

COMMITTENTE:



RETE FERROVIARIA ITALIANA S.P.A.
DIREZIONE INVESTIMENTI

SOGGETTO TECNICO:

RFI – DIREZIONE TERRITORIALE PRODUZIONE DI FIRENZE
S.O. INGEGNERIA

PROGETTAZIONE:

MANDATARIA



MANDANTI



PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA PISTOIA - LUCCA - VIAREGGIO/PISA
RADDOPPIO DELLA LINEA PISTOIA - LUCCA - PISA S.R.
TRATTA PESCIA - LUCCA**

11 - OPERE D'ARTE

**Ponte ferroviario al Km 42+258
Fondazioni - relazione di calcolo**

SCALA -

Foglio - di -

PROGETTO/ANNO

SOTTOPR.

LIVELLO

NOME DOC.

PROGR.OP.

FASE FUNZ.

NUMERAZ.

1 3 4 6 P O

S 1 1

P D

T G P N

1 8

0 1

E 0 0 2

Revis.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Prima emissione	G. Tanzi	19/10/2018						

POSIZIONE ARCHIVIO

LINEA

L 5 4 2

SEDE TECN.

L 0 1 1 1 6

NOME DOC.

T B 0 0

NUMERAZ.

1 0 / 0 1

Verificato e trasmesso	Data	Convalidato	Data	Archiviato	Data

INDICE

1	PREMESSA	3
2	RIFERIMENTI PER LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA	4
2.1	LEGGI, NORME E RACCOMANDAZIONI.....	4
2.2	DOCUMENTI DI PROGETTO.....	5
2.3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	5
3	BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA	6
4	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	7
5	CRITERIO DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE	8
5.1	PREMESSA.....	8
5.2	PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	8
5.2.1	<i>Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)</i>	8
5.2.2	<i>Verifiche delle fondazioni profonde</i>	8
5.3	TIPOLOGIA DI PALO.....	10
5.4	PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICO VERTICALE.....	10
5.4.1	<i>Resistenza laterale di calcolo</i>	11
5.4.2	<i>Resistenza di base di calcolo</i>	12
5.4.3	<i>Resistenza caratteristica</i>	14
5.4.4	<i>Resistenza di progetto</i>	14
5.5	PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICHI ORIZZONTALI.....	15
5.5.1	<i>Calcolo delle sollecitazioni nel palo per verifiche strutturali</i>	16
6	AZIONI DI PROGETTO	17
7	RISULTATI DEI CALCOLI	18

ALLEGATI

Allegato 1 – Resistenza di progetto del palo singolo soggetto a carico assiale

Allegato 2 – Resistenza di progetto del palo singolo soggetto a carico orizzontale

Mandataria

TECH | PROJECT
ingegneria integrata ©



Quality Engineering

Mandanti



STUDIO GEOTECNICO ITALIANO s.r.l.
Ingegneria geotecnica - Ingegneria civile - Ingegneria ambientale
00199 Roma



1 PREMESSA

Il documento presente costituisce la relazione geotecnica del ponte *ferroviario*, ubicato in corrispondenza della progressiva chilometrica *42+258* della linea ferroviaria in oggetto. Nel documento saranno quindi descritti il modello geotecnico di riferimento per il dimensionamento delle fondazioni e la metodologia adottata per i calcoli di verifica. Il dimensionamento delle fondazioni è effettuato sulla base delle azioni ottenute dalla modellazione strutturale dell'impalcato e delle sottostrutture, che forma l'oggetto di specifica relazione.

Mandataria

TECH | PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



2 RIFERIMENTI PER LA PROGETTAZIONE GEOTECNICA

Per la stesura della presente relazione, oltre che alle indicazioni contenute in leggi, norme e raccomandazioni di settore, si è fatto riferimento ai documenti progettuali e documenti bibliografici elencati in dettaglio ai paragrafi seguenti.

2.1 Leggi, norme e raccomandazioni

La presente relazione è stata redatta in conformità alle prescrizioni ed indicazioni contenute nelle leggi oggi in vigore che disciplinano la progettazione e l'esecuzione di opere geotecniche e che riguardano la protezione dal rischio sismico:

- legge 5 novembre 1971, n. 1086 (“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, compresso e a struttura metallica”);
- legge 2 febbraio 1974, n. 64 (“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”);
- D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 (“Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia”);
- D.M. 14 gennaio 2008 (“Norme Tecniche per le Costruzioni”);
- Circolare Ministeriale 2 febbraio 2009, n. 617 (“Istruzioni per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”);
- D.M. 17 gennaio 2018 (“Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”);
- D.P.G.R. 53/R/2011 “Regolamento di attuazione dell’articolo 62 della legge regionale 3 gennaio 2005, n. 1 (Norme per il governo del territorio) in materia di indagini geologiche”;
- D.G.R. Toscana del 26 maggio 2014, n. 421 “Aggiornamento dell’allegato 1 (elenco dei comuni) e dell’allegato 2 (mappa) della deliberazione GRT n. 878 dell’8 ottobre 2012, recante “Aggiornamento della classificazione sismica regionale in attuazione dell’O.P.C.M. 3519/2006 ed ai sensi del D.M. 14.01.2008 – Revoca della DGRT 431/2006” e cessazione di efficacia dell’elenco dei Comuni a Maggior Rischio Sismico della Toscana (DGRT 841/2007)”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione delle norme precedenti e per quanto con esse non in contrasto, sono state prese a riferimento le indicazioni contenute nelle seguenti norme e raccomandazioni:

- RFI (2011) (“Specifiche per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie”);
- Eurocodice 7 UNI EN 1997-1 (“Progettazione geotecnica Parte 1: Regole generali”);
- Eurocodice 7 UNI EN 1997-2 (“Progettazione geotecnica Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo”);
- Eurocodice 8 UNI EN 1998-5 (“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica geotecnica Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”);
- Linee guida a cura della Associazione Geotecnica Italiana (2005) (“Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”);
- Raccomandazioni sui pali di fondazione (AGI, 1984);

Mandataria

TECH PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



2.2 Documenti di progetto

- [1] RFI (2018): linea "Pistoia - Lucca – Viareggio/Pisa. Raddoppio della linea Pistoia – Lucca - Pisa S.R. Tratta Pescia – Lucca", Relazione geotecnica, Progetto definitivo
- [2] RFI (2018): linea "Pistoia - Lucca – Viareggio/Pisa. Raddoppio della linea Pistoia – Lucca - Pisa S.R. Tratta Pescia – Lucca", Ponte ferroviario su Torrente Pescia di Collodi – km 22+011: planimetria, profilo e sezioni dell'opera Progetto definitivo

2.3 Riferimenti bibliografici

- [3] BEREZANTZEV V.G., (1965), *Design of deep foundations*. Proc. VI ICSMFE, Paris, vol. 2, pp. 234-237
- [4] ELSON W. K. (1984), *Design of laterally-loaded piles*. CIRIA Rep. No. 103, Construction Industry Research and Information Association, London, 86
- [5] FLEMING W.G.K., WELTMAN A.J., RANDOLPH M.F. e ELSON W.K. (1985), *Piling Engineering*. Surrey University Press, Glasgow and London, Halsted Press, a division of John Wiley & Sons, New York
- [6] GWIZDALA, K., (1984), *Large diameter bored piles in non-cohesive soils*. Swedish Geotechnical Institute, Linköping
- [7] MATLOCK H. e REESE, L.C. (1960), *Generalised solutions for laterally loaded piles*. Journ. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. LXXXVI, SM5, pp. 63-91
- [8] MEYERHOF G.G., (1976), *Bearing capacity and settlement of pile foundations*. XI Terzaghi Lecture, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, GT3, 197-228
- [9] RANDOLPH M.F. e WROTH, C.P. (1978), *Analysis of deformations of vertically loaded piles*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104 No. 12, pp. 1465-1488

Mandataria

TECH PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



3 BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera in esame consiste in ponte ad impalcato su 2 appoggi in corrispondenza delle spalle.

Date le sollecitazioni di progetto, la geometria delle opere e le caratteristiche dei terreni, è previsto che le spalle siano fondate su n. 6 pali di grande diametro ($D=1500$ mm), posti ad interasse 4.5 m (equivalente a 3 diametri), di lunghezza 24,5 m.

La quota di testa palo (intradosso della piastra di collegamento) è collocata a 2,6 m dal p.c.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici relativi.

Mandataria

TECH | PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



4 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Il modello geotecnico per il dimensionamento delle fondazioni è ricavato dalle indagini e dalla caratterizzazione geotecnica descritta nella Relazione geotecnica.

La stratigrafia di riferimento ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici da considerare nelle analisi sono sintetizzate nella tabella seguente.

Unità	Prof. [m]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	E_{op} [MPa]
Depositi limoso-argillosi (bna)	0-3,6	19	20	12	75	20
Depositi ghiaiosi (bna)	3,6-16,6	20	38	0	-	30
Depositi limosi e argillosi (VIL_h)	>16,6	20,5	20	25	150	45

Data la presenza del corso d'acqua, la falda di progetto è posta a livello del p.c.

5 CRITERIO DI DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI PROFONDE

5.1 Premessa

Il dimensionamento delle fondazioni è stato condotto secondo la procedura seguente:

- calcolo delle sollecitazioni a testa palo, schematizzando il palo con molle di rigidezza equivalente ottenuta basandosi sul modello analitico sviluppato da Randolph e Wroth (1978). Questo calcolo è riportato nella relazione di calcolo di impalcato e sottostrutture;
- calcolo della capacità portante del palo singolo sollecitato ad azione assiale, data la stratigrafia di progetto, in accordo alle Norme Tecniche vigenti;
- definizione della lunghezza del palo facendo riferimento al palo più caricato;
- calcolo delle sollecitazioni massime nel palo soggetto ai carichi orizzontali e ai momenti di progetto, sempre con riferimento al palo più caricato;
- valutazione di incidenza dell'armatura.

Considerando anche le modalità di calcolo della resistenza del palo singolo qui riportate, si ritiene che tale approccio sia, nel suo complesso, da considerarsi cautelativo. Il progetto di dettaglio delle palificate verrà redatto in sede di Progetto Esecutivo, sulla base di una più dettagliata campagna di indagine.

5.2 Progettazione agli stati limite

5.2.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

In accordo alla normativa nazionale vigente, per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare. Si sottolinea che, per quanto concerne le azioni di progetto E_d , le norme vigenti precisano che tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali di cui sopra alle azioni caratteristiche, oppure, a posteriori, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche.

5.2.2 Verifiche delle fondazioni profonde

Per le fondazioni su pali, devono essere prese in considerazione almeno le seguenti verifiche agli stati limite ultimi:

SLU di tipo Geotecnico (GEO), relative a condizioni di:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale.

Mandataria

Mandanti

SLU di tipo strutturale (STRU), relative a condizioni di:

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Diversamente dalla versione precedente delle norme tecniche (D.M. 14/01/2008), che ammetteva la possibilità di riferirsi indifferentemente ad uno dei due approcci di calcolo (DA1 o DA2), le norme di recente emanazione (D.M. 17/01/2018) richiedono che tutte le verifiche siano effettuate secondo l'Approccio 2 con la combinazione A1+M1+R3 ad esclusione della verifica di stabilità globale che dovrà essere effettuata secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2.

Le combinazioni previste dai vari approcci di calcolo tengono conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I, e Tab. 6.2.II delle norme, per comodità riportati rispettivamente nella Tabella 5.1 e Tabella 4 del presente documento.

Tabella 5.1 Coefficienti parziali per le azioni o per gli effetti delle azioni (Tabella 6.2.I delle Norme tecniche per le costruzioni)

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 5.2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II delle Norme tecniche per le costruzioni)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Il peso del palo deve essere incluso tra le azioni permanenti di cui alla Tabella 5.1 (par. 6.4.3 delle norme tecniche). Nella condizione di resistenza a compressione è stato assunto come carico permanente sfavorevole, mentre nella condizione di calcolo di resistenza a trazione è stato assunto come azione permanente favorevole.

In condizioni sismiche (paragrafo 7.11 delle norme tecniche) le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della

vita (SLV), mentre quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD).

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel Capitolo 7 delle norme tecniche, oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

5.3 Tipologia di palo

Considerando i costi e la facilità di costruzione, le condizioni geologiche e idrogeologiche del sito, si prevede di ricorrere a pali trivellati in calcestruzzo armato, gettati in opera. La valutazione della resistenza laterale e di base ed i valori dei coefficienti parziali adottati nei calcoli sono perciò coerenti con questa ipotesi.

Nello schema di calcolo la testa palo è posta a 2,7 m dal piano campagna.

5.4 Palo singolo soggetto a carico verticale

La resistenza di calcolo a compressione del palo, $R_{c,cal}$, viene indicata come capacità portante totale ed è data dalla somma dei contributi della resistenza laterale e della resistenza di base, mentre la resistenza di calcolo a trazione, $R_{t,cal}$, è data dalla sola portata limite per attrito laterale.

Le espressioni che le definiscono sono, rispettivamente:

$$R_{c,cal} = Q_{ult_comp} = Q_{lat_ult} + Q_{base_ult} - (W_p - W_s)$$

$$R_{t,cal} = Q_{ult_traz} = Q_{lat_ult} + (W_p - W_s)$$

dove:

Q_{ult_comp} resistenza di calcolo a compressione;

Q_{ult_traz} resistenza di calcolo a trazione;

$$Q_{lat_ult} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_t}^{z_b} \tau_{us} \cdot dz \quad \text{portata limite per attrito laterale}$$

con:

τ_{us} = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, calcolata come riportato nel paragrafo 5.4.1;

z_b = profondità della base del palo dal p.c. originario;

z_t = profondità della testa del palo dal p.c. originario.

$$Q_{base_ult} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub} \quad \text{portata limite di base}$$

con:

q_{ub} pressione limite alla base del palo calcolata come riportato nel paragrafo 5.4.2;

W_p peso del palo;

Mandataria

Mandanti

W_s peso del terreno sostituito dal palo.

I contributi di resistenza laterale e di base sono stati calcolati come descritto nei paragrafi 5.4.1 e 5.4.2 in funzione della natura del terreno attraversato e della tipologia e dimensione del palo da realizzare.

5.4.1 Resistenza laterale di calcolo

La resistenza laterale di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno attraversato, come segue.

Terreni a grana grossa (sabbie)

$$\tau_{u,s} \text{ (kPa)} = k \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan \phi' \leq \tau_{u,s \text{ max}} \text{ (kPa)}$$

dove:

k coefficiente empirico variabile con la profondità tra 0.4 e 0.7, assunto in questa sede pari a 0.6;

σ'_{vo} tensione verticale efficace geostatica calcolata, a partire dal p.c. originario, alla quota di riferimento;

ϕ' angolo di resistenza al taglio del terreno.

I valori massimi di $\tau_{u,s \text{ max}}$ sono stabiliti in accordo alle indicazioni di Reese & Wright (1977) nel caso di pali trivellati a fango, sulla base delle seguenti espressioni:

$$\tau_{u,s \text{ max}} = 3 \cdot N_{\text{SPT}} \text{ (kPa)} \quad \text{per } N_{\text{SPT}} \leq 53 \text{ colpi/30 cm}$$

$$\tau_{u,s \text{ max}} = 142 + 0.32 \cdot N_{\text{SPT}} \text{ (kPa)} \quad \text{per } N_{\text{SPT}} > 53 \text{ colpi/30 cm}$$

Terreni a grana fine (limi e argille)

$$\tau_{\text{ult}} \text{ (kPa)} = \alpha \cdot c_u \leq 100 \text{ kPa}$$

dove:

c_u resistenza a taglio non drenata;

α coefficiente adimensionale variabile col valore di c_u come indicato in Tabella 5.3.

Tabella 5.3 valori indicativi del coefficiente α per pali trivellati in terreni coesivi (AGI, 1984)

c_u (kPa)	α (-)
≤ 25	0.9
25÷50	0.8
50÷75	0.6
≥ 75	0.4

Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille sature e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi e la portata laterale viene calcolata in ciascuno strato con le formule appropriate in relazione alla sua natura (coesiva o granulare).

5.4.2 Resistenza di base di calcolo

La resistenza di base di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno alla base del palo, come segue (AGI, 1984).

Terreni a grana grossa (sabbie)

$$\left(q_{u,b} \right)_{\frac{s}{D}=0.1} (kPa) = N_q^* \cdot \sigma'_{vo} \leq q_{u,b,max} (kPa)$$

dove:

$\left(q_{u,b} \right)_{\frac{s}{D}=0.1}$ pressione limite alla base associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del

palo;

N_q^* parametro che può essere valutato mediante la Figura 5.1;

σ'_{vo} tensione verticale efficace calcolata dal p.c. originario;

$(q_{u,b})_{max}$ limite superiore della portata di base (Tabella 5.4).

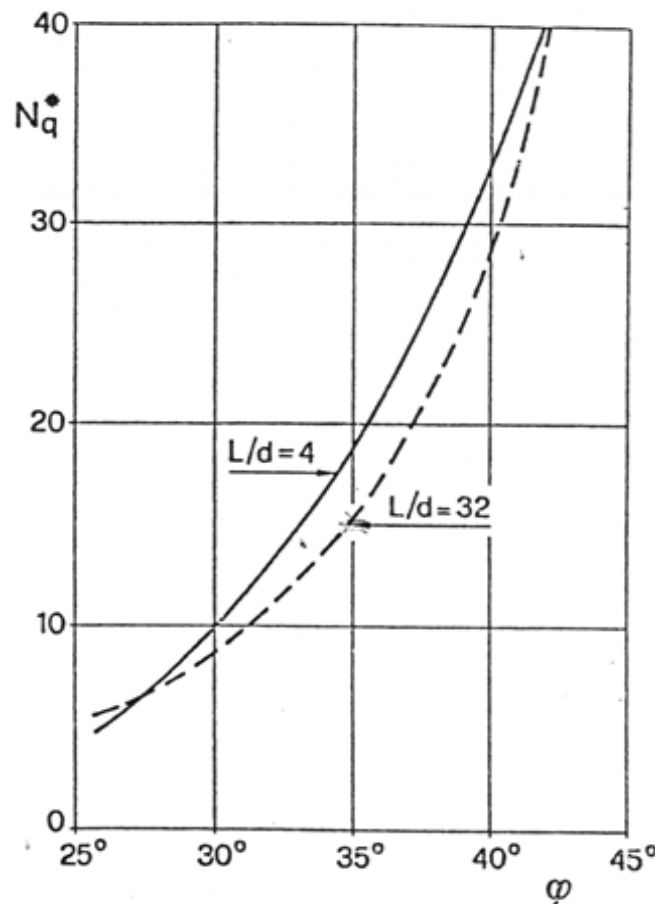


Figura 5.1 Coefficienti N_q^* (Berezantzev, 1965)

Mandataria

TECH PROJECT
ingegneria integrata



Mandanti

SGI STUDIO GEOTECNICO ITALIANO
Ingegneria geotecnica - Ingegneria idraulica - Ingegneria ambientale

ambiente
ingegneria ambientale e laboratori

Tabella 5.4 Valori di $(q_{u,b})_{max}$ per terreni grana grossa (Gwizdala, 1984)

	$(q_{u,b})_{max}$
GHIAIE	7500
GHIAIE SABBIOSE	5800
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

Terreni a grana fine (limi e argille)

$$q_{ult} = 9 \cdot c_u$$

dove:

c_u resistenza a taglio non drenata del terreno alla base del palo.

Terreni stratificati

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille sature e di sabbie e ghiaie, la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi viene abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo in accordo allo schema riportato in Figura 5.2

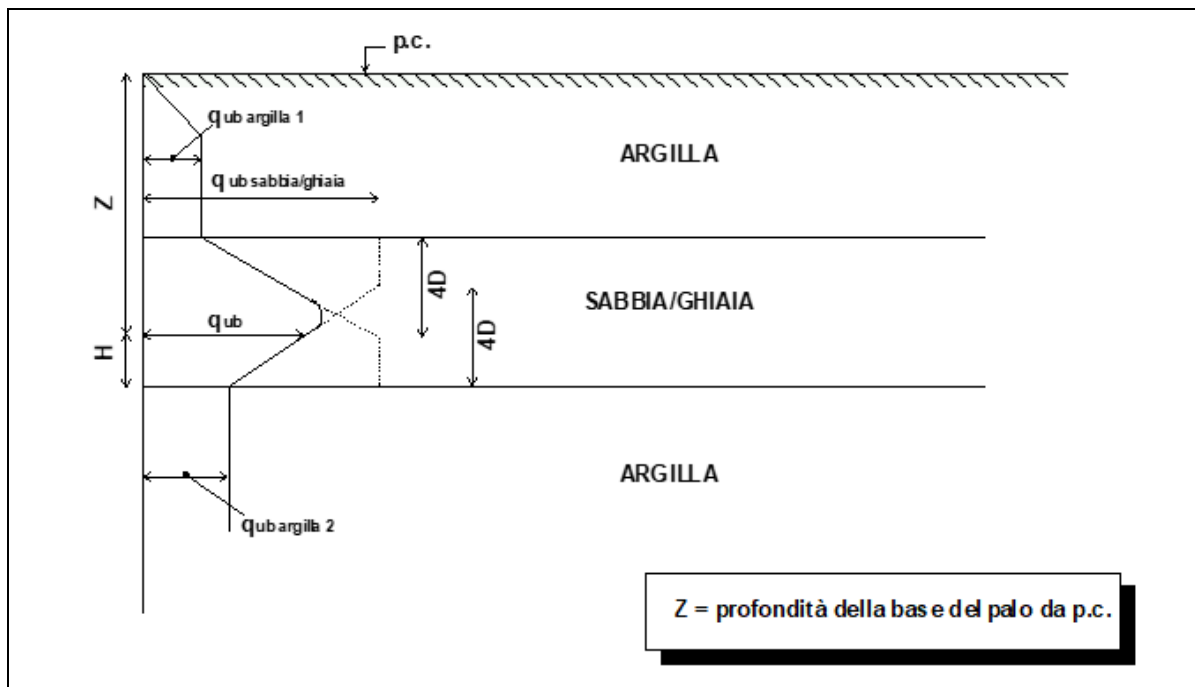


Figura 5.2 Criterio di valutazione della pressione ultima di base, q_{ub} , nei terreni stratificati (modificata da Meyerhof, 1976)

5.4.3 Resistenza caratteristica

La resistenza caratteristica a compressione $R_{c,k}$ e la resistenza caratteristica a trazione $R_{t,k}$ del palo singolo sono state determinate a partire dalle resistenze di calcolo ottenute con metodi che utilizzano i parametri geotecnici; in accordo al paragrafo 6.4.3.1.1 delle norme vigenti risulta pertanto:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

essendo:

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$	resistenza caratteristica rispettivamente a compressione e a trazione del palo singolo ad una data profondità;
$R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$	resistenza di calcolo rispettivamente a compressione e a trazione determinate ad una data profondità;
$(R_{c,cal})_{media}$ e $(R_{t,cal})_{media}$	resistenza di calcolo media ad una data profondità;
$(R_{c,cal})_{min}$ e $(R_{t,cal})_{min}$	resistenza di calcolo minima ad una data profondità;
ξ_3, ξ_4	fattori di correlazione in funzione del numero di verticali indagate (paragrafo 6.4.3.1.1 delle norme tecniche, Tab. 6.4.IV).

Nel caso in esame si è assunto: $\xi_3, \xi_4 = 1.7$.

5.4.4 Resistenza di progetto

I valori della resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ e della resistenza di progetto a trazione $R_{t,d}$ sono determinati applicando al valore caratteristico della resistenza i coefficienti parziali γ_R secondo le seguenti espressioni:

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

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R}$$

essendo:

$R_{c,d}$ e $R_{t,d}$	resistenza di progetto del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione;
$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$	resistenza caratteristica del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione;
γ_R	coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato e della tipologia esecutiva del palo (vedi la Tabella 5.5 in cui sono riportati i fattori parziali relativi a pali trivellati).

Tabella 5.5: Coefficienti parziali alle resistenze caratteristiche

Resistenza \ γ_R	Pali trivellati		
	R_1 [-]	R_2 [-]	R_3 [-]
Base	1.00	1.70	1.35
Laterale - compressione	1.00	1.45	1.15
Laterale - trazione	1.00	1.60	1.25

5.5 Palo singolo soggetto a carichi orizzontali

Lo studio dell'interazione palo-terreno sotto carichi orizzontali è condotto in accordo all'approccio proposto da Matlock e Reese (1960), basato sul modello di Winkler (elastico-lineare) in cui il palo è schematizzato come una trave in un letto di molle elastiche.

Il parametro k_h (coefficiente di reazione orizzontale) è valutato basandosi sulle assunzioni seguenti, rispettivamente per terreni a grana fina e terreni granulari.

Terreni a grana fine (Davisson, 1970)

$$k_h = 67 \cdot c_u / D \quad (\text{FL}^{-3})$$

D = diametro del palo

c_u = coesione non drenata,

Terreni a grana grossa/argille normalconsolidate (Matlock e Reese, 1956)

$$k_h = n_h \cdot z / D \quad (\text{FL}^{-3})$$

dove:

z = profondità dal piano campagna;

$n_h = A\gamma / 1.35$ (si vedano la Tabella 5.6 e in Tabella 5.7 da Viggiani, 1999);

A = coefficiente i cui valori orientativi sono riportati in Tabella 5.6 (Viggiani, 1999)

γ = peso di volume del terreno (uguale al peso immerso se sotto falda).

Tabella 5.6 Valori orientativi di n_h ed A per terreni incoerenti

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo di valori di A	100÷300	300÷1000	1000÷3000
Valore consigliato di A	200	600	1500
n_h (N/cm ³), sabbie non immerse	2.5	7.5	20
n_h (N/cm ³), sabbie immerse	1.5	5	12

Tabella 5.7 Valori orientativi di n_h per terreni coesivi

Tipo di terreno	n_h (N/cm ³)
Argilla n.c. o debolmente o.c.	0.2÷3.5
Argilla organica n.c.	0.1÷1
Torba	0.03÷0.1
Loess	8÷10

Data la stratigrafia di progetto, i parametri utilizzati per il calcolo del palo sono riassunti nella tabella seguente.

Unità	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
Depositi limoso-argillosi (bna)	0,00	0	5000
Depositi ghiaiosi (bna)	-31,70	8375	0
Depositi limosi e argillosi (VIL_h)			

La rigidezza del palo è stata tenuta in conto considerando un modulo del calcestruzzo del palo pari a 25000 MPa.

La connessione della testa palo alla fondazione è stata schematizzata con il vincolo di incastro.

5.5.1 Calcolo delle sollecitazioni nel palo per verifiche strutturali

Per la condizione, "testa incastrata", sono stati calcolato lungo il fusto del palo il momento adimensionale M_{ad} ed il taglio adimensionale F_{ad} .

Le relazioni utilizzate sono le seguenti
azione di taglio:

$$F = A_v * F_{0,d} + \frac{B_v * M_{0,d}}{T}$$

momento flettente:

$$M = A_m * F_{0,d} * T + B_m * M_{0,d}$$

essendo:

$M_{0,d}$, $F_{0,d}$ = momento flettente e taglio a testa palo

α = rapporto tra momento e taglio a testa palo

T = lunghezza elastica del palo, legata alla rigidezza flessionale del palo e al modulo di reazione orizzontale del palo secondo la seguente relazione

$$T = [4 \cdot (EJ)_p / (k_h \cdot D)]^{1/4}$$

A_v , B_v , A_m , B_m coefficienti adimensionali legati alle caratteristiche del terreno, del palo;
(EJ)_p = rigidezza flessionale del palo.

Mandataria

6 AZIONI DI PROGETTO

Le azioni di progetto sono ricavate mediante le analisi numeriche effettuate per la modellazione della sovrastruttura. Si rimanda alla relazione di calcolo di impalcato e sottostrutture per i dettagli.

Per il dimensionamento sono state considerate le azioni più elevate determinate con la modellazione della sovrastruttura a testa palo.

In particolare, si dimensiona il palo sulle azioni di progetto seguenti:

$N_d = 3058.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (azione assiale massima a testa palo calcolata dalla modellazione strutturale, palo più sollecitato, combinazioni SLU/SLV);

$H_d = 842.9 \text{ kN}$ (azione orizzontale massima a testa palo calcolata dalla modellazione strutturale, palo più sollecitato, combinazione SLV);

.

Mandataria

TECH | PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



7 RISULTATI DEI CALCOLI

A partire dalla teoria esposta precedentemente, sono stati sviluppati i calcoli di resistenza per il palo singolo di diametro 1500 mm, sotto carico assiale e sotto carico orizzontale.

In Allegato 1 è riportato il grafico con la resistenza di progetto del palo soggetto a carichi verticali date le azioni per le diverse combinazioni di carico (Approccio 2, combinazione A1+M1+R3).

Sulla base del grafico si ricava che la lunghezza di progetto dei pali è pari a 24.5m.

In Allegato 2 sono riportati i diagrammi di taglio e momento lungo il fusto del palo relativi al palo di diametro 1500 mm e lunghezza 24.5 m, calcolati come descritto al par. 5.5 basandosi sulle combinazioni di carico che forniscono la massima azione orizzontale a testa palo.

Sulla base delle sollecitazioni ottenute, si valutano:

- % di armatura nella sezione più sollecitata a flessione: circa 0.88 %
- incidenza delle armature: circa 87 kg/m³.

Mandataria

TECH | PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



ALLEGATO 1

RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICO ASSIALE

Mandataria

TECH | PROJECT
ingegneria integrata ©



Quality Engineering

Mandanti



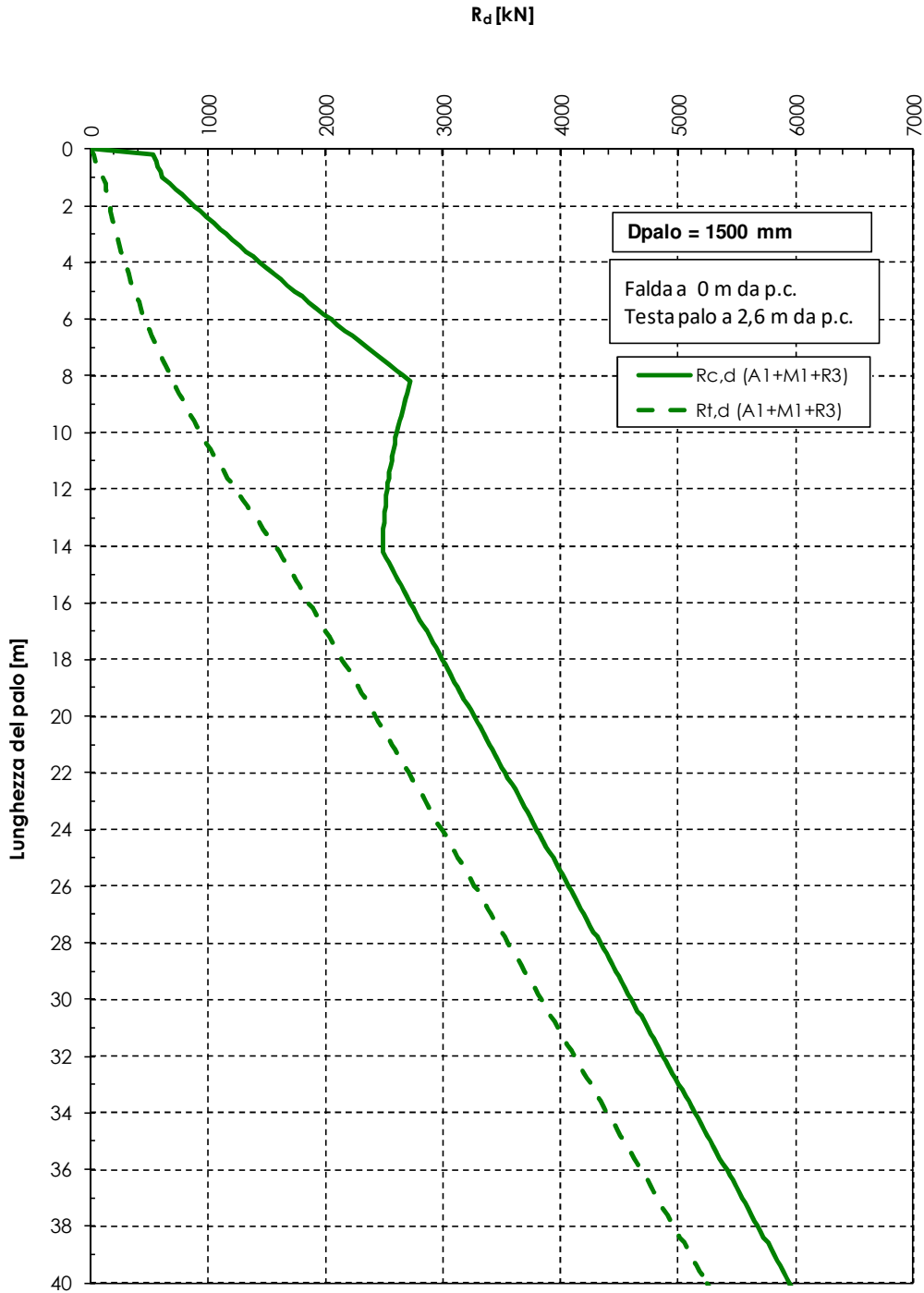
STUDIO GEOTECNICO ITALIANO s.r.l.
società a partecipazione paritetica



Pag.
19

Resistenza di progetto del palo singolo (diametro 1500 mm) secondo l'Approccio 2, combinazione A1+M1+R3

Ponte ferroviario al Km 42+258



ALLEGATO 2

RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO SOGGETTO A CARICO ORIZZONTALE

Mandataria

TECH | PROJECT
ingegneria integrata ©



Quality Engineering

Mandanti

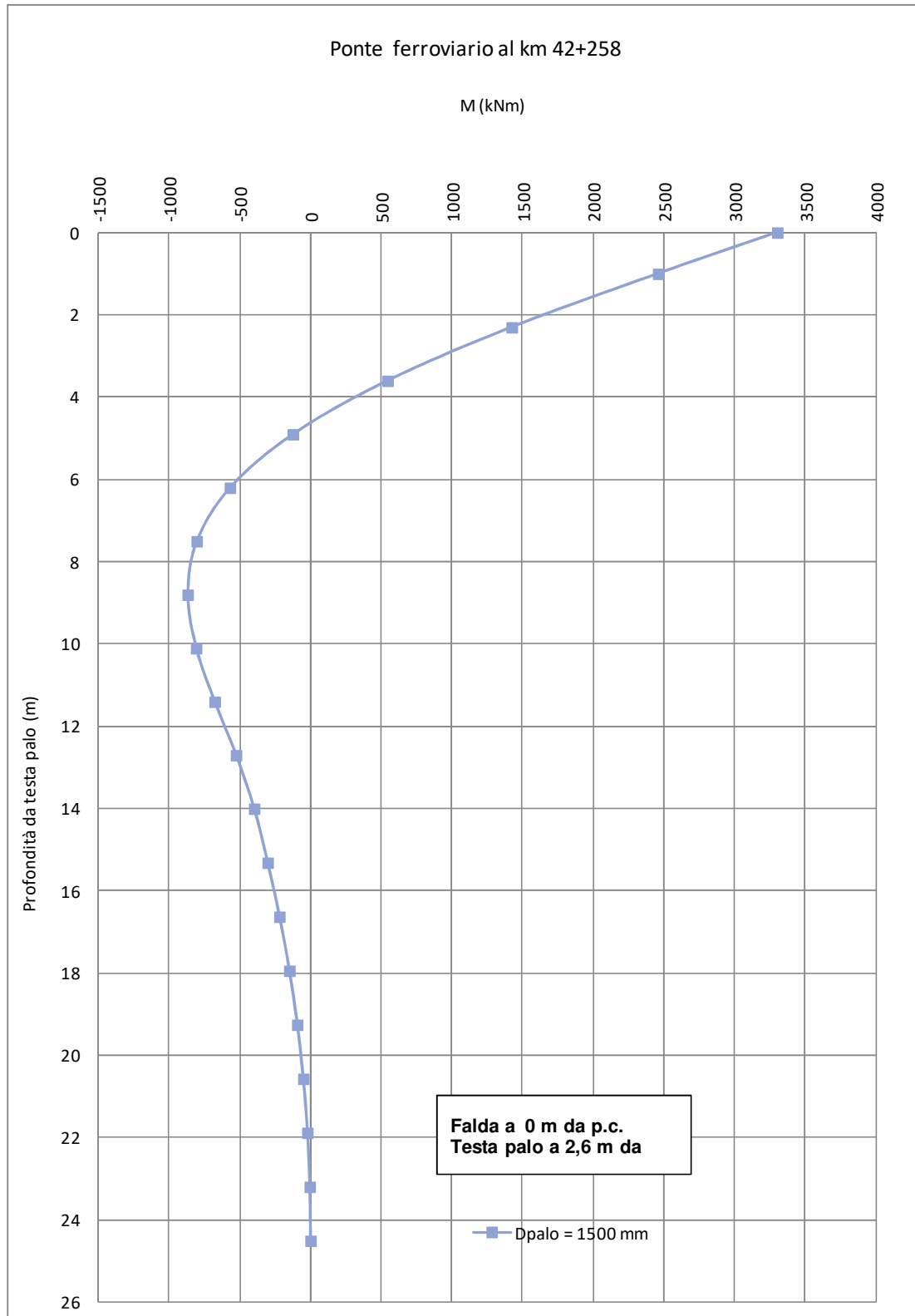


STUDIO GEOTECNICO ITALIANO s.r.l.
Ingegneria geotecnica - Ingegneria sismica - Ingegneria ambientale
00187 Roma



ingegneria ambientale e laboratori

**Andamento del momento flettente per condizioni di palo a “testa incastrata” (diametro 1500 mm)
 Combinazione di carico con taglio massimo**



Andamento del taglio per condizioni di palo a "testa incastrata" (diametro 1500 mm) Combinazione di carico con taglio massimo

