

Collegamento tra l'A4 (Torino–Milano) in località Santhià, Biella, Gattinara e l'A26 (Genova Voltri–Gravellona) in località Ghemme. Lotto 1

PROGETTO DEFINITIVO

COD.

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

I PROGETTISTI:

ing. Vincenzo Marzi
Ordine Ing. di Bari n.3594
ing. Achille Devitofranceschi
Ordine Ing. di Roma n.19116

IL GEOLOGO:

geol. Serena Majetta
Ordine Geol. del Lazio n.928

RESPONSABILE DEL SIA

arch. Giovanni Magarò
Ordine Arch. di Roma n.16183

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

geom. Fabio Quondam

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

ing. Nicolò Canepa

PROTOCOLLO

DATA

GEOTECNICA

PONTE MARCHIAZZA - VI05

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

DPT007_D_1701_T00_VI05_GET_RE01_A.PDF

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

DPT007 D 1701

CODICE ELAB. T00VI05GETRE01

A

-

C

B

A

Emissione

18/5/2018

Ing. A. Mangiola

Ing. E. Mittiga

Ing. A. Micheli

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. RIFERIMENTI NORMATIVI	3
3. BIBLIOGRAFIA.....	4
4. TABELLA MATERIALI	6
5. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO.....	8
➤ <i>Stratigrafia di progetto</i>	<i>9</i>
6. ANALISI DEI CARICHI	10
➤ <i>Sollecitazioni spalle</i>	<i>10</i>
7. VERIFICA FONDAZIONI SPALLE.....	11
➤ <i>Metodo di calcolo e di analisi dei pali di fondazione</i>	<i>11</i>
➤ <i>Cedimenti</i>	<i>13</i>
➤ <i>Palo sottoposto a carichi orizzontali</i>	<i>14</i>
➤ <i>Verifiche dei Pali</i>	<i>18</i>
8. CONCLUSIONI.....	32

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale delle fondazioni del ponte Marchiazza, denominato "VI05", previsto nell'ambito della progettazione definitiva del collegamento viario «Pedemontana piemontese» tra la A4 e la A26 (Santhià - Biella - Gattinara - Ghemme) – tratto Masserano – Ghemme.

Il ponte attraversa il torrente omonimo e presenta due impalcati gemelli distinti, a campata singola di lunghezza 50.00 m (in asse appoggi).

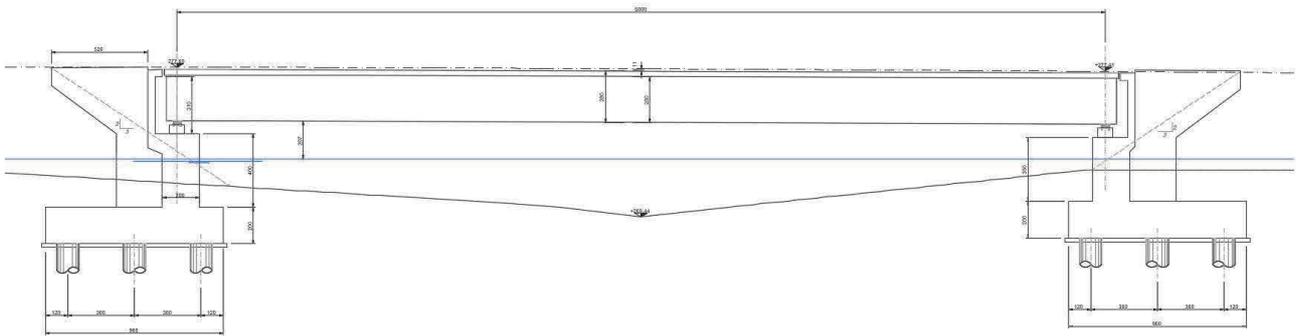


Figura 1: Profilo dell'opera

Per ciò che riguarda le sottostrutture si prevede un'unica fondazione che colleghi le spalle omologhe dei due impalcati. La fondazione sarà profonda, costituita da n.21 pali di fondazione trivellati di diametro $\phi 1200$ e lunghezza $L=36m$. Quanto dimensionato nella presente relazione trova riscontro grafico nella tavola: *T00VI05GETDI01A – Carpenteria dei Pali di Fondazione.*

Per il modello geotecnico di sottosuolo, determinato a seguito di un'estesa campagna di indagini, si fa riferimento all'elaborato *T00GE00GETRE01A* "Relazione geotecnica generale" ed al profilo geotecnico, elaborati da *T00GE00GETFG01A* a *T00GE00GETFG10A*.

Le azioni gravanti sulle strutture di fondazione del ponte, sulla base delle quali si è proceduto alle verifiche, sono determinate dalle seguenti relazioni:

- *T00GE00GETRE02A* "Relazione sismica";
- *T00VI05STRRE01A* Relazione tecnica e di calcolo Ponte

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Ordinanza n. 3274 del 20/03/03 della Presidenza del Consiglio dei Ministri, "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. del 14/09/05 "Norme tecniche per le costruzioni";

Ordinanza n. 3519 del 29/04/06 della Presidenza del Consiglio dei Ministri, "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e

D.M. 14/01/2008 - "Nuove Norme tecniche per le costruzioni";

Circolare Ministero dei LL.PP. 02/02/09 n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme tecniche per le costruzioni";

D.M. 11/03/88 – Istruzioni per l'applicazione delle "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";

D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207 "Regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, recante «Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE»";

D. Lgs. n. 163 del 12 aprile 2006: "Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE".

Circolare ministeriale LL.PP. 24/09/88 n. 30483 - "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";

Eurocodice 7.1 (1997): Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali. UNI;

Eurocodice 7.2 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI;

Eurocodice 7.3 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI;

Eurocodice 8 (1998): Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture.

3. BIBLIOGRAFIA

Nella tabella successiva, sono riportati i principali testi consultati per la redazione della presente relazione.

Autore	Titolo	Editore	Anno
AA. VV.	Ingegneria Antisismica.	Liguori	1985
AA. VV.	Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi.	Hevelius	1997
Aicap	Dettagli costruttivi di strutture in calcestruzzo armato.	Pubblicamento	2011
Aicap	Commentario alle norme Tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008 - Costruzioni in Calcestruzzo, Costruzioni composte in acciaio-calcestruzzo.	Pubblicamento	2011
Aicap - AGI	Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni	AGI	2012
Annunziata F. et al.	Progettazione Stradale Integrata.	Zanichelli	2004
Associazione Geotecnica Italiana	Aspetti geotecnici della Progettazione in zona sismica.	Patron Editore	2005
Belluzzi O.	Scienza delle Costruzioni.	Zanichelli	1941
Boscolo Bielo M.	Progettazione Strutturale.	Legislazione Tecnica	2010
Bowles E. B.	Fondazioni - progetto e analisi.	McGraw-Hill	1998
Bruschi A.	Meccanica delle Rocce.	Flaccovio	2004
Capurso M.	Introduzione al calcolo automatico delle strutture.	ESAC	1986
Clayton C.R.I., Milititsky J. e Woods R.I.	La spinta delle terre e le opere di sostegno.	Hevelius	1993
Collotta T.	Prontuario Interattivo di Geotecnica.	Flaccovio	1951
Desideri A., Miliziano S. e Rampello S.	Drenaggi a gravità per la stabilizzazione dei pendii.	Hevelius	1997
Di Francesco R.	Geotecnica - guida pratica alle nuove norme tecniche.	Flaccovio	2010
Ferrari P. e Giannini F.	Ingegneria Stradale.	ISED	1979
Garbin F. e Storoni Ridolfi S.	Geologia e geotecnica stradale.	Flaccovio	2010
Ghersì A.	Il cemento armato.	Flaccovio	2010
Giangreco E.	Teoria e tecnica delle costruzioni.	Liguori	1963
Lai C. G., Foti S. e Rota	Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione.	IUSS Press	2009

<i>M.</i>			
<i>Lancellotta R.</i>	Meccanica dei Terreni e Fondazioni - Resistenza al taglio e deformabilità.	<i>Levrotto e Bella</i>	1983
<i>Lancellotta R.</i>	Geotecnica.	<i>Zanichelli</i>	1987
<i>Lancellotta R. e Cavalera J.</i>	Fondazioni.	<i>McGraw-Hill</i>	1999
<i>Leonhardt F.</i>	Calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso.	<i>ETS</i>	1977
<i>Mancina M., Nori R. e Iasiello P.</i>	Progetti e calcoli di geotecnica con excel - Vol. I e II.	<i>DEI</i>	2006
<i>Pane V. e Tamagnini C.</i>	Analisi dei diaframmi multiancorati.	<i>Hevelius</i>	2004
<i>Pasqualini E</i>	Standard Penetration Test SPT	<i>Atti delle C.G. di Torino, XI ciclo</i>	1983
<i>Perretti A., Ghersi A., Sattamino P. e Brenna A.</i>	La validazione del calcolo strutturale eseguito con il computer.	<i>Maggioli Editore</i>	2007
<i>Poulos H.G. and Davis E. H.</i>	Analisi e Progettazione di fondazioni su pali.	<i>Flaccovio</i>	2002
<i>Tamagnini C.</i>	Analisi limite in ingegneria geotecnica.	<i>Hevelius</i>	2005
<i>Tanzini M.</i>	Micropali e pali di piccolo diametro.	<i>Flaccovio</i>	2004
<i>Tanzini M.</i>	L'indagine geotecnica.	<i>Flaccovio</i>	2002
<i>Tesoriere G.</i>	Strade, Ferrovie e Aeroporti.	<i>UTET</i>	1996
<i>Viggiani C.</i>	Fondazioni.	<i>Hevelius</i>	1999
<i>William Lambe T. e Whitman V.</i>	Meccanica dei Terreni.	<i>Flaccovio</i>	1997

4. TABELLA MATERIALI

a. Calcestruzzo Magro: Classe 12/15

b. Calcestruzzo per Muri di Sostegno: Classe 28/35

-Resistenza caratteristica a compressione:	$R_{ck} > 35 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza cilindrica caratteristica:	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 29,05 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza a compressione di calcolo:	$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 16,46 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza media a trazione semplice assiale:	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,83 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,98 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza di calcolo a trazione:	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = 1,32 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza:	$f_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctk} = 4,46 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo:	$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1,5} = 2,97 \frac{N}{mm^2}$

c. Calcestruzzo per pali di grande diametro: Classe 25/30

-Resistenza caratteristica a compressione:	$R_{ck} > 30 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza cilindrica caratteristica:	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,9 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza a compressione di calcolo:	$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 14,11 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza media a trazione semplice assiale:	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,558 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,79 \frac{N}{mm^2}$
-Resistenza di calcolo a trazione:	$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = 1,19 \frac{N}{mm^2}$

-Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza: $f_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctk} = 4,03 \frac{N}{mm^2}$

-Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1,5} = 2,69 \frac{N}{mm^2}$

d. Acciaio per armatura Pali di Fondazione e Muri: B450C – ad aderenza migliorata controllato in stabilimento

-Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \frac{N}{mm^2}$

-Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \frac{N}{mm^2}$

-Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 391 \frac{N}{mm^2}$

e. Acciaio per palancoato tipo AZ 36-700

Tipo UNI EN 10025-5 S275

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento MPa 275

E_s = modulo elastico MPa 210000

5. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO

Le conoscenze acquisite sulla base dei risultati delle indagini eseguite nell'area oggetto di studio hanno consentito di delineare un quadro soddisfacente della stratigrafia e delle caratteristiche geotecniche dei litotipi individuati, da cui sono stati ricavati i parametri fisici e meccanici dei modelli di sottosuolo in campo statico. Al termine del presente paragrafo sono sintetizzate le caratteristiche meccaniche principali dei diversi litotipi che interagiscono con le opere in progetto.

I materiali dei terreni di riporto disposti lungo il tracciato non hanno interazione diretta con le opere medesime e, pertanto, non sono presi in conto nella presente caratterizzazione.

Sulla base dei risultati riscontrati nelle indagini sperimentali eseguite, a conferma delle indicazioni del modello geologico, è stata determinata la litologia adottata in fase di calcolo per l'opera in oggetto. In particolare le unità stratigrafica interessate dalla realizzazione del ponte, sono:

Unità Geotecnica 1 – Ug1

Classifica granulometrica: limo con sabbia, argilloso, debolmente ghiaioso;

$\gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume saturo
$\phi' = 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 20 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale

Unità Geotecnica 2 – Ug2

Classifica granulometrica: sabbia con ghiaia, debolmente limosa, debolmente argillosa;

$\gamma = 19,5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume saturo
$\phi' = 36^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 30 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale

Unità Geotecnica 3 – Ug3

Classifica granulometrica: sabbia con limo, debolmente argillosa, debolmente ghiaiosa;

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume saturo
$\phi' = 29^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 30 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale

➤ **Stratigrafia di progetto**

Nelle seguenti tabelle è riportata la stratigrafia di progetto per le spalle del ponte, a partire dal piano campagna, e la quota del piano di posa dei plinti di fondazione.

Litotipo	Stratigrafia	Spessore [m]
Ug1	da p.c. fino a 3,30 m	3,30 m
Ug3	da 3,30 m fino a 4,50 m	1,20 m
Ug2	da 4,50 m fino a 11,70 m	7,20 m
Ug3	da 11,70 m fino a 31,00 m	19,30 m
Ug2	≥ 31,00 m	-

Tabella 1: stratigrafia di progetto per le spalle del ponte

Appoggio	Quota da p.c. [m]
Spalle	3,00 m

Tabella 2: Quota piano di posa plinto di fondazione

Dalle indagini condotte la quota di falda in corrispondenza dell'opera si localizza a profondità pari a 5,5 m dal piano campagna.

6. Analisi dei carichi

Le sollecitazioni agenti sulle fondazioni, fornite dal progettista strutturale, agenti nel baricentro e all'intradosso del plinto di fondazione, sono di seguito riportate sia per lo SLE che SLU:

➤ Sollecitazioni spalle

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI GEO-SIS

Comb.	H _L [kN]	H _T [kN]	N [kN]	M _T (G) [kNxm]	M _L (G) [kNxm]
1	9429	0	22066	17786	0
2	9429	0	30066	25786	0
3	12113	390	36566	45264	13650
4	11885	390	34941	43494	11213
5	11847	650	34941	43225	13813
6	12113	650	36566	45264	16250
7	13345	456	30284	44243	1870
8	12280	1521	30284	39496	6232
9	12280	456	30795	39433	1870
10	13345	456	29847	44297	1870
11	12280	1521	29847	39550	6232
12	12280	456	29336	39613	1870

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI STR

Comb.	H _L [kN]	H _T [kN]	N [kN]	M _T (G) [kNxm]	M _L (G) [kNxm]
1	12258	0	28685	23122	0
2	12258	0	39085	33522	0
3	15346	450	46585	55934	15750
4	14964	450	44710	53063	12938
5	14926	750	44710	52795	15938
6	15722	750	46585	58566	18750

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE

Comb.	H _L [kN]	H _T [kN]	N [kN]	M _T (G) [kNxm]	M _L (G) [kNxm]
1	7459	0	20693	11892	0
2	7459	0	28693	19892	0
3	9324	300	33693	33294	10500
4	9095	500	32443	31602	10625
5	9127	300	32443	31826	8625
6	9624	300	33693	35394	10500

7. VERIFICA FONDAZIONI SPALLE

Le spalle del ponte saranno realizzate su fondazioni profonde costituite da n.14 pali trivellati di diametro $\phi 1200$ e lunghezza $L=36m$. La zattera di fondazione avrà dimensioni in pianta di $24,00m \times 6,00 m$.

Nei seguenti paragrafi sono riportati i criteri progettuali mediante i quali sono state condotte le verifiche dimensionali.

➤ *Metodo di calcolo e di analisi dei pali di fondazione*

Per quanto riguarda l'espressione del carico limite del singolo palo (Q_{lim}), questo viene convenzionalmente espresso come somma di un contributo dovuto resistenza del terreno sotto la punta del palo, (capacità portante limite di punta, Q_b) ed un contributo dovuto all'attrito che si sviluppa lungo le superficie laterale del palo (capacità portante limite laterale, Q_l). Pertanto si può scrivere:

$$Q_{lim} = Q_b + Q_l$$

La capacità portante limite alla base (Q_b), in generale, per un mezzo dotato di coesione e attrito si considera generalmente definita per mezzo della seguente espressione:

$$q_b = Nq \cdot \sigma_{vL} + Nc \cdot c$$

in cui σ_{vL} rappresenta la tensione litostatica verticale alla profondità della base del palo ed Nq e Nc sono fattori adimensionali funzioni dell'angolo d'attrito e del rapporto L/D .

Tra i due parametri sussiste la relazione:

$$Nc = (Nq - 1) \cotg \varphi$$

Per la valutazione del coefficiente Nq sono state proposte varie teorie, tutte in ipotesi di mezzo omogeneo ed isotropo: nel presente calcolo è stata adottata la teoria di Berezantzev.

La capacità portante dovuta alla resistenza laterale, viene espressa diversamente a seconda che venga valutata in termini di tensioni efficaci o in termini di tensioni totali, in funzione del comportamento dei terreni attraversati. Nel caso in essere si applica solo la prima. L'espressione della capacità portante limite, in termini di tensioni efficaci, può essere espressa così:

$$Q_l = \pi D \int \mu k \sigma'_v dz$$

dove:

- D = diametro del palo;
- μ = coefficiente di attrito palo-terreno;

- k = coefficiente adimensionale che esprime il rapporto tra la tensione normale che agisce alla profondità z sulla superficie laterale del palo e la tensione verticale alla stessa profondità, ([...] tale coefficiente è empirico, dipendente essenzialmente dalla tecnica esecutiva del palo (battuto, trivellato) e dalle proprietà del terreno. Viggiani, 1999);
- σ'_v = tensione verticale efficace alla profondità z .

Nel caso in esame, il prodotto dei coefficienti μ e k , equivalente alla tensione tangenziale sulla superficie laterale del palo, che a seconda del tipo di terreni assume un'espressione differente. Nel caso di terreni granulari la tensione tangenziale è funzione del parametro β , e varia con la profondità secondo la seguente relazione, proposta da Reese (1999)

$$\beta = 1.5 - 0,245 \cdot \sqrt{z}$$

con le seguenti limitazioni ed indicazioni:

- z espresso in piedi (1 m = 3,2808 feet);
- $1,2 \leq \beta \leq 0,25$;
- $\tau = \beta \cdot \sigma'_v \leq 192$ kPa.

Ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008, la fondazione è progettata in modo rispondente ai requisiti di legge, se si verifica che:

$$E_{cd} \leq R_{cd}$$

in cui:

- E_{cd} è il carico assiale di progetto,
- R_{cd} è la capacità portante di progetto allo stato limite ultimo della palificata per carichi assiali

Il calcolo dei termini sopra riportati, segue un processo che prevede la determinazione delle grandezze di calcolo, caratteristiche e di progetto, che come noto è riportato sulla norma, a cui si rimanda. Nell'ambito delle scelte demandate al progettista, si specifica però, che nel presente lavoro:

- e' stato utilizzato l'Approccio 2 per la definizione delle combinazioni di carico e dei coefficienti moltiplicativi, incrementali delle azioni e riduttivi delle resistenze;
- per la definizione delle azioni sull'intero gruppo di pali si rimanda alla relazione di calcolo del ponte;
- si riportano in Tabella 3 i coefficienti parziali utilizzati per la determinazione dei valori delle resistenze di progetto dai valori caratteristici:

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

Tabella 3: coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche per pali trivellati

I valori caratteristici sono stati determinati come:

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

In cui i valori ξ_3 e ξ_4 sono fattori che dipendono dal numero di verticali indagate come riportato nella tabella successiva. Nel caso in esame le verticali indagate sono pari a 2.

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

Tabella 4: fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

➤ **Cedimenti**

Per il calcolo del cedimento di una palificata si procede innanzitutto alla valutazione del cedimento del palo singolo. I vari approcci e modelli di sottosuolo prescelti conducono ad espressioni del cedimento del palo isolato del tipo:

$$\delta = \beta \cdot F_{ck} / E \cdot L$$

in cui:

- β è un coefficiente di influenza adimensionale funzione di L/D e del modello di sottosuolo adottato;
- F_{ck} è il carico caratteristico agente;
- E è il modulo elastico del terreno;
- L è lunghezza del palo.

Per l'espressione di β si può riferimento all'espressione proposta da Poulos e Davis (1981):

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(Lu/D)$$

Secondo Viggiani (1999), il cedimento medio di una palificata può essere determinato mediante un metodo empirico che prevede che questo sia espresso come il prodotto del cedimento δ del palo isolato, a parità di carico medio, per un coefficiente di amplificazione R_s legato alla geometria della fondazione. Successivamente, è stato anche introdotto il parametro R_G così definito: $R_g = R_s/n$, il cui significato è riferito al rapporto tra il cedimento del gruppo ed il cedimento che avrebbe un palo singolo che soggetto al carico totale abbia mantenuto un comportamento lineare; in cui n è il numero di elementi della palificata. Pertanto si può scrivere:

$$\delta_p = R_s \delta = n R_G \delta$$

È stato mostrato (Randolph e Clancy (1993) e Mandolini (1994)) che si può individuare una correlazione tra R_g e il parametro:

$$R = \sqrt{\frac{n \cdot i}{L}}$$

in cui: i è l'interasse dei pali.

Analizzando opere in vera grandezza è stata proposta l'espressione (Mandolini et al., 1997):

$$R_g = \frac{0.5}{R} + \frac{0.13}{R^2}$$

➤ **Palo sottoposto a carichi orizzontali**

Per la determinazione del carico limite del complesso palo terreno in condizioni di sollecitazione orizzontale agente sul palo, si è fatto riferimento alla teoria di Broms.

Le ipotesi di base di questa teoria prevedono che: il terreno sia omogeneo; il comportamento dell'interfaccia palo/terreno, nonché del palo, sia di tipo rigido-perfettamente plastico; la forma del palo sia ininfluyente; e l'interazione palo-terreno dipenda dal diametro del palo.

Pertanto, in condizioni drenate, risulta che la resistenza opposta del terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con la relazione:

$$p = 3 K_p \gamma z d$$

dove

K_p è il coefficiente di spinta passiva;

z è la profondità dal piano campagna;

d è il peso dell'unità di volume di terreno.

I possibili meccanismi di rottura di pali vincolati in testa sono illustrati in Figura 2, relativamente al caso di palo "corto", "intermedio" e "lungo".

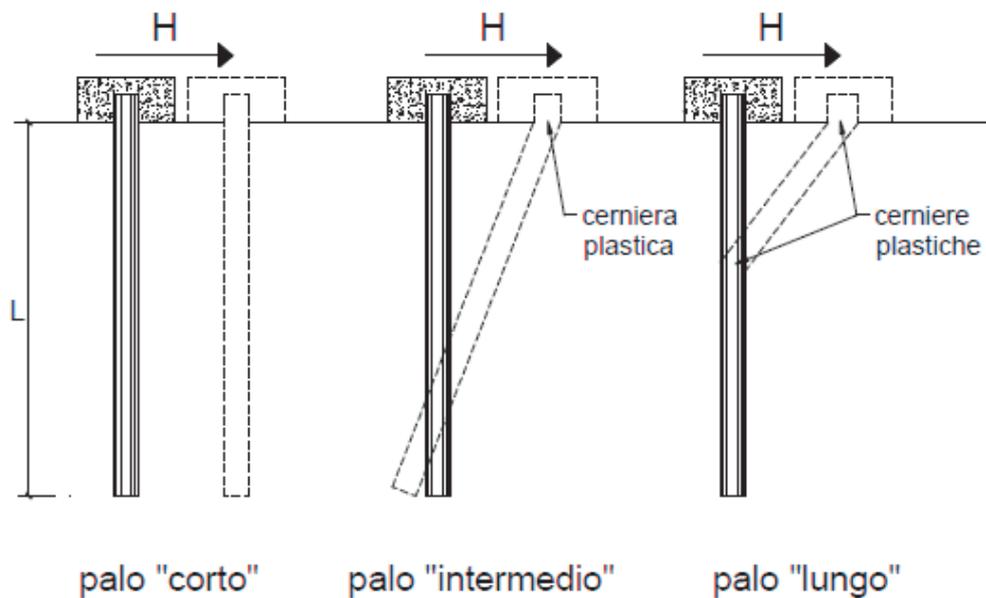


Figura 2: possibili meccanismi di rottura di un palo sottoposto a forza trasversale
(immagine tratta da Mancina et al. 2004)

Facendo ricorso ad equazioni di equilibrio, che considerano la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a M_y , il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura, risulta definito attraverso le espressioni seguenti:

$$H = D 1,5 K_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 \quad \text{Palo corto}$$

$$H = \frac{1}{2} K_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L} \quad \text{Palo intermedio}$$

$$H = K_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3,676 \frac{M_y}{K_p \gamma d^4} \right)^2} \quad \text{Palo lungo}$$

Secondo il calcolo agli stati limite, l'azione di progetto agente F_{trd} deve essere inferiore alla capacità portante di progetto R_{trd} secondo la relazione: $F_{trd} \leq R_{trd}$. Il coefficiente FS ottenuto secondo la teoria suddetta, può essere interpretato come rapporto tra le grandezze R_{trd} e F_{trd} .

Anche in questo caso si è scelto l'Approccio 2.

Per lo studio del palo in condizioni di esercizio, sempre in caso di sollecitazione orizzontale agente sul palo, il terreno può essere schematizzato come un mezzo alla Winkler. Pertanto lo spostamento y alla profondità z sarà pari a:

$$p = k_h y$$

dove: p è espressa dal rapporto tra P , ovvero la reazione del terreno per unità di lunghezza, ed il diametro del palo; k_h è il coefficiente di reazione orizzontale del terreno. Questo può essere determinato con metodo proposto da Reese e Matlock (1956) dove k_h è linearmente crescente con la profondità secondo l'espressione:

$$k_h = n_h \frac{z}{d}$$

dove n_h si determina con riferimento alle prove di carico su piastra, è può essere espressa secondo la seguente equazione:

$$n_h = \frac{A\gamma}{1.35}$$

in cui i valori orientativi di n_h e A sono riportati nella tabella seguente:

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei Valori di A	100 ÷ 300	300 ÷ 1000	1000 ÷ 3000
Valore consigliato di A	200	600	1500
n_h [N/cm^3] Sabbie non immerse	2,5	7,5	20
n_h [N/cm^3] Sabbie immerse	1,5	5,0	12

Tabella 5: Valori orientativi di n_h ed A per terreni incoerenti

Utilizzando il modello di Matlock e Reese l'equazione differenziale della linea elastica è del IV ordine a coefficienti variabili, che non ha soluzioni in forma chiusa. Pertanto si fa ricorso a soluzioni numeriche, e si introduce la lunghezza caratteristica:

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{E_p J}{n_h}}$$

dove E_p è il modulo di elasticità longitudinale del materiale di cui è costituito il palo e J il momento di inerzia del palo. Anche in questo caso in funzione del rapporto tra la lunghezza del palo e la lunghezza caratteristica avremo soluzioni diverse. Per un palo vincolato in testa ad una fondazione che ne consenta lo spostamento orizzontale ma ne impedisca la rotazione all'attacco con la fondazione stessa si sviluppa un momento flettente M che può essere determinato con l'espressione

$$M = C_M T \lambda$$

dove T rappresenta lo sforzo di taglio agente sul palo e C_M un coefficiente funzione del rapporto L/λ secondo i valori seguenti:

L/λ	C_M
2	-1,06
3	-0,97
4	-0,93
≥ 5	-0,93

➤ **Verifiche dei Pali**

Considerando la stratigrafia di progetto, i parametri geotecnici dei terreni, e le sollecitazioni agenti si riportano le verifiche di capacità portante e le verifiche alle forze orizzontali dei pali di fondazione, nonché l'analisi dei cedimenti.

Una volta noti i valori delle sollecitazioni sul plinto, e nota la disposizione geometrica dei pali in fondazione, (vedi tavole fondazione Ponte VI05), si può determinare la sollecitazione agente sul singolo palo tramite le relazioni:

$$N_i = \frac{A_i N}{\sum_i A_i} + \frac{A_i y_i M_x}{\sum_i (J_{y_i} + A_i y_i^2)} + \frac{A_i x_i M_y}{\sum_i (J_{x_i} + A_i x_i^2)}$$

per lo sforzo normale, dove:

A_i rappresenta la superficie del singolo palo;

x_i e y_i le coordinate del palo i -esimo rispetto al baricentro dell'area del plinto di fondazione;

J_{x_i} e J_{y_i} i momenti di inerzia del palo i -esimo rispetto agli assi passanti per il baricentro della sua sezione trasversale;

N , M_x e M_y lo sforzo normale ed i momenti flettenti rispetto l'asse x ed y della fondazione.

Altresì, per lo sforzo di taglio si applica la relazione:

$$T_{\text{tot}} = (H_L^2 + H_T^2)^{(0,5)}$$

$$T_i = T_{\text{tot}} / \text{Numero_pali}$$

Le sollecitazioni dimensionanti per i pali di fondazione risultano di conseguenza pari a:

$$N_{\text{max}} = 5930,6 \text{ kN}$$

$$T_{\text{max}} = 724,5 \text{ kN}$$

Si evidenzia inoltre che lo sforzo assiale minimo agente sui pali risulta di trazione e pari a

$$N_{\text{min}} = -1471,0 \text{ kN}$$

Si riporta di seguito la verifiche della capacità portante dei pali.

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{LIM,min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale_min}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	q_{p_min} (kPa)	$Q_{lim, base_min}$ (kN)	$R_{b,k}$ (kN)	W (kN)	$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$ (kN)	$Q_{lim} = R_{c,d} - W$ (kN)	L_{palo}
0,0	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
0,5	9,8	0,0	9,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,0	19,5	0,0	19,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
1,5	29,3	0,0	29,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2	39,0	0,0	39,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2,5	48,8	0,0	48,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,0	58,5	0,0	58,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,5	68,0	0,0	68,0	46	43	25	646	731	430	14	341	326	0,5
4,0	77,5	0,0	77,5	47	131	77	737	833	490	28	430	402	1,0
4,5	87,0	0,0	87,0	49	221	130	827	935	550	42	521	478	1,5
5,0	97,0	0,0	97,0	49	313	184	3648	4126	2427	57	1958	1902	2,0
5,5	107,0	0,0	107,0	49	406	239	4024	4551	2677	71	2191	2120	2,5
6,0	117,0	5,0	112,0	46	496	292	4212	4764	2802	85	2329	2245	3,0
6,5	127,0	10,0	117,0	43	580	341	4400	4977	2927	99	2465	2366	3,5
7,0	137,0	15,0	122,0	40	658	387	4588	5189	3053	113	2598	2485	4,0
7,5	147,0	20,0	127,0	36	730	429	4776	5402	3178	127	2727	2600	4,5
8,0	157,0	25,0	132,0	33	795	468	4964	5615	3303	141	2853	2712	5,0
8,5	167,0	30,0	137,0	34	858	505	5152	5827	3428	156	2978	2823	5,5
9,0	177,0	35,0	142,0	36	924	544	5341	6040	3553	170	3105	2935	6,0
9,5	187,0	40,0	147,0	37	992	584	5529	6253	3678	184	3232	3048	6,5
10,0	197,0	45,0	152,0	38	1063	625	5717	6465	3803	198	3361	3163	7,0
10,5	207,0	50,0	157,0	39	1136	668	5905	6678	3928	212	3491	3279	7,5
11,0	217,0	55,0	162,0	41	1211	712	6093	6891	4053	226	3622	3396	8,0
11,5	227,0	60,0	167,0	42	1288	758	6281	7103	4178	240	3754	3514	8,5
12,0	237,0	65,0	172,0	43	1368	805	1635	1849	1088	254	1506	1251	9,0
12,5	247,0	70,0	177,0	44	1450	853	1683	1903	1119	269	1571	1302	9,5

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{LIM, min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale, min}$ (kN)	$R_{s, k}$ (kN)	$q_{p, min}$ (kPa)	$Q_{lim, base, min}$ (kN)	$R_{b, k}$ (kN)	W (kN)	$R_{c, d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$ (kN)	$Q_{lim} = R_{c, d} - W$ (kN)	L_{palo}
13,0	257,0	75,0	182,0	46	1535	903	1730	1957	1151	283	1638	1355	10,0
13,5	267,0	80,0	187,0	47	1622	954	1778	2011	1183	297	1706	1409	10,5
14,0	277,0	85,0	192,0	48	1711	1007	1825	2064	1214	311	1775	1464	11,0
14,5	287,0	90,0	197,0	49	1803	1060	1873	2118	1246	325	1845	1520	11,5
15,0	297,0	95,0	202,0	51	1897	1116	1920	2172	1278	339	1917	1577	12,0
15,5	307,0	100,0	207,0	52	1993	1172	1968	2226	1309	353	1989	1636	12,5
16,0	317,0	105,0	212,0	53	2092	1231	2015	2279	1341	368	2063	1696	13,0
16,5	327,0	110,0	217,0	54	2193	1290	2063	2333	1372	382	2138	1757	13,5
17,0	337,0	115,0	222,0	56	2296	1351	2110	2387	1404	396	2215	1819	14,0
17,5	347,0	120,0	227,0	57	2402	1413	2158	2441	1436	410	2292	1882	14,5
18,0	357,0	125,0	232,0	58	2510	1477	2205	2494	1467	424	2371	1947	15,0
18,5	367,0	130,0	237,0	59	2621	1542	2253	2548	1499	438	2451	2013	15,5
19,0	377,0	135,0	242,0	61	2734	1608	2301	2602	1531	452	2532	2080	16,0
19,5	387,0	140,0	247,0	62	2849	1676	2348	2656	1562	467	2614	2148	16,5
20,0	397,0	145,0	252,0	63	2967	1745	2396	2709	1594	481	2698	2217	17,0
20,5	407,0	150,0	257,0	64	3086	1816	2443	2763	1625	495	2783	2288	17,5
21,0	417,0	155,0	262,0	66	3209	1888	2491	2817	1657	509	2869	2360	18,0
21,5	427,0	160,0	267,0	67	3333	1961	2538	2871	1689	523	2956	2433	18,5
22,0	437,0	165,0	272,0	68	3460	2036	2586	2924	1720	537	3044	2507	19,0
22,5	447,0	170,0	277,0	69	3590	2112	2633	2978	1752	551	3134	2583	19,5
23,0	457,0	175,0	282,0	71	3721	2189	2681	3032	1783	565	3225	2659	20,0
23,5	467,0	180,0	287,0	72	3856	2268	2728	3086	1815	580	3317	2737	20,5
24,0	477,0	185,0	292,0	73	3992	2348	2776	3139	1847	594	3410	2816	21,0
24,5	487,0	190,0	297,0	74	4131	2430	2823	3193	1878	608	3504	2896	21,5
25,0	497,0	195,0	302,0	76	4272	2513	2871	3247	1910	622	3600	2978	22,0
25,5	507,0	200,0	307,0	77	4415	2597	2918	3301	1942	636	3697	3061	22,5
26,0	517,0	205,0	312,0	78	4561	2683	2966	3354	1973	650	3795	3144	23,0
26,5	527,0	210,0	317,0	79	4709	2770	3014	3408	2005	664	3894	3230	23,5

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{c,lim,min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale,min}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	$q_{p,min}$ (kPa)	$Q_{lim, base,min}$ (kN)	$R_{b,k}$ (kN)	W (kN)	$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$ (kN)	$Q_{lim} = R_{c,d} - W$ (kN)	L-palo
27,0	537,0	215,0	322,0	81	4860	2859	3061	3462	2036	679	3994	3316	24,0
27,5	547,0	220,0	327,0	82	5013	2949	3109	3516	2068	693	4096	3403	24,5
28,0	557,0	225,0	332,0	83	5168	3040	3156	3570	2100	707	4199	3492	25,0
28,5	567,0	230,0	337,0	84	5326	3133	3204	3623	2131	721	4303	3582	25,5
29,0	577,0	235,0	342,0	86	5486	3227	3251	3677	2163	735	4408	3673	26,0
29,5	587,0	240,0	347,0	87	5648	3322	3299	3731	2195	749	4515	3765	26,5
30,0	597,0	245,0	352,0	88	5813	3419	3346	3785	2226	763	4622	3859	27,0
30,5	607,0	250,0	357,0	89	5980	3518	3394	3838	2258	778	4731	3954	27,5
31,0	617,0	255,0	362,0	91	6149	3617	3441	3892	2289	792	4841	4050	28,0
31,5	627,0	260,0	367,0	92	6321	3718	13803	15610	9183	806	10035	9229	28,5
32,0	637,0	265,0	372,0	93	6495	3821	13991	15823	9308	820	10217	9397	29,0
32,5	647,0	270,0	377,0	94	6672	3925	14179	16036	9433	834	10400	9566	29,5
33,0	657,0	275,0	382,0	96	6850	4030	14367	16248	9558	848	10584	9736	30,0
33,5	667,0	280,0	387,0	97	7032	4136	14555	16461	9683	862	10769	9907	30,5
34,0	677,0	285,0	392,0	98	7215	4244	14743	16674	9808	877	10956	10079	31,0
34,5	687,0	290,0	397,0	99	7401	4354	14931	16886	9933	891	11144	10253	31,5
35,0	697,0	295,0	402,0	101	7589	4464	15119	17099	10058	905	11333	10428	32,0

Tabella 6: calcolo capacità portante dei pali delle spalle

Per la presenza di sforzi di trazione sui pali si è stata inoltre condotta la relativa verifica di seguito riportata, che risulta soddisfatta con coefficiente di sicurezza (ultima colonna della tabella) pari a $F_s=1,56$.

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{ULM,min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale,min}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	$q_{p,min}$ (kPa)	$Q_{lim, base,min}$ (kN)	$R_{b,k}$ (kN)	$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$ (kN)	L_{palo}	FS
0,0	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0,0	0
0,5	9,8	0,0	9,8	0	0	0	0	0	0	0	0,0	0
1,0	19,5	0,0	19,5	0	0	0	0	0	0	0	0,0	0
1,5	29,3	0,0	29,3	0	0	0	0	0	0	0	0,0	0
2	39,0	0,0	39,0	0	0	0	0	0	0	0	0,0	0
2,5	48,8	0,0	48,8	0	0	0	0	0	0	0	0,0	0
3,0	58,5	0,0	58,5	0	0	0	0	0	0	0	0,0	0
3,5	68,0	0,0	68,0	46	43	25	646	731	430	13	0,5	0,009
4,0	77,5	0,0	77,5	47	131	77	737	833	490	40	1,0	0,027
4,5	87,0	0,0	87,0	49	221	130	827	935	550	67	1,5	0,046
5,0	97,0	0,0	97,0	49	313	184	3648	4126	2427	95	2,0	0,065
5,5	107,0	0,0	107,0	49	406	239	4024	4551	2677	123	2,5	0,084
6,0	117,0	5,0	112,0	46	496	292	4212	4764	2802	151	3,0	0,102
6,5	127,0	10,0	117,0	43	580	341	4400	4977	2927	176	3,5	0,120
7,0	137,0	15,0	122,0	40	658	387	4588	5189	3053	200	4,0	0,136
7,5	147,0	20,0	127,0	36	730	429	4776	5402	3178	222	4,5	0,151
8,0	157,0	25,0	132,0	33	795	468	4964	5615	3303	241	5,0	0,164
8,5	167,0	30,0	137,0	34	858	505	5152	5827	3428	261	5,5	0,177
9,0	177,0	35,0	142,0	36	924	544	5341	6040	3553	281	6,0	0,191
9,5	187,0	40,0	147,0	37	992	584	5529	6253	3678	301	6,5	0,205
10,0	197,0	45,0	152,0	38	1063	625	5717	6465	3803	323	7,0	0,219
10,5	207,0	50,0	157,0	39	1136	668	5905	6678	3928	345	7,5	0,234
11,0	217,0	55,0	162,0	41	1211	712	6093	6891	4053	368	8,0	0,250
11,5	227,0	60,0	167,0	42	1288	758	6281	7103	4178	391	8,5	0,266
12,0	237,0	65,0	172,0	43	1368	805	1635	1849	1088	415	9,0	0,282
12,5	247,0	70,0	177,0	44	1450	853	1683	1903	1119	440	9,5	0,299

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{LIM, \min}$ (kPa)	$Q_{\lim, \text{laterale}, \min}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	$q_{p, \min}$ (kPa)	$Q_{\lim, \text{base}, \min}$ (kN)	$R_{b,k}$ (kN)	$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$ (kN)	L_{palo}	FS
13,0	257,0	75,0	182,0	46	1535	903	1730	1957	1151	466	10,0	0,317
13,5	267,0	80,0	187,0	47	1622	954	1778	2011	1183	492	10,5	0,335
14,0	277,0	85,0	192,0	48	1711	1007	1825	2064	1214	520	11,0	0,353
14,5	287,0	90,0	197,0	49	1803	1060	1873	2118	1246	547	11,5	0,372
15,0	297,0	95,0	202,0	51	1897	1116	1920	2172	1278	576	12,0	0,391
15,5	307,0	100,0	207,0	52	1993	1172	1968	2226	1309	605	12,5	0,411
16,0	317,0	105,0	212,0	53	2092	1231	2015	2279	1341	635	13,0	0,432
16,5	327,0	110,0	217,0	54	2193	1290	2063	2333	1372	666	13,5	0,453
17,0	337,0	115,0	222,0	56	2296	1351	2110	2387	1404	697	14,0	0,474
17,5	347,0	120,0	227,0	57	2402	1413	2158	2441	1436	729	14,5	0,496
18,0	357,0	125,0	232,0	58	2510	1477	2205	2494	1467	762	15,0	0,518
18,5	367,0	130,0	237,0	59	2621	1542	2253	2548	1499	796	15,5	0,541
19,0	377,0	135,0	242,0	61	2734	1608	2301	2602	1531	830	16,0	0,564
19,5	387,0	140,0	247,0	62	2849	1676	2348	2656	1562	865	16,5	0,588
20,0	397,0	145,0	252,0	63	2967	1745	2396	2709	1594	901	17,0	0,612
20,5	407,0	150,0	257,0	64	3086	1816	2443	2763	1625	937	17,5	0,637
21,0	417,0	155,0	262,0	66	3209	1888	2491	2817	1657	974	18,0	0,662
21,5	427,0	160,0	267,0	67	3333	1961	2538	2871	1689	1012	18,5	0,688
22,0	437,0	165,0	272,0	68	3460	2036	2586	2924	1720	1051	19,0	0,714
22,5	447,0	170,0	277,0	69	3590	2112	2633	2978	1752	1090	19,5	0,741
23,0	457,0	175,0	282,0	71	3721	2189	2681	3032	1783	1130	20,0	0,768
23,5	467,0	180,0	287,0	72	3856	2268	2728	3086	1815	1171	20,5	0,796
24,0	477,0	185,0	292,0	73	3992	2348	2776	3139	1847	1212	21,0	0,824
24,5	487,0	190,0	297,0	74	4131	2430	2823	3193	1878	1254	21,5	0,853
25,0	497,0	195,0	302,0	76	4272	2513	2871	3247	1910	1297	22,0	0,882
25,5	507,0	200,0	307,0	77	4415	2597	2918	3301	1942	1341	22,5	0,911
26,0	517,0	205,0	312,0	78	4561	2683	2966	3354	1973	1385	23,0	0,941
26,5	527,0	210,0	317,0	79	4709	2770	3014	3408	2005	1430	23,5	0,972

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{ULV, \min}$ (kPa)	$Q_{\text{lim, laterale, min}}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	$q_{p, \min}$ (kPa)	$Q_{\text{lim, base, min}}$ (kN)	$R_{b,k}$ (kN)	$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$ (kN)	L_{palo}	FS
27,0	537,0	215,0	322,0	81	4860	2859	3061	3462	2036	1476	24,0	1,003
27,5	547,0	220,0	327,0	82	5013	2949	3109	3516	2068	1522	24,5	1,035
28,0	557,0	225,0	332,0	83	5168	3040	3156	3570	2100	1569	25,0	1,067
28,5	567,0	230,0	337,0	84	5326	3133	3204	3623	2131	1617	25,5	1,099
29,0	577,0	235,0	342,0	86	5486	3227	3251	3677	2163	1666	26,0	1,132
29,5	587,0	240,0	347,0	87	5648	3322	3299	3731	2195	1715	26,5	1,166
30,0	597,0	245,0	352,0	88	5813	3419	3346	3785	2226	1765	27,0	1,200
30,5	607,0	250,0	357,0	89	5980	3518	3394	3838	2258	1816	27,5	1,234
31,0	617,0	255,0	362,0	91	6149	3617	3441	3892	2289	1867	28,0	1,269
31,5	627,0	260,0	367,0	92	6321	3718	13803	15610	9183	1919	28,5	1,305
32,0	637,0	265,0	372,0	93	6495	3821	13991	15823	9308	1972	29,0	1,341
32,5	647,0	270,0	377,0	94	6672	3925	14179	16036	9433	2026	29,5	1,377
33,0	657,0	275,0	382,0	96	6850	4030	14367	16248	9558	2080	30,0	1,414
33,5	667,0	280,0	387,0	97	7032	4136	14555	16461	9683	2135	30,5	1,451
34,0	677,0	285,0	392,0	98	7215	4244	14743	16674	9808	2191	31,0	1,489
34,5	687,0	290,0	397,0	99	7401	4354	14931	16886	9933	2247	31,5	1,528
35,0	697,0	295,0	402,0	101	7589	4464	15119	17099	10058	2304	32,0	1,566

Tabella 7: verifica dei pali delle spalle soggetti a trazione

La verifica dei pali ai carichi orizzontali alla rottura per carico limite del complesso palo-terreno è riportata di seguito alla luce dell'impostazione teorica richiamata in modo sintetico nei paragrafi precedenti. Considerando a favore di sicurezza il minimo carico normale agente sui pali derivante dalla ripartizione degli sforzi, pari a circa -1470 kN, e ipotizzando un'armatura di $42\phi 26$ è stato determinato il momento di plasticizzazione per i pali, quindi è stato determinato il meccanismo di rottura secondo la teoria di Broms, alla luce delle stratigrafie di calcolo, con il vincolo in testa di pali impediti di ruotare.

Le verifiche sono state svolte con i fogli di calcolo editi da M. Mancina, R. Nori, P. Iasiello - Progetti e Calcoli di Geotecnica con Excel vol.2 - ed. DEI.

Il valore di H_{lim} di rottura del complesso palo terreno è superiore alle massime forze orizzontali agenti sul palo, T_{MAX} , pertanto la verifica risulta soddisfatta.

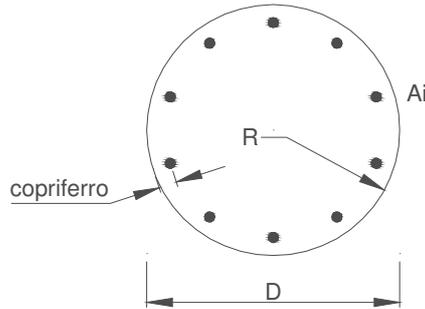
Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1200 (mm)
Raggio = 600 (mm)
Sforzo Normale = -1500 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 30 (Mpa)
fck = 25 (Mpa)
 $\gamma_c = 1,5$
 $\alpha_{cc} = 0,85$



$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14,17 \text{ (Mpa)}$

Acciaio

tipo di acciaio

$f_{yk} = 450 \text{ (Mpa)}$
 $\gamma_s = 1,15$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,3 \text{ (Mpa)}$

$E_s = 206000 \text{ (Mpa)}$

$\epsilon_{y,s} = 0,190\%$
 $\epsilon_{uk} = 10,000\%$

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
42	φ 26	22299	30
0	φ 20	0	30
0	φ 8	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 3439,4 \text{ (kN m)}$

Inserisci

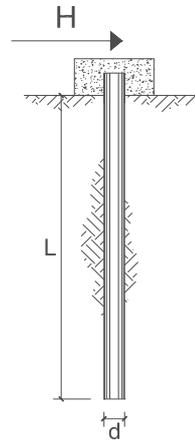
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Esempio

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali		A		M	R
Metodo di calcolo		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ϕ	γ_r
SLU	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	1,00	1,30	1,00	1,60
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,00	1,30
	SISMA	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		1,00	1,00	1,00	1,30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_ϕ	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_r	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2}k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	32,00	(m)		
Diametro del palo	d =	1,20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	3400,00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	31,42	(°)	$\phi'_{min} =$	29,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	31,42	(°)	$\phi'_{min,d} =$	29,00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)$)	$k_{p,med} =$	3,18	(-)	$k_{p,min} =$	2,88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	10,00	(kN/m ³)		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	752,30	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 58582,27$ (kN) $H1_{min} = 53122,13$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 19633,67$ (kN) $H2_{min} = 17813,63$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 1812,85$ (kN) $H3_{min} = 1754,68$ (kN)

$H_{med} = 1812,85$ (kN) palo lungo $H_{min} = 1754,68$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_\phi ; R_{min}/\xi_r) = 1032,16$ (kN)

$H_d = H_k/\gamma_r = 793,97$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 752,30$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1,06$

La verifica dei pali a presso-flessione è stata condotta determinando il momento massimo agente sul palo dalla formulazione di Matlock e Reese precedentemente riportata.

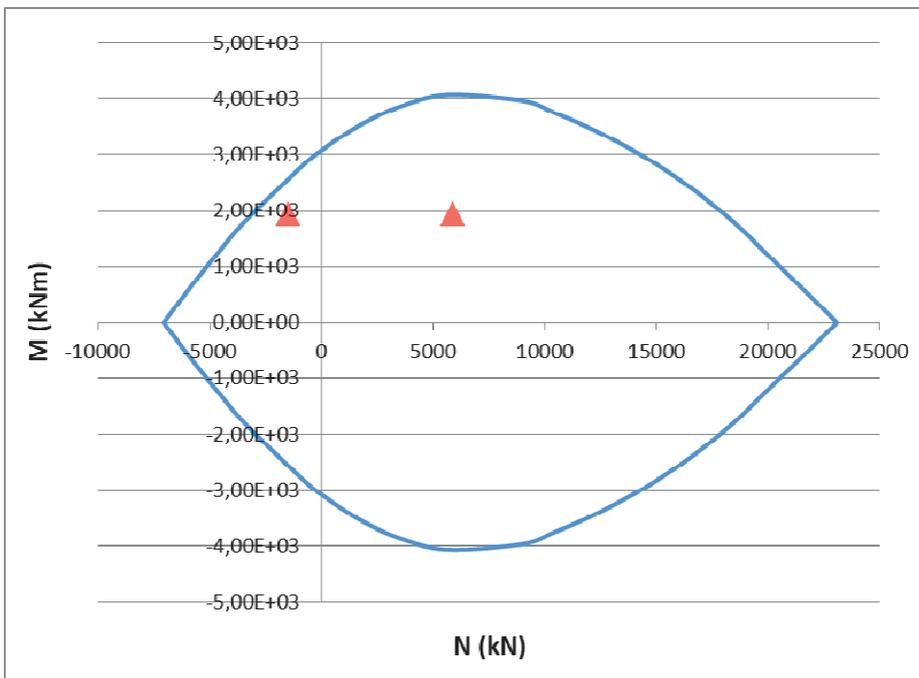
Come modulo di reazione orizzontale del terreno, n_h , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

$$n_h = 20000 \text{ kN/m}^3$$

da cui deriva un momento massimo in testa al palo pari a

$$M_s = 1927,92 \text{ kNm}$$

La verifica a pressoflessione è pertanto soddisfatta



Per soddisfare la verifica a taglio i pali saranno invece armati mediante spirali $\phi 14$ con passo 10 cm.

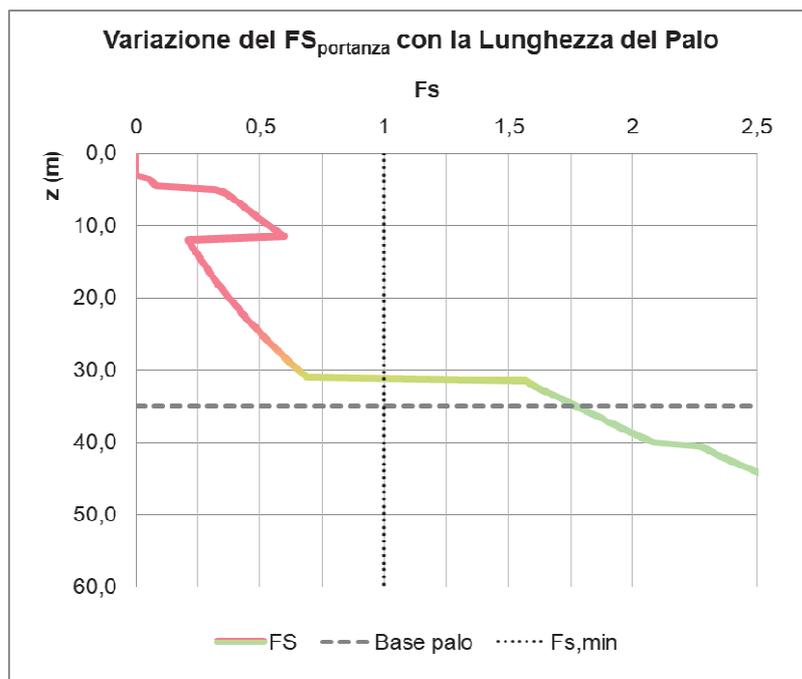
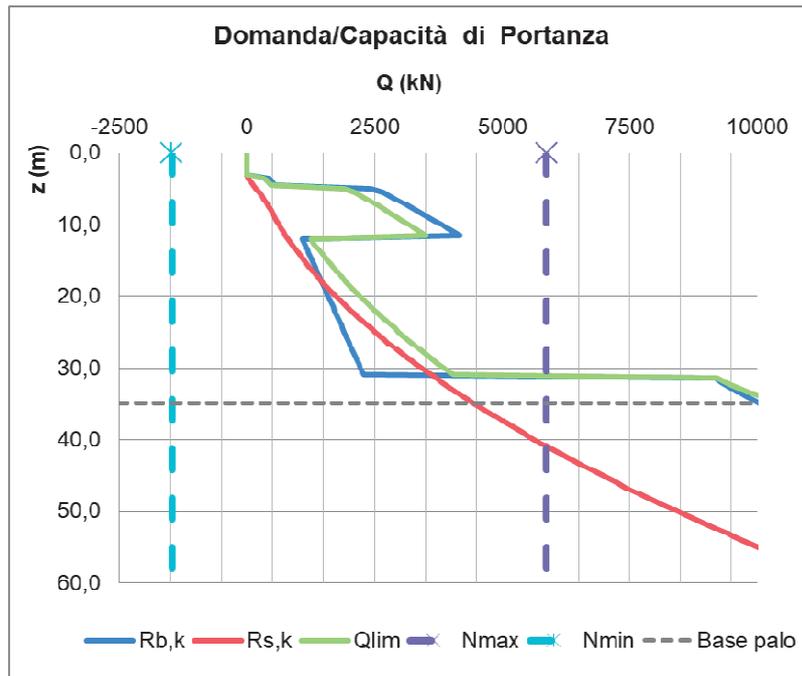
Verifica armatura a taglio			
Equivalenza sezioni circolari/rettangolari			
Bolettino CEB nr.137, allegato 5, studio di Paul Regan			
Diametro palo	D	1200	mm
Copriferro	c	70	mm
Altezza utile sezione	d	1060	mm
Larghezza minima sezione equivalente	b _e	954	mm
Altezza utile della sezione equivalente	d _e	834,4	mm
Braccio delle forze interno	z	750,96	mm
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	k	1,15	≤2
$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	v _{min}	0,23	MPa
Coefficiente di sicurezza	g _c	1,50	-
Diametro barre	φ	14	mm
Braccia staffe	b _r	1	-
Interasse armature trasversali	s	100	mm
Area dell'armatura trasversale	A _{sw}	153,94	mm ²
inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse	a	90	°
	$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$	0,00	MPa
	σ_{cp} / f_{cd}	0,00	
coefficiente maggiorativo	α _c	1,00	-
	v	0,23	MPa
inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse	ctgθ	2,5	-
Condizione limite			
Resistenza di calcolo a taglio compressione	V _{Rcd}	2470,40	kN
Resistenza di calcolo a taglio trazione	V _{Rs d}	1130,87	kN
V _{Rd} = min [V _{Rcd} ; V _{Rs d}]	V _{Rd}	1130,87	kN
Sforzo di taglio agente	V _{ed}	752,30	kN
	Verifica	V _d < V _{Rd}	
OK			

L'analisi dei cedimenti condotta fornisce infine un cedimento della palificata pari a 3,4 cm, compatibile pertanto con la funzionalità della sovrastruttura.

D	1,2	m	<i>Diametro palo</i>
L	32	m	<i>Lunghezza palo</i>
L_u	30	m	<i>Lunghezza utile palo</i>
F_{ck}	2030,63	kN	<i>Carico medio su pali</i>
E	30,0	Mpa	<i>Modulo elastico strato ammorsamento palo</i>
β	1,90	-	<i>Coefficiente di influenza</i>
δ	4,3	mm	<i>Cedimento singolo palo</i>
Cedimento palificata			
n	21		
i	3,6	m	<i>Interasse pali</i>
R	1,53704	-	
R_g	0,38	-	<i>Coefficiente di riduzione del gruppo</i>
δ_p	34,2	mm	<i>Cedimento palificata</i>

Si riepilogano di seguito le caratteristiche dei pali di fondazione delle spalle e le verifiche di capacità:

Numero Pali	Diametro Pali (m)	Lunghezza Pali (m)	Armatura pali	Inc. armatura [kg/m ³]	FS carichi verticali	FS carichi orizzontali	Cedimento palificata [cm]
14	1,20	32	42φ26	80	1,78	1,06	3,4



8. CONCLUSIONI

La presente relazione ha riportato le verifiche delle fondazioni del ponte "VI05" sul Rio Guarabione, previsto nell'ambito della progettazione definitiva del collegamento viario «Pedemontana piemontese» tra la A4 e la A26 (Santhià - Biella - Gattinara - Ghemme) – tratto Masserano – Ghemme.

Le stratigrafie di calcolo assieme con la caratterizzazione geotecnica, definita in Relazione Geotecnica Generale, le sollecitazioni da sovrastruttura incluse quelle sismiche, definite nelle relative relazioni, hanno indotto al ricorso delle seguenti strutture:

- le Spalle dei due impalcati saranno collegate da un'unica fondazione, costituita da una zattera di dimensioni in pianta 24,0 m x 9,8 m su n. 21 pali ϕ 1200 di lunghezza pari a 32m;

In presenza di tali strutture fondali si stimano i seguenti valori di cedimento:

- Spalle: 3,4 cm.

Le sottofondazioni sono dimensionate conformemente alle NT2008, e si attesta che le verifiche di norma, nonché di funzionalità con la sovrastruttura, risultano sempre soddisfatte.

Quanto qui dimensionato trova riscontro grafico nell'elaborato T00VI05GETDI01A.