

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**

**CAVALCAVIA SV. GHEMME E RELATIVE OPERE PROVVISORIALI - CV06**

**RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO**

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

DPT007\_D\_1701\_T00\_CV06\_GET\_RE01\_A.PDF

PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.

DPT007    D    1701

CODICE ELAB. T00 CV06 GET RE01

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>4</b>
<b>3. BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>5</b>
<b>4. TABELLA MATERIALI .....</b>	<b>7</b>
<b>5. MODELLO GEOTECNICO DI SOTTOSUOLO.....</b>	<b>9</b>
➤ <i>Stratigrafia di progetto .....</i>	<i>10</i>
<b>6. ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>11</b>
➤ <i>Sollecitazioni spalle .....</i>	<i>11</i>
<b>7. VERIFICA FONDAZIONI SPALLE.....</b>	<b>12</b>
➤ <i>Metodo di calcolo e di analisi dei pali di fondazione .....</i>	<i>12</i>
➤ <i>Cedimenti .....</i>	<i>14</i>
➤ <i>Palo sottoposto a carichi orizzontali .....</i>	<i>15</i>
➤ <i>Verifiche dei Pali .....</i>	<i>19</i>
<b>8. VERIFICHE OPERE PROVVISORIALI .....</b>	<b>30</b>
➤ <i>Paratia di protezione rilevato A26.....</i>	<i>30</i>
<b>9. VERIFICHE MURI ANDATORI .....</b>	<b>35</b>
➤ <i>CRITERI PROGETTUALI.....</i>	<i>35</i>
<b>10. CONCLUSIONI.....</b>	<b>37</b>

## 1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale delle fondazioni del cavalcavia su A26 svincolo Ghemme, denominato "CV06", previsto nell'ambito della progettazione definitiva del collegamento viario «Pedemontana piemontese» tra la A4 e la A26 (Santhià - Biella - Gattinara - Ghemme) – tratto Masserano – Ghemme e la verifica delle opere provvisorie necessarie per l'esecuzione dei lavori (paratie di protezione rilevato autostradale) e dei muri andatori per la sistemazione finale del rilevato.

Il cavalcavia presenta un impalcato a campata singola di lunghezza 50.00 m (in asse appoggi). In accordo con il tracciato stradale, ciascuno dei due impalcati presenta un andamento curvo. Per ciò che riguarda le sottostrutture si prevede un'unica fondazione che colleghi le spalle omologhe dei due impalcati.

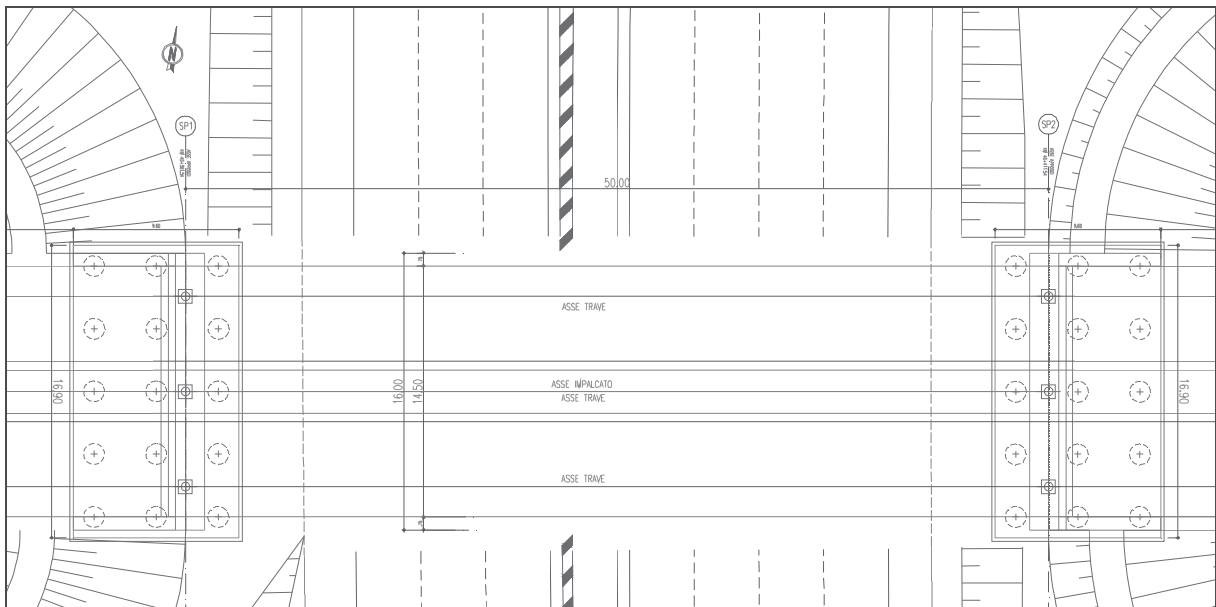


Figura 1: Pianta impalcato e fondazioni

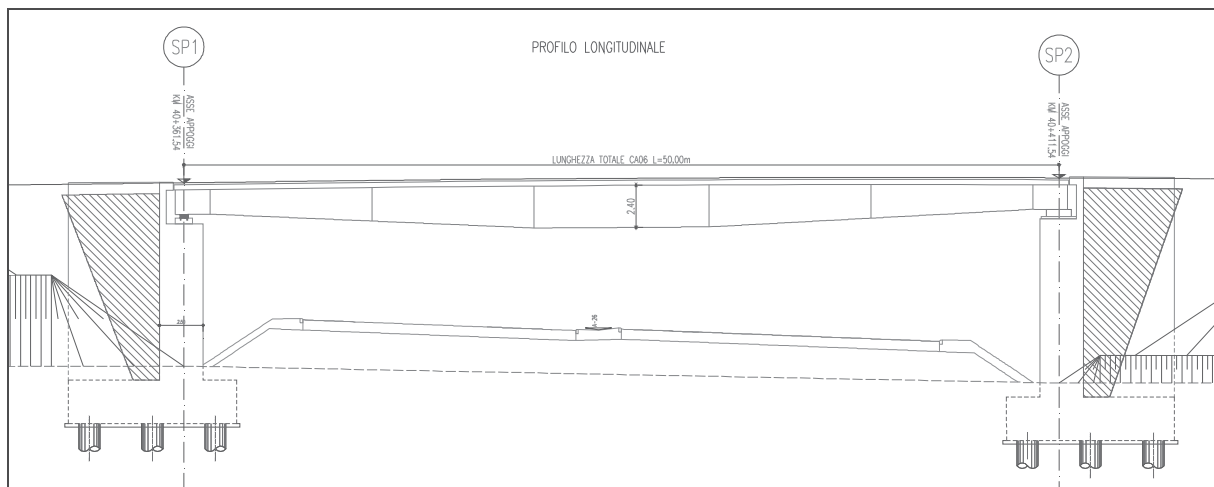


Figura 2: Sezione longitudinale

Per entrambe le spalle sono previste fondazioni profonde su n.15 pali trivellati di diametro  $\phi 1200$  e lunghezza  $L=32m$ . Quanto dimensionato nella presente relazione trova riscontro grafico nella tavola: *T00CV06GETDI01A – Carpenteria dei Pali di Fondazione.*

La posizione del cavalcavia, mediante il quale si sovra passa l'autostrada A26, prevede la realizzazione delle spalle in prossimità al rilevato autostradale. Per poter eseguire gli scavi in sicurezza, evitando di indurre cedimenti rilevato esistente, saranno realizzate paratie di pali  $\phi 1200$  ad interasse 1,3m di lunghezza pari a 18m.

I muri andatori in corrispondenza delle spalle, di altezza massima del paramento pari a 11,30m, saranno invece realizzati con fondazioni dirette. La zattera avrà larghezza totale pari a 8,0 m ed altezza pari a 2,50 m.

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 cavalcavia, sulla base delle quali si è proceduto alle verifiche, sono determinate dalle seguenti relazioni:

- *T00GE00GETRE02A* "Relazione sismica";
- *T00CV06STRRE01A* Relazione tecnica e di calcolo Cavalcavia

## **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 cavalcavia, 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
$c' = 8 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 20 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale

### **Unità Geotecnica 7 – Ug7**

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

$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume saturo
$\phi' = 33^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E = 40 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale

➤ **Stratigrafia di progetto**

Nelle seguenti tabelle è riportata la stratigrafia di progetto per le spalle del cavalcavia, 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 1,50 m	1,50 m
Ug7	≥ 1,50 m	-

Tabella 1: stratigrafia di progetto per le spalle del cavalcavia

Appoggio	Quota da p.c. [m]
Spalle	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 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 <sub>L</sub> [kN]	H <sub>T</sub> [kN]	N [kN]	M <sub>T</sub> (G) [kNxm]	M <sub>L</sub> (G) [kNxm]
1	11319	0	30551	33025	0
2	11319	0	36351	43465	0
3	13132	312	38951	60993	10262
4	12956	312	38594	60808	9547
5	12936	520	38594	60543	12922
6	13152	520	39341	61960	14417
7	15254	485	36564	71994	3392
8	14123	1616	36564	64342	11308
9	14123	485	37062	64226	3392
10	15254	485	36138	72094	3392
11	14123	1616	36138	64442	11308
12	14123	485	35640	64559	3392

#### 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	15281	0	41244	44584	0
2	15281	0	49074	58678	0
3	17410	360	52584	80089	12861
4	17164	360	51706	78520	11106
5	17140	600	51706	78203	15000
6	17687	600	52584	83754	16755

#### 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	11319	0	30551	33025	0
2	11319	0	36351	43465	0
3	12899	240	38951	59369	9094
4	12699	400	38301	57972	10390
5	12719	240	38301	58236	7794
6	13149	240	38951	62675	9094

## 7. VERIFICA FONDAZIONI SPALLE

Le spalle del cavalcavia saranno realizzate su fondazioni profonde costituite da n.15 pali trivellati di diametro  $\phi 1200$  e lunghezza  $L=32m$ . La zattera di fondazione avrà dimensioni in pianta di  $9,60m \times 16,80 m$ .

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 cavalcavia;
- si riportano in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** 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 ininfluente; 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 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, relativamente al caso di palo "corto", "intermedio" e "lungo".

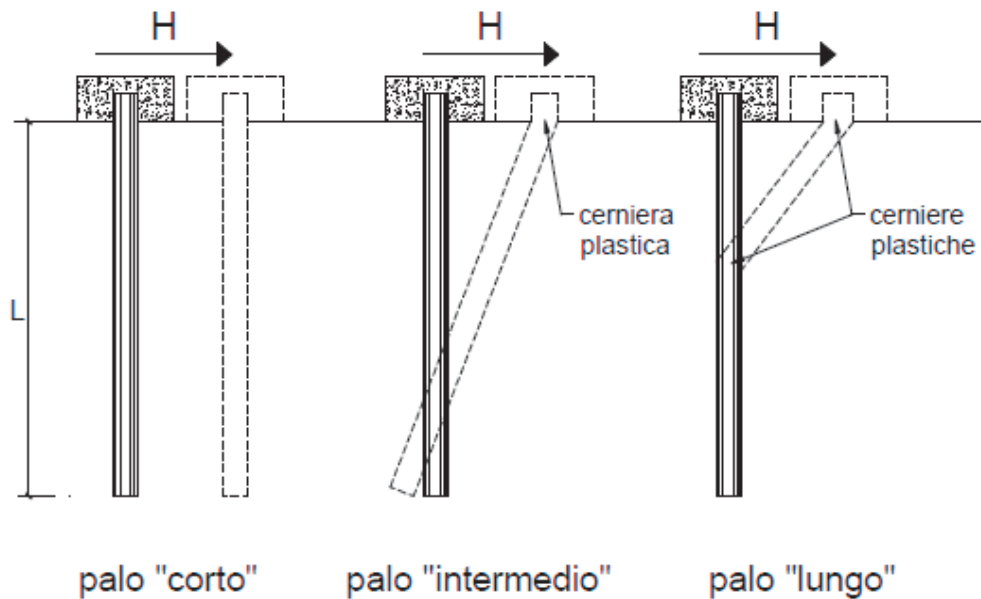


Figura 3: possibili meccanismi di rottura di un palo sottoposto a forza trasversale  
(immagine tratta da Mancina et al. 2004)

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 Cavalcavia CV06), 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:

$$N_{\text{max}} = 6297,5 \text{ kN}$$

$$T_{\text{max}} = 1179,84 \text{ kN}$$

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

z (m)	$\sigma_v(z)$ (kPa)	(u) (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	$\tau_{c,lim,min}$ (kPa)	$Q_{lim, laterale,min}$ (kN)	$R_{s,k}$ (kN)	$q_{p,min}$ (kPa)	$Q_{lim, base,min}$ (kN)	$R_{s,k}$ (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	38,8	0,0	38,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
2,5	48,3	0,0	48,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,0
3,0	57,8	0,0	57,8	42	40	26	1357	1535	990	14	756	742	0,5
3,5	67,3	0,0	67,3	45	122	79	1555	1759	1135	28	909	881	1,0
4,0	76,8	0,0	76,8	47	209	135	1754	1983	1279	42	1065	1023	1,5
4,5	86,3	0,0	86,3	48	299	193	1952	2207	1424	57	1222	1166	2,0
5,0	95,8	0,0	95,8	49	390	251	2150	2431	1569	71	1381	1310	2,5
5,5	105,3	5,0	100,3	46	479	309	2244	2538	1637	85	1481	1397	3,0
6,0	114,8	10,0	104,8	43	563	363	2337	2644	1706	99	1579	1480	3,5
6,5	124,3	15,0	109,3	40	642	414	2431	2750	1774	113	1674	1561	4,0
7,0	133,8	20,0	113,8	37	715	461	2525	2856	1843	127	1766	1639	4,5
7,5	143,3	25,0	118,3	34	781	504	2619	2962	1911	141	1854	1713	5,0
8,0	152,8	30,0	122,8	31	842	543	2713	3068	1979	156	1939	1783	5,5
8,5	162,3	35,0	127,3	32	901	581	2807	3174	2048	170	2022	1853	6,0
9,0	171,8	40,0	131,8	33	962	621	2901	3280	2116	184	2107	1924	6,5
9,5	181,3	45,0	136,3	34	1025	661	2994	3387	2185	198	2194	1996	7,0
10,0	190,8	50,0	140,8	35	1090	703	3088	3493	2253	212	2281	2069	7,5
10,5	200,3	55,0	145,3	36	1158	747	3182	3599	2322	226	2369	2143	8,0
11,0	209,8	60,0	149,8	37	1227	792	3276	3705	2390	240	2459	2219	8,5
11,5	219,3	65,0	154,3	39	1299	838	3370	3811	2459	254	2550	2296	9,0
12,0	228,8	70,0	158,8	40	1373	886	3464	3917	2527	269	2642	2374	9,5
12,5	238,3	75,0	163,3	41	1449	935	3558	4023	2596	283	2735	2453	10,0

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

Lotto 1

Progetto Definitivo

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	247,8	80,0	167,8	42	1527	985	3651	4130	2664	297	2830	2533	10,5
13,5	257,3	85,0	172,3	43	1607	1037	3745	4236	2733	311	2926	2615	11,0
14,0	266,8	90,0	176,8	44	1689	1090	3839	4342	2801	325	3022	2697	11,5
14,5	276,3	95,0	181,3	45	1773	1144	3933	4448	2870	339	3121	2781	12,0
15,0	285,8	100,0	185,8	46	1860	1200	4027	4554	2938	353	3220	2866	12,5
15,5	295,3	105,0	190,3	48	1948	1257	4121	4660	3007	368	3320	2953	13,0
16,0	304,8	110,0	194,8	49	2039	1315	4214	4766	3075	382	3422	3040	13,5
16,5	314,3	115,0	199,3	50	2132	1375	4308	4873	3144	396	3525	3129	14,0
17,0	323,8	120,0	203,8	51	2227	1437	4402	4979	3212	410	3629	3219	14,5
17,5	333,3	125,0	208,3	52	2324	1499	4496	5085	3281	424	3734	3310	15,0
18,0	342,8	130,0	212,8	53	2423	1563	4590	5191	3349	438	3840	3402	15,5
18,5	352,3	135,0	217,3	54	2524	1629	4684	5297	3418	452	3948	3495	16,0
19,0	361,8	140,0	221,8	55	2628	1695	4778	5403	3486	467	4056	3590	16,5
19,5	371,3	145,0	226,3	57	2733	1763	4871	5509	3555	481	4166	3686	17,0
20,0	380,8	150,0	230,8	58	2841	1833	4965	5616	3623	495	4278	3783	17,5
20,5	390,3	155,0	235,3	59	2951	1904	5059	5722	3691	509	4390	3881	18,0
21,0	399,8	160,0	239,8	60	3063	1976	5153	5828	3760	523	4503	3980	18,5
21,5	409,3	165,0	244,3	61	3177	2050	5247	5934	3828	537	4618	4081	19,0
22,0	418,8	170,0	248,8	62	3293	2125	5341	6040	3897	551	4734	4183	19,5
22,5	428,3	175,0	253,3	63	3411	2201	5435	6146	3965	565	4851	4286	20,0
23,0	437,8	180,0	257,8	64	3532	2278	5528	6252	4034	580	4969	4390	20,5
23,5	447,3	185,0	262,3	66	3654	2358	5622	6359	4102	594	5089	4495	21,0
24,0	456,8	190,0	266,8	67	3779	2438	5716	6465	4171	608	5209	4602	21,5
24,5	466,3	195,0	271,3	68	3906	2520	5810	6571	4239	622	5331	4709	22,0
25,0	475,8	200,0	275,8	69	4034	2603	5904	6677	4308	636	5454	4818	22,5
25,5	485,3	205,0	280,3	70	4165	2687	5998	6783	4376	650	5579	4928	23,0
26,0	494,8	210,0	284,8	71	4299	2773	6091	6889	4445	664	5704	5040	23,5
26,5	504,3	215,0	289,3	72	4434	2861	6185	6995	4513	679	5831	5152	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	513,8	220,0	293,8	73	4571	2949	6279	7102	4582	693	5958	5266	24,5
27,5	523,3	225,0	298,3	75	4711	3039	6373	7208	4650	707	6087	5380	25,0
28,0	532,8	230,0	302,8	76	4852	3131	6467	7314	4719	721	6217	5496	25,5
28,5	542,3	235,0	307,3	77	4996	3223	6561	7420	4787	735	6349	5614	26,0
29,0	551,8	240,0	311,8	78	5142	3317	6655	7526	4856	749	6481	5732	26,5
29,5	561,3	245,0	316,3	79	5290	3413	6748	7632	4924	763	6615	5852	27,0
30,0	570,8	250,0	320,8	80	5440	3510	6842	7738	4993	778	6750	5973	27,5
30,5	580,3	255,0	325,3	81	5592	3608	6936	7845	5061	792	6886	6094	28,0
31,0	589,8	260,0	329,8	82	5746	3707	7030	7951	5130	806	7023	6218	28,5
31,5	599,3	265,0	334,3	84	5903	3808	7124	8057	5198	820	7162	6342	29,0
32,0	608,8	270,0	338,8	85	6062	3911	7218	8163	5266	834	7302	6468	29,5
32,5	618,3	275,0	343,3	86	6222	4014	7312	8269	5335	848	7443	6594	30,0
33,0	627,8	280,0	347,8	87	6385	4119	7405	8375	5403	862	7585	6722	30,5
33,5	637,3	285,0	352,3	88	6550	4226	7499	8481	5472	877	7728	6851	31,0
34,0	646,8	290,0	356,8	89	6717	4334	7593	8588	5540	891	7872	6982	31,5
34,5	656,3	295,0	361,3	90	6886	4443	7687	8694	5609	905	8018	7113	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 600 kN, e ipotizzando un'armatura di  $52\phi 26$  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** = 600 (kN)

**Caratteristiche dei Materiali**

**calcestruzzo**

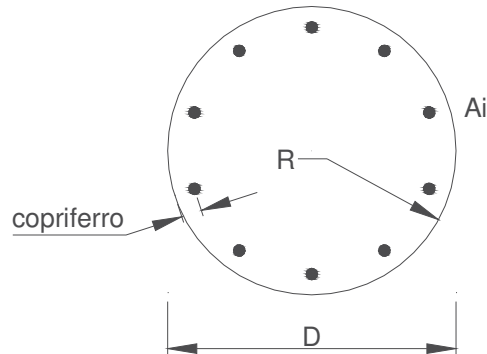
Rck = 35 (Mpa)

fck = 28 (Mpa)

$\gamma_c$  = 1,5

$\alpha_{cc}$  = 0,85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 15,87$  (Mpa)



**Acciaio**

tipo di acciaio

f<sub>yk</sub> = 450 (Mpa)

$\gamma_s$  = 1,15

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

E<sub>s</sub> = 206000 (Mpa)

$\epsilon_{ys}$  = 0,190%

$\epsilon_{uk}$  = 10,000%

**Armature**

numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
52	φ 26	27608	30
0	φ 20	0	30
0	φ 8	0	30

Calcolo

**Momento di Plasticizzazione**

**M<sub>y</sub> = 4938,5 (kN m)**

Inserisci

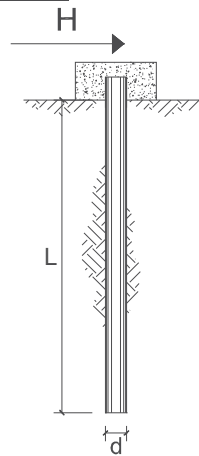
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI  
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

**OPERA:** Esempio

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)

coefficienti parziali		A		M	R
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_\phi$	$\gamma_T$
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.
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
$\xi_4$	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: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	32,00	(m)		
Diametro del palo	d =	1,20	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	4900,00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	33,00	(°)	$\phi'_{min} =$	33,00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	33,00	(°)	$\phi'_{min,d} =$	33,00 (°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1+\sin\phi')/(1-\sin\phi')$ )	$k_{p,med} =$	3,39	(-)	$k_{p,min} =$	3,39 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$ )	$\gamma =$	18,50	(kN/m <sup>3</sup> )		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	1179,79	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 115668,58$  (kN)  $H1_{min} = 115668,58$  (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 38709,32$  (kN)  $H2_{min} = 38709,32$  (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 2901,72$  (kN)  $H3_{min} = 2901,72$  (kN)

$H_{med} = 2901,72$  (kN) palo lungo  $H_{min} = 2901,72$  (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1758,62$  (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T = 1352,78$  (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 1179,79$  (kN)

$FS = H_d / F_d = 1,15$

Relazione Geotecnica e di Calcolo

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.

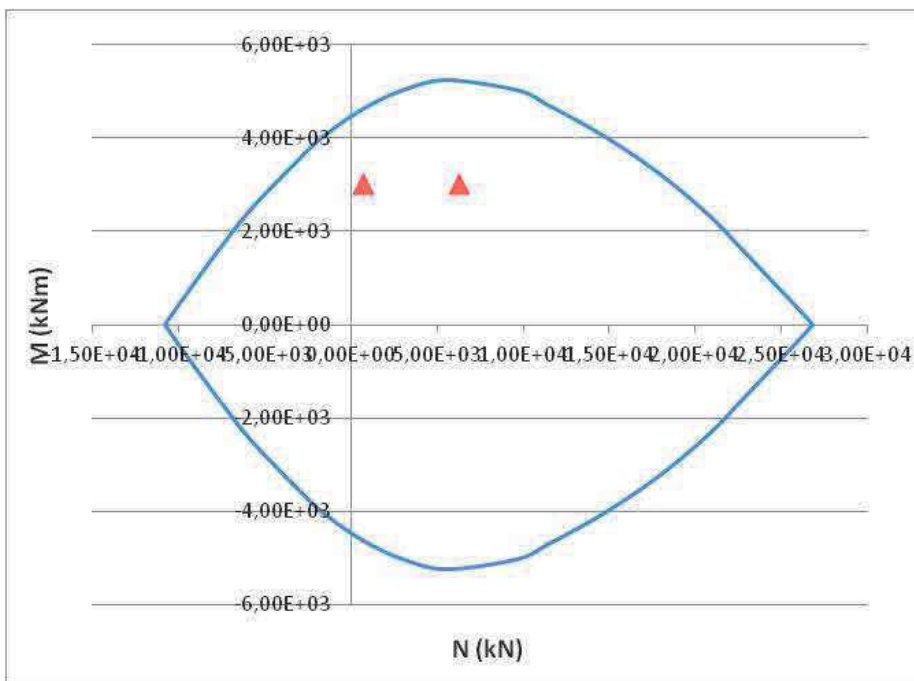
Come modulo di reazione orizzontale del terreno,  $n_h$ , è stato assunto il valore di letteratura per sabbie dense:

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

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

$$M_s = 3023,5 \text{ kNm}$$

La verifica a pressoflessione è pertanto soddisfatta



Per soddisfare la verifica a taglio i pali saranno invece armati mediante spirali  $\phi 16$  con passo 10 cm.

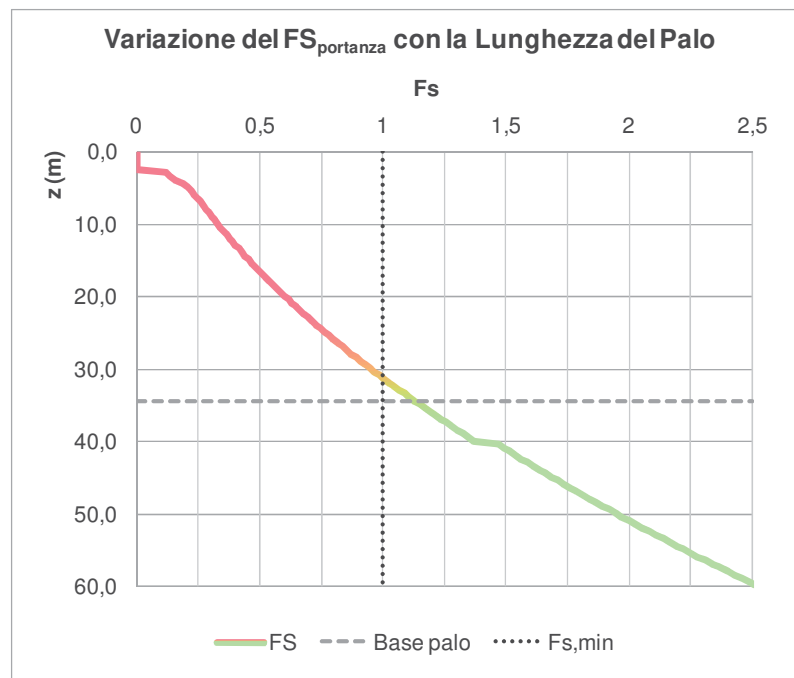
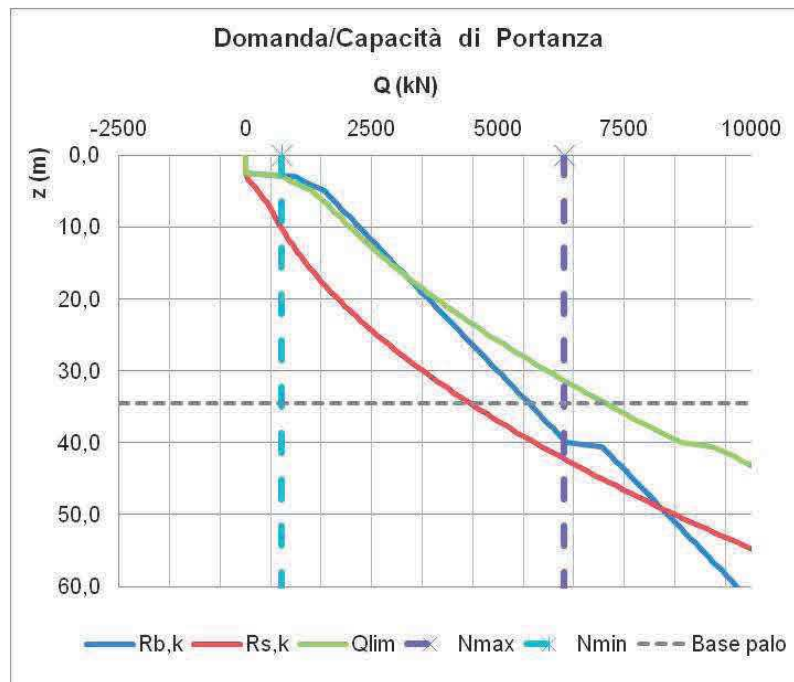
<b>Verifica armatura a taglio</b>			
Equivalenza sezioni circolari/rettangolari			
Bolettino CEB nr.137, allegato 5, studio di Paul Regan			
Diametro palo	D	1200	mm
Copriferro	c	70	mm
Altezza utile sezione	d	1060	mm
Larghezza minima sezione equivalente	b <sub>e</sub>	954	mm
Altezza utile della sezione 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	16	mm
Braccia staffe	b <sub>r</sub>	1	-
Interasse armature trasversali	s	100	mm
Area dell'armatura trasversale	A <sub>sw</sub>	201,06	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	-
	ν	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>	1477,05	kN
VRd = min [VRcd; VRsd]	V <sub>Rd</sub>	1477,05	kN
Sforzo di taglio agente	V <sub>ed</sub>	1179,79	kN
	Verifica	Vd < VRd	
<b>OK</b>			

L'analisi dei cedimenti condotta fornisce infine un cedimento della palificata pari a 2,7 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>	32	m	<i>Lunghezza utile palo</i>
<b>F<sub>ck</sub></b>	2596,74	kN	<i>Carico medio su pali</i>
<b>E</b>	40,0	Mpa	<i>Modulo elastico strato ammorsamento palo</i>
<b>β</b>	1,93	-	<i>Coefficiente di influenza</i>
<b>δ</b>	3,9	mm	<i>Cedimento singolo palo</i>
<b>Cedimento palificata</b>			
<b>n</b>	15		
<b>i</b>	3,6	m	<i>Interasse pali</i>
<b>R</b>	1,29904	-	
<b>R<sub>g</sub></b>	0,46	-	<i>Coefficiente di riduzione del gruppo</i>
<b>δ<sub>p</sub></b>	27,1	mm	<i>Cedimento palificata</i>

Si riepilogano di seguito le caratteristiche dei pali di fondazione delle pile del Cavalcavia CV06 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]
15	1,20	32	52φ26	95	1,13	1,15	2,7





passiva, oltre il quale il comportamento diventa di tipo elasto-plastico. Ogni molla è un elemento finito la cui legge costitutiva incorpora sia il criterio di rottura tipico dei terreni, sia una correlazione, in campo elastico ed elastoplastico, fra le deformazioni (estensioni o compressioni) e lo sforzo.

Tale modello numerico consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali, permettendo di seguire il comportamento della struttura al variare delle configurazioni di carico, delle fasi esecutive e di esercizio.

In una generica fase di calcolo dell'analisi di interazione tra paratia e terreno, la soluzione dipende dal percorso tenso-deformativo seguito dagli elementi schematizzanti il terreno nelle fasi precedenti, dalle variazioni di spinta o reazione del terreno indotte dalla progressione degli scavi, dall'inserimento di tiranti, dalle variazioni delle condizioni idrostatiche e di sovraccarico, etc.

La legge costitutiva è identificata dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta del terreno sono:

Il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ , corrispondente alla condizione iniziale indeformata, calcolata mediante l'espressione  $K_0 = 1 - \sin\phi$ ;

I coefficienti di spinta attiva  $K_a$  e passiva  $K_p$  corrispondenti alle condizioni d'equilibrio limite attivo e passivo, calcolati rispettivamente mediante le espressioni di Coulomb e Caquot – Kerisel ipotizzando un angolo di attrito terreno-calcestruzzo  $\delta=2/3\phi$  in condizioni statiche.

I parametri di deformabilità del terreno, che compaiono nella definizione della rigidezza delle molle, sono assegnati sulla base dei valori di modulo di Young dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidezza in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarico. La verifica strutturale dell'opera è stata condotta con riferimento alla sezione maggiormente sollecitata, operando con il metodo agli stati limite ultimi.

Oltre alla spinta del terreno, nel modello di calcolo sono stati considerati i seguenti carichi:

- Sovraccarico da traffico

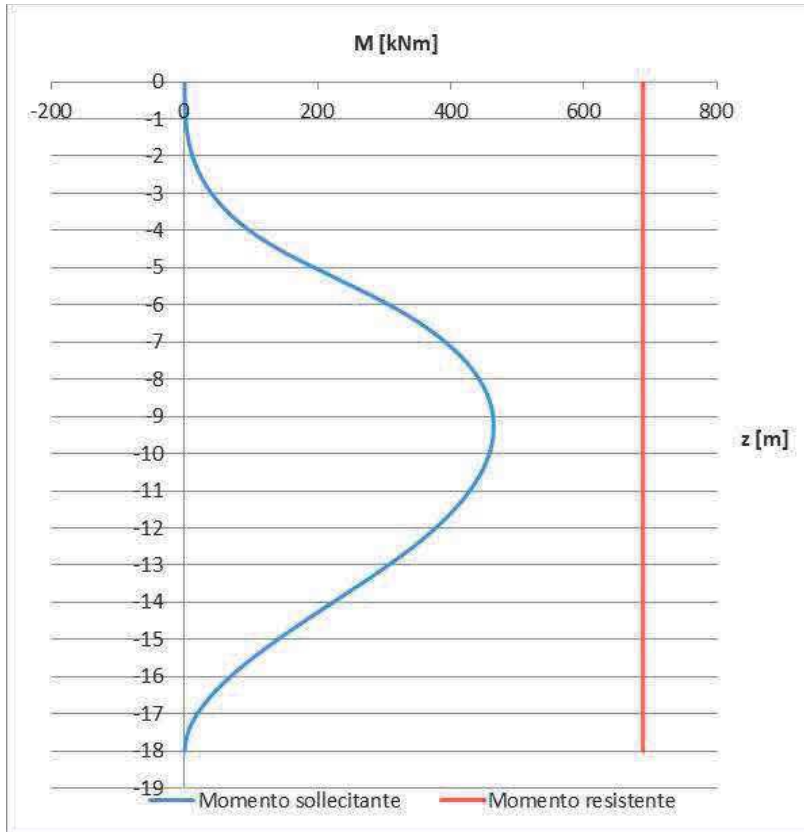
Si considera un sovraccarico accidentale da traffico sul rilevato autostradale, di intensità pari a  $q_v=20\text{kN/m}^2$ .

Nella seguenti figure si riporta l'involuppo dei momenti flettenti e degli sforzi di taglio agenti sulla paratia (in blu) ed i rispettivi valori di resistenza del palo armato (in rosso).



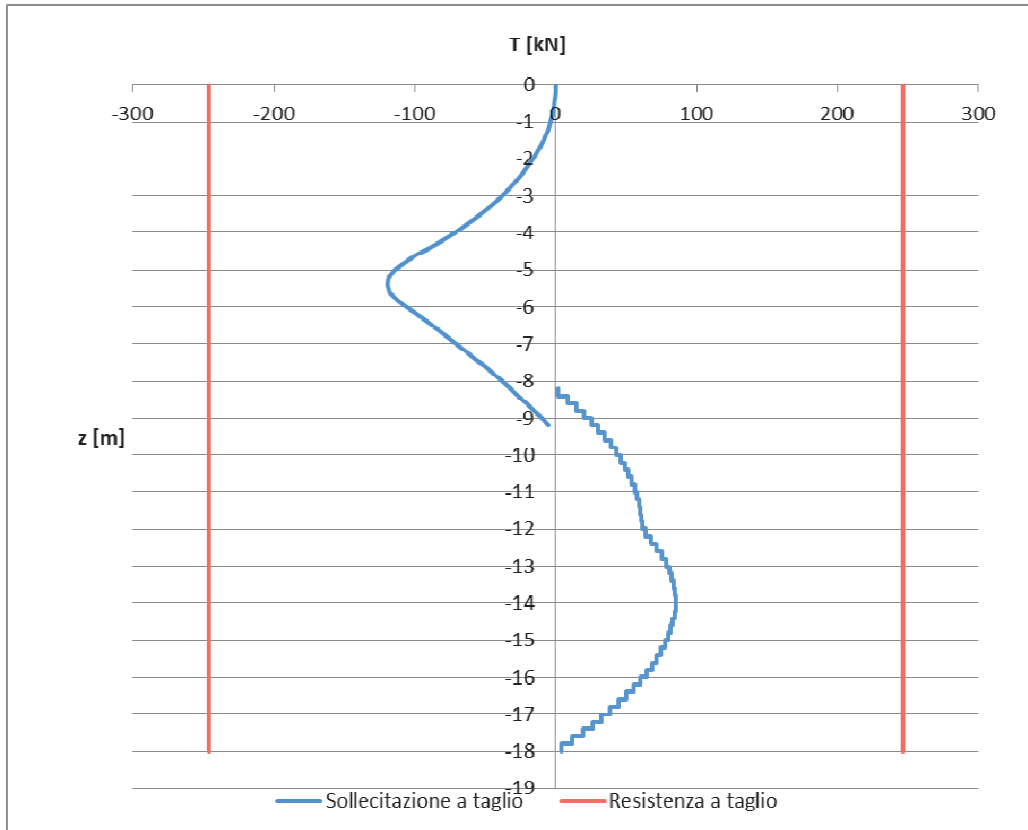
Per la verifica a pressoflessione la sezione sarà armata con n.14 barre  $\phi 20$ , con un momento resistente pari a:

$$M_R = 689,2 \text{ kNm}$$



Per la verifica a taglio la sezione sarà invece armata con una spirale  $\phi 8$  con passo 15 cm.

$$T_R = 246,2 \text{ kN}$$



<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 sezioneequivalente	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	8	mm
Braccia staffe	b <sub>r</sub>	1	-
Interasse armature trasversali	s	150	mm
Area dell'armatura trasversale	A <sub>sw</sub>	50,27	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	-
	ν	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>	246,18	kN
VRd = min [VRcd; VRsd]	V <sub>Rd</sub>	246,18	kN
Sforzo di taglio agente	V <sub>ed</sub>	65,45	kN
	Verifica	Vd < VRd	
		OK	

## 9. VERIFICHE MURI ANDATORI

Per la sistemazione finale del rilevato stradale, in adiacenza alle spalle del viadotto saranno realizzati muri andatori in c.a. del tipo a mensola, lunghi 15m , con altezze massime del paramento pari a pari a 11,30m. La zattera di fondazione dei muri avrà larghezza pari a 8,0 m ed altezza pari a 2,50 m.

L'incidenza di armatura è pari a  $60 \text{ kg/m}^3$ .

I muri sono stati verificati sia con il carico stradale sul rilevato stradale, modellato come un carico uniformemente distribuito  $q_v=20\text{kN/m}^2$ , sia con il carico prodotta dallo svio di un veicolo che urta la barriera stradale ancorata alla testa del muro modellato, in accordo con le prescrizioni NTC2008 § 5.1.3.10 e §3.6.3.3.2, mediante una forza orizzontale pari a 45 kN che genera un momento all'incastro della barriera con il muro pari a 39,5 kNm.

Le verifiche dei muri andatori sono state condotte con il programma di calcolo MAX10.20 e sono riportate in allegato.

### ➤ **CRITERI PROGETTUALI**

Le opere di sostegno sono progettate in ottemperanza alle prescrizioni dei capitoli 6 (Progettazione Geotecnica) e 7 (Progettazione per azioni sismiche) delle Nuove Norme tecniche delle Costruzioni.

Nei capitoli richiamati, per il progetto delle paratie la normativa richiede di considerare gli stati limite ultimi (SLU) di tipo Geotecnico e Strutturale. Con riferimento all'opera di progetto in esame, gli SLU di tipo geotecnico (GEO) da prendere in considerazione nelle verifiche riguardano:

- Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- Sfilamento di uno o più ancoraggi;
- Instabilità globale dell'insieme terreno-opera.

Gli SLU di tipo strutturale (STR) da prendere in considerazione riguardano:

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Per ogni stato limite considerato (GEO e STR) occorre verificare la condizione  $E_d \leq R_d$ , dove  $E_d$  è il valore caratteristico dell'azione di progetto ed  $R_d$  è la resistenza di progetto. La verifica della stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali delle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I della normativa.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1 : (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei coefficienti parziali delle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I della normativa. In particolare, come precisato dalla Circolare sulle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008, nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle paratie (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e,

specificamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti  $\gamma_R$  sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. In particolare, le sollecitazioni (comprese quelle nei puntoni e negli ancoraggi) devono calcolarsi portando in conto, anche in maniera semplificata, l'interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l'equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza. Gli stati limite di esercizio (SLE) si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamenti dell'opera e del terreno circostante, che possano comprometterne la funzionalità. È quindi necessario valutare gli spostamenti, utilizzando i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali. Per ogni stato limite di esercizio, inoltre, deve essere rispettata la condizione  $E_d \leq C_d$ , dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni ed  $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Quanto alle azioni sismiche, la normativa prescrive che si considerino gli SLD come stati limite di esercizio e gli SLV come stati limite ultimi. Le verifiche agli stati limite ultimi in fase di sisma devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

## 10. Conclusioni

La presente relazione ha riportato le verifiche delle fondazioni del cavalcavia "CV06" su s.p. 315 Rolino-Buronzio, 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 avranno fondazioni profonde su n. 15 pali  $\phi 1200$  di lunghezza pari a 32m;

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

- Spalle: 2,7 cm.

In relazione alla prossimità del rilevato stradale della A26 sarà inoltre realizzata una paratia costituita da pali  $\phi 1200$  di lunghezza pari a 18m.

I muri andatori del rilevato in corrispondenza delle spalle del cavalcavia, caratterizzati da un paramento di altezza massima pari a 11,30m, saranno invece realizzati su una zattera di fondazione di larghezza pari a 8,00m ed altezza pari a 2,50m.

Tutte le strutture 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 negli elaborati T00CV06GETDI01A, T00CV06GETDI02A e T00CV06GETDI03A.

Allegati:

Relazione di calcolo paratia provvisoria

Relazione di calcolo muri andatori