

Committente:



AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.P.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:



**AUTOSTRADA DELLA CISA A15
RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22
CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO
RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.**

C.U.P. G61B04000060008

C.I.G. 307068161E

PROGETTO ESECUTIVO

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.

Il Direttore TIBRE:

Il Responsabile del Procedimento:

Il Presidente:

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.
Il Direttore Tecnico:

*Il Responsabile di Progetto
Dott. Luca Bondanelli*

Il Geologo:

NA

PROGETTAZIONE DI:



A.T.I.:



Il Progettista:

Ing. Giovanna Cassani

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano n. 20997

Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione:

Ing. Giovanni Maria Cepparotti

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo n. 392

Consulenza specialistica a cura di:

Progettista Responsabile Integrazione Prestazioni Specialistiche:

Impresa PIZZAROTTI & C. S.p.A.

Ing. Pietro Mazzoli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n. 821

Titolo Elaborato:

**Asse principale
Cavalcavia
Cavalcavia P5A su Cispadana
Relazione geotecnica**

Data Emissione Progetto:

18/03/2014

Scala:

Identif. Elaborato:

N.RO IDENTIFICATIVO	CODICE COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	AMBITO	CAT OPERA	N OPERA	PARTE OP	TIPO DOC	N PROGR. DOC.	REV.
	RAAA	1	E	R	AP	CA	08	E	RE	001	B
B	10/10/2014	Istruttoria RINA prot. 730 del 08/09/2014 (I indica le parti modificate con l'ultima rev.)				SPIGARELLI	CASSANI	MAZZOLI			
A	27/06/2014	RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO				SPIGARELLI	CASSANI	MAZZOLI			
Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE				Redatto	Controllato	Approvato			

SOMMARIO

1.	INTRODUZIONE.....	3
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3.	APPROCCIO NORMATIVO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE.....	5
4.	IPOTESI PROGETTUALI	7
4.1	NOTE GENERALI.....	7
4.2	VERIFICHE ALLO SLE.....	7
4.3	VERIFICHE ALLO SLU	8
5.	CRITERI DI CALCOLO.....	10
5.1	PORTATE UNITARIE LATERALI DEI PALI	10
5.1.1	INTRODUZIONE.....	10
5.1.2	TERRENI INCOERENTI.....	10
5.1.3	TERRENI COESIVI.....	12
5.1.4	EFFETTI LOCALI	13
5.2	PORTATE UNITARIE DI BASE DEI PALI.....	13
5.2.1	INTRODUZIONE.....	13
5.2.2	TERRENI INCOERENTI.....	13
5.2.3	TERRENI COESIVI.....	16
5.2.4	EFFETTO STRATIGRAFICO.....	16
5.3	RESISTENZA DEL SISTEMA PALO-TERRENO NEI CONFRONTI DELLE AZIONI ORIZZONTALI 17	
5.3.1	NOTE INTRODUTTIVE.....	17
5.3.2	TEORIA DI BROMS - TERRENI COESIVI	17
5.3.3	TEORIA DI BROMS - TERRENI INCOERENTI.	18
5.3.4	DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE	19
6.	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI.....	25
6.1	NOTE GENERALI.....	25
6.2	CATEGORIA SISMICA DEI TERRENI DI SEDIME	26
6.3	Spalla A + Pila 1+ Pila 2 + Spalla B.....	27
7.	CURVE DI CAPACITA' PORTANTE	28
8.	SCAVI A CIELO APERTO, INTERVENTI ACCESSORI, SUSCETTIBILITA' A LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI SEDIME.....	30
9.	MONITORAGGI SUI RILEVATI D'APPROCCIO IN CORSO D'OPERA.....	31
10.	PROVE TECNOLOGICHE E DI COLLAUDO	32
	ALLEGATO – CURVE DI CAPACITA' PORTANTE.....	33

1. INTRODUZIONE

Oggetto del presente documento sono i dimensionamenti e le verifiche geotecniche delle opere di fondazione previste nell'ambito della realizzazione del **Cavalcavia P5A su Cispadana**, compreso nel I Lotto del Raccordo autostradale A15/A22 *Corridoio plurimodale Tirreno-Brennero*.

Per i sistemi fondazionali delle sottostrutture costituenti l'opera sono in particolare illustrate:

- le scelte progettuali di base;
- i criteri di verifica secondo Normativa;
- i criteri di calcolo delle portate unitarie laterali di base.

Si forniscono le curve di capacità portante per il palo singolo, da utilizzarsi per l'attività di dimensionamento/verifica delle fondazioni soggette ai carichi di esercizio (SLE) e allo stato limite ultimo (SLU).

Per ogni sottostruttura oggetto del presente documento è altresì fornita la categoria sismica dei terreni di sedime, in osservanza al quadro Normativo di riferimento.

A conclusione è data indicazione in merito alla predisposizione degli scavi a cielo aperto, da realizzarsi per l'esecuzione dei pali di fondazione e relativo plinto di collegamento in testa, e nei riguardi degli interventi accessori funzionali all'idoneo esercizio del sistema fondazionale.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione geotecnica delle opere oggetto del presente documento è condotta con riferimento al seguente quadro normativo:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica".

D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996 - Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

Circolare 4 luglio 1996, n.156AA.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 D.M. 16 gennaio 1996.

D.M. 04.05.90 - "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali" ed annesse "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali", di cui alla circolare Ministero LL.PP. n. 34233 del 25.02.91.

O.P.C.M. 3274 20.03.2003 - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

D.M. LL. PP. 11 marzo 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".

Sono utilizzati a supporto delle sopracitate norme e per quanto carente i seguenti codici di progetto:

Eurocodice 7 UNI EN 1997-1:2005 - Progettazione geotecnica

Eurocodice 8 EN 1998-1:2005 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

3. APPROCCIO NORMATIVO PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE

La progettazione esecutiva delle opere fondazionali, in ottemperanza al punto 1.1. dell'Allegato D "Specifiche prestazionali per la redazione del progetto esecutivo" del *Capitolato Speciale d'Appalto - Norme Generali* (facente esplicito riferimento alla Legge 28/02/2008 n°31 art 20 comma 3), è condotta applicando la normativa tecnica utilizzata per la redazione del Progetto Definitivo. Nel caso specifico delle fondazioni su pali, come indicato al p.to 1.1 dell'Allegato D, dovendosi applicare in modo omogeneo, nell'ambito di ciascuna opera, il metodo di calcolo agli "Stati Limite", si adotta a supporto del D.M. LL.PP. 11/03/1988 l'Eurocodice 7 EN 1997—1: 2005.

Le verifiche di capacità portante verticale agli SLU e del sistema palo-terreno nei confronti dei carichi orizzontali, sia per le combinazioni di carico statiche che sismiche, sono pertanto condotte adottando l'approccio DA2, ovvero la *combinazione* di fattori di sicurezza parziali:

$$A1 "+" M1 "+" R2$$

dove i fattori di sicurezza parziali sulle azioni (A1) e sulle resistenze di calcolo (R2 - pali trivellati) assumono, rispettivamente, i valori esposti nelle tabelle seguenti:

Azione	Effetto	Coefficiente	Set: A1
Permanente	Favorevole	γ_G	1.0
	Sfavorevole		1.35
Variabile	Favorevole	γ_Q	0
	Sfavorevole		1.5

Resistenza	Coefficiente	Set: R2
Base	γ_b	1.1
Laterale	γ_s	1.1
Laterale (in trazione)	$\gamma_{s,t}$	1.15

Risultano unitari i fattori di sicurezza parziali da applicarsi ai parametri geotecnici del terreno (M1).

La *capacità portante di progetto* del singolo palo è derivata, previa riduzione delle due componenti *caratteristiche* della portanza tramite opportuno fattore di sicurezza parziale, secondo la relazione seguente:

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s} - W_p$$

dove γ_b e γ_s sono identicamente pari a 1.1, in accordo con la tabella A.7 dell'UNI EN 1997-1:2005 (R2), e W_p rappresenta il contributo derivante dal peso del palo. Con riferimento a quest'ultimo, si specifica che nelle verifiche di capacità portante allo SLE e allo SLU si adotta il peso compensato del palo, ovvero si considera il peso proprio del cls decurtato del peso di volume naturale del terreno in situ asportato per trivellazione.

Il valore caratteristico della portata totale dei pali è derivato dai "valori di calcolo" della resistenza alla punta $R_{b,cal}$ e laterale $R_{s,cal}$, ridotti per effetto dei fattori di correlazione $\xi_3 - \xi_4$, in funzione del numero di verticali di indagine:

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

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

In merito alla scelta dei fattori di correlazione ξ_3 - ξ_4 , si adottano i valori indicati nell'Allegato A dell'UNI EN 1997-1:2005 -tabella A.10, in funzione dell'affidabilità della caratterizzazione geotecnica condotta sul *volume di suolo significativo* che, nel caso di un'opera lineare come un viadotto, è individuato per ogni singola opera di fondazione (ovvero in corrispondenza di ogni pila). Tali fattori sono esplicitati nella tabella riportata qui di seguito:

verticali	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25
ξ_4	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08

Qualora le indagini a disposizione consentano di individuare, sino a profondità superiori alle lunghezze dei pali, *volumi di terreno* caratterizzati dalla *comune successione litostratigrafica* e dall'*omogeneità dei parametri fisico-meccanici* pertinenti alle unità geotecniche ivi comprese; ai fini della selezione del fattore ξ_3 , proprio della fondazione di ogni pila ricadente nell'area in oggetto, sarà considerata la totalità delle verticali di indagine comprese nel volume medesimo.

4. IPOTESI PROGETTUALI

4.1 NOTE GENERALI

Il dimensionamento delle fondazioni su pali è condotto con riferimento ai seguenti requisiti prestazionali:

- limitazione dei cedimenti in condizioni di esercizio, allo scopo di garantire la piena funzionalità delle strutture in elevazione;
- soddisfacimento della verifica di portanza totale ultima in corrispondenza del massimo carico verticale trasmesso dalle strutture in elevazione allo stato limite ultimo, sia in condizioni statiche che in presenza dell'azione sismica.

La definizione delle lunghezze dei pali è determinata dal soddisfacimento del requisito prestazionale più restrittivo. Limitatamente alle condizioni di Stato Limite Ultimo, si conducono le verifiche del complesso palo-terreno nei confronti delle azioni orizzontali, per mezzo delle quali validare la scelta della sezione trasversale del palo stesso.

4.2 VERIFICHE ALLO SLE

La limitazione dei cedimenti in esercizio è progettualmente perseguita determinando la lunghezza dei pali costituenti la palificata sulla base dell'azione assiale agente sul palo maggiormente caricato del gruppo e considerando la curva di capacità portante riferita allo SLE. L'iter operativo seguito per ogni sottostruttura dell'opera in disamina è pertanto il seguente:

1. dichiarazione del cedimento limite ammissibile in condizioni di esercizio per l'intero sistema fondazionale (gruppo di pali collegati testa);
2. definizione del cedimento limite ammissibile in esercizio sul palo singolo (compreso nel gruppo di pali);
3. emissione della curva di capacità portante allo SLE del palo singolo; la curva di capacità portante è calcolata considerando le aliquote dei valori caratteristici della portata laterale e della portata alla base, mobilitate in corrispondenza del cedimento ammesso in condizioni di esercizio. Tali aliquote, percentualmente riferite alle relative portate ultime sono derivate, rispettivamente, dai diagrammi di trasferimento del carico lungo il fusto ed alla base del palo ottenuti da Reese e O'Neill (1989) per pali trivellati di grande diametro, sia in terreni coesivi che incoerenti.

I valori caratteristici delle suddette portate sono calcolati secondo l'approccio normativo prescelto (si veda capitolo 3) ed applicando i criteri esposti al successivo capitolo 5.

La definizione del cedimento limite ammissibile sul palo singolo a partire dalla dichiarazione di cedimento limite dell'intero sistema fondazionale muove da valutazioni ingegneristiche che tengono in considerazione i seguenti aspetti:

- numero complessivo dei pali costituenti il gruppo;
- interasse fra i pali compresi nel gruppo;
- litologia delle unità interessate da gruppo di pali, sia lungo il fusto che alla base dei medesimi.

Qualora dall'esame combinato dei suddetti elementi progettuali, per ogni contesto di intervento, si riscontrino le condizioni per l'insorgere di fenomeni di interazione fra pali in gruppo (sotto azioni verticali), per la determinazione delle portate unitarie laterali e di base saranno adottati *fattori di efficienza della palificata* calcolati secondo De Mello-1969 (1), Meyerhof-1976 (2). Tali effetti di gruppo non si ritengono di rilevanza ingegneristica per interassi dei pali maggiori o uguali ai tre diametri.

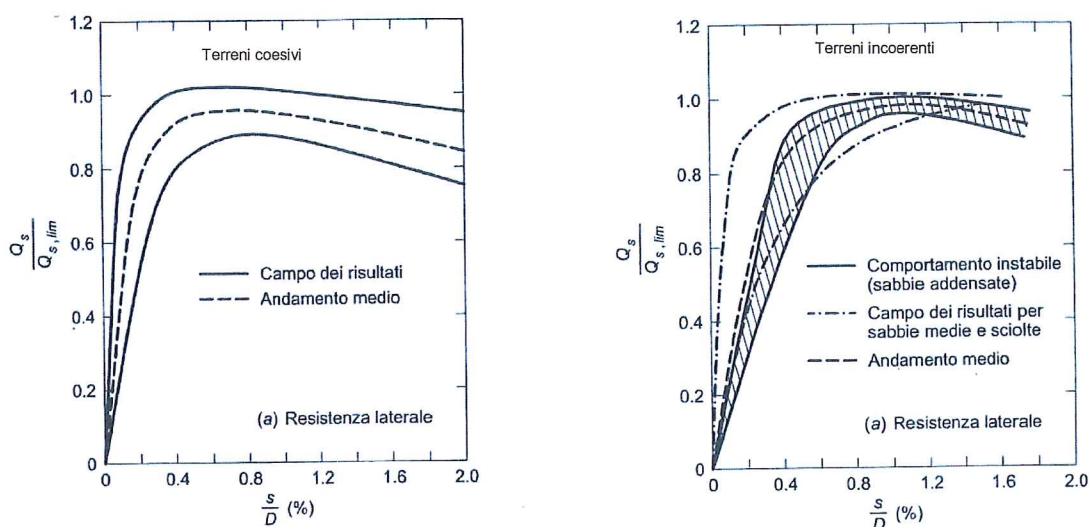


Fig. 4.1 Curve di trasferimento del carico lungo il fusto del palo - Reese e O'Neill (1989)

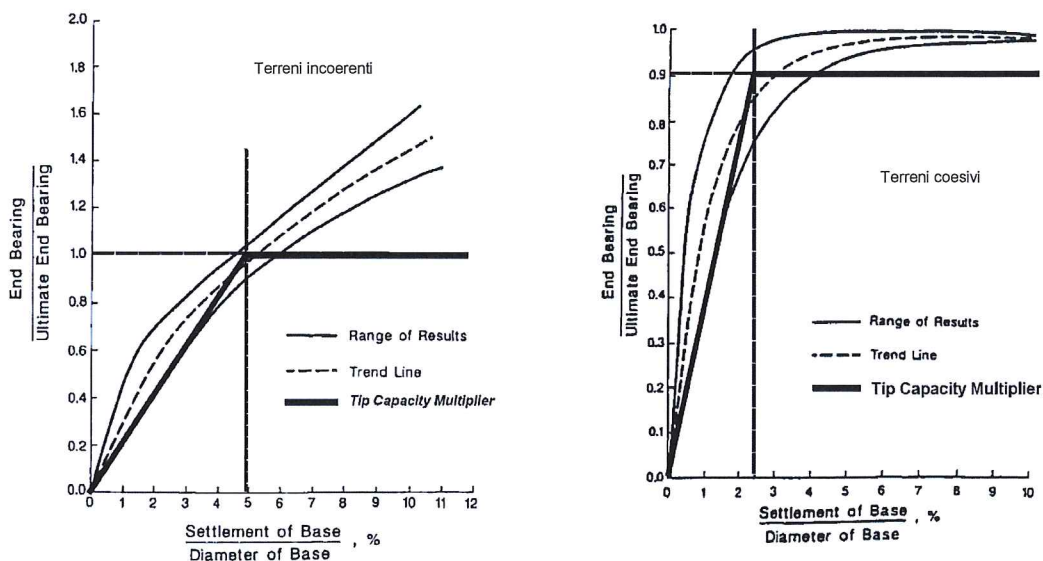


Fig. 4.2 Curve di trasferimento del carico alla base del palo - Reese e O'Neill (1989)

4.3 VERIFICHE ALLO SLU

La verifica di portanza ultima totale allo SLU del gruppo di pali risulta implicitamente soddisfatta determinando la lunghezza dei pali sulla curva di capacità portante (SLU), nota l'azione verticale di progetto (SLU) agente in testa al palo più caricato del gruppo.

La curva di capacità portante sarà calcolata considerando le aliquote dei valori di progetto della portata laterale e della portata alla base mobilitate in corrispondenza del cedimento progettualmente ammesso allo SLU. Tali aliquote, percentualmente riferite alle relative portate ultime sono derivate, rispettivamente, dai diagrammi di trasferimento del carico lungo il fusto ed alla base del palo ottenuti da Reese e O'Neill (1989) per pali trivellati di grande diametro, sia in terreni coesivi che incoerenti. I valori di progetto delle portate laterali e alla base sono calcolati secondo l'approccio normativo prescelto (si veda capitolo 3) ed applicando i criteri esposti al successivo capitolo 5.

La definizione della portanza ultima del gruppo dei pali, sulla base della portanza del palo singolo, muove da valutazioni ingegneristiche che tengono in considerazione i seguenti aspetti:

- numero complessivo dei pali costituenti il gruppo;
- interasse fra i pali compresi nel gruppo;
- litologia delle unità interessate da gruppo di pali, sia lungo il fusto che alla base dei medesimi.

Qualora dall'esame combinato dei suddetti elementi progettuali, per ogni contesto di intervento, si riscontrino le condizioni per l'insorgere di fenomeni di interazione fra pali in gruppo (sotto azioni verticali), per la determinazione delle portate unitarie laterali e di base saranno adottati *fattori di efficienza della palificata* calcolati secondo De Mello-1969 (1), Meyerhof-1976 (2). Tali effetti di gruppo non si ritengono di rilevanza ingegneristica per interassi dei pali maggiori o uguali ai tre diametri.

(1) De Mello. V.F.B. (1969), Foundations of Buildings on Clay, State of the Art Report, in Proc. 7th Int. Cong.on Soil Mechanics and Foundations. Eng., Vol. 1, pp. 303-316.

(2) Meyerhof, G.G. (1976), Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations. JGED, ASCE, GT3, 197-228

5. CRITERI DI CALCOLO

5.1 PORTATE UNITARIE LATERALI DEI PALI

5.1.1 INTRODUZIONE

Si riportano nel seguito i criteri di calcolo proposti per la definizione delle portate unitarie laterali, differenziando fra terreni incoerenti e terreni coesivi. La selezione dei criteri di calcolo delle suddette portate è finalizzata all'ottimizzazione dei procedimenti di dimensionamento e verifica delle opere, sulla base dell'esperienza acquisita in contesti geologicamente simili per storia deposizionale, specie in quanto a periodo e modalità.

Si considerano quale riferimento primario le relazioni analitiche e semi-empiriche da letteratura, supportate dal confronto con le più recenti correlazioni di natura empirica: l'esito della *Campagna di Indagini Integrative*, con particolare riferimento alla ricostruzione litostratigrafica e alle determinazioni ottenute dalle prove di laboratorio, ha consentito di individuare le formulazioni più appropriate, attingendo in particolare alle numerose correlazioni basate sui risultati delle prove penetrometriche statiche e dinamiche realizzate in situ (CPTU, SPT). Tali formulazioni sono appunto utilizzate a supporto delle relazioni analitiche per la definizione della lunghezza dei pali, potendo in tal modo usufruire di correlazioni dirette con il cospicuo campione dati reso disponibile dalle prove in situ.

5.1.2 TERRENI INCOERENTI

La determinazione dell'attrito laterale unitario mobilitato su un palo di fondazione in terreni incoerenti è basata sul "metodo indiretto β ", comunemente impiegato nella pratica progettuale per la stima della tensione unitaria laterale di pali installati in sabbia:

$$\tau_{us} = \beta * \sigma'v \leq \tau_{us_max}$$

Il coefficiente $\beta = k * \tan \varphi$ tiene conto indirettamente dei seguenti fattori che controllano la mobilitazione dell'attrito:

- stato iniziale del terreno sabbioso: densità relativa, tensioni geostatiche efficaci verticale ed orizzontale, eventuale struttura del terreno;
- cambiamento dello stato del terreno a seguito dell'installazione del palo;
- modalità di esecuzione del palo: tipologia di palo, sostegno del foro, fluidità del calcestruzzo, tempo impiegato per l'installazione;
- variazione della tensione normale al fusto durante la fase di carico;
- rugosità dell'interfaccia palo-terreno;
- resistenza al taglio e rigidità del terreno circostante il palo.

Nel merito, le Linee Guida AGI 1984 suggeriscono di adottare, per pali trivellati, valori di K variabili da 0.4 a 0.7, decrescenti con la profondità e coefficiente di attrito palo-terreno pari a $\tan \varphi$.

A supporto della formulazione di Kulhavy (1983):

$$\beta = k * \tan \varphi = 2/3 k_0 * \tan \varphi$$

sono adottate le seguenti relazioni da letteratura specifiche per pali trivellati in contesti litologicamente assimilabili a quelli progettuali, unitamente ai relativi limiti superiori del valore della portata laterale unitaria.

O'Neill & Hassan [1994] / Jamiolkowski [2000]

Per i depositi sabbiosi $1.2 \geq \beta = 1.5 - 0.42 \cdot (z)^{0.34} \geq 0.25$
 Per i depositi sabbioso-ghiaiosi e depositi ghiaiosi $1.8 \geq \beta = 2.0 - 0.15 \cdot (z)^{0.75} \geq 0.25$

essendo z la profondità a partire dal p.c. originario. Le suddette formulazioni si considerano valide solo per valori N_{spt} maggiori di 15 colpi/piede.

Ai fini della limitazione superiore delle portate unitarie laterali calcolate secondo il metodo β , d'accordo con Reese e Wright (1977), si assumono le profondità critiche definite nell'ambito della portata unitaria di base (8-10D – si veda paragrafo seguente) e comunque le limitazioni imposte dalle correlazioni di natura empirica esposte nel seguito.

L'elevato numero di prove penetrometriche dinamiche e statiche condotte nelle unità interagenti con le fondazioni profonde sino alle profondità di interesse progettuale nell'ambito della *Campagna di Indagini Integrative*, ha consentito di integrare le risultanze delle formulazioni sopra citate con le determinazioni ottenute per mezzo delle *correlazioni fra resistenza unitaria laterale e N_{spt}/qc* usufruendo in particolare della disponibilità del dato geotecnico "in continuo" con la profondità di indagine, fornita dalle prove sopra menzionate.

Si adottano a questo proposito le seguenti formulazioni empiriche da letteratura, selezionate nel rispetto della coerenza fra litologia di riferimento nelle singole verifiche di portanza e contesto di sviluppo delle relazioni empiriche, per la specifica tecnologia realizzativa dei pali (trivellati di grande diametro).

Reese & Wright [1977] - Correlazioni da prove SPT

- nel caso di pali trivellati a fango in sabbia, il valore di τ_{us} è ricavabile dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} \tau_{us} &= 2.6 \cdot N_{SPT} \text{ kPa} && \text{per } N_{SPT} \leq 53 \\ \tau_{us} &= 142 + 0.32 \cdot N_{SPT} \text{ kPa} && \text{per } N_{SPT} > 53 \end{aligned}$$

costituenti una limitazione alla resistenza laterale unitaria massima mobilitabile (si veda anche diagramma seguente):

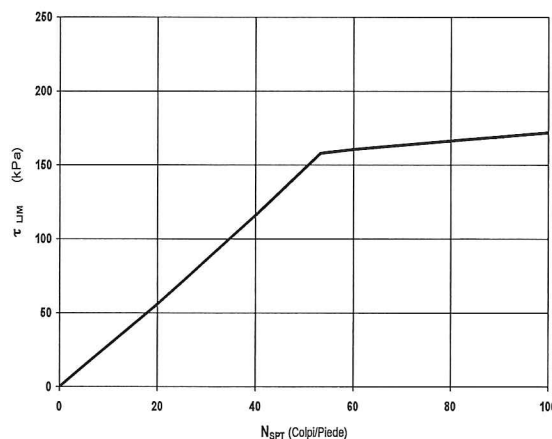


Fig. 5.1 correlazione $\tau_{us} - N_{SPT}$ (Reese & Wright, 1977)

Alsamman [1995] - Correlazioni da prove CPTU
 per pali trivellati in sabbie e ghiaie:

Litologia prevalente	Resistenza unitaria laterale ultima	Limitazioni applicazione
Sabbia ghiaiosa / ghiaia	$\tau = 0.02 q_c$	$q_c \leq 4.8 \text{ MPa}$
	$\tau = 0.0019 q_c + 0.9 \leq 135 \text{ kPa}$	$q_c > 4.8 \text{ MPa}$
Sabbia / Sabbia limosa	$\tau = 0.015 q_c$	$q_c \leq 4.8 \text{ MPa}$
	$\tau = 0.0012 q_c + 0.7 \leq 96 \text{ kPa}$	$q_c > 4.8 \text{ MPa}$

A valle del confronto operato sui risultati ottenuti con le formulazioni alternative di cui sopra, si è dunque finalizzata, per ogni unità geotecnica, la scelta del valore di *portata laterale unitaria* maggiormente aderente alle reali condizioni tensionali attese lungo i fusti dei pali e quanto più avvalorato da formulazioni dirette/indirette alternative.

5.1.3 TERRENI COESIVI

Condizioni non drenate

Per la determinazione della portanza unitaria laterale espressa in termini di tensioni totali si assume la formulazione seguente:

$$\tau_{us} = \alpha c_u \leq \tau_{us\max}$$

Per la definizione del fattore di riduzione si considerano le formulazioni indicate dall'AGI [1984] sotto riportate:

- 0.9 per $c_u \leq 25 \text{ kPa}$;
- 0.8 per $25 < c_u \leq 50 \text{ kPa}$;
- 0.6 per $50 < c_u \leq 75 \text{ kPa}$;
- 0.4 per $c_u > 75 \text{ kPa}$.

Il valore di $\tau_{us\max}$ è definito in accordo alle indicazioni fornite dall'AGI [1984] per pali trivellati in terreni coesivi, pari a 100 kPa.

Si adotta altresì quale strumento di confronto la relazione empirica di Alsamman [1995] basata su correlazione con risultati delle prove penetrometriche CPTU

$$\tau = 0.023 (q_c - \sigma_{vo}) \leq 86 \text{ kPa}$$

Condizioni drenate

Per la determinazione della portanza unitaria laterale espressa in termini di tensioni efficaci, si adotta la formulazione seguente:

$$\tau_{us} = K \cdot \sigma'_v(z) \cdot \mu \leq \tau_{us\max}$$

con:

- $\mu = \tan(\varphi)$, per pali trivellati in argille normalconsolidate
- $K = 1 - \sin(\varphi)$, per pali trivellati in argille normalconsolidate
- $K \mu = 0.3 \sqrt{\text{OCR}}$, per pali trivellati in argille sovraconsolidate (Colombo)

Si assume una resistenza unitaria massima tangenziale $\tau_{us\max}$ calcolata secondo Wright e Reese (1977) e Alsamman (1995).

5.1.4 EFFETTI LOCALI

Nel calcolo delle curve di capacità portante allo SLE ed allo SLU, onde considerare l'effetto disturbo arrecato al terreno in situ dall'esecuzione dei pali e/o locali episodi di rimaneggiamento dovuti alla trivellazione più superficiale, si trascura la portata laterale per uno spessore pari a 1 diametro, preso dalla testa del palo.

In presenza di lamierino di rivestimento del fusto del palo, predisposto per evitare l'insorgere del fenomeno "attrito negativo" laddove atteso, si trascura la portanza laterale per tutto il tratto rivestito.

L'instaurarsi del meccanismo di plasticizzazione alla base del palo, con relativi fenomeni di refluento lungo il fusto è tenuto in debito conto, trascurando, nel calcolo delle sole curve di capacità portante allo SLU, il contributo della portata laterale per uno spessore pari a 3 diametri, preso dalla base del palo.

5.2 PORTATE UNITARIE DI BASE DEI PALI

5.2.1 INTRODUZIONE

Si riportano nel seguito i criteri di calcolo proposti per la definizione delle portate unitarie di base, differenziando fra terreni incoerenti e terreni coesivi. La selezione dei criteri di calcolo delle suddette portate è finalizzata all'ottimizzazione dei procedimenti di dimensionamento e verifica delle opere, sulla base dell'esperienza acquisita in contesti geologicamente similari per storia deposizionale, specie in quanto a periodo e modalità.

Si considerano quale riferimento primario le relazioni analitiche e semi-empiriche da letteratura, supportate dal confronto con le più recenti correlazioni di natura empirica: l'esito della *Campagna di Indagini Integrative*, con particolare riferimento alla ricostruzione litostratigrafica e alle determinazioni ottenute dalle prove di laboratorio, ha consentito di individuare le formulazioni più appropriate, attingendo in particolare alle numerose correlazioni basate sui risultati delle prove penetrometriche statiche e dinamiche realizzate in situ (CPTU, SPT). Tali formulazioni sono appunto utilizzate a supporto delle relazioni analitiche per la definizione della lunghezza dei pali, potendo in tal modo usufruire di correlazioni dirette con il cospicuo campione dati reso disponibile dalle prove in situ.

Il soddisfacimento delle verifiche in termini di limitazione dei cedimenti è condotto valutando le opportune curve di capacità portante riferite allo SLE ed assumendo una mobilitazione parziale della portata unitaria alla base, in relazione al livello deformativo previsto progettualmente. Parimenti, le curve di capacità portante allo SLU sono computate considerando livelli deformativi del sistema palo-terreno definiti in relazione allo spostamento verticale massimo ammissibile allo SLU, stabilito per ogni opera / sottostruttura. A tale scopo, le formulazioni analitiche ed empiriche per la portata unitaria di base, associate a cedimenti dei pali di grande diametro in misura variabile dal 5% al 20-30% il diametro del palo, sono opportunamente scalate secondo i diagrammi di trasferimento del carico di base ottenuti da Reese e O'Neill (1989).

5.2.2 TERRENI INCOERENTI

Si propone, quale riferimento primario, la seguente formulazione:

$$q_{ub}[\text{MPa}] = N_q \cdot \sigma'_{v0}$$

Il fattore di stabilità N_q , è calcolato secondo la relazione analitica di Meyerhof e la formulazione semi-empirica Berezantzev – N_q^* (1965):

Formulazione di Meyerhof

$$N_q = \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} \right]$$

Tale formulazione è associata alla mobilitazione di un cedimento plastico alla punta che, per i pali trivellati di grande diametro, può raggiungere il 30% del diametro del palo.

Formulazione di Berezantzev

Il fattore di stabilità è definito per mezzo del seguente diagramma, noto $\varphi^* = \varphi - 3^\circ$ (Kishida, pali trivellati), con φ angolo di attrito di picco del terreno.

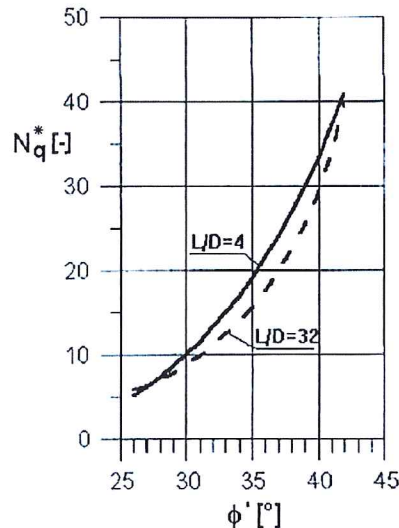


Fig. 5.2 Abaco N_q^* (Berezantzev, 1965)

$$q_{ub}[\text{MPa}] = N_q^* \cdot \sigma'_{v0}$$

Alla portata unitaria calcolata secondo Berezantzev (1965), corrispondono cedimenti alla base del palo nel range 5-10%. La portata ultima di base, calcolata con N_q^* fattore di capacità portante, è associata al valore della profondità critica z_c (nell'ambito del medesimo strato), oltre la quale non si verifica un ulteriore incremento della portata unitaria di base. Il valore di z_c , così come N_q^* , è espresso secondo Berezantzev (1965, 1970), in relazione all'angolo di attrito φ^* .

La scelta del valore di *portata unitaria* di base maggiormente aderente alle reali condizioni tensionali attese alla base del palo, è condotta confrontando le relazioni analitiche/semi-empiriche di cui sopra con le seguenti formulazioni empiriche da letteratura, selezionate nel rispetto della coerenza fra contesto di sviluppo delle relazioni e litologia di riferimento.

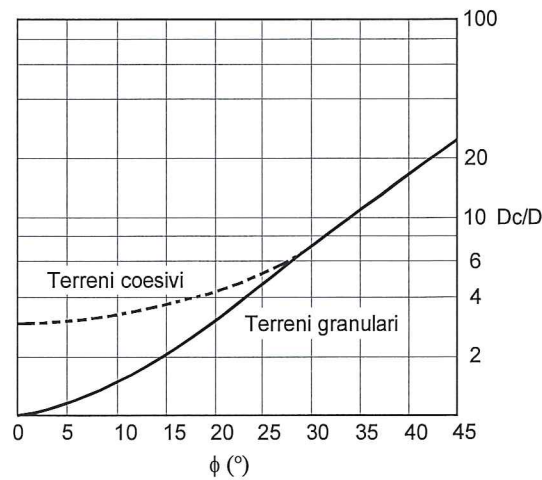
Correlazioni da prove SPT

Formulazione Reese e Wright (1977) per pali trivellati in sabbia con successive integrazioni Reese e O'Neill (1988) limitatamente ai terreni con $N_{spt} > 75$

$$q_{cr} = 67 (N_{SPT})_m [\text{kPa}] \leq 4000 \text{ kPa} \quad \text{per } (N_{SPT})_m < 60$$

$(N_{SPT})_m$ = valore di N_{SPT} medio su un tratto pari a $1.5 \cdot D$ al di sopra e al di sotto della base del palo.

I valori di q_{cr} sono interamente mobilitati ad una profondità critica z_c definita secondo Meyerhof (1976) (grafico seguente):


 Fig. 5.3 Profondità critica z_c definita secondo Meyerhof (1976)

La portata di base unitaria calcolata secondo la formulazione di Reese è associata a cedimenti alla base dell'ordine del 5% il diametro del palo.

Formulazione di Gwizdala (1984), per pali trivellati in sabbia e ghiaia

$$(q_{ub})_{\frac{s}{D}=0.1} = (N_{SPT})_m \cdot \alpha_N \leq q_{ub_max} \quad [\text{MPa}]$$

essendo:

α_N = coefficiente empirico riportato in nella tabella seguente;

$q_{ub,max}$ = pressione ultima di base massima consigliabile riportata nella tabella seguente;

$(N_{SPT})_m$ =valore di N_{SPT} medio su un tratto pari a $1.5 \cdot D$ al di sopra e al di sotto della base palo

	α_N (-)	$q_{ub,max}$ (KPa)
GHIAIE	150	7500
SABBIE	120	5800
SABBIE LIMOSE	85	4300

Valori di α_N e $q_{ub,max}$ secondo Gwizdala [1984]

La portata di base unitaria calcolata secondo la formulazione di Gwizdala è associata a cedimenti alla base dell'ordine del 10% il diametro del palo.

Correlazioni da prove CPTU

Formulazione di Jamiolkowski (2000) per pali trivellati in terreni a comportamento granulare:

$$q_{base2} = 0.14 \cdot q_c \quad \text{per } q_c \leq 10 \text{ MPa}$$

$$q_{base2} = 1.5 + 0.10 \cdot (q_c - 10) \quad \text{per } q_c > 10 \text{ MPa}$$

adottando il valore medio di q_c nel tratto $L - 1.5 D \leq z \leq L + 1.5 D$ dalla punta palo.

Formulazione di Alsamman [1995] per pali trivellati in sabbie e ghiaie:

Resistenza unitaria di base ultima (cedimenti pari al 5% D)	Limitazioni applicazione
$q_b = 0.15 q_c$	$q_c \leq 9.5 \text{ MPa}$
$\tau = 0.05 q_c + 960 \leq 2900 \text{ kPa}$	$q_c > 9.5 \text{ MPa}$

5.2.3 TERRENI COESIVI

Per il calcolo della portata unitaria di base si assume la formulazione di consolidata applicazione progettuale:

$$q_{ub}[\text{MPa}] = 9 \cdot c_u + \sigma_{v0}$$

Si adotta inoltre la seguente relazione di Alsamman basata sui risultati delle prove penetrometriche CPT:

$$q_b = 0.25 (q_c - \sigma_{v0}) < 2390 \text{ kPa}$$

5.2.4 EFFETTO STRATIGRAFICO

In accordo con Meyerhof, 1976, 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 è ridotta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo secondo lo schema qui di seguito riportato.

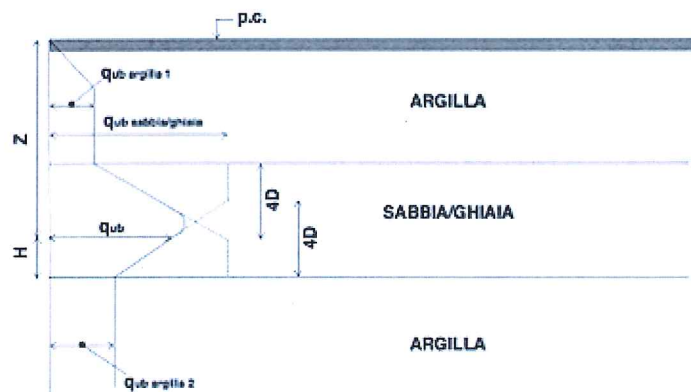


Fig. 5.4 Schema applicativo effetto stratigrafico (Meyerhof, 1976)

Si impone inoltre un'intestazione minima nello strato competente pari a 2 diametri, al fine di garantire che il meccanismo di rottura del terreno possa integralmente svilupparsi nello strato cui è affidata la portata di base del palo.

5.3 RESISTENZA DEL SISTEMA PALO-TERRENO NEI CONFRONTI DELLE AZIONI ORIZZONTALI

5.3.1 NOTE INTRODUTTIVE

La verifica del complesso palo-terreno nei confronti dei carichi orizzontali allo SLU statico e sismico è condotta con metodo analitico (Broms, 1964).

La teoria di Broms (1964) permette di valutare il valore del massimo momento flettente e del massimo carico orizzontale (carico di rottura) tollerabile dal sistema palo-terreno.

Sono distinti più casi in relazione agli aspetti seguenti:

- litologia dominante del terreno (coesivo o incoerente);
- localizzazione del meccanismo di rottura: nel caso di comportamento a palo lungo, il massimo momento flettente che si genera in condizioni di rottura del sistema palo-terreno risulta essere maggiore del momento di plasticizzazione del palo, pertanto la rottura si colloca nella sezione strutturale di quest'ultimo; nel caso di palo corto, il massimo momento flettente che si genera in condizioni di rottura è minore del momento di plasticizzazione del palo, pertanto il collasso avviene nel terreno posto attorno ad esso;
- tipologia di vincolo realizzato in testa ai pali (palo incastrato o libero).

Si propongono nel seguito le formulazioni sviluppate per terreni coesivi e incoerenti.

Le verifiche sono attuate in osservanza al par. 7.7.1 dell'Eurocodice 7 EN 1997—1: 2005, secondo l'approccio DA2, ovvero la *combinazione* di fattori di sicurezza parziali:

$$A1 "+" M1 "+" R2$$

5.3.2 TEORIA DI BROMS - TERRENI COESIVI

Pali corti

Nel caso di pali incastrati la resistenza laterale è data da:

$$H_{\max} = 9 \times C_u \times D_{\text{palo}} \times (L_{\text{palo}} - 1.5 \times D_{\text{palo}})$$

con

C_u = coesione non drenata del terreno;

D_{palo} = diametro o lato medio del palo;

L_{palo} = lunghezza del palo.

La reazione del terreno ha quindi un andamento di tipo rettangolare, cioè costante con la profondità:

$$H_z = 9 \times C_u \times D_{\text{palo}}$$

Il momento flettente massimo è fornito dall'espressione:

$$M_{\max} = H_{\max} \times (0.5 \times L_{\text{palo}} + 0.75 \times L_{\text{palo}})$$

Nel caso di pali a testa libera la reazione massima del terreno è data dalla:

$$H_{\max} = M_{\max} / (Z_{\text{palo}} + 1.5 \times D_{\text{palo}} + 0.5 \times f)$$

dove:

Z_{palo} = sporgenza del palo dal terreno;

D_{palo} = diametro del palo;

f = punto d'applicazione del momento flettente massimo.

Il momento flettente massimo viene fornito dall'espressione:

$$M_{\text{max}} = 2.25 \times D_{\text{palo}} \times C_u \times g_0$$

con:

$g_0 = L_{\text{palo}} - 1.5 \times D_{\text{palo}} - f$;

L_{palo} = lunghezza del palo;

$f = H_{\text{max}} / (9 \times C_u \times D_{\text{palo}})$.

Pali lunghi.

Nel caso di pali lunghi è il palo che si rompe, per cui il momento flettente massimo è posto uguale al momento di plasticizzazione del palo:

$$M_{\text{max}} = M_{\text{plast}}$$

La reazione massima del terreno, per pali vincolati, è fornita dall'espressione:

$$H_{\text{max}} = 2 \times M_{\text{max}} / (1.5 \times D_{\text{palo}} + 0.5 \times f)$$

Nel caso di pali a testa libera, la formula precedente diviene:

$$H_{\text{max}} = M_{\text{max}} / (1.5 \times D_{\text{palo}} + 0.5 \times f)$$

5.3.3 TEORIA DI BROMS - TERRENI INCOERENTI.

Pali corti.

Nel caso di un palo a testa libera la reazione massima del terreno è data da:

$$H_{\text{max}} = (0.5 \times \gamma \times D_{\text{palo}} \times L_{\text{palo}} \times 3 \times K_p) / (Z_{\text{palo}} + L_{\text{palo}})$$

con

γ = peso di volume del terreno;

$K_p = (1 + \text{sen } \varphi) / (1 - \text{sen } \varphi)$;

φ = angolo d'attrito del terreno;

Z_{palo} = sporgenza del palo dal terreno;

D_{palo} = diametro del palo.

Il momento flettente massimo vale:

$$M_{\text{max}} = H_{\text{max}} \times (Z_{\text{palo}} + 2/3 \times f)$$

con

$f = 0.82 \times \sqrt{(H_{\text{max}} / D_{\text{palo}} \times \gamma \times K_p)}$.

Nei pali a testa vincolata la relazione $H_{max} = (0.5 \times \gamma \times D_{palo} \times L_{palo}^3 \times K_p) / (Z_{palo} + L_{palo})$ diviene:

$$H_{max} = 1.5 \times \gamma \times L_{palo}^2 \times D_{palo} \times K_p$$

con

γ = peso di volume del terreno di fondazione;

$$K_p = (1 + \text{sen } \varphi) / (1 - \text{sen } \varphi).$$

Il momento flettente massimo è dato dall'espressione:

$$M_{max} = 2/3 \times H_{max} \times L_{palo}$$

La reazione del terreno ha un andamento di tipo triangolare, cioè crescente linearmente con la profondità:

$$H_z = 3 \times \gamma \times L_{palo} \times D_{palo} \times K_p;$$

$$H_{max} = 1.5 \times \gamma \times L_{palo}^2 \times D_{palo} \times K_p;$$

Pali lunghi

Come già visto per il caso di terreni coesivi, è nel palo che si verifica il collasso, per cui il momento flettente massimo va posto uguale al momento di plasticizzazione del palo:

$$M_{max} = M_{plast}$$

La reazione massima del terreno, per pali vincolati, è fornita dall'espressione:

$$H_{max} = 2 \times M_{max} / (0.5 \times Z_{palo} + 2/3 \times f)$$

Nel caso di pali a testa libera la relazione precedente diventa:

$$H_{max} = M_{max} / (0.5 \times Z_{palo} + 2/3 \times f)$$

5.3.4 DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE

La verifica del complesso palo-terreno nei confronti dei carichi orizzontali allo SLU statico e sismico è condotta con metodo analitico (Broms, 1964). Nelle tabelle proposte qui di seguito sono riportati i valori del carico limite orizzontale del terreno, per i differenti contesti di verifica previsti nell'ambito delle opere fondazionali da realizzarsi lungo l'intero sviluppo del 1° Lotto del Raccordo Autostradale. In particolare si sono considerate le seguenti unità superficiali coinvolte nel meccanismo resistente palo-terreno in corrispondenza della testa del palo stesso:

- G1_sx (ghiaie in sinistra idrografica Taro)
- L_sx (limi in sinistra idrografica Taro)
- L_dx (limi in destra idrografica Taro)
- A1_dx (argille in destra idrografica Taro)

Con riferimento al meccanismo di rottura per palo lungo vincolato in testa, rappresentativo dei sistemi fondazionali profondi delle pile e delle spalle di tipo non passante (quota spiccatò pali minore o uguale al piano campagna naturale), sono esplicitati sia i valori caratteristici che i valori di progetto (DA2-EC7) delle resistenze per le tipologie di palo adottate nelle opere d'arte di riferimento, ovvero pali trivellati di diametro 1200 mm e 1500 mm. A favore di statica, si assumono, rispettivamente, momenti di plasticizzazione pari a 1000 kNm e 4500 kNm: tali valori rappresentano infatti i minimi momenti di plasticizzazione calcolati per i pali di fondazione delle pile e delle spalle delle opere presenti lungo l'intero sviluppo del 1° Lotto. Si riportano contestualmente i valori delle minime lunghezze dei pali per le quali si instaura il meccanismo di rottura del tipo a palo lungo, come descritto ai precedenti paragrafi.

Diametro palo 1200 mm									
Unità superficiale	Condizione di verifica	φ (car)	γ (car)	C_u (car) kPa	M_{pl} kNm	L min meccanismo palo lungo m	Hlim (car) kN	R2 (DA2 EC7) -	Hlim (progetto) kN
G1_sx	Tensioni efficaci	41	19	-	1000	5	1140	1.1	1036
L_sx	Tensioni totali	-	-	50	1000	6	790	1.1	718
L_dx	Tensioni totali	-	-	70	1000	6	847	1.1	770
A1_dx	Tensioni totali	-	-	80	1000	5	868	1.1	789

Diametro palo 1500 mm									
Unità superficiale	Condizione di verifica	φ (car)	γ (car)	C_u (car) kPa	M_{pl} kNm	L min meccanismo palo lungo m	Hlim (car) kN	R2 (DA2 EC7) -	Hlim (progetto) kN
G1_sx	Tensioni efficaci	41	19	-	4500	7	3349	1.1	3045
L_sx	Tensioni totali	-	-	50	4500	11	2283	1.1	2075
L_dx	Tensioni totali	-	-	70	4500	10	2513	1.1	2285
A1_dx	Tensioni totali	-	-	80	4500	9	2604	1.1	2367

Fig. 5.5 Prospetto di riepilogo delle resistenze del sistema palo-terreno nei confronti delle azioni orizzontali per le condizioni di verifica rappresentative dei sistemi fondazionali previsti per ponti e viadotti compresi nel 1° lotto del Raccordo Autostradale – tipologia palo incastrato in testa.

Relativamente al meccanismo di rottura per palo lungo libero in testa, rappresentativo dei sistemi fondazionali profondi delle spalle di tipo passante (quota spiccato pali maggiore del piano campagna naturale), sono esplicitati valori di progetto (DA2 – EC7) delle resistenze per le tipologie di palo adottate nelle opere d'arte di riferimento, ovvero pali trivellati di diametro 1200 mm e 1500 mm. Si assumono, rispettivamente, momenti di plasticizzazione variabili nei range 2500-6000 kNm e 5000-12000 kNm: tali valori rappresentano infatti i momenti di plasticizzazione calcolati per i pali di fondazione delle spalle delle opere presenti lungo l'intero sviluppo del 1° Lotto. Le calcolazioni sono inoltre implementate per valori del rapporto e/D compresi fra 0 e 4.5, con e pari alla lunghezza del tratto di terreno non collaborate ai fini della resistenza limite orizzontale (coincidente con settore di palo fuori p.c.) e D il diametro del palo.

unità superficiale: G1sx

peso specifico, γ [kN/m ³]	19
angolo di resistenza a taglio, ϕ [°]	41
diametro palo, Φ [mm]	1200

 carico orizzontale limite, H_u [kN]

(tratto non collaborante, e) / (diametro palo, Φ) [l]		Mu (=Mpl) [kNm]							
		2500	3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
0.0		1323	1494	1656	1810	1958	2100	2238	2372
1.0		905	1043	1174	1301	1424	1543	1659	1772
1.5		771	895	1013	1128	1240	1349	1455	1558
2.0		668	779	887	991	1093	1192	1289	1385
2.5		587	688	785	881	974	1065	1154	1242
3.0		522	614	703	790	876	960	1042	1123
3.5		469	553	635	716	794	872	948	1024
4.0		426	503	579	653	726	798	869	939
4.5		389	460	531	600	667	734	801	866

unità superficiale: G1sx

peso specifico, γ [kN/m ³]	19
angolo di resistenza a taglio, ϕ [°]	41
diametro palo, Φ [mm]	1500

 carico orizzontale limite, H_u [kN]

(tratto non collaborante, e) / (diametro palo, Φ) [l]		Mu (=Mpl) [kNm]							
		5000	6000	7000	8000	9000	10000	11000	12000
0.0		2262	2555	2831	3095	3348	3591	3827	4055
1.0		1512	1744	1966	2180	2387	2588	2784	2975
1.5		1278	1485	1684	1877	2064	2246	2424	2598
2.0		1101	1286	1465	1639	1809	1974	2137	2296
2.5		963	1130	1292	1450	1604	1755	1904	2050
3.0		854	1005	1152	1296	1437	1576	1713	1847
3.5		765	903	1038	1170	1300	1427	1553	1678
4.0		692	819	943	1064	1184	1303	1419	1534
4.5		631	748	863	975	1087	1197	1305	1412

Fig. 5.6 Prospetto di riepilogo delle resistenze del sistema palo-terreno nei confronti delle azioni orizzontali per le condizioni di verifica rappresentative dei sistemi fondazionali previsti per ponti e viadotti compresi nel 1° lotto del Raccordo Autostradale – tipologia palo libero in testa – unità G1sx.

unità superficiale: Lsx
coesione non drenata, C_u [kPa]

50

diametro palo, Φ [mm]

1200

carico orizzontale limite, H_u [kN]

		Mu (=Mpl) [kNm]							
		2500	3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
(tratto non collaborante, e) / (diametro palo, Φ) [l]	0.0	937	1074	1202	1323	1437	1547	1652	1753
	1.0	687	802	911	1015	1116	1213	1306	1397
	1.5	601	705	805	902	995	1086	1174	1259
	2.0	533	627	719	808	895	979	1061	1141
	2.5	477	564	648	730	811	889	966	1041
	3.0	431	511	589	665	740	813	884	955
	3.5	393	466	539	609	679	747	814	880
	4.0	361	429	496	562	627	691	754	816
	4.5	333	396	459	521	582	642	701	759

unità superficiale: Lsx
coesione non drenata, C_u [kPa]

50

diametro palo, Φ [mm]

1500

carico orizzontale limite, H_u [kN]

		Mu (=Mpl) [kNm]							
		5000	6000	7000	8000	9000	10000	11000	12000
(tratto non collaborante, e) / (diametro palo, Φ) [l]	0.0	1491	1707	1910	2102	2283	2457	2623	2783
	1.0	1096	1278	1451	1617	1777	1931	2079	2223
	1.5	960	1125	1284	1438	1586	1730	1869	2005
	2.0	850	1001	1148	1289	1427	1561	1692	1819
	2.5	762	900	1035	1166	1293	1418	1540	1660
	3.0	689	816	940	1062	1180	1297	1411	1523
	3.5	628	745	860	973	1084	1193	1300	1405
	4.0	576	685	792	897	1001	1103	1203	1302
	4.5	532	634	733	832	929	1025	1119	1212

Fig. 5.7 Prospetto di riepilogo delle resistenze del sistema palo-terreno nei confronti delle azioni orizzontali per le condizioni di verifica rappresentative dei sistemi fondazionali previsti per ponti e viadotti compresi nel 1° lotto del Raccordo Autostradale – tipologia palo libero in testa – unità Lsx.

unità superficiale: Ldx

 coesione non drenata, C_u [kPa] 70

 diametro palo, Φ [mm] 1200

 carico orizzontale limite, H_u [kN]

		Mu (=Mpl) [kNm]							
		2500	3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
(tratto non collaborante, e) / (diametro palo, Φ) [l]	0.0	1012	1167	1312	1450	1581	1707	1828	1944
	1.0	719	843	962	1077	1189	1296	1401	1502
	1.5	623	734	842	947	1048	1147	1244	1338
	2.0	548	648	746	841	934	1025	1114	1201
	2.5	488	579	668	755	840	924	1006	1087
	3.0	439	522	604	684	762	840	916	991
	3.5	399	475	550	624	697	768	839	909
	4.0	365	436	505	573	641	707	773	839
	4.5	337	402	466	530	593	655	717	778

unità superficiale: Ldx

 coesione non drenata, C_u [kPa] 70

 diametro palo, Φ [mm] 1500

 carico orizzontale limite, H_u [kN]

		Mu (=Mpl) [kNm]							
		5000	6000	7000	8000	9000	10000	11000	12000
(tratto non collaborante, e) / (diametro palo, Φ) [l]	0.0	1612	1856	2087	2306	2514	2713	2905	3089
	1.0	1148	1345	1534	1717	1894	2065	2231	2392
	1.5	995	1172	1343	1510	1671	1829	1982	2132
	2.0	875	1035	1190	1342	1490	1635	1777	1916
	2.5	780	925	1066	1205	1341	1475	1606	1735
	3.0	702	834	964	1092	1217	1341	1462	1582
	3.5	638	759	879	997	1113	1227	1340	1451
	4.0	584	696	807	916	1024	1130	1235	1339
	4.5	539	642	745	847	947	1047	1145	1243

Fig. 5.8 Prospetto di riepilogo delle resistenze del sistema palo-terreno nei confronti delle azioni orizzontali per le condizioni di verifica rappresentative dei sistemi fondazionali previsti per ponti e viadotti compresi nel 1°lotto del Raccordo Autostradale – tipologia palo libero in testa – unità Ldx.

unità superficiale: A1dx

coesione non drenata [kPa]

80

 diametro palo, Φ [mm]

1200

 carico orizzontale limite, H_u [kN]

(tratto non collaborante, e) / (diametro palo, Φ) [l]		Mu (=Mpl) [kNm]							
		2500	3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
0.0		1041	1202	1355	1499	1638	1770	1898	2021
1.0		730	858	981	1100	1215	1327	1436	1542
1.5		631	744	855	962	1067	1169	1269	1366
2.0		553	655	755	852	948	1041	1133	1223
2.5		492	584	674	763	850	936	1020	1103
3.0		442	526	608	690	770	849	927	1003
3.5		401	478	554	629	702	775	847	919
4.0		367	438	508	577	645	713	780	846
4.5		338	404	468	533	596	659	722	784

unità superficiale: A1dx

coesione non drenata [kPa]

80

 diametro palo, Φ [mm]

1500

 carico orizzontale limite, H_u [kN]

(tratto non collaborante, e) / (diametro palo, Φ) [l]		Mu (=Mpl) [kNm]							
		5000	6000	7000	8000	9000	10000	11000	12000
0.0		1657	1913	2155	2385	2604	2815	3017	3211
1.0		1166	1369	1564	1754	1937	2115	2287	2456
1.5		1007	1188	1364	1535	1702	1865	2023	2178
2.0		884	1046	1205	1361	1513	1661	1807	1950
2.5		786	933	1077	1219	1358	1494	1629	1761
3.0		707	840	972	1102	1230	1355	1479	1602
3.5		641	764	885	1004	1122	1239	1354	1467
4.0		587	700	812	922	1031	1139	1246	1352
4.5		541	645	749	852	953	1054	1154	1253

Fig. 5.9 Prospetto di riepilogo delle resistenze del sistema palo-terreno nei confronti delle azioni orizzontali per le condizioni di verifica rappresentative dei sistemi fondazionali previsti per ponti e viadotti compresi nel 1° lotto del Raccordo Autostradale – tipologia palo libero in testa – unità A1dx.

6. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

6.1 NOTE GENERALI

Si considerano le seguenti stratigrafie di riferimento per il calcolo delle curve di capacità portante:

1. Stratigrafia comune per: Spalla A, Pila 1, Pila 2, Spalla B

Per ogni unità individuata nell'ambito delle successioni litostratigrafiche sono esplicitati i valori medi dei parametri geotecnici di resistenza e deformabilità, definiti a valle dell'elaborazione del campione dati reso disponibile dall'esecuzione delle prove geotecniche in situ e dalle prove di laboratorio. La determinazione di tali valori è oggetto della *Relazione di Caratterizzazione Geotecnica* alla quale si rimanda per approfondimenti ed analisi di dettaglio.

Tali valori medi sono stati utilizzati per il calcolo delle portate unitarie laterali e alla base finalizzate alla costruzione delle curve di capacità portante del palo singolo, applicando i criteri di calcolo descritti al Cap. 5.

La determinazione dei fattori di correlazione per il calcolo dei valori caratteristici delle portate è condotta nello spirito di quanto esposto al Capitolo 3.

Nel caso specifico dell'opera in esame, le indagini a disposizione consentono di individuare, sino a profondità superiori alle lunghezze dei pali, volumi di terreno caratterizzati dalla *comune successione litostratigrafica* e dall'*omogeneità dei parametri fisico-meccanici* pertinenti alle unità geotecniche ivi comprese; ne discende che ai fini della selezione del fattore di correlazione ξ_3 riferito alla fondazione di ogni pila ricadente nell'area in oggetto, è considerata la totalità delle verticali di indagine comprese nel volume medesimo.

Nella tabella a seguire sono individuati i suddetti volumi di terreno a comune successione stratigrafica e parametrizzazione geotecnica, indicando le sottostrutture ivi ricadenti. Per ognuno di essi è quindi riportato il numero di verticali geognostiche in esso comprese ed i relativi valori del coefficiente di correlazione ξ_3 .

Sottostruttura-	Campagne Indagini pregresse + Integrativa	
	n° verticali	Coefficiente Correlazione EC7
SPA	5	1.29
P1		
P2		
SPB		

Fig. 6.1 Prospetto di riepilogo dei coefficienti di correlazione ξ_3 adottati per la costruzione delle curve di capacità portante allo SLE e allo SLU

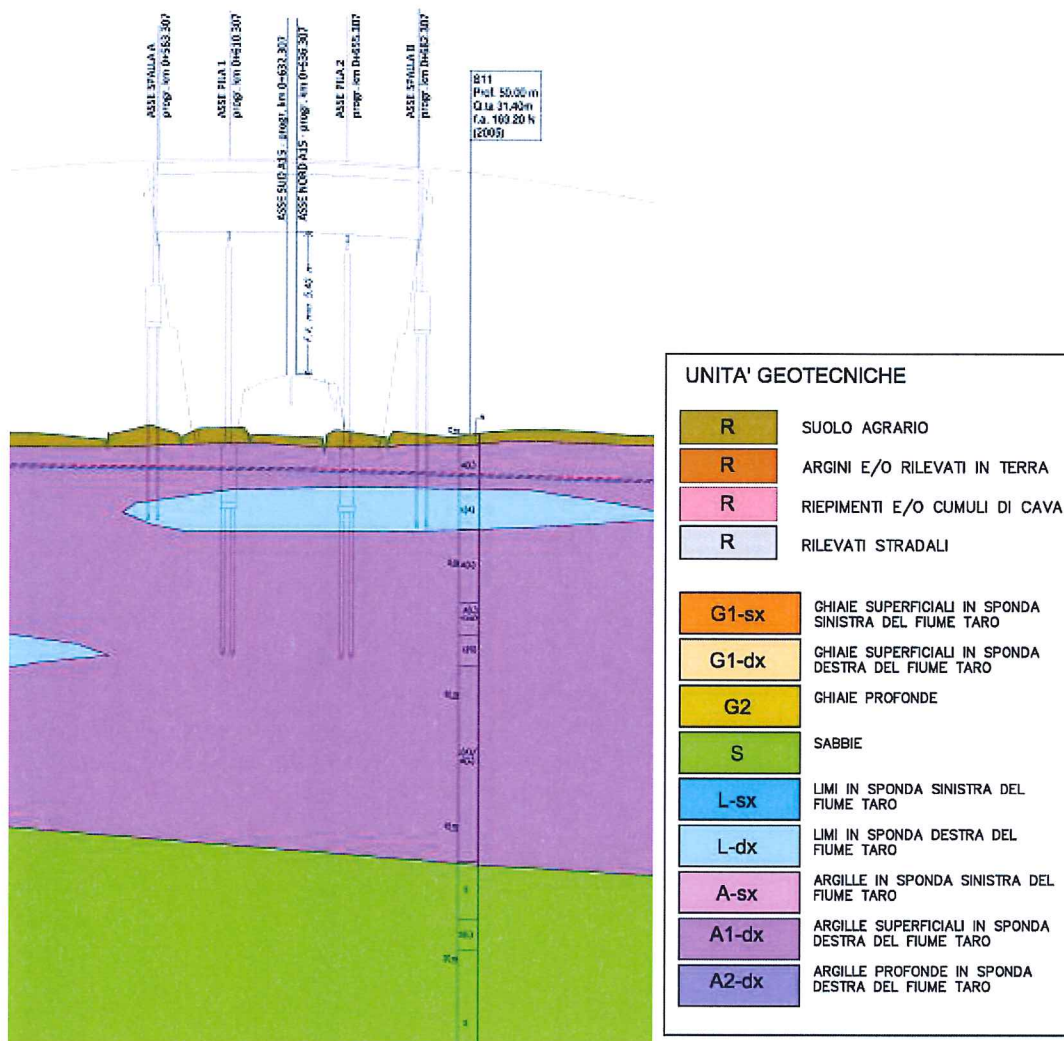


Fig. 6.2 Profilo Geotecnico

6.2 CATEGORIA SISMICA DEI TERRENI DI SEDIME

La categoria sismica del terreno di sedime per l'opera in oggetto, determinata in osservanza all'OPCM 3274/2003, è esplicitata nella tabella che segue, al variare della quota spiccato dei pali di fondazione (quota testa pali).

Quota imposta (=testa pali) da p.c. [m]	CV.08 CV CISPADANA
0	C
1	C
2	C
4	C
6	C

6.3 Spalla A + Pila 1+ Pila 2 + Spalla B

Si riporta qui di seguito la successione stratigrafica considerata per il calcolo delle curve di capacità del palo singolo, sia allo SLE che allo SLU (si veda Cap. 4).

Le singole unità sono individuate con la codifica definita in seno alla Relazione di Caratterizzazione Geotecnica.

Sono esplicitati i parametri fisici e di resistenza (valori medi) ottenuti dall'elaborazione dei dati resi disponibili dall'esecuzione delle prove in situ e dalle prove di laboratorio geotecnico.

La posizione dei singoli strati è individuata dalla quota del tetto e della base dell'unità geotecnica, espressa come distanza relativa rispetto alla quota spiccato dei pali di fondazione. Qualora nell'ambito della medesima unità siano riscontrate variazioni dei parametri tali da necessitare la distinzione del locale strato interessato dal resto del banco, è proposta in tabella un'ulteriore suddivisione in settori stratigrafici internamente all'unità geotecnica stessa.

quota assoluta tetto unità	z tetto da spiccato pali	z base da spiccato pali	unità	γ	c'	ϕ'	c_u	w	LL	LP
[m slm]	[m]	[m]	-	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[%]	[%]	[%]
31.0	0.0	11.9	A1_dx	18.5÷19.5	17	22	90 (z≤6m) 105 (z≤10m) 65 (z>10m)	30	50	25
19.1	11.9	39.1	S	19.5÷20.0	0	37÷38	-	-	-	-
-8.1	39.1	-	A2_dx	20.0	20	24	120	24	43	24

Tab. 6-1 Parametrizzazione geotecnica strati

Unitamente all'adozione dei parametri sopra descritti, ai fini del calcolo delle portate unitarie laterali e alla base, sono stati elaborati i risultati diretti ottenute dalle prove in situ Standard Penetration Test condotte in foro di sondaggio e delle Prove Penetrometriche Statiche CPTU, realizzate singolarmente o contestualmente all'esecuzione delle verticali geognostiche di tipo PDP (Preforo a Distruzione e prova Penetrometrica).

Nel caso specifico della verticale stratigrafica in oggetto, l'elaborazione è stata condotta sui risultati delle prove penetrometriche associate alle seguenti verticali d'indagine:

- CC22 (SPT)
- S11 (SPT)
- PU01 (CPT)

7. CURVE DI CAPACITA' PORTANTE

Le curve di capacità portante del palo singolo per gli allineamenti del **Cavalcavia P5A su Cispadana** sono proposte in Allegato. Le curve sono calcolate considerando la successione stratigrafica riportata nel profilo geologico della Carreggiata Nord

Sono stati considerati i seguenti diametri per i pali di fondazione:

- Spalla A e Spalla B: diametro 1200 mm
- Pila 1-20: diametro 1200 mm

Per ognuna delle verticali stratigrafiche sono fornite:

- **Curve capacità allo SLE-esercizio, calcolate considerando la portata laterale ed un'aliquota di portata alla base** calcolata secondo O'Neill (curve di trasferimento del carico alla base): i cedimenti in testa al singolo palo associati alla mobilitazione di tale portata sono nell'ordine del 2.5% il diametro del palo.

Per spalle di tipo passante ed in presenza di terreni di sedime dei rilevati soggetti a fenomeni di consolidazione primaria, si forniscono le curve di capacità portante **SLE-attrito negativo** calcolate considerando la presenza di attriti di tipo negativo lungo il tratto di fusto compreso entro il banco cedevole, al netto del lamierino di rivestimento opportunamente predisposto (l'azione attritiva unitaria è calcolata secondo la formulazione da letteratura $0.20-0.25 \sigma'_{vo}$).

- **Curve capacità allo SLU, calcolate considerando la portata laterale ed un'aliquota di portata alla base** corrispondente al cedimento mobilitato del 10-12% il diametro del palo.

Dal punto di vista numerico, il calcolo delle curve di capacità portante SLE/SLU è effettuato discretizzando il palo in elementi di lunghezza pari a 0.1m ciascuno.

Sono proposte nei diagrammi allegati le curve ottenute applicando le seguenti formulazioni di calcolo della portata unitaria di base:

- Meyerhof (calcolo in tensioni efficaci)
- Berezantzev (calcolo in tensioni efficaci)
- Reese (empirica su base dati N_{spt})
- Gwizdala (empirica su base dati N_{spt})
- Alsamman (empirica su base dati R_p da CPTU)

Le differenti curve sono calcolate adottando le medesime formulazioni per le portate unitarie laterali, sia in terreni coesivi (metodo α , secondo AGI, si vede Cap. 5), sia nei terreni incoerenti (metodo β). La selezione dei valori dei coefficienti moltiplicativi α e β è stata condotta comparando le determinazioni semi-empiriche di Kulhawy e O'Neill- Hassan con i risultati delle formulazioni empiriche direttamente basate sui risultati delle prove penetrometriche SPT e CPTU (si veda capitolo 5)

Nei diagrammi proposti è indicata infine la curva di capacità portante da considerarsi per la definizione delle lunghezze dei pali (curva *Design*), scelta fra le due curve costruite adottando le formulazioni analitiche e semi-empiriche per la portata di base di Meyerhof e Berezantzev. Il criterio guida generale adottato per la selezione della curva *Design*, si basa sulla conformità dei valori di portata restituiti dalle due formulazioni sopra menzionate con le determinazioni derivate dalle correlazioni con N_{SPT} e R_{pCPTU} . Si precisa che tale valutazione è condotta con riferimento alle quote di intestazione dei pali.

Si precisa inoltre quanto segue:

- per opere di fondazione con testa pali posta ad una quota inferiore al piano campagna naturale, l'ordinata Z_{palo} riportata nelle curve di capacità portante è riferita alla quota spiccato pali;

- per opere di fondazione con testa pali posta ad una quota superiore al piano campagna naturale, l'ordinata Z_{palo} riportata nelle curve di capacità portante è riferita alla quota del piano campagna stesso: tale condizione si verifica per le fondazioni delle spalle realizzate secondo tipologia passante all'interno dei rilevati di approccio all'opera di scavalco. L'assunzione presuppone che, a favore di statica, non sia considerato il contributo della resistenza laterale sviluppata lungo il fusto del palo nel tratto di attraversamento dei rilevati, anche nel caso in cui non sia prevista l'installazione di lamierini di rivestimento;
- Nella determinazione delle lunghezze dei pali, si dovrà tenere in considerazione l'insorgere dell'effetto stratigrafico, per il quale si riduce la portata di base mobilitata in corrispondenza dei contatti ghiaie – argille e si realizza una legge di crescita più dolce della medesima portata nel passaggio dalle argille alle ghiaie. Per semplicità sono stati riportati nei diagrammi i contatti stratigrafici con l'indicazione delle litologie; la piena mobilitazione portate di calcolo si verifica alla distanza di 4 diametri dal contatto.

8. SCAVI A CIELO APERTO, INTERVENTI ACCESSORI, SUSCETTIBILITA' A LIQUEFAZIONE DEI TERRENI DI SEDIME

Gli scavi di ribasso per raggiungere la quota spiccato pali saranno realizzati a cielo aperto, senza predisposizione di opere di sostegno, con riferimento alle altezze indicate nella tabella seguente per i differenti contesti stratigrafici presenti lungo lo sviluppo dell'opera (sottostrutture). Sono contestualmente indicate le pendenze massime per la profilatura delle scarpe, date le quali risultano soddisfatte le verifiche di stabilità delle pareti di scavo (per le verifiche di stabilità si rimanda al capitolo specifico contenuto nella *Relazione Geotecnica Opere all'aperto*). Qualora non fosse possibile le quote spiccato pali con scavi a cielo aperto, in relazione al contesto stratigrafico, è segnalata la necessità di prevedere opere di sostegno delle pareti di scavo.

Sottostruttura	Pendenza scarpe	Profondità di scavo a cielo aperto	Note
#	<i>h/v</i>	<i>[m da pc]</i>	-
Spalla A	3/2	-	Riporto: +3.7m
Pila 1	3/2	3.0	-
Pila 2	3/2	3.1	-
Spalla B	3/2	-	Riporto: +3.8m

Le spalle dell'opera in disamina sono realizzate secondo tipologia "passante" nei rilevati di approccio. In relazione alle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni di sedime dei rilevati, si attende lo sviluppo di cedimenti di consolidazione primaria, da cui la predisposizione di dreni verticali a nastro sotto l'impronta dei rilevati per velocizzare i tempi di sviluppo dei cedimenti stessi (si rimanda per dettagli alla *Relazione Geotecnica Opere all'aperto*). Allo scopo di limitare l'estensione del fenomeno dell'attrito negativo lungo il fusto dei pali è prevista l'installazione di un lamierino in acciaio per i primi 10 m a partire dalla quota spiccato pali.

Al fine di mantenere il fondo scavo in condizioni asciutte, si segnala la necessità di provvedere con adeguati dispositivi, all'aggettamento delle portate filtranti entro lo scavo, come da prospetto seguente (per i dettagli del calcolo delle portate filtranti si rimanda alla *Relazione Geotecnica Opere all'aperto - Portate di aggettamento negli scavi a cielo aperto*):

Litologia	Permeabilità, <i>k</i> [m/s]	Apporto laterale, <i>q_x</i>	Apporto da base scavo, <i>q_y</i>	Apporto totale, <i>q</i>
A1_dx	1E-08	0.11 l/h	1.69 l/h	1.91 l/h

Tabella 8-1 Portata di aggettamento negli scavi a cielo aperto (valore medio di permeabilità)

Le analisi di suscettibilità a liquefazione dei terreni interessati dalla costruzione dell'opera hanno rivelato un livello di rischio nullo o al più molto modesto, pertanto trascurabile ai fini ingegneristici.

Per la trattazione approfondita del problema si rimanda alle analisi di suscettibilità a liquefazione riportate in *Relazione Geotecnica Opere all'aperto - Liquefazione*.

9. MONITORAGGI SUI RILEVATI D'APPROCCIO IN CORSO D'OPERA

In corrispondenza delle opere oggetto degli interventi di installazione dreni verticali, è prevista la predisposizione di un sistema di monitoraggio, finalizzato al controllo dell'evoluzione dei cedimenti sul piano di imposta dei rilevati. In osservanza al *Capitolato Speciale di Appalto – Norme tecniche*, si prevede la predisposizione di un programma di monitoraggio che includa la posa in opera di piastre assestometriche, ubicate a piano campagna, e di colonne assestometriche disposte in profondità ad interessare le porzioni di terreno coinvolte dalle variazioni degli stati tensionali.

L'assetto evolutivo dei cedimenti di consolidazione all'interno dei banchi coesivi potrà inoltre essere efficacemente monitorato tramite la predisposizione di piezometri con cella di Casagrande equipaggiata con sistema di misura in continuo delle pressioni. L'andamento temporale sovrappressioni, a livelli differenti entro il banco, restituirà l'evoluzione del grado di consolidazione medio interno al banco coesivo.

La posa in opera dell'impalcato avverrà previo riscontro delle ipotesi geotecniche impiegate per la valutazione dell'evoluzione dei cedimenti attesi per il rilevato di approccio. Tale valutazione sarà effettuata tramite monitoraggio degli spostamenti per un periodo di osservazione da valutarsi in corso d'opera in funzione delle evidenze strumentali raccolte.

10. PROVE TECNOLOGICHE E DI COLLAUDO

Nell'ambito delle Prove Tecnologiche finalizzate alla messa a punto della metodologia esecutiva e/o di posa in opera dei pali, da predisporre come da indicazioni fornite al 9.1.1 del Capitolato Speciale d'Appalto - Norme Tecniche - Opere Civili, sarà valutata la necessità di condurre Prove di Carico sui pali eseguiti, spinte sino a portare a rottura il complesso palo - terreno. Tali prove restituiranno la curva carico-cedimento misurato alla testa del palo, tramite la quale si procederà alla determinazione del carico limite secondo comprovati metodi di utilizzo tecnico.

L'analisi della curva carico-cedimento, unitamente al calcolo del carico limite corrispondente alla rottura del complesso palo-terreno, consentirà di validare i criteri di calcolo delle portate adottati per la costruzione delle curve di capacità portante di progetto. La taratura delle suddette curve di calcolo, in funzione delle reali curve di trasferimento del carico restituite dalla prova, consentirà di calibrare eventuali possibili affinamenti delle lunghezze dei pali definite in sede di Progettazione Esecutiva.

Sul complesso dei pali di fondazione realizzati saranno eseguite prove di carico in corso d'opera e controlli non distruttivi, in osservanza, rispettivamente, ai punti 9.5.1 e 9.5.2 del Capitolato Speciale d'Appalto - Norme Tecniche - Opere Civili.

ALLEGATO – CURVE DI CAPACITA' PORTANTE

