

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:

*(Handwritten signatures in blue ink)*

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

**Il Responsabile di Progetto  
Dott. Ing. Luca Bondanelli**

Il Geologo:  
N A

PROGETTAZIONE DI:



A.T.I.:



Il Progettista:

Ing. Giovanna Cassani  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano n. 20997

**GIOVANNA CASSANI**  
ORDINE INGEGNERI DI MILANO

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 Impresa Pizzarotti & C. S.p.A.  
Ing. Pietro Mazzoli  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n. 821

**Dott. Ing. PIETRO MAZZOLI**  
IMPRESA PIZZAROTTI  
ISCRITTO ORDINE  
INGEGNERI PARMA n. 821

Titolo Elaborato:

**Asse principale  
Cavalcavia  
Cavalcavia svincolo A1 su A1 (rami C ed E)  
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         | 01          | E         | RE       | 001           | B    |
| B                   | 10/10/2014      | Istruttoria RINA prot. 730 del 08/09/2014<br>( 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.    | IPOSTESI 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<br>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<br>TERRENI DI SEDIME..... | 30 |
| 9.    | PROVE TECNOLOGICHE E DI COLLAUDO .....   | 31 |
|       | ALLEGATO – CURVE DI CAPACITA' PORTANTE.....  | 32 |



## 1. INTRODUZIONE

Oggetto del presente documento sono i dimensionamenti e le verifiche geotecniche delle opere di fondazione previste nell'ambito della realizzazione del *Cavalcavia svincolo A1 su A1 (rami C ed F)*, 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  | $\gamma_G$   | 1.0     |
|            | Sfavorevole |              | 1.35    |
| Variabile  | Favorevole  | $\gamma_Q$   | 0       |
|            | Sfavorevole |              | 1.5     |

| Resistenza             | Coefficiente   | Set: R2 |
|------------------------|----------------|---------|
| Base                   | $\gamma_b$     | 1.1     |
| Laterale               | $\gamma_s$     | 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  $\gamma_b$  e  $\gamma_s$  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  $\xi_3$  -  $\xi_4$ , 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    | $\geq 10$ |
|-----------|------|------|------|------|------|------|-----------|
| $\xi_3$   | 1.40 | 1.35 | 1.33 | 1.31 | 1.29 | 1.27 | 1.25      |
| $\xi_4$   | 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  $\xi_3$ , 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.



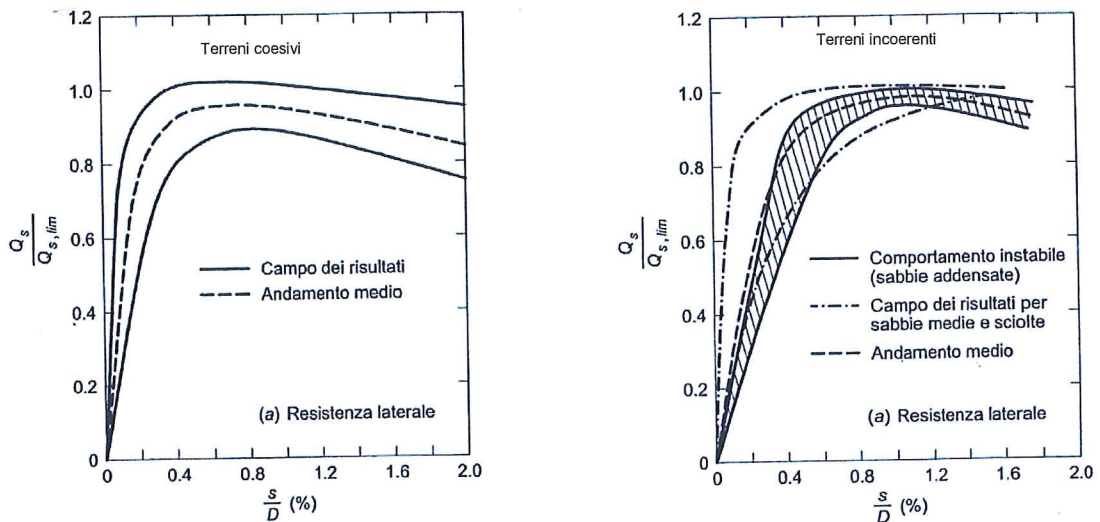


Fig. 4.1 Curve di trasferimento del carico lungo il fusto del palo - Reese e O'Neill (1989)

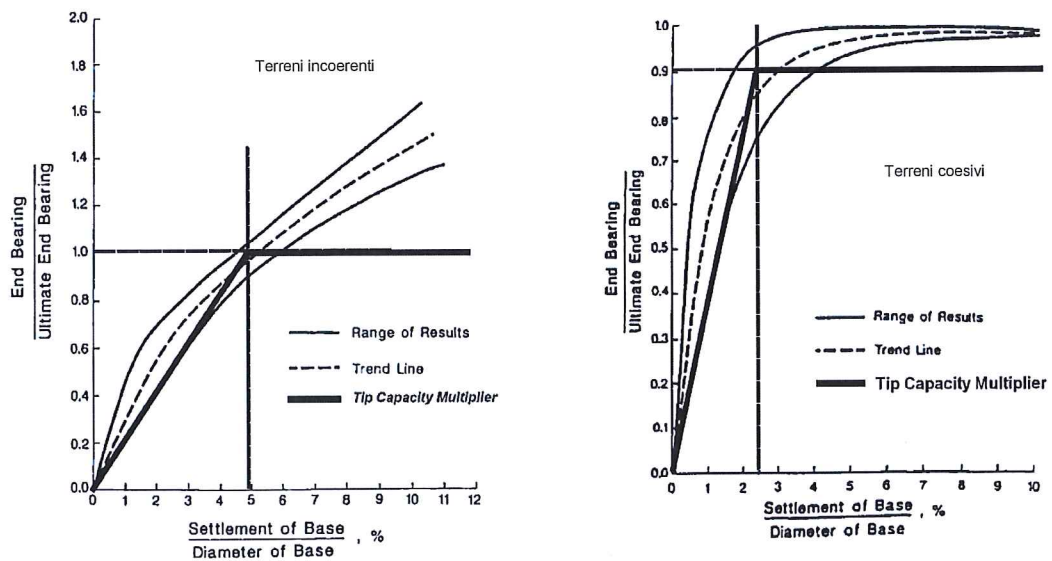


Fig. 4.2 Curve di trasferimento del carico alla base del palo - Reese e O'Neill (1989)

### 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 interessi 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. 7<sup>th</sup> 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  $\beta$ ", 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):

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

sono adottate le seguenti relazioni da letteratura specifiche per pali trivellati in contesti mitologicamente 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  $\beta$ , 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 Integrativa*, ha consentito di integrare le risultanze delle formulazioni sopra citate con le determinazioni ottenute per mezzo delle correlazioni fra resistenza unitaria laterale e  $N_{spt}/q_c$  usufruendo in particolare della disponibilità del dato geotecnico "in continuo" con la profondità di indagine, fornita dalla 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  $\tau_{us}$  è ricavabile dalle seguenti espressioni:

$$\tau_{us} = 2.6 \cdot N_{SPT} \text{ kPa}$$

$$\text{per } N_{SPT} \leq 53$$

$$\tau_{us} = 142 + 0.32 \cdot N_{SPT} \text{ kPa}$$

$$\text{per } N_{SPT} > 53$$

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

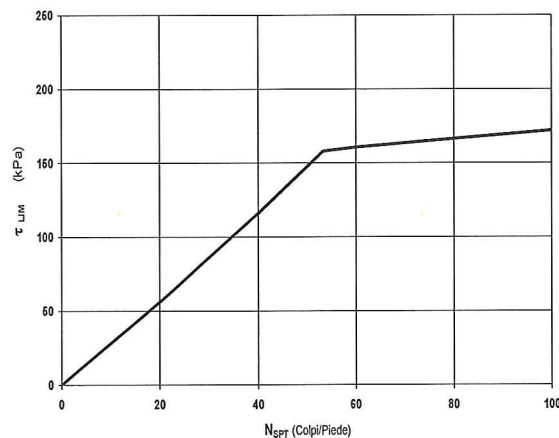


Fig. 5.1 correlazione  $\tau_{us} \cdot N_{SPT}$  (Reese & Wright, 1977)



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

| Litologia prevalente        | Resistenza unitaria laterale ultima            | Limitazioni applicazione   |
|-----------------------------|--|----------------------------|
| Sabbia ghiaiosa /<br>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 refluitamento 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 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.

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  $\varphi$  angolo di attrito di picco del terreno.

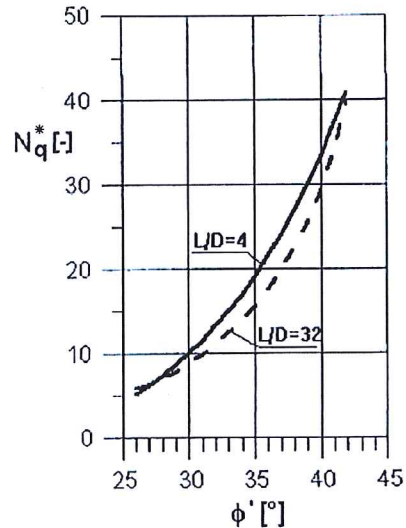


Fig. 5.2 Abaco  $N_q^*$  (Berezantzev, 1965)

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

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  $\varphi^*$ .

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

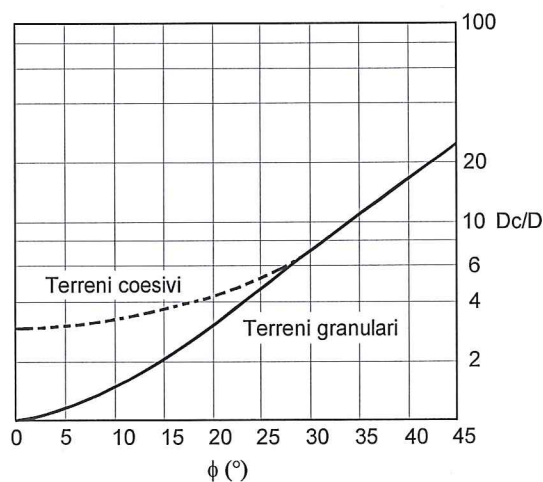
Formulazione Reese e Wright (1977) per pali trivellati in sabbia con successive integrazioni Reese e O'Neill (1988) limitatamente ai terreni con  $N_{SPT} > 75$ .

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

$(N_{SPT})_m$  = 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:

$\alpha'_N$  = 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

|                      | $\alpha'_N$ (-) | $q_{ub\_max}$ (KPa) |
|----------------------|-----------------|---------------------|
| <b>GHIAIE</b>        | 150             | 7500                |
| <b>SABBIE</b>        | 120             | 5800                |
| <b>SABBIE LIMOSE</b> | 85              | 4300                |

Valori di  $\alpha'_N$  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<br>(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.

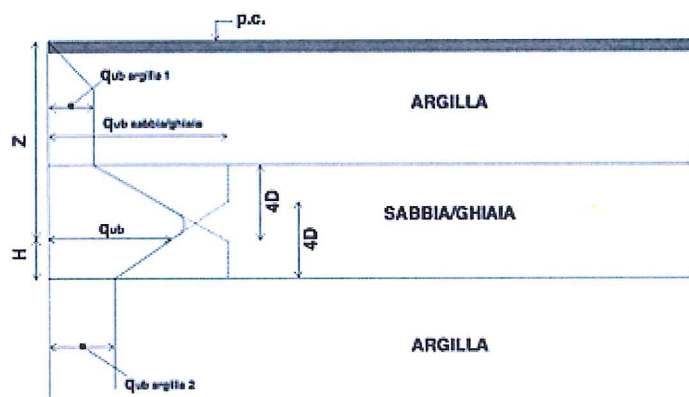


Fig. 5.4 Schema applicativo effetto stratigrafico (Meyerhof, 1976)

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;

$D_{\text{palo}}$  = diametro o lato medio del palo;

$L_{\text{palo}}$  = 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:

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

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:

$Z_{\text{palo}}$  = sporgenza del palo dal terreno;

$D_{\text{palo}}$  = 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:

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

$L_{\text{palo}}$  = 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

$\gamma$  = peso di volume del terreno;

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

$\varphi$  = angolo d'attrito del terreno;

$Z_{\text{palo}}$  = sporgenza del palo dal terreno;

$D_{\text{palo}}$  = 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

$\gamma$  = 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:

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

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

### **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 spiccato 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 | $\varphi$ (car) | $\gamma$ (car) | $C_u$ (car) | $M_{pl}$ | L min meccanismo palo lungo | Hlim (car) | R2 (DA2 EC7) | Hlim (progetto) |
|                       |                        |                 |                | kPa         |          |                             |            |              |                 |
| 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 | $\varphi$ (car) | $\gamma$ (car) | $C_u$ (car) | $M_{pl}$ | L min meccanismo palo lungo | Hlim (car) | R2 (DA2 EC7) | Hlim (progetto) |
|                       |                        |                 |                | kPa         |          |                             |            |              |                 |
| 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 collaborato 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,  $\gamma$  [kN/m<sup>3</sup>] 19  
 angolo di resistenza a taglio,  $\phi$  [°] 41  
 diametro palo,  $\Phi$  [mm] 1200

carico orizzontale limite,  $H_u$  [kN]

| (tratto non collaborante, e) /<br>(diametro palo, $\Phi$ ) [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,  $\gamma$  [kN/m<sup>3</sup>] 19  
 angolo di resistenza a taglio,  $\phi$  [°] 41  
 diametro palo,  $\Phi$  [mm] 1500

carico orizzontale limite,  $H_u$  [kN]

| (tratto non collaborante, e) /<br>(diametro palo, $\Phi$ ) [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,  $\Phi$  [mm]

1200

 carico orizzontale limite,  $H_u$  [kN]

| (tratto non collaborante, e) /<br>(diametro palo, $\Phi$ ) [l] |  | Mu (=Mpl) [kNm] |      |      |      |      |      |      |      |
|--|--|-----------------|------|------|------|------|------|------|------|
|  |  | 2500            | 3000 | 3500 | 4000 | 4500 | 5000 | 5500 | 6000 |
| 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,  $\Phi$  [mm]

1500

 carico orizzontale limite,  $H_u$  [kN]

| (tratto non collaborante, e) /<br>(diametro palo, $\Phi$ ) [l] |  | Mu (=Mpl) [kNm] |      |      |      |      |       |       |       |
|--|--|-----------------|------|------|------|------|-------|-------|-------|
|  |  | 5000            | 6000 | 7000 | 8000 | 9000 | 10000 | 11000 | 12000 |
| 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,  $\Phi$  [mm]

1200

 carico orizzontale limite,  $H_u$  [kN]

|  |     | Mu (=Mpl) [kNm] |      |      |      |      |      |      |      |
|--|-----|-----------------|------|------|------|------|------|------|------|
|  |     | 2500            | 3000 | 3500 | 4000 | 4500 | 5000 | 5500 | 6000 |
| (tratto non collaborante, e) /<br>(diametro palo, $\Phi$ ) [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,  $\Phi$  [mm]

1500

 carico orizzontale limite,  $H_u$  [kN]

|  |     | Mu (=Mpl) [kNm] |      |      |      |      |       |       |       |
|--|-----|-----------------|------|------|------|------|-------|-------|-------|
|  |     | 5000            | 6000 | 7000 | 8000 | 9000 | 10000 | 11000 | 12000 |
| (tratto non collaborante, e) /<br>(diametro palo, $\Phi$ ) [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,  $\Phi$  [mm]

1200

 carico orizzontale limite,  $H_u$  [kN]

| (tratto non collaborante, e) /<br>(diametro palo, $\Phi$ ) [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,  $\Phi$  [mm]

1500

 carico orizzontale limite,  $H_u$  [kN]

| (tratto non collaborante, e) /<br>(diametro palo, $\Phi$ ) [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

Ai fini della progettazione degli scavi di ribasso per raggiungere le quote d'imposta delle fondazioni e del calcolo delle curve di capacità portante dei pali di fondazione, previsti in corrispondenza di ogni sottostruttura, si considera la medesima verticale stratigrafica per le opere omologhe delle due carreggiate adiacenti, stante la vicinanza fra gli assi delle carreggiate stesse.

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  $\xi_3$  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  $\xi_3$ .

| Sottostruttura- | Campagne Indagini pregresse + Integrativa |                               |
|-----------------|---|-------------------------------|
|                 | n° verticali                              | Coefficiente Correlazione EC7 |
| SPA             | 3   | 1.33                          |
| P1              |   |                               |
| P2              |   |                               |
| SPB             |   |                               |

Fig. 6.1 Prospetto di riepilogo dei coefficienti di correlazione  $\xi_3$  adottati per la costruzione delle curve di capacità portante allo SLE e allo SLU



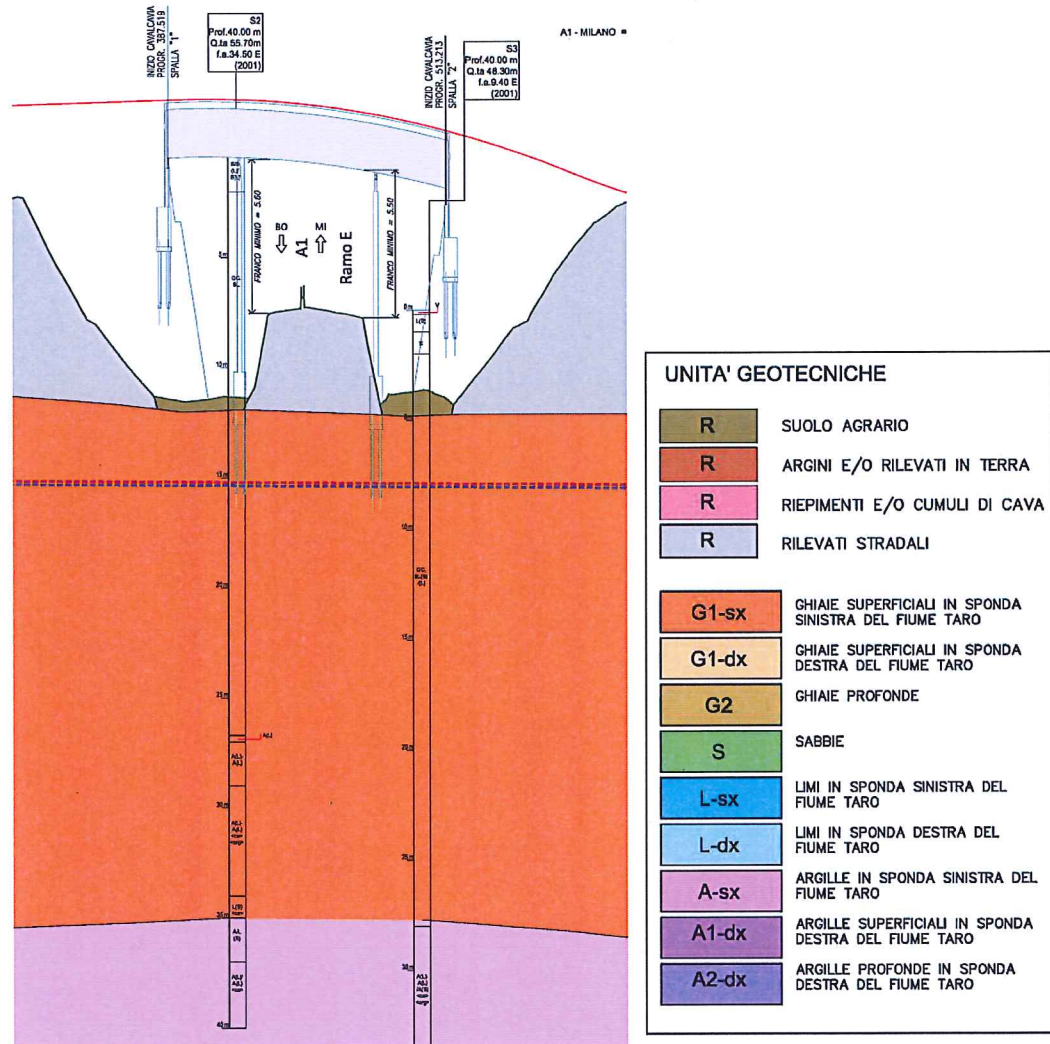


Fig. 6.2 Profilo Geotecnico

## 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] | CA01a<br>SV. A1-A15 VI. Ramo C<br>su A1 | CA01b<br>SV. A1-A15 VI. Ramo F<br>su A1 |
|---|---|---|
| 0                                       | C                                       | C                                       |
| 1                                       | C                                       | C                                       |
| 2                                       | B                                       | B                                       |
| 4                                       | B                                       | B                                       |
| 6                                       | B                                       | B                                       |



### 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 | $\gamma$             | $c'$  | $\phi'$                        | $c_u$ | w   | LL  | LP  |
|----------------------------|--------------------------|-------------------------|-------|----------------------|-------|--------------------------------|-------|-----|-----|-----|
| [m slm]                    | [m]                      | [m]                     | -     | [kN/m <sup>3</sup> ] | [kPa] | [°]                            | [kPa] | [%] | [%] | [%] |
| 43.5                       | 0.0                      | 22.6                    | G1_sx | 19.5+20.0            | 0     | 42<br>(z≤15m)<br>40<br>(z>15m) | -     | -   | -   | -   |
| 20.9                       | 22.6                     | -                       | A_sx  | 20                   | 10    | 25                             | 120   | 22  | 35  | 15  |

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:

- CC26 (SPT)



## 7. CURVE DI CAPACITÀ PORTANTE

Le curve di capacità portante del palo singolo per tutti gli allineamenti del *Cavalcavia svincolo A1 su A1 (rami C ed F)*, 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 1500 mm
- Pila 1-2: diametro 1200 mm

Per ognuna delle verticali stratigrafiche sono fornite:

- **Curve capacità allo SLE, 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.
- **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  $\alpha$ , secondo AGI, si vede Cap. 5), sia nei terreni incoerenti (metodo  $\beta$ ). La selezione dei valori dei coefficienti moltiplicativi  $\alpha$  e  $\beta$  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 specifica 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 spiccatto 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 raggiungere le quote spiccatto 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: +6.4m (Ramo C = CA.01a)<br>Riporto: +6.4m (Ramo F = CA.01b) |
| Pila 1         | 3/2             | 0.9 (Ramo C = CA.01a)<br>1.2 (Ramo F = CA.01b) | -  |
| Pila 2         | 3/2             | 4.8 (Ramo C = CA.01a)<br>5.1 (Ramo F = CA.01b) | -  |
| Spalla B       | 3/2             | -  | Riporto: +5.7m (Ramo C = CA.01a)<br>Riporto: +5.7m (Ramo F = CA.01b) |

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><br>[m/s] | Portata filtrante parete scavo, <i>q<sub>x</sub></i> |             | Portata filtrante fondo scavo, <i>q<sub>y</sub></i> |             | Portata filtrante totale, <i>q</i> |             |
|-----------|---------------------------------|--|-------------|---|-------------|------------------------------------|-------------|
|           |                                 | transitoria  | stazionaria | transitoria   | stazionaria | transitoria                        | stazionaria |
| G1_sx     | 1E-04                           | 0.55 l/s   | 0.11 l/s    | 2.49 l/s  | 1.26 l/s    | 3.59 l/s                           | 1.48 l/s    |

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. 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 le quali 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 cui ha fatto seguito il dimensionamento delle opere fondazionali. 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 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





