8800	639.62	609.72	581.91	531.86	450.28	338.37
8900	644.46	614.44	586.51	536.23	454.22	341.59
9000	649.28	619.15	591.10	540.59	458.15	344.81
9100	654.08	623.83	595.67	544.94	462.08	348.01
9200	658.86	628.50	600.22	549.27	465.98	351.21
9300	663.63	633.15	604.76	553.59	469.88	354.41
9400	668.37	637.79	609.29	557.89	473.77	357.59
9500	673.11	642.41	613.79	562.18	477.65	360.77
9600	677.82	647.01	618.29	566.46	481.51	363.94
9700	682.52	651.60	622.77	570.72	485.37	367.10
9800	687.20	656.18	627.23	574.97	489.21	370.26
9900	691.87	660.73	631.68	579.21	493.05	373.41
10000	696.52	665.28	636.12	583.43	496.87	376.56



In virtù delle precedenti considerazioni, il calcolo della capacità portante laterale del palo, si ritiene opportuno sia condotto come segue:

1. Definizione dei seguenti dati di input, con riferimento alla Figura 10-3 ed alla Figura 10-6:

- k_p = coefficiente di spinta passiva in prossimità del rilevato (Figura 11-1);
- γ = peso dell'unità di volume di terreno del rilevato;
- e = eccentricità del carico rispetto al quota di piano terreno;
- L = lunghezza totale del palo;
- d = diametro del palo;
- M_p = momento plastico del palo;
- H_{soll} = azione orizzontale sollecitante.

Cautelativamente si ritiene opportuno effettuare il calcolo con le caratteristiche meccaniche del rilevato nell'ipotesi che la scarpata prosegua al di sotto della base inferiore del rilevato stesso.

Infatti:

per il rilevato con pendenza 2/3

$$k_p = k_p(\phi_{\text{rilevato}}, i = \arctan(2/3)) = k_p(38^\circ, 33.70^\circ);$$

$$\gamma = \gamma_{\text{rilevato}} = 20 \text{ kN/m}^3;$$

per il terreno sottostante il rilevato con pendenza 0

$$k_p = k_p(\phi_t, i=0) = k_p(30^\circ, 0);$$

$$\gamma = \gamma_{\text{rilevato}} = 10 \text{ kN/m}^3;$$

$$(k_p \cdot \gamma)_{\text{rilevato}} / (k_p \cdot \gamma)_t = (1 \cdot 20) / (3 \cdot 10) = 2/3 \sim 0.67 (< 1) \rightarrow \text{ipotesi dal lato della sicurezza}$$

2. Calcolo del carico orizzontale limite nell'ipotesi di palo corto, H_{pc} , sulla base del grafico riportato in Figura 10-4 e della Tabella 10-3;
3. Calcolo del carico orizzontale limite nell'ipotesi di palo lungo, H_{pl} , sulla base del grafico riportato in Figura 10-7 e della Tabella 10-5.



4. Calcolo del carico orizzontale limite del palo in esame, come minimo tra quelli calcolati nell'ipotesi di palo corto e palo lungo, in particolare:

$$H = \min\{H_{pc}, H_{pl}\}$$

5. Qualora $H = H_{pl}$, verificare che la lunghezza del palo sia almeno pari a:

$$L_{pl, \min} = e + f + 3d$$

con

e = eccentricità del carico rispetto alla quota di piano terreno

$$f = 0.816 \cdot \sqrt{\frac{H_{pl}}{k_p \cdot \gamma \cdot d}}$$

d = diametro del palo

6. Calcolo del fattore di sicurezza come:

$$FS = \frac{H}{H_{soll}}$$

con

H = carico orizzontale limite

H_{soll} = carico orizzontale sollecitante

A titolo di indirizzo si riporta il seguente esempio.

1. Definizione dei seguenti dati di input, con riferimento alla Figura 10-3 ed alla Figura 10-6:

- $k_p = 1$;
- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
- $e = 3.375 \text{ m}$;
- $L = 12 \text{ m}$;
- $d = 0.80 \text{ m}$;
- $M_p = 1000 \text{ kNm}$;
- $H_{soll} = 65 \text{ kN}$.



2. Calcolo del carico orizzontale limite nell'ipotesi di palo corto, H_{pc} , sulla base del grafico riportato in Figura 10-4 e della Tabella 10-3;

per: $L/d=15$, $e/d=4.2$

$$H_{pc}/(k_p \cdot \gamma \cdot d^3) \sim 88 \rightarrow H_{pc}=901\text{kN}$$

3. Calcolo del carico orizzontale limite nell'ipotesi di palo lungo, H_{pl} , sulla base del grafico riportato in Figura 10-7 e della Tabella 10-5.

per: $M_p/(k_p \cdot \gamma \cdot d^4)=122$, $e/d=4.2$

$$H_{pl}/(k_p \cdot \gamma \cdot d^3) \sim 19 \rightarrow H_{pl}=195\text{kN}$$

4. Calcolo del carico orizzontale limite del palo in esame, come minimo tra quelli calcolati nell'ipotesi di palo corto e palo lungo, in particolare:

$$H=\min\{901\text{kN}, 195\text{kN}\}=195\text{kN}$$

5. Qualora $H=H_{pl}$, verificare che la lunghezza del palo sia almeno pari a:

$$L_{pl,\min} = e + f + 3d = 8.625\text{m} \rightarrow L = 12\text{m} \rightarrow \text{ok}$$

con

$$e = 3.375\text{m}$$

$$f = 2.85\text{m}$$

$$d = 0.80\text{m}$$

6. Calcolo del fattore di sicurezza come:

$$FS = \frac{195\text{kN}}{65\text{kN}} = 3$$



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

Il palo caricato lateralmente può essere studiato come una trave elastica immersa in un letto di molle alla Winkler di costante k crescente linearmente con la profondità z secondo una relazione del tipo

$$k(z) = n \times z$$

La profondità z è da calcolarsi a partire dalla quota in corrispondenza della quale la porzione di terreno antistante il palo si estenda per almeno 3 volte il diametro.

La costante n dipende dalla natura del terreno in superficie, per il quali si ipotizzano comunque caratteristiche di un terreno addensato (cfr Figura 10-8).

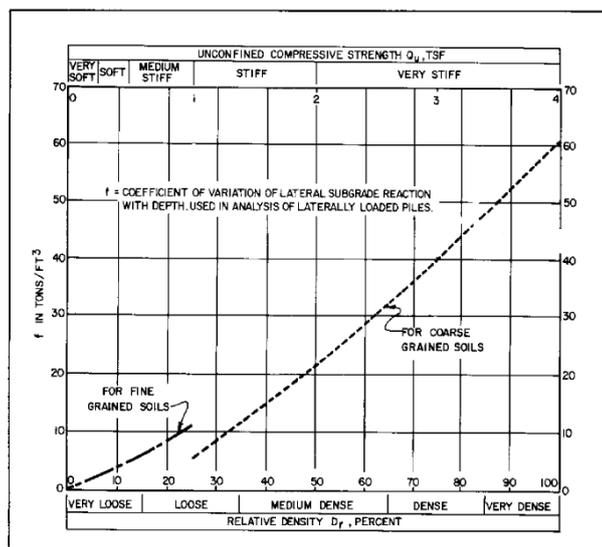


FIGURE 9
Coefficient of Variation of Subgrade Reaction

Figura 10-8

Tali valori possono essere utilizzati anche in un modello numerico elastico. Indipendentemente dal metodo o programma di calcolo prescelto, occorre considerare quanto segue.



Quanto alla diminuzione di rigidità conseguente all'”*effetto gruppo*” 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** $\alpha=0.750$ $KG=1.61$

A discrezione del progettista strutturale, al fine del dimensionamento strutturale dei pali, potranno essere utilizzati anche altri metodi, comunque presumibilmente analoghi, qualora, a giudizio del progettista stesso, siano da ritenersi comunque conservativi e dal lato della sicurezza.



11 CALCOLO DELLE SPINTE

11.1 CRITERI GENERALI

In generale occorre considerare, di volta in volta, le spinte più appropriate a seconda della deformabilità della parete.

Nel caso di muri per i quali si possano accettare significative deformazioni, è possibile assumere, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, un regime di spinte attive. Altrimenti è in genere necessario assumere condizioni di spinta a riposo.

In presenza di sisma, è consentito l'approccio pseudo-statico, secondo il quale il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

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

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

Come nel caso statico, anche in condizioni sismiche è necessario distinguere tra:

- muri indeformabili;
- muri deformabili;
- muri molto deformabili;

Nel seguito, il coefficiente k_h è da intendersi come il coefficiente C di intensità sismica, pari a

$$C = (S-2)/100$$

Nella prima classe di muri (**muri indeformabili**) possono essere inclusi i manufatti aventi pareti adeguatamente contrastate, quali, ad esempio, gli scatolari. In questo caso è opportuno adottare spinte sismiche secondo la teoria di Wood (1973), come meglio indicato nel §11.1.6.

Nella categoria dei **muri deformabili** si possono includere le pareti sufficientemente deformabili grazie alla loro snellezza ma tuttavia sostanzialmente vincolate, in qualche modo, ad altre strutture, come ad esempio le pareti di manufatti a U. In questo caso potranno essere considerate spinte comprese tra valori a riposo e attive, in ragione della deformabilità.

Nella categoria dei **muri molto deformabili** per i quali possono essere ipotizzati significativi spostamenti relativi tra muro e terreno, si possono includere, ad esempio, i muri di sostegno fondati su fondazioni dirette. In questo caso si assumeranno certamente spinte attive.



Seguono ora criteri generali di valutazione delle spinte, applicabili a geometrie ordinarie. Nel caso di geometrie complesse, quali muri di sottoscampa, caratterizzati da un profilo del rilevato non piano è tuttavia raccomandabile ricorrere a metodi più generali.

Nel caso di pareti di sostegno flessibili, si raccomanda tuttavia, di ricorrere a metodi di calcolo che annoverino almeno i seguenti aspetti:

- Interazione tra terreno e struttura
- Modellazione della reale sequenza delle fasi realizzative
- Legame costitutivo appropriate per le regioni di terreno

In linea generale, è possibile ricorrere a modellazioni numeriche ad elementi finiti o alle differenze finite. Possibilità del genere sono offerte da programmi ad elementi finiti cosiddetti general purpose, oppure da codici di calcolo mirati alla modellazione geotecnica. Tra quest'ultimi, si può citare il codice alle differenze finite FLAC (Itasca (2009)), programma ampiamente utilizzato nella pratica e nella ricerca, in ambito nazionale ed internazionale, così come codici FEM, tra cui si può citare PLAXIS, ADINA, ABAQUS ecc. In genere si raccomanda di ricorrere a modelli bidimensionali, a stato piano di deformazione.

Riguardo alla modellazione del comportamento del terreno, si raccomanda di adottare un modello elasto-plastico con un criterio di rottura appropriato quale il criterio di rottura di Mohr-Coulomb con legge di scorrimento non associata, caratterizzando la resistenza attraverso l'angolo d'attrito e la dilatanza, valore che deve essere scelto con cautela, assegnando per esso valori compresi tra 0° e 5° al massimo, nel caso di materiali granulari addensati. In proposito, è bene ricordare che l'utilizzo di un criterio di Mohr-Coulomb con legge di scorrimento associata (cioè un modello privo di una legge di scorrimento che governa correttamente lo sviluppo delle deformazioni plastiche), presente in taluni codici di calcolo commerciali, può condurre a risultati largamente non conservativi (vedi Nova (2008), per una discussione su questo argomento).

Sempre nel caso di modellazione con modelli bidimensionali, si raccomanda di porre particolare attenzione all'interfaccia tra diaframma e terreno, facendo in modo che sia possibile uno scorrimento regolato dall'angolo d'attrito tra parete e muro.

È poi possibile adottare metodi numerici ingegneristici, vale a dire semplificati, purché consentano di modellare in modo sufficiente, gli aspetti salienti sopra indicati. Tra i metodi d'ampio utilizzo nella pratica progettuale, si può citare il metodo a molle basato sulle indicazioni di Becci & Nova (1987).

Sia nel caso di modellazioni FEM o a differenze finite, sia nel caso di modelli a molle, dovranno essere inseriti moduli elastici in accordo con le indicazioni della tabella riportata nel Capitolo 8. Nel caso di modellazioni bidimensionali, si potrà adottare un coefficiente di Poisson pari a 0.25.



11.1.1 Spinte attive in condizioni statiche

Ad una generica profondità z , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale $\sigma_A(z)$ sulla parete è dato da:

$$\sigma_A(z) = K_A \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (11-1)$$

In cui

$\sigma_v(z)$ = sforzo verticale totale alla generica profondità, ossia il peso della colonna di terreno e di acqua soprastante la quota z .

$u(z)$ = pressione dell'acqua alla generica profondità

Il coefficiente di spinta attiva K_A può, in genere, essere assunto pari a

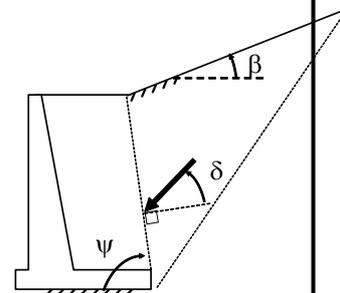
$$K_A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (11-2)$$

È possibile, tuttavia, mettere in conto l'angolo d'attrito δ tra terra e muro, assumendo quindi che la spinta sia inclinata, rispetto alla normale alla superficie di contatto tra muro e terreno, di un angolo δ

In questo caso il coefficiente di spinta attiva può essere valutato con le note formule derivate dalla teoria di Coulomb e sviluppate da Muller-Breslau.

CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA – Teoria di Coulomb

$$K_A = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi)}{\text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\psi - \delta)\text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (11-3)$$



11.1.2 Spinte passive in condizioni statiche

Analogamente al caso attivo, si può porre

$$\sigma_p(z) = K_p \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (11-4)$$

In cui il coefficiente di spinta passiva dipende dall'attrito terra-muro. Si raccomanda di desumere K_p dalla Figura 11-1.

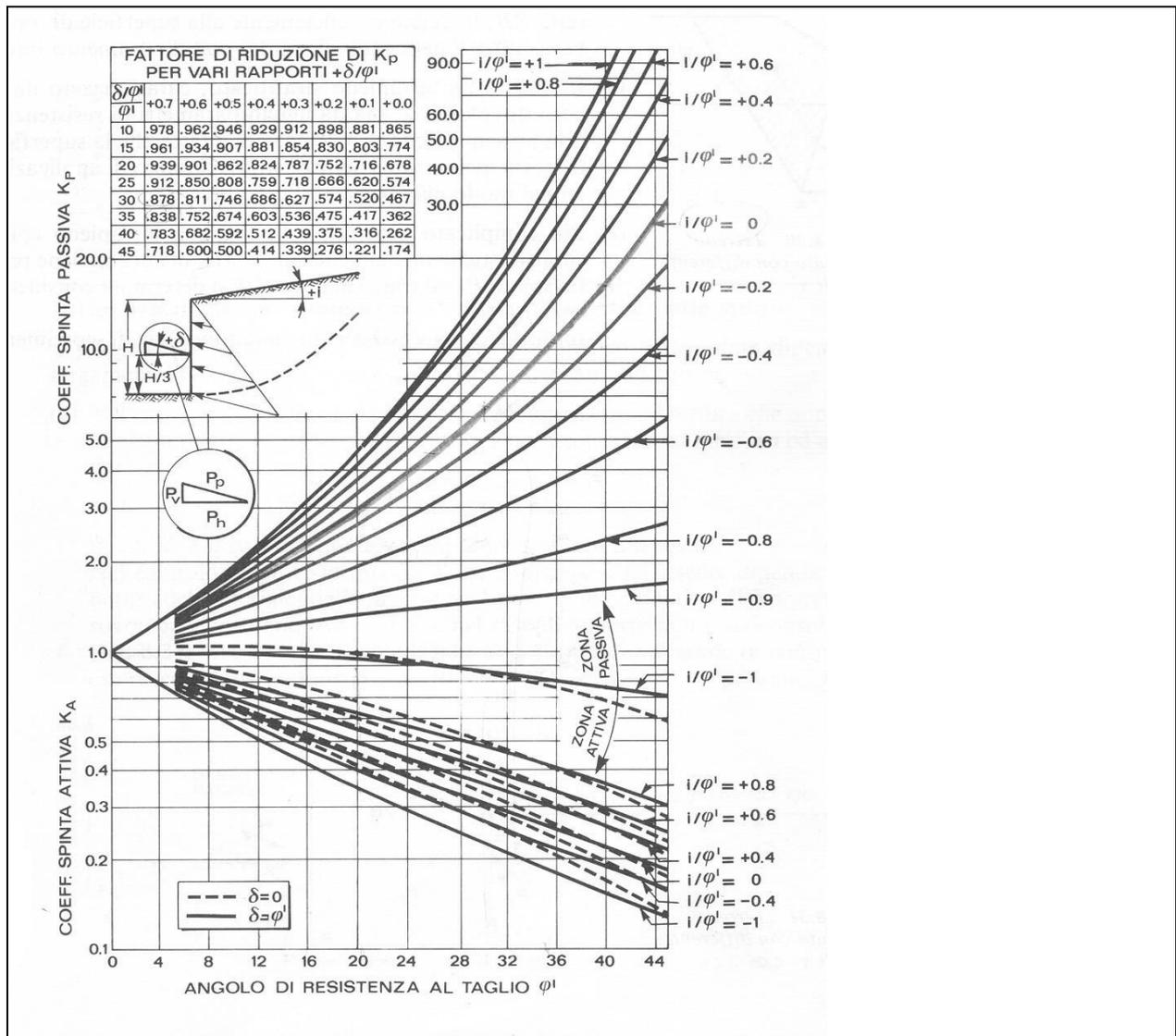


Figura 11-1: abaco per il calcolo di K_A e K_P (condizioni statiche)

11.1.3 Spinte a riposo

Ad una generica profondità z , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale $\sigma_0(z)$ sulla parete è dato da:



$$\sigma_0(z) = K_0 \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (11-5)$$

In cui, nel caso di piano campagna orizzontale, il coefficiente di spinta a riposo K_0 se non diversamente definito, essere assunto pari a

$$K_0 = (1 - \sin(\phi)) \cdot \sqrt{\text{OCR}} \quad (11-6)$$

Con $\text{OCR} = \text{GSC}$ = grado di sovraconsolidazione.

11.1.4 Spinte attive in condizioni sismiche

Nell'ambito dell'approccio pseudo-statico, il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

$$\text{Orizzontale} = k_h \cdot g \quad \text{Verticale} = k_v \cdot g$$

La spinta totale attiva su un paramento di altezza pari ad H è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (11-7)$$

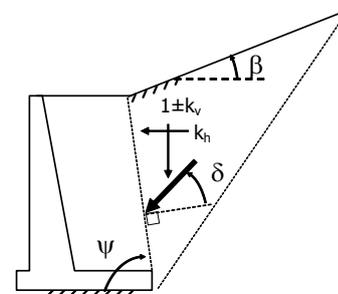
Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine E_{ws} è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo E_{wd} è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

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

CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA – Teoria di M-O

$$\beta \leq \phi - \theta: \quad K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\sqrt{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]} \quad (11-8)$$

$$\beta > \phi - \theta: \quad K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$





A seconda della definizione del peso specifico γ^* del cuneo e dell'angolo θ definito come l'angolo, rispetto alla verticale, fra le azioni esterne orizzontali e quelle verticali agenti sul cuneo di spinta di volume V , l'espressione generale può essere utilizzata per tre diverse condizioni nelle quali può trovarsi il rilevato.

Rilevato asciutto

Non c'è alcuna azione dovuta all'acqua: corrisponde alla configurazione originale ipotizzata da M-O. Come peso specifico γ^* si deve assumere il peso secco γ_d ; la forza orizzontale F_h è pari alla massa del terreno moltiplicata per l'accelerazione orizzontale mentre la forza verticale F_v è il peso del cuneo incrementato o decrementato dall'accelerazione sismica verticale; quindi:

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{ws} = E_{wd} = 0$$

Rilevato saturo a grana fine (dinamicamente impervio: $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

In sostanza si assume che l'acqua, imprigionata negli interstizi, si muova insieme con il terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa complessiva (terreno+acqua) del cuneo, pari a $V \cdot \gamma_{sat}$. Si ammette che le pressioni interstiziali non subiscano variazioni ai fini del calcolo delle azioni sulla parete. In questo caso l'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle azioni idrostatiche e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$$\gamma^* = \gamma'$$

$$\tan\theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Alla spinta efficace dovrà essere aggiunta la spinta idrostatica dell'acqua, mentre, per ipotesi, la componente idrodinamica non può svilupparsi. Quindi:

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = 0$$



Rilevato saturo a grana grossa (dinamicamente permeabile: $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

Si ammette che l'acqua negli interstizi possa muoversi liberamente, indipendentemente dalle deformazioni subite dal terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa della sola parte solida del cuneo, pari a $V \cdot \gamma_d$. L'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle pressioni interstiziali e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$$\gamma^* = \gamma'$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

In questo caso dovranno essere aggiunte sia la spinta idrostatica sia la sovraspinta idrodinamica della stessa acqua di falda.

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2 \quad \text{con } H = \text{altezza della freatica dal piede del muro.}$$

Rilevato parzialmente immerso



Ebeling e Morrison (1992) indicano il modo per utilizzare, anche in questo caso, le equazioni di M-O: sostanzialmente questo caso può essere assimilato a quello di un terrapieno completamente immerso omogeneo, avente un peso specifico equivalente. Per calcolare la risultante delle spinte, si potrà operare come segue. Si definiscono i pesi specifici medi da associare rispettivamente alla componente efficace verticale ed alla componente laterale

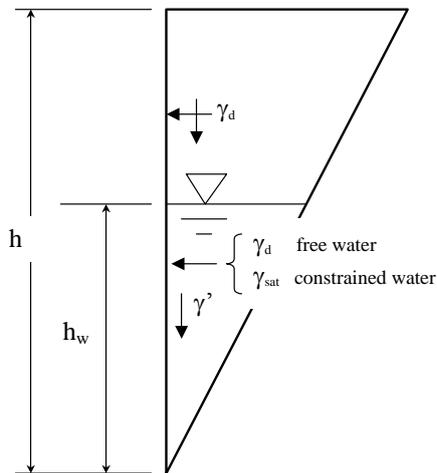


Figura 11-2: terrapieno parzialmente immerso.

$$\gamma_v^* = \left(\frac{h_w}{h}\right)^2 \cdot \gamma' + \left[1 - \left(\frac{h_w}{h}\right)^2\right] \cdot \gamma_d$$

se terreno din. permeabile

$$\gamma_H^* = \begin{cases} \gamma_d \\ \left(\frac{h_w}{h}\right)^2 \cdot \gamma_{sat} + \left[1 - \left(\frac{h_w}{h}\right)^2\right] \cdot \gamma_d \end{cases} \text{ se terreno din. impervio}$$

Definendo

$$\tan \theta = \frac{\gamma_H^* k_h}{\gamma_v^* (1 - k_v)}$$

si applicherà poi la (11-7) calcolando i coefficienti di spinta tramite le (11-8) e ponendo $\gamma^* = \gamma_v^*$.

Punto di applicazione delle spinte attive sismiche

Considerato che la spinta attiva complessiva è in generale composta da tre termini, occorre calcolare il punto di applicazione di ognuno di essi:

1. **Componente associata allo scheletro solido:** è possibile operare come segue

- si calcola la spinta attiva in condizioni statiche ($S_{A,S}$)
- si calcola la quota parte efficace di spinta sismica E_d dovuta alla terra:

$$S_{A,E} = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2$$

Nel caso di terreno eterogeneo, la spinta attiva è calcolata considerando la variabilità di $K_{A,sismico}$. Nel caso di terreno omogeneo ma parzialmente in falda, si suggerisce di adottare l'approccio sopra indicato, piuttosto che introdurre diversi valori dei coefficienti di spinta.



- c) si calcola l'incremento di spinta dovuto alla terra in caso di sisma (componente efficace):

$$\Delta S_A = S_{A,E} - S_{A,S}$$

- d) Nel caso di muri che possano ruotare alla base, in accordo con quanto suggerito dall'Eurocodice 8, si può considerare che tale incremento abbia una risultante nello stesso punto della risultante delle spinte statiche. **Tuttavia, in ottemperanza con la Normativa del 1996 applicabile al progetto in esame, l'incremento sismico della spinta dovrà essere applicato a 2/3 H dallo spiccatto dal terreno.**

2. **Componente idrostatica:** è applicata come nel caso statico
3. **Componente idrodinamica (E_{wd}):** se esiste, è applicata considerando la seguente distribuzione di pressioni:

$$q_{wd}(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H \cdot z} \quad \text{con } z \text{ quota del generico punto rispetto la base della parete.}$$

11.1.5 Spinte passive in condizioni sismiche

In questo caso l'utilizzo delle equazioni di M-O è raccomandato solo nel caso in cui si voglia ignorare l'attrito tra terra e muro. Negli altri casi si raccomanda piuttosto di utilizzare relazioni basate sull'ipotizzare superficie di scivolamento curve, tra le quali si può citare la formulazione di Lancellotta (2007).

Il coefficiente di spinta passiva, in questo caso, per un muro verticale, è dato dalla seguente espressione:

$$K_{P,E} = \left[\frac{\cos \delta}{\cos(\beta - \theta) - \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2(\beta - \theta)}} \times \left(\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2 \delta} \right) \right] \cdot e^{2\alpha \tan(\phi)}$$

$$2\alpha = \arcsin\left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi}\right) + \arcsin\left(\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \phi}\right) + \delta + (\beta - \theta) + 2\theta \quad (11-9)$$

Con θ valutato come nel caso attivo, a seconda delle condizioni del terreno nei riguardi della falda.

Nella seguente tabella si riportano valori di K_{PE} calcolati con questa teoria, nel caso di muro verticale terrapieno orizzontale e con componente sismica verticale nulla ($k_v=0$). La componente orizzontale del coefficiente di spinta passiva sarà calcolata utilizzando i valori della tabella moltiplicati per $\cos(\delta)$.



		$\delta/\phi = 0$								
$\phi \rightarrow$	k_h	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
	0	2.37	2.56	2.77	3	3.25	3.54	3.85	4.2	4.6
	0.1	2.19	2.38	2.58	2.8	3.05	3.32	3.63	3.97	4.35
	0.2	1.97	2.15	2.34	2.56	2.8	3.06	3.36	3.69	4.06
	0.3	1.69	1.87	2.06	2.27	2.5	2.76	3.04	3.36	3.71
	0.4	1.31	1.52	1.73	1.94	2.17	2.42	2.69	3	3.34
		$\delta/\phi = 1/3$								
$\phi \rightarrow$	k_h	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
	0	2.85	3.15	3.49	3.89	4.34	4.87	5.49	6.22	7.09
	0.1	2.63	2.92	3.25	3.63	4.07	4.58	5.17	5.87	6.71
	0.2	2.36	2.64	2.95	3.31	3.73	4.22	4.78	5.45	6.25
	0.3	2.02	2.3	2.6	2.94	3.34	3.8	4.34	4.97	5.72
	0.4	1.57	1.87	2.18	2.51	2.89	3.33	3.84	4.44	5.14
		$\delta/\phi = 1/2$								
$\phi \rightarrow$	k_h	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
	0	3.05	3.4	3.81	4.29	4.85	5.5	6.29	7.23	8.38
	0.1	2.82	3.16	3.55	4.01	4.54	5.17	5.92	6.83	7.93
	0.2	2.53	2.85	3.22	3.66	4.16	4.76	5.48	6.34	7.39
	0.3	2.17	2.48	2.84	3.25	3.73	4.29	4.97	5.78	6.77
	0.4	1.68	2.02	2.38	2.77	3.23	3.76	4.4	5.16	6.08
		$\delta/\phi = 2/3$								
$\phi \rightarrow$	k_h	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
	0	3.22	3.62	4.08	4.63	5.28	6.06	7	8.15	9.57
	0.1	2.98	3.36	3.8	4.33	4.95	5.7	6.6	7.7	9.06
	0.2	2.67	3.03	3.45	3.95	4.54	5.25	6.1	7.15	8.44
	0.3	2.29	2.64	3.04	3.51	4.06	4.73	5.53	6.51	7.73
	0.4	1.78	2.15	2.55	3	3.52	4.15	4.9	5.81	6.95

Tabella 11-1: coefficienti di spinta passiva K_{PE} (Lancellotta (2007)), al variare dell'accelerazione orizzontale, con accelerazione verticale nulla.



11.1.6 Sovraspinte sismiche su muri non in grado di spostarsi

In questo caso l'utilizzo delle equazioni di M-O non è raccomandato. Le spinte delle terre, sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere quindi calcolato attraverso la nota formulazione di Wood (1973) come:

$$\Delta P_d = k_h \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

Con h_{tot} = altezza del muro.

Questa spinta è applicata come una distribuzione uniforme lungo l'altezza h_{tot} , con punto di applicazione della spinta posto ad $h_{tot}/2$.

Essendo " ΔP_d " la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.



12 BIBLIOGRAFIA

- Becci, B., Nova, R. (1987) "Un metodo di calcolo automatico per il progetto di paratie", *Rivista Italiana di Geotecnica*, 1, 33-47
- Bolton, M.D., (1986) "The strength and dilatancy of sands", *Geotechnique*, 36, 1, 65-78.
- Burland J.B., Burbidge M.C. (1985) "Settlement of foundations on sand and gravel" *Proc. ICE*, Part 1, 78.
- Broms, B.B. (1964) "Lateral Resistance of Piles in cohesionless soils" *Journ. Soil Mech. Found. Div.*, *Proc. ASCE*, Vol. 90, SM3, pp. 123-156
- Cecconi M., Pane V., Isidori F. (2006) - Un'estensione della Teoria di Broms nel calcolo dei pali sollecitati da forze orizzontali. V Convegno Nazionale dei Ricercatori in Ingegneria Geotecnica, Bari, 15-16 Settembre 2006, 295-311
- Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" *Soils and Foundations*, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.
- Ebeling Robert M. and Morrison, Ernest E. Jr. (1992), *The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures*, Technical Report ITL-92-11, NCEL TR-939, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi. (reperibile in internet, tramite una ricerca)
- Fleming W. G. K., Weltman A. J., Randolph M. F., Elson W. K., (1992) *'Piling Engineering'*, 2nd ed., Wiley & Sons, 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.
- 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.
- Lancellotta R., (2007) "Lower-bound approach for seismic passive earth resistance", *Géotechnique*, Vol. 57, No. 3, pp. 319-321.
- NAVFAC (1986) "Design Manual D:M 7.02 -Foundations and earth structures", USA

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 60004-00

Progetto
IN05

Lotto
00

Codifica Documento
DE2RBIM0006-001

Rev.
0

Foglio
55 di 55

- Nova R. (2008) “Meccanica delle Costruzioni Geotecniche”, Ed. Città Studi
- Nova. R, Becci B. (2008), “Experimental and Numerical Assessment of Osterberg Load Tests on Large Bored Piles in Sand”, 33rd Annual – 11th International Deep Foundations Institute Conference Proceedings, New York, NY, Oct 15-17 2008, pp 225-233.
- 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
- Patra, N. R. and Pise, P. J. , 2001. Ultimate Lateral Resistance of Pile Groups in Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.127, No. 6, pp. 481-487
- Prakash, S. and Sharma, H. D. (1990) *Pile Foundations in Engineering Practice*, Wiley
- Randolph, M. F. (2007). PIGLET: Analysis and design of pile groups. Users’ Manual, Version 5.1. Perth.
- Viggiani C. (1999) *Fondazioni*, 2a ed. , Hevelius
- Wood, J. H. (1973). “Earthquake Induced Soil Pressures on Structures,”
Doctoral Dissertation, EERL 73-05, California Institute of Technology, Pasadena, CA
<http://caltecheerl.library.caltech.edu/>.