

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 RIO GUADABIONE - VI01**

**RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO**

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.

DPT007\_D\_1701\_T00\_VI01\_GET\_RE01\_A.PDF

DPT007    D    1701

CODICE ELAB. T00V101GETRE01

A

-

C

B

A

Emissione

18/5/2018

Ing. A. Mangiola

Ing. E. Mittiga

Ing. A. Micheli

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

## INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>2</b>
<b>2. RIFERIMENTI NORMATIVI .....</b>	<b>3</b>
<b>3. BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>4</b>
<b>4. TABELLA MATERIALI .....</b>	<b>6</b>
<b>5. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO.....</b>	<b>8</b>
➤ <i>Stratigrafia di progetto .....</i>	<i>9</i>
<b>6. ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>10</b>
➤ <i>Sollecitazioni spalle .....</i>	<i>10</i>
<b>7. VERIFICA FONDAZIONI SPALLE.....</b>	<b>11</b>
➤ <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>
<b>8. CONCLUSIONI.....</b>	<b>29</b>

## 1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale delle fondazioni del ponte sul Rio Guarabione, denominato "VI01", 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 42.40 m (in asse appoggi).

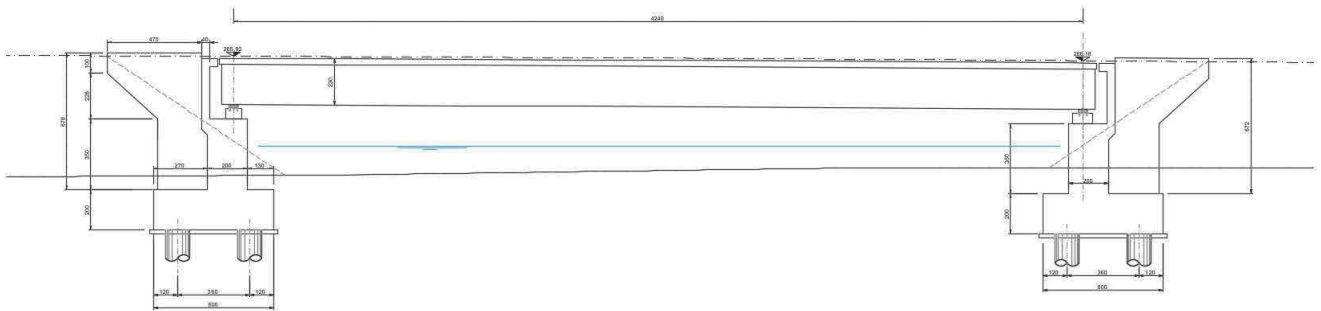


Figura 1: Profilo dell'opera

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.14 pali di fondazione trivellati di diametro  $\phi 1200$  e lunghezza  $L=32m$ . Quanto dimensionato nella presente relazione trova riscontro grafico nella tavola: *T00VI01GETDI01A – 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";
- *T00VI01STRRE01A* 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.

<b>Autore</b>	<b>Titolo</b>	<b>Editore</b>	<b>Anno</b>
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.

<b>Litotipo</b>	<b>Stratigrafia</b>	<b>Spessore [m]</b>
<b>Ug1</b>	da p.c. fino a 3,50 m	3,50 m
<b>Ug2</b>	da 3,50 m fino a 12,50 m	9,00 m
<b>Ug3</b>	da 12,50 m fino a 28,00 m	15,50 m
<b>Ug2</b>	≥ 28,00 m	-

Tabella 1: stratigrafia di progetto per le spalle del ponte

<b>Appoggio</b>	<b>Quota da p.c. [m]</b>
<b>Spalle</b>	2,50 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 8 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 <sub>L</sub> [kN]	H <sub>T</sub> [kN]	N [kN]	M <sub>T</sub> (G) [kNxm]	M <sub>L</sub> (G) [kNxm]
1	8133	0	20780	12201	0
2	8133	0	27880	19301	0
3	10609	390	33990	36476	12870
4	10413	390	32463	34932	10579
5	10389	650	32463	34776	13049
6	10609	650	33990	36476	15340
7	8018	539	28081	30886	2103
8	8116	1796	28081	19054	7011
9	8116	539	28549	18977	2103
10	8018	539	27680	30952	2103
11	8116	1796	27680	19121	7011
12	8116	539	27212	19198	2103

#### Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI STR

Comb.	H <sub>L</sub> [kN]	H <sub>T</sub> [kN]	N [kN]	M <sub>T</sub> (G) [kNxm]	M <sub>L</sub> (G) [kNxm]
1	10573	0	27015	15861	0
2	10573	0	36245	25091	0
3	13425	450	43295	44873	14850
4	13082	450	41532	42336	12206
5	13058	750	41532	42180	15056
6	13786	750	43295	47223	17700

#### Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE

Comb.	H <sub>L</sub> [kN]	H <sub>T</sub> [kN]	N [kN]	M <sub>T</sub> (G) [kNxm]	M <sub>L</sub> (G) [kNxm]
1	6664	0	19719	8399	0
2	6664	0	26819	15499	0
3	8411	300	31519	27592	9900
4	8207	500	30344	26080	10038
5	8227	300	30344	26210	8138
6	8711	300	31519	29542	9900

## 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  $L=32m$ . 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  $\sigma_{vL}$  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;
- $\mu$  = 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);
- $\sigma'_v$  = tensione verticale efficace alla profondità  $z$ .

Nel caso in esame, il prodotto dei coefficienti  $\mu$  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  $\beta$ , 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		
	$\gamma_R$	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1	1,7	1,35
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1	1,45	1,15
Totale	$\gamma_t$	1	1,6	1,3
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	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  $\xi_3$  e  $\xi_4$  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	$\geq 10$
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 4: fattori di correlazione  $\xi$  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:

- $\beta$  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  $\beta$  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  $\delta$  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".

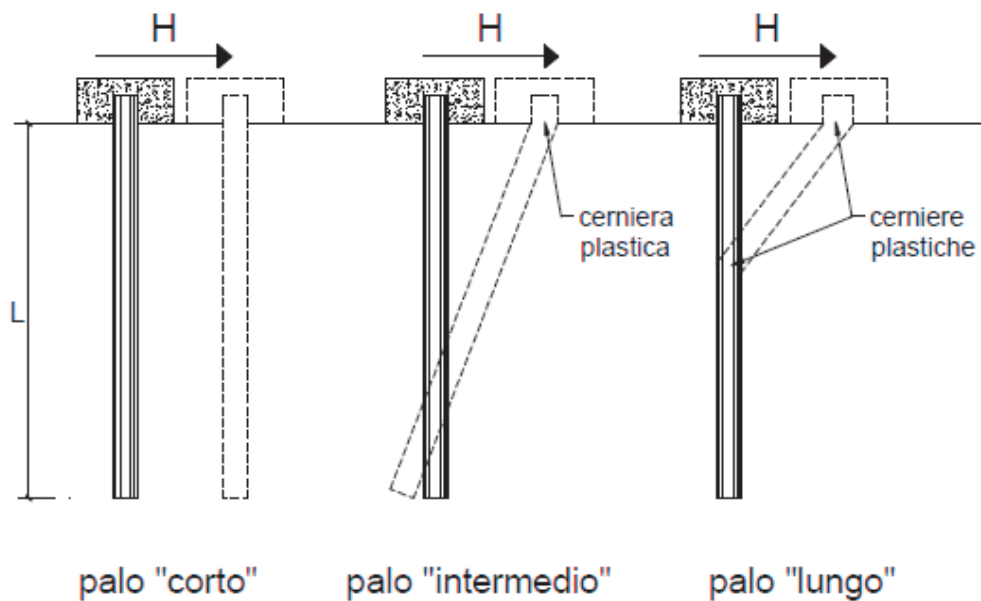


Figura 2: possibili meccanismi di rottura di un palo sottoposto a forza trasversale  
(immagine tratta da Mancina et al. 2004)

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  $L/\lambda$  secondo i valori seguenti:

$L/\lambda$	$C_M$
2	-1,06
3	-0,97
4	-0,93
$\geq 5$	-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 VI01), 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:

$$N_{\text{max}} = 5229,8 \text{ kN}$$

$$T_{\text{max}} = 986,2 \text{ kN}$$

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	43	40	26	379	428	276	14	227	213	0,5
3,5	68,3	0,0	68,3	46	124	80	430	487	314	28	302	274	1,0
4,0	78,3	0,0	78,3	48	212	137	2943	3328	2147	42	1710	1667	1,5
4,5	88,3	0,0	88,3	49	304	196	3319	3754	2422	57	1964	1908	2,0
5,0	98,3	0,0	98,3	50	397	256	3695	4179	2696	71	2220	2149	2,5
5,5	108,3	0,0	108,3	50	491	317	4071	4604	2971	85	2476	2391	3,0
6,0	118,3	0,0	118,3	49	584	377	4447	5030	3245	99	2731	2632	3,5
6,5	128,3	0,0	128,3	47	674	435	4823	5455	3519	113	2985	2872	4,0
7,0	138,3	0,0	138,3	45	761	491	5199	5880	3794	127	3237	3110	4,5
7,5	148,3	0,0	148,3	42	844	544	5576	6306	4068	141	3487	3345	5,0
8,0	158,3	0,0	158,3	40	921	594	5952	6731	4343	156	3733	3578	5,5
8,5	168,3	5,0	163,3	41	997	643	6140	6944	4480	170	3877	3708	6,0
9,0	178,3	10,0	168,3	42	1075	693	6328	7157	4617	184	4023	3839	6,5
9,5	188,3	15,0	173,3	43	1155	745	6516	7369	4754	198	4170	3972	7,0
10,0	198,3	20,0	178,3	45	1238	799	6704	7582	4892	212	4318	4106	7,5
10,5	208,3	25,0	183,3	46	1323	854	6892	7795	5029	226	4467	4241	8,0
11,0	218,3	30,0	188,3	47	1411	910	7080	8007	5166	240	4618	4378	8,5
11,5	228,3	35,0	193,3	48	1500	968	7268	8220	5303	254	4770	4516	9,0
12,0	238,3	40,0	198,3	50	1593	1028	7456	8433	5440	269	4923	4655	9,5
12,5	248,3	45,0	203,3	51	1687	1089	7644	8645	5578	283	5078	4795	10,0

$z$ (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)	$L_{palo}$
13,0	258,3	50,0	208,3	52	1784	1151	1980	2239	1445	297	2071	1774	10,5
13,5	268,3	55,0	213,3	53	1884	1215	2027	2293	1479	311	2152	1841	11,0
14,0	278,3	60,0	218,3	55	1985	1281	2075	2347	1514	325	2235	1910	11,5
14,5	288,3	65,0	223,3	56	2089	1348	2122	2400	1549	339	2319	1980	12,0
15,0	298,3	70,0	228,3	57	2196	1417	2170	2454	1583	353	2405	2051	12,5
15,5	308,3	75,0	233,3	58	2304	1487	2217	2508	1618	368	2491	2124	13,0
16,0	318,3	80,0	238,3	60	2416	1558	2265	2562	1653	382	2579	2198	13,5
16,5	328,3	85,0	243,3	61	2529	1632	2312	2615	1687	396	2669	2273	14,0
17,0	338,3	90,0	248,3	62	2645	1706	2360	2669	1722	410	2759	2349	14,5
17,5	348,3	95,0	253,3	63	2763	1783	2408	2723	1757	424	2851	2427	15,0
18,0	358,3	100,0	258,3	65	2883	1860	2455	2777	1791	438	2945	2506	15,5
18,5	368,3	105,0	263,3	66	3006	1940	2503	2830	1826	452	3039	2587	16,0
19,0	378,3	110,0	268,3	67	3132	2020	2550	2884	1861	467	3135	2669	16,5
19,5	388,3	115,0	273,3	68	3259	2103	2598	2938	1895	481	3232	2752	17,0
20,0	398,3	120,0	278,3	70	3389	2187	2645	2992	1930	495	3331	2836	17,5
20,5	408,3	125,0	283,3	71	3521	2272	2693	3045	1965	509	3431	2922	18,0
21,0	418,3	130,0	288,3	72	3656	2359	2740	3099	1999	523	3532	3009	18,5
21,5	428,3	135,0	293,3	73	3793	2447	2788	3153	2034	537	3635	3097	19,0
22,0	438,3	140,0	298,3	75	3932	2537	2835	3207	2069	551	3739	3187	19,5
22,5	448,3	145,0	303,3	76	4074	2628	2883	3260	2103	565	3844	3278	20,0
23,0	458,3	150,0	308,3	77	4218	2721	2930	3314	2138	580	3950	3371	20,5
23,5	468,3	155,0	313,3	78	4365	2816	2978	3368	2173	594	4058	3464	21,0
24,0	478,3	160,0	318,3	80	4513	2912	3025	3422	2208	608	4167	3559	21,5
24,5	488,3	165,0	323,3	81	4665	3009	3073	3475	2242	622	4278	3656	22,0
25,0	498,3	170,0	328,3	82	4818	3108	3120	3529	2277	636	4390	3753	22,5
25,5	508,3	175,0	333,3	83	4974	3209	3168	3583	2312	650	4503	3852	23,0
26,0	518,3	180,0	338,3	85	5132	3311	3216	3637	2346	664	4617	3953	23,5
26,5	528,3	185,0	343,3	86	5293	3415	3263	3690	2381	679	4733	4054	24,0

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	538,3	190,0	348,3	87	5456	3520	3311	3744	2416	693	4850	4157	24,5
27,5	548,3	195,0	353,3	88	5621	3626	3358	3798	2450	707	4968	4262	25,0
28,0	558,3	200,0	358,3	90	5789	3735	3406	3852	2485	721	5088	4367	25,5
28,5	568,3	205,0	363,3	91	5959	3844	13662	15451	9968	735	10727	9992	26,0
29,0	578,3	210,0	368,3	92	6131	3955	13850	15663	10105	749	10925	10176	26,5
29,5	588,3	215,0	373,3	93	6306	4068	14038	15876	10243	763	11125	10361	27,0
30,0	598,3	220,0	378,3	95	6483	4182	14226	16089	10380	778	11326	10548	27,5
30,5	608,3	225,0	383,3	96	6662	4298	14414	16302	10517	792	11528	10736	28,0
31,0	618,3	230,0	388,3	97	6844	4415	14602	16514	10654	806	11732	10926	28,5
31,5	628,3	235,0	393,3	98	7028	4534	14790	16727	10792	820	11937	11117	29,0
32,0	638,3	240,0	398,3	100	7215	4655	14978	16940	10929	834	12143	11309	29,5
32,5	648,3	245,0	403,3	101	7403	4776	15166	17152	11066	848	12350	11502	30,0
33,0	658,3	250,0	408,3	102	7595	4900	15354	17365	11203	862	12559	11697	30,5
33,5	668,3	255,0	413,3	103	7788	5025	15542	17578	11340	877	12770	11893	31,0
34,0	678,3	260,0	418,3	105	7984	5151	15730	17790	11478	891	12981	12090	31,5
34,5	688,3	265,0	423,3	106	8182	5279	15918	18003	11615	905	13194	12289	32,0

Tabella 6: calcolo capacità portante dei pali delle spalle

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 955 kN, e ipotizzando un'armatura di 34 $\phi$ 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.

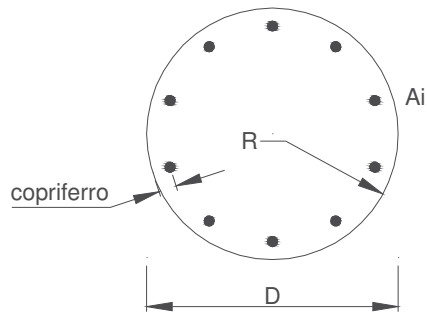
**Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare**

Diametro = 1200 (mm)  
Raggio = 600 (mm)  
Sforzo Normale = 955 (kN)

**Caratteristiche dei Materiali**

calcestruzzo

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



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

**Acciaio**

tipo di acciaio

$f_{yk} = 450$  (Mpa)  
 $\gamma_s = 1,15$   
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,3$  (Mpa)  
 $E_s = 206000$  (Mpa)

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

**Armature**

numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
34	φ 26	18052	30
0	φ 20	0	30
0	φ 8	0	30

Calcolo

**Momento di Plasticizzazione**

$M_y = 3507,5$  (kN m)

Inserisci



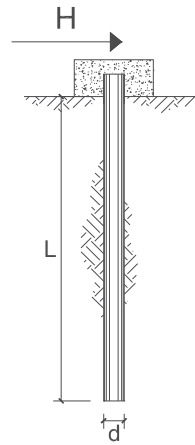
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI  
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Esempio

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanententi $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_\phi$	$\gamma_r$
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
definiti dal progettista			⊕	1,00	1,00	1,30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_\phi$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
$\xi_r$	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	$M_y =$	3500,00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	32,30	(°)	$\phi'_{min} =$	29,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	32,30	(°)	$\phi'_{min,d} =$	29,00 (°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin\phi') / (1 - \sin\phi')$ )	$k_{p,med} =$	3,29	(-)	$k_{p,min} =$	2,88 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$ )	$\gamma =$	19,50	(kN/m <sup>3</sup> )		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	986,18	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 118418,27$  (kN)  $H1_{min} = 103588,16$  (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 39582,13$  (kN)  $H2_{min} = 34638,76$  (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 2336,89$  (kN)  $H3_{min} = 2234,95$  (kN)

$H_{med} = 2336,89$  (kN) palo lungo  $H_{min} = 2234,95$  (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_\phi; R_{min}/\xi_r) = 1416,30$  (kN)

$H_d = H_k/\gamma_r = 1089,46$  (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 986,18$  (kN)

$FS = H_d / F_d = 1,10$

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.

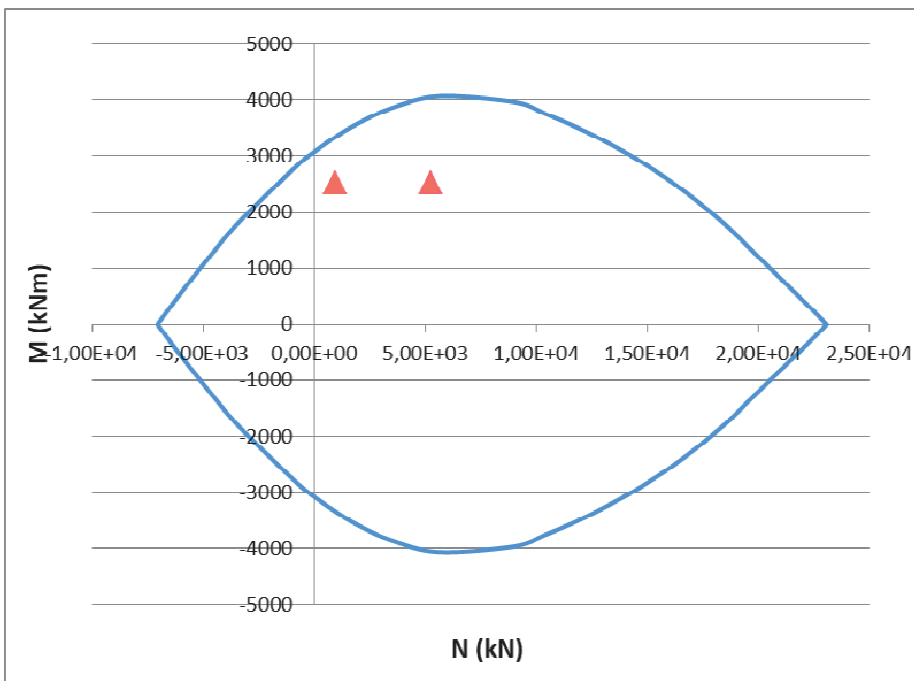
Come modulo di reazione orizzontale del terreno,  $n_{hr}$ , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

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

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

$$M_s = 2527,3 \text{ kNm}$$

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.

<b>Verifica armatura a taglio</b>			
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 <sub>e</sub>	954	mm
Altezza utile della sezione equivalente	d <sub>e</sub>	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 <sub>min</sub>	0,23	MPa
Coefficiente di sicurezza	g <sub>c</sub>	1,50	-
Diametro barre	φ	14	mm
Braccia staffe	b <sub>r</sub>	1	-
Interasse armature trasversali	s	100	mm
Area dell'armatura trasversale	A <sub>sw</sub>	153,94	mm <sup>2</sup>
inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse	a	90	°
	$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$	0,00	MPa
	$\sigma_{cp} / f_{cd}$	0,00	
coefficiente maggiorativo	α <sub>c</sub>	1,00	-
	v	0,23	MPa
inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse	ctgθ	2,5	-
<b>Condizione limite</b>			
Resistenza di calcolo a taglio compressione	V <sub>Rcd</sub>	2470,40	kN
Resistenza di calcolo a taglio trazione	V <sub>Rs d</sub>	1130,87	kN
V <sub>Rd</sub> = min [V <sub>Rcd</sub> ; V <sub>Rs d</sub> ]	V <sub>Rd</sub>	1130,87	kN
Sforzo di taglio agente	V <sub>ed</sub>	986,18	kN
	Verifica	V <sub>d</sub> < V <sub>Rd</sub>	
<b>OK</b>			

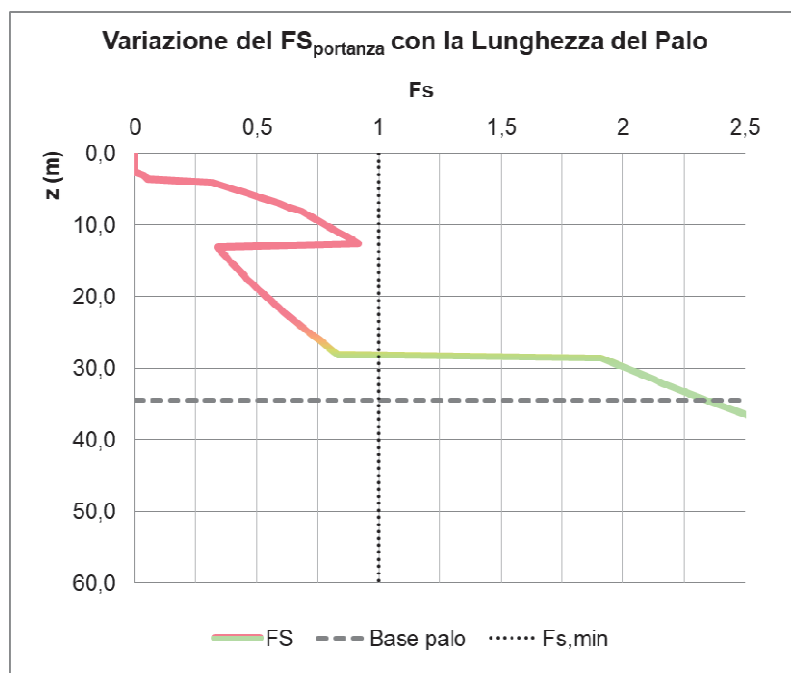
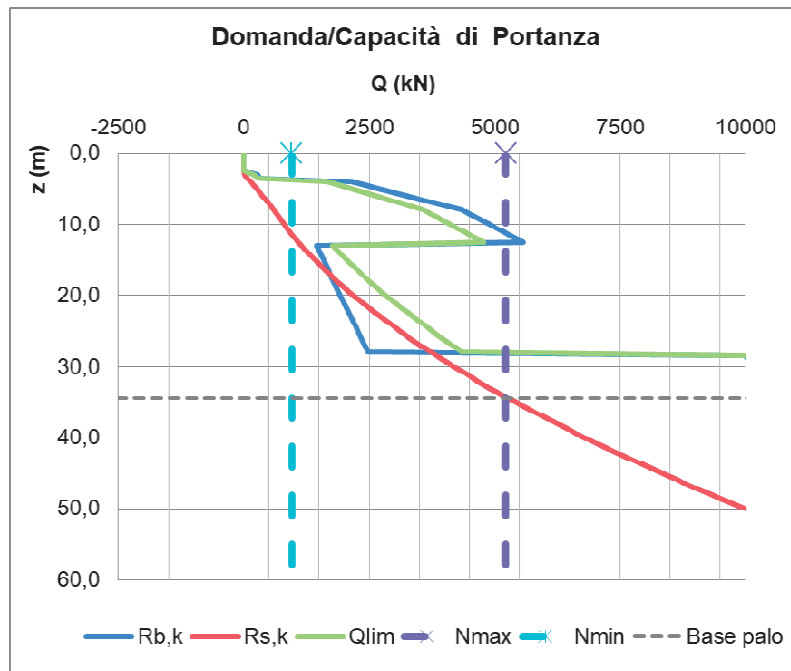
L'analisi dei cedimenti condotta fornisce infine un cedimento della palificata pari a 3,2 cm, compatibile pertanto con la funzionalità della sovrastruttura.

<b>D</b>	1,2	m	<i>Diametro palo</i>
<b>L</b>	32	m	<i>Lunghezza palo</i>
<b>L<sub>u</sub></b>	30	m	<i>Lunghezza utile palo</i>
<b>F<sub>ck</sub></b>	2251,33	kN	<i>Carico medio su pali</i>
<b>E</b>	30,0	Mpa	<i>Modulo elastico strato ammorsamento palo</i>
<b>β</b>	1,90	-	<i>Coefficiente di influenza</i>
<b>δ</b>	4,7	mm	<i>Cedimento singolo palo</i>
<b>Cedimento palificata</b>			
<b>n</b>	14		
<b>i</b>	3,6	m	<i>Interasse pali</i>
<b>R</b>	1,25499	-	
<b>R<sub>g</sub></b>	0,48	-	<i>Coefficiente di riduzione del gruppo</i>
<b>δ<sub>p</sub></b>	32,0	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 <sup>3</sup> ]	FS carichi verticali	FS carichi orizzontali	Cedimento palificata [cm]
14	1,20	32	34φ26	80	2,35	1,10	3,2

Come si osserva dai diagrammi seguenti, la lunghezza del palo è portata fino a 32m per ammorsare il palo dell'Ug2 e sfruttare il contributo alla punta, che aumenta significativamente.



## 8. CONCLUSIONI

La presente relazione ha riportato le verifiche delle fondazioni del ponte "VI01" 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 6,0 m su n. 14 pali  $\phi 1200$  di lunghezza pari a 32m;

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

- Spalle: 3,2 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 T00VI01GETDI01A.