

Completamento della Tangenziale di Vicenza
1° Stralcio Completamento

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS DPRL

<p>I PROGETTISTI: <i>ing. Antonio Scalamandrè</i> <i>Ordine Ing. di Frosinone n.1063</i></p> <p><i>ing. Angela Maria Carbone</i> <i>Ordine Ing. di Roma n. 35599</i></p>	<p>ASSISTENZA AL GRUPPO DI PROGETTAZIONE ANAS</p>  <p>POLICREO SOCIETÀ DI PROGETTAZIONE srl</p> <p><i>ing. FILIPPO VIARO</i> – <i>Strade e Idraulica</i> <i>Ordine Ing. di Parma n. 827A</i></p> <p><i>ing. PIER PAOLO CORCHIA</i> – <i>Strutture</i> <i>Ordine Ing. di Parma n. 751A</i></p> <p><i>arch. SERGIO BECCARELLI</i> – <i>Ambiente</i> <i>Ordine Arch. di Parma n. 377</i></p>
<p>IL GEOLOGO: <i>geol. Serena Majetta</i> <i>Ordine Geol. del Lazio n.928</i></p>	
<p>IL RESPONSABILE DEL SIA: <i>arch. Giovanni Magarò</i> <i>Ordine Arch. di Roma n.16183</i></p>	
<p>IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: <i>geom. FABIO QUONDAM</i></p>	
<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: <i>ing. Anna Maria Nosari</i></p>	
<p>PROTOCOLLO</p>	<p>DATA</p>

GEOTECNICA

Relazione di calcolo geotecnico

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.</p>		<p>NOME FILE</p> <p>TOOGE00GETRE03A</p>		<p>REVISIONE</p>	<p>SCALA:</p>	
<p>DPVE08</p>	<p>D</p>	<p>1401</p>	<p>CODICE ELAB. TOOGE00GETRE03</p>	<p>A</p>		
<p>C</p>						
<p>B</p>						
<p>A</p>	<p>EMISSIONE</p>		<p>Maggio 2018</p>			
<p>REV.</p>	<p>DESCRIZIONE</p>		<p>DATA</p>	<p>REDATTO</p>	<p>VERIFICATO</p>	<p>APPROVATO</p>

GEOTECNICA

Relazione di Calcolo Geotecnico – Opere d'arte Maggiori

SOMMARIO

1	PREMESSE	3
2	RIFERIMENTI: NORMATIVE, DOCUMENTI E BIBLIOGRAFIA	4
2.1	DOCUMENTI	4
2.2	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	4
2.3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
3	MATERIALI	6
4	LE OPERE D'ARTE IN PROGETTO	7
4.1	PONTE OROLO	7
4.2	PONTE ZUBANA	7
4.3	VIADOTTO BACCHIGLIONE	8
5	CRITERI DI VERIFICA	10
5.1	CAPACITA' PORTANTE PALI AI CARICHI VERTICALI	10
5.1.1	ANALISI AGLI STATI LIMITE ULTIMI	10
5.2	METODOLOGIA DI CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI	11
5.2.1	PORTATA LATERALE	12
5.2.2	PORTATA DI BASE	13
5.3	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALIN	14
5.3.1	METODOLOGIA DI VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE - BROMS	14
6	AZIONME SISMICA DI RIFERIMENTO	16
7	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	17
7.1	INDIVIDUAZIONE DELLE STRATIGRAFIE DI RIFERIMENTO DELLE OPERE D'ARTE	17
7.1.1	PONTO OROLO	17
7.1.2	PONTO ZUBANA	17
7.1.3	VIADOTTO BACCHIGLIONE	18
8	VERIFICHE GEOTECNICHE – PONTE OROLO	19
9	VERIFICHE GEOTECNICHE – PONTE ZUBANA	23

10	VERIFICHE GEOTECNICHE – VIADOTTO BACCHIGLIONE	27
	ALLEGATO A	33
	ALLEGATO B	35
	ALLEGATO C	37

1 PREMESSE

La presente relazione di calcolo geotecnico è parte integrante del progetto definitivo denominato “Completamento della Tangenziale di Vicenza – I Stralcio – Completamento”.

Il tracciato di progetto si sviluppa con andamento circa EW dallo svincolo della S.P. 26 fino alla bretella di collegamento alla base militare DIN, in corrispondenza dell'attraversamento del fiume Bacchiglione.

Per il trtratto in esame, le opere previste in progetto sono di seguito elencate:

- Ponte Orolo;
- Ponte Zubana;
- Ponte Bacchiglione.

Nel seguito verranno affrontati i seguenti aspetti:

- descrizione delle opere di fondazione;
- inquadramento geotecnico: stratigrafia, parametri geotecnici di progetto, livello di falda;
- descrizione delle metodologie di analisi delle palificate e delle verifiche agli stati limite;
- dimensionamento e verifiche geotecniche delle fondazioni.

La normativa di riferimento per il progetto in esame è NTC 2018.

2 RIFERIMENTI: NORMATIVE, DOCUMENTI E BIBLIOGRAFIA

2.1 DOCUMENTI

- [Rif. 1] Relazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica generale – T00GE01GEORE01
- [Rif. 2] Relazione geotecnica – T00GE00GETRE01A
- [Rif. 3] Relazione sismica– T00GE00GETRE02
- [Rif. 4] Profilo geotecnico – T00GE00GETFG01

2.2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [Rif. 5] Viggiani C. - "Fondazioni" – Hevelius Edizioni
- [Rif. 6] Lancellotta R. "Geotecnica" - Zanichelli
- [Rif. 7] Bruschi A. "Prove geotecniche in situ" – Dario Flaccovio Editore
- [Rif. 8] Mancuso C, "Misure dinamiche in sito" – Hevelius Edizioni
- [Rif. 9] Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) "New correlations of penetration tests for design practice" Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando.
- [Rif. 10] Jamiolkowski, M., Lo Presti, D.C.F. and Garizio, G.M. (2001). "Correlation between Relative Density and Cone Resistance for Silica Sands". Jubilee Volume 75th Anniversary of K. Terzaghi's. Erdbaumechanik Wien, Edit. H. Brandl.
- [Rif. 11] Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1974) "Analysis of laterally loaded piles in sand" Proc. VI Off-shore Technology Conference, OTC 2080, Houston, Texas.
- [Rif. 12] Stroud M.A. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" Proceedings ESOPT I.
- [Rif. 13] Stroud M.A. (1988) "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation" Penetration Testing in UK, Proceedings of the Geotechnical Conference organized by ICE, Birmingham.

2.3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- [Rif. 14] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.42 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.8.
- [Rif. 15] Raccomandazioni AGI Giugno 1977, "Programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche"

- [Rif. 16] Raccomandazioni AGI maggio 1994 "Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio"
- [Rif. 17] Linee guida AGI 2005 "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica"
- [Rif. 18] UNI EN 1997-1:2005 "Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali"
- [Rif. 19] UNI EN 1998-5:2005 "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"

3 MATERIALI

I materiali che costituiscono le opere sono i seguenti:

Calcestruzzo per getto in opera fondazioni (Plinti):

• Classe di resistenza minima	C25/30
• Resistenza cubica a compressione	$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza cilindrica a compressione	$f_{ck} \geq 24,9 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 1,79 \text{ N/mm}^2$
• Modulo elastico	$E_c = 31447 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14,1 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$
• Classe di esposizione	XC2
• Classe di consistenza	S4
• Copriferro	45 mm

Calcestruzzo per getto in opera pali di fondazione:

• Classe di resistenza minima	C25/30
• Resistenza cubica a compressione	$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza cilindrica a compressione	$f_{ck} \geq 24,9 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 1,79 \text{ N/mm}^2$
• Modulo elastico	$E_c = 31447 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14,1 \text{ N/mm}^2$
• Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$
• Classe di esposizione	XC2
• Classe di consistenza	S5
• Copriferro	75 mm

4 LE OPERE D'ARTE IN PROGETTO

4.1 PONTE OROLO

Per il ponte Orolo sono previste fondazioni di tipo indiretto su pali (diametro $\Phi 1200$ mm) di lunghezza pari a 34 m per le due spalle. L'opera è costituita da un impalcato, di luce 44 m e larghezza 12 m, caratterizzato da n. 2 travi in acciaio poste ad interasse 8 m, con sezione a doppio T e trave di spina intermedia, più soletta in c.a. superiore; i trasversi di estremità, posti in corrispondenza delle spalle, hanno sezione a doppio T, mentre i traversi intermedi, disposti con interasse 4 m, sono realizzati con struttura reticolare. La soletta in cemento armato ha spessore 30 cm e risulta solidarizzata tramite piolature alle travi (sia principali che di spina) ed ai traversi di testata, garantendo così un comportamento della struttura del tipo a sezione mista acciaio-calcestruzzo.

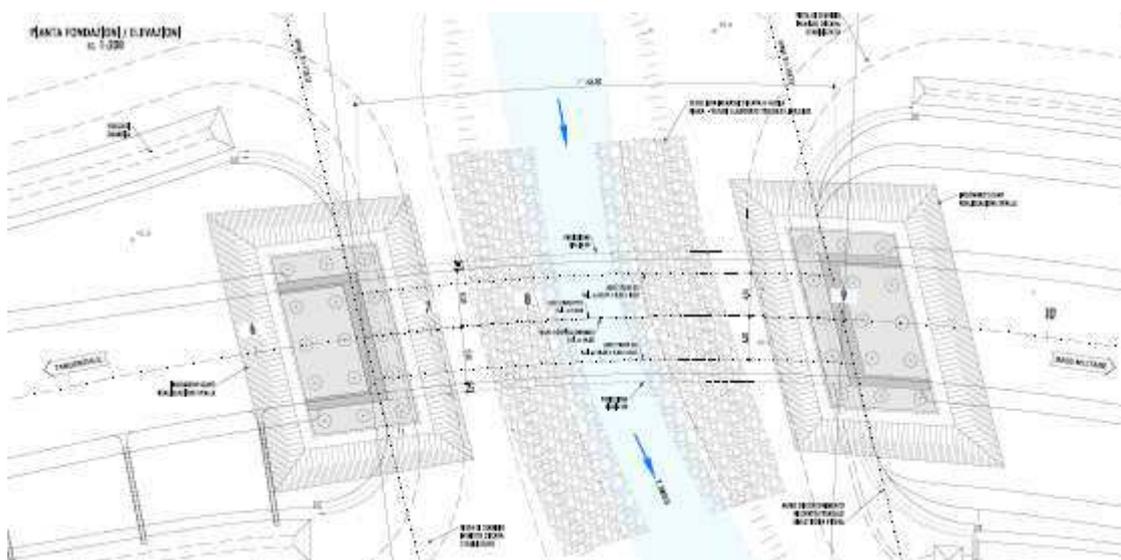


Figura 1. Planimetria Ponte Orolo

4.2 PONTE ZUBANA

Per il ponte Zubana sono previste fondazioni di tipo indiretto su pali (diametro $\Phi 1200$ mm) di lunghezza pari a **35 m** per le due spalle. L'opera è costituita da un impalcato, di luce 44 m e larghezza 12 m, caratterizzato da n. 2 travi in acciaio poste ad interasse 8 m, con sezione a doppio T e trave di spina intermedia, più soletta in c.a. superiore; i trasversi di estremità, posti in corrispondenza delle spalle, hanno sezione a doppio T, men-

tre i trasversi intermedi, disposti con interasse 4 m, sono realizzati con struttura reticolare. La soletta in cemento armato ha spessore 30 cm e risulta solidarizzata tramite piolature alle travi (sia principali che di spina) ed ai trasversi di testata, garantendo così un comportamento della struttura del tipo a sezione mista acciaio-calcestruzzo.

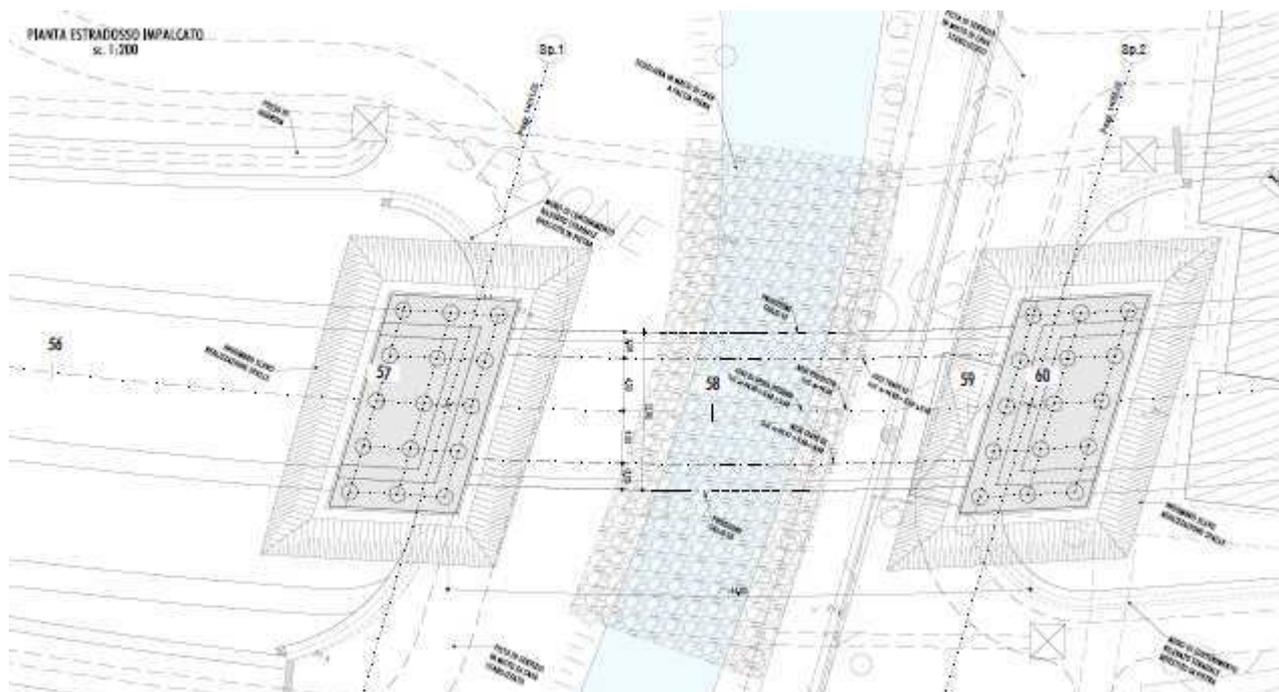


Figura 2. Planimetria Ponte Zubana

4.3 VIADOTTO BACCHIGLIONE

Il viadotto Bacchiglione è caratterizzato da uno schema statico di impalcato a trave continua a due campate, di luci 40 m e 54 m. L'impalcato è caratterizzato da n. 2 travi in acciaio poste ad interasse 8 m, con sezione a doppio T e trave di spina intermedia, più soletta in c.a. superiore; i trasversi di estremità, posti in corrispondenza delle spalle, hanno sezione a doppio T, mentre i trasversi intermedi, disposti con interasse 4 m, sono realizzati con struttura reticolare. La soletta in cemento armato ha spessore 30 cm e risulta solidarizzata tramite piolature alle travi (sia principali che di spina) ed ai trasversi di testata, garantendo così un comportamento della struttura del tipo a sezione mista acciaio-calcestruzzo. Le fondazioni delle sottostrutture sono di tipo profondo; in particolare per le spalle sono previsti pali di grande diametro $\Phi 1200$ mm di lunghezza pari a 32 m, mentre per la pila pali di grande diametro $\Phi 1200$ mm di lunghezza pari a 30 m.

5 CRITERI DI VERIFICA

5.1 CAPACITA' PORTANTE PALI AI CARICHI VERTICALI

5.1.1 ANALISI AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente italiana (DM 2018).

La verifica della capacità portante dei pali è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

dove:

F_{cd} = carico assiale di compressione di progetto;

R_{cd} = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;

R_k = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte con riferimento all'Approccio 2, con la combinazione A1 + M1 + R3, tenendo conto dei coefficienti parziali di riferimento normativo di seguito riportati.

La resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ i coefficienti parziali γ_R riportati in Tabella 1, per pali trivellati.

Tabella 1 – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è ottenuto applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 (vedasi Tabella 2) alle resistenze di calcolo R_{cal} ; tali fattori sono funzione del numero di verticali d'indagine rappresentative.

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

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

Tabella 2 – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Per il progetto dell'opera in esame si considera un coefficiente $\xi_3 = 1.70$ per un numero di verticali di indagini significative pari a 1.

In condizioni sismiche le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vanno condotte con riferimento all'Approccio 2 (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tabella 1 e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici tutti pari all'unità.

5.2 METODOLOGIA DI CALCOLO CAPACITA' PORTANTE PALI

La portata di progetto a compressione "Qd" di un palo eseguito con completa asportazione del terreno può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{ll} / FSL + Q_{bl} / FSB - W'p$$

dove:

Q_{ll} = portata laterale limite;

Q_{bl} = portata di base limite;

$W'p$ = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato);

FSL = fattore di sicurezza per la portata laterale ($=\gamma_{R,S} \cdot \xi_3 = 1.15 \cdot 1.70 = 2.0$);

FSB = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\gamma_{R,b} \cdot \xi_3 = 1.35 \cdot 1.70 = 2.3$).

Nel seguito si riportano le relazioni utilizzate per il calcolo della portata laterale e di base dei pali.

La portata a trazione di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) "Qd" può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_{dt} = Q_{ll} / FSL + W'P$$

dove:

Q_{ll} = portata laterale limite,

WP = peso efficace del palo (alleggerito se sotto falda),

FSL = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione ($= \gamma_{st} \cdot \xi_3 = 1.25 \cdot 1.70 = 2.1$).

5.2.1 PORTATA LATERALE

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Q_{II} = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

dove:

D = diametro palo,

τ_i = tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo,

h_i = altezza dello strato i-esimo.

Depositi incoerenti

Per i terreni incoerenti la tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo ad esempio a Burland [1973], Reese & O'Neill [1988], Chen & Kulhawy [1994], O'Neill & Hassan [1994], è stata valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'_v \leq \tau_{i,max}$$

dove:

σ'_v = tensione verticale efficace litostatica,

$\tau_{i,max}$ = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (assunto pari a 150 kPa).

β = coefficiente empirico che viene valutato pari a $\beta = k \cdot \tan \delta$, essendo:

k = rapporto fra le tensioni orizzontali e verticali (efficaci)

per pali trivellati si adotta [Reese – Wright (1977)]:

$$K = 0.7 \text{ in compressione}$$

$$K = 0.5 \text{ in trazione}$$

δ = angolo di attrito superficie palo-terreno. Nel caso di palo eseguito con asportazione di terreno $\delta = \varphi'$.

Depositi coesivi

La tensione tangenziale per i terreni coesivi viene valutata con la seguente espressione:

$$\tau_i = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{i,max}$$

dove:

c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate

$\tau_{i,max}$ = 100 kPa per i depositi coesivi

α = coefficiente empirico valutato da AGI dicembre 1984:

$c_u \leq 25 \text{ kPa}$	$\alpha = 0.90$
$25 < c_u < 50$	$\alpha = 0.80$
$50 < c_u < 75$	$\alpha = 0.60$
$C_u \geq 75$	$\alpha = 0.40$

Inoltre per i depositi coesivi si considera:

$$\tau_i \geq 0.23 \cdot \sigma'_v \text{ (AGI dicembre 1984).}$$

Dove σ'_v = tensione verticale efficace litostatica.

5.2.2 PORTATA DI BASE

La portata di base limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_b$$

dove:

A_p = area della base del palo,

q_b = portata limite specifica di base.

Depositi incoerenti

Per i depositi incoerenti la portata di base nei pali trivellati è stata valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$q_b = 67 \cdot N_{spt} \leq 4000 \text{ kPa (Reese-Wright et al. 1978)}$$

Depositi coesivi

La portata di base limite nei terreni coesivi è stata valutata con la seguente relazione:

$$q_b = N_c \cdot c_u + \sigma'_v \text{ [kPa]}$$

dove:

N_c = moltiplicatore (di norma pari a 9)

c_u = coesione non drenata (Determinata da prove CPTU) ;

σ'_v = tensione totale verticale.

Cautelativamente è stato assunto un valore della portata di base pari a 1800 kPa.

5.3 VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI

5.3.1 METODOLOGIA DI VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE - BROMS

Per la verifica del carico limite orizzontale con la teoria di Broms si considerano pali con rotazione in testa impedita. Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato.

In terreni coesivi si ha:

$$\text{Palo corto:} \quad H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

$$\text{Palo intermedio:} \quad H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

$$\text{Palo lungo:} \quad H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

dove :

H = carico limite orizzontale del palo;

c_u = resistenza non drenata del terreno;

M_y = momento di plasticizzazione del palo;

L = lunghezza del palo;

d = diametro del palo.

In terreni incoerenti si ha (vedasi figura seguente):

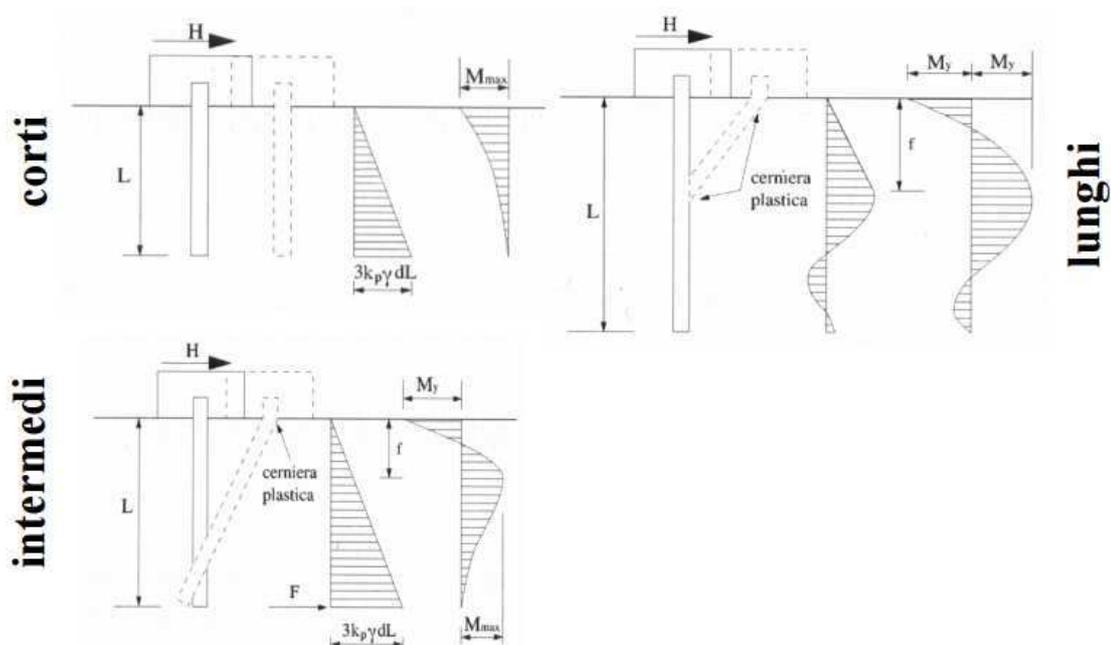
$$\text{Palo corto:} \quad H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

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

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

Dove, oltre ai termini già definiti,

k_p = coefficiente di spinta passiva.



Il valore di H dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo al variare delle combinazioni (V_{pd}); il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$H_{lim} = \frac{H}{\xi \cdot \gamma_T} \geq V_{pd}$$

dove:

H = valore limite in funzione del meccanismo attivato;

ξ = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

γ_T = 1.3 fattore di resistenza laterale secondo la tabella di seguito riportata.

6 AZIONME SISMICA DI RIFERIMENTO

Nelle tabella seguente si riassumono i valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica per le opere studiate. Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione sismica allegata al progetto.

TANGENZIALE DI VICENZA – I STRALCIO – C								
Opera	Stato li- mite	V _N (anni)	C _U	T _R (anni)	Cat. ter- reno	Cat. To- pogr.	S	a _{max}
Ponte OROLO	SLV	100	2,0	949	C	T1	1,342	0,334
Ponte ZUBANA	SLV	100	2,0	949	C	T1	1,342	0,334
Viadotto BACCHIGLIONE	SLV	100	2,0	949	C	T1	1,342	0,334

7 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per l'inquadramento geotecnico generale del sito si rimanda alla relazione geotecnica.

7.1 INDIVIDUAZIONE DELLE STRATIGRAFIE DI RIFERIMENTO DELLE OPERE D'ARTE

In base all'esame del complesso delle indagini effettuate e delle informazioni dei dati raccolti, si descrivono le successioni stratigrafiche per le opere di progetto in esame, dal terreno più superficiale al più profondo.

7.1.1 PONTO OROLO

Per le strutture di fondazione delle spalle è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici definiti ed illustrati nella relazione geotecnica.

PONTE OROLO					
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]
Da 0 a - 2.0 m	Ug1	18.5	28	5	100
da -2.0 m a -4.0 m	Ug3	19	34	0	-
da -4.0 m a -8.0 m	Ug1	18.5	28	5	100
da -8.0 m	Ug2	19	0	32	100

7.1.2 PONTO ZUBANA

Per le strutture di fondazione delle spalle è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici definiti ed illustrati nella relazione geotecnica.

PONTE ZUBANA					
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]
Da 0 a - 4.0 m	Ug1	18.5	28	5	100
da -4.0 m a -20.0 m	Ug2	19	0	32	100
da -20.0 m	Ug1	18.5	28	5	100

7.1.3 VIADOTTO BACCHIGLIONE

Per le strutture di fondazione delle spalle e della pila è stata individuata la seguente stratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici e fisici definiti ed illustrati nella relazione geotecnica.

VIADOTTO BACCHIGLIONE					
Stratigrafia da p.c.	Litotipo	γ [kN/m ³]	φ [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]
Da 0 a - 2.0 m	Ug1	18.5	28	5	100
da -2.0 m a -4.0 m	Ug3	19	34	0	-
da -4.0 m a -8.0 m	Ug1	18.5	28	5	100
da -8.0 m	Ug2	19	0	32	100

8 VERIFICHE GEOTECNICHE – PONTE OROLO

Le fondazioni delle spalle (SP1 e SP2) sono di tipo profondo su pali trivellati di grande diametro. In particolare le spalle del ponte Orolo sono fondate su 15 pali trivellati di grande diametro, $\varnothing 1200$ di lunghezza pari a 34m. Entrambi i plinti di fondazione presentano una dimensione pari a 9.60 m x 16.80 m x 1.75 m (Figura 4 Figura 5). Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati al presente progetto.

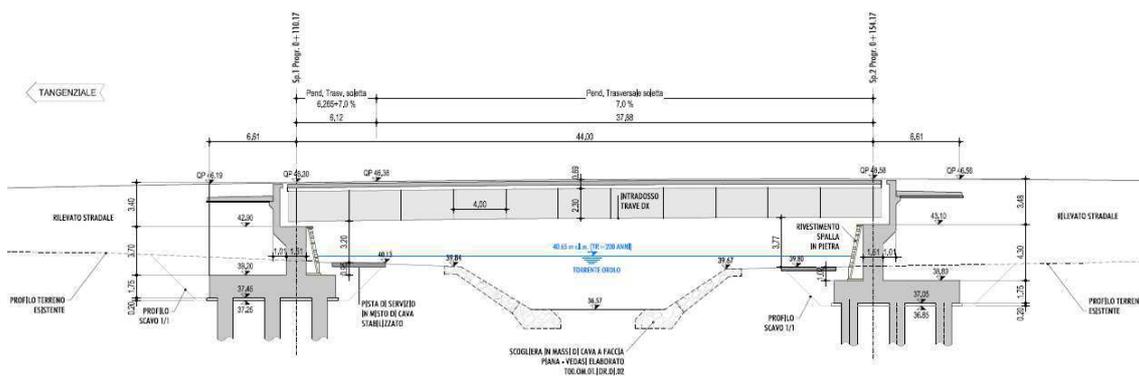


Figura 4. Sezione Longitudinale – Ponte Orolo

OROLO Sp.1
 SEZIONE A-A - PIANTA FONDAZIONI
 sc. 1:100

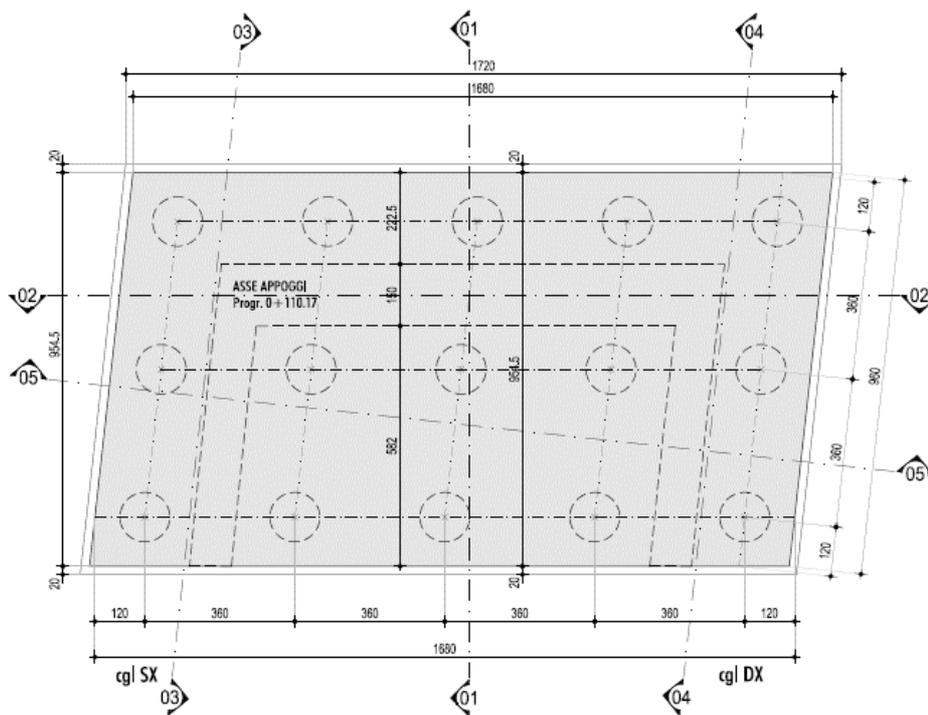


Figura 5. Pianta Fondazioni – Ponte Orolo

Per le spalle le sollecitazioni, derivanti dall'analisi strutturale, agenti nel baricentro e all'intradosso del plinti di fondazione sono riportate nella Tabella 3.

CC	TCC	F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z
		<kN>	<kN>	<kN>	<kNm>	<kNm>	<kNm>
1	SLU	0	8355.8	47984.3	-22166	0.023	-0.004
2	SLE R	0	5685.94	34057.7	-16494.8	0.016	-0.003
3	SLV-1	3623.4	18903.5	32334.2	-70627.1	15399.7	-2014.26
4	SLV-2	3623.4	-9378.13	29406.8	50940.3	15399.7	-2014.25
5	SLV-3	12078	9004.9	32334.2	-27799.7	51332.3	-6714.18
6	SLV-4	12078	520.423	29406.8	8112.86	51332.3	-6714.17
7	SLV-5	3623.4	9004.9	35749.5	-26870.1	15399.7	-2014.26
8	SLV-6	3623.4	520.423	25991.5	7183.31	15399.7	-2014.25

Tabella 3 – Sollecitazioni intradosso plinto – Ponte Orolo

I momenti agenti al baricentro dell'intradosso della fondazione sono stati stimati considerando anche il contributo dovuto al taglio agente in testa ai pali:

$$M = T \lambda * 0.9$$

dove λ è la lunghezza caratteristica del palo ed è stata stimata mediante la seguente relazione di Matlock e Reese:

$$\lambda = (E_{cm} J_{palo} / kD)^{0.25}$$

dove:

E_{cm} = Modulo di elasticità del calcestruzzo;

J_{palo} = Momento d'inerzia del palo;

K = coefficiente di Winkler = 16.7 MN/m³;

D = diametro del palo = 1.2 m

λ = lunghezza caratteristica = 3.6 m

Ne consegue che le massime sollecitazioni agenti nel baricentro e all'intradosso della fondazione sono quelle riferite alla combinazione SLV_4 che vengono di seguito riportate (Tabella 4). Per la sollecitazione tagliante la combinazione più sfavorevole è la SLV_1

Combinazione	N [kN]	VT [kN]	VL [kN]	MT [kNm]	ML [kNm]
SLV-4	29406	-	-	52998	46776
SLV-1		3623	18903		

Tabella 4 – Sollecitazioni intradosso plinto - combinazione SLV_4 e SLV-1 – Ponte Orolo

Una volta determinate queste ultime, nota la disposizione geometrica dei pali di fondazione si può determinare la sollecitazione agente sul singolo palo tramite la seguente relazione per lo sforzo normale:

$$N_{pmax} = N/n_{pali} + Mx \cdot dx_{max} / \sum dx_i^2 + My \cdot dy_{max} / \sum dy_i^2 \quad 8.1$$

Le massime sollecitazioni risultanti sul micropalo sono riportate nella Tabella 5

Sollecitazioni in testa al palo - Spalle		
N_max	N_min	T_max
[kN]	[kN]	[kNm]
4241	-320	1283

Tabella 5 – Sollecitazioni in testa al singolo palo - Spalle – Ponte Orolo

Note le massime sollecitazioni in testa al palo si può calcolare la lunghezza minima del palo che soddisfa i requisiti di norma.

Di seguito si riportano i diagrammi delle resistenze di progetto (Figura 6). Considerando una lunghezza del palo pari a 34 m si ottiene un valore di progetto (R_d) pari a 4354 kN. Essendo $R_d > N_{max}$ la verifica nei confronti dei carichi assiali risulta soddisfatta.

La verifica alle forze orizzontali, è stata eseguita considerando un momento di plasticizzazione del palo - di diametro 1200 mm, incidenza armatura in testa al palo pari a 200 kg/m³ (in testa doppia gabbia di armatura 26+26/Ø26 e calcestruzzo di classe C25/30 - pari a 5200 kNm. Il carico ammissibile sul singolo palo risulta pari a 1293 kN, maggiore della massima sollecitazione tagliante sul palo pari a 1283 kN. Nell'allegato A si riporta il calcolo del momento di plasticizzazione e del carico limite sotto carichi trasversali.

TANGENZIALE DI VICENZA
Capacità portante pali 1200
Ponte Orolo

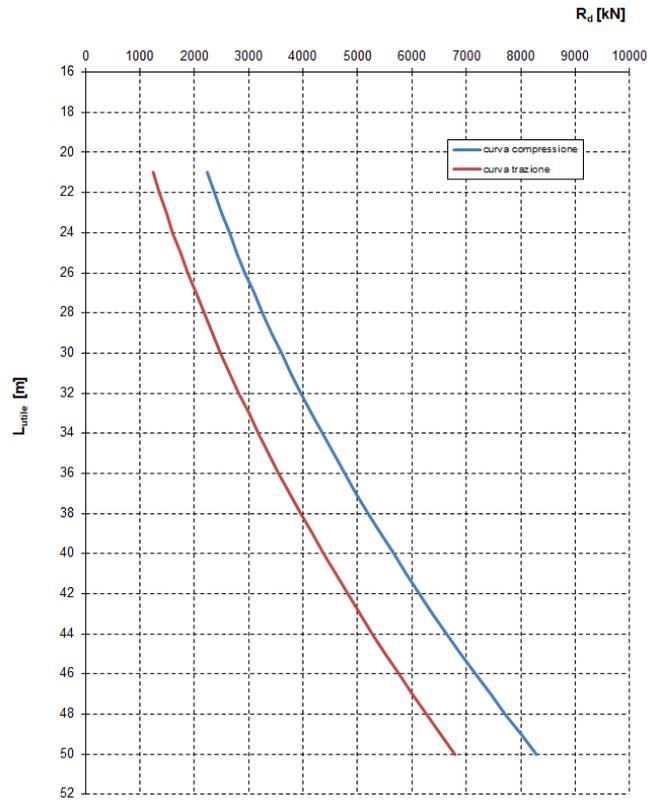


Figura 6. Curve di Capacità portante - Ponte Orolo

9 VERIFICHE GEOTECNICHE – PONTE ZUBANA

Le fondazioni delle spalle (SP1 e SP2) sono di tipo profondo su pali trivellati di grande diametro. In particolare le spalle del ponte Zubana sono fondate su 15 pali trivellati di grande diametro, $\varnothing 1200$ di lunghezza pari a 36 m. Entrambi i plinti di fondazione presentano una dimensione pari a 9.60 m x 16.80 m x 1.75 m (Figura 7 Figura 8). Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati al presente progetto.

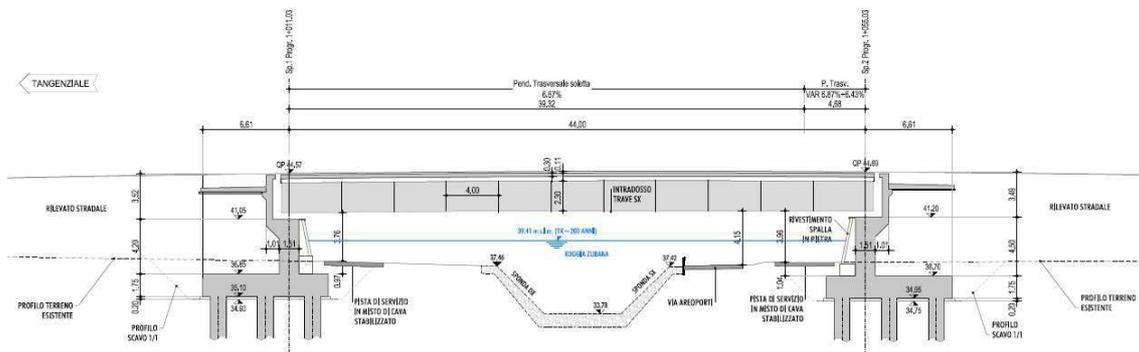


Figura 7. Sezione Longitudinale – Ponte Zubana

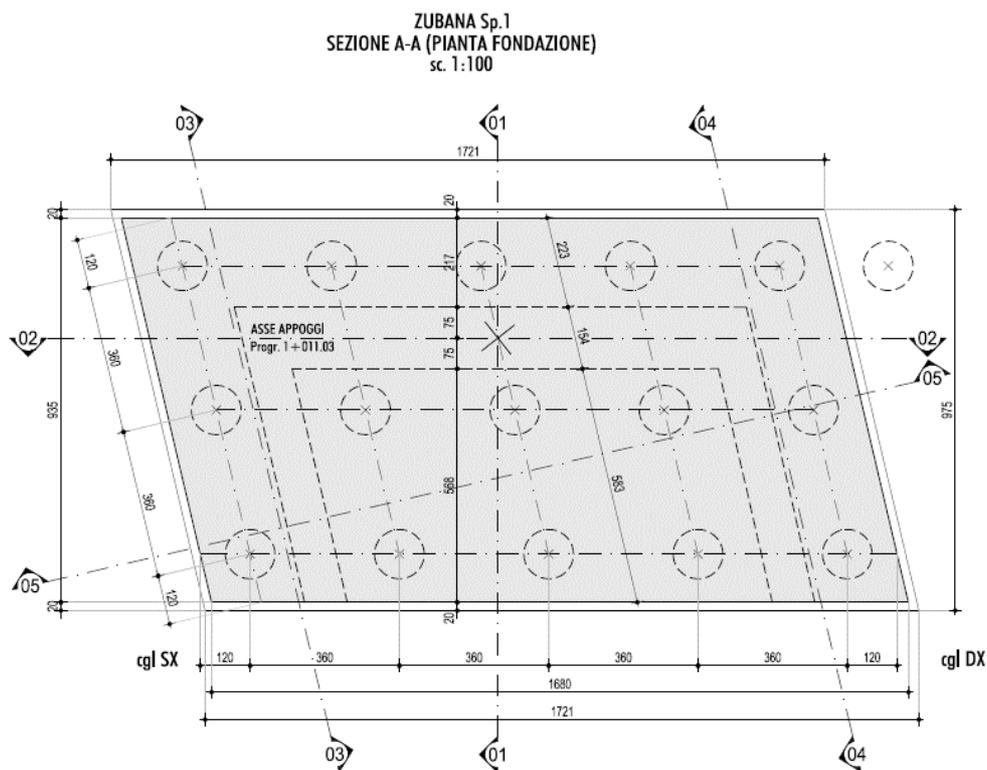


Figura 8. Pianta Fondazioni – Ponte Zubana

Per le spalle le sollecitazioni, derivanti dall'analisi strutturale, agenti nel baricentro e all'intradosso del plinti di fondazione sono riportate nella *Tabella 6*.

CC	TCC	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		<kN>	<kN>	<kN>	<kNm>	<kNm>	<kNm>
1	SLU	0	8517.83	48693.8	-22284	0.024	-0.004
2	SLE R	0	5796	34546.3	-16603.1	0.017	-0.003
3	SLV-1	3684.83	19245.2	32847.3	-73058.7	16034.1	-2075.52
4	SLV-2	3684.83	-9532.36	29870.9	53528	16034.1	-2075.51
5	SLV-3	12282.8	9173.03	32847.3	-28459.3	53446.8	-6918.38
6	SLV-4	12282.8	539.772	29870.9	8928.53	53446.8	-6918.37
7	SLV-5	3684.83	9173.03	36319.8	-27478.9	16034.1	-2075.52
8	SLV-6	3684.83	539.772	26398.4	7948.17	16034.1	-2075.51

Tabella 6 – Sollecitazioni intradosso plinto – Ponte Zubana

I momenti agenti al baricentro dell'intradosso della fondazione sono stati stimati considerando anche il contributo dovuto al taglio agente in testa ai pali:

$$M=T \lambda *0.9$$

dove λ è la lunghezza caratteristica del palo ed è stata stimata mediante la seguente relazione di Matlock e Reese:

$$\lambda=(E_{cm} J_{palo}/kD)^{0.25}$$

dove:

E_{cm} = Modulo di elasticità del calcestruzzo;

J_{palo} = Momento d'inerzia del palo;

K = coefficiente di Winkler = 16.7 MN/m³;

D = diametro del palo= 1.2 m

λ =lunghezza caratteristica = 3.6 m

Ne consegue che le massime sollecitazioni agenti nel baricentro e all'intradosso della fondazione sono quelle riferite alla combinazione SLV_4 che vengono di seguito riportate (Tabella 4). Per la sollecitazione tagliante la combinazione più sfavorevole è la SLV_1

Combinazione	N [kN]	VT [kN]	VL [kN]	MT [kNm]	ML [kNm]
SLV-4	29870	-	-	55174	48247
SLV-1		3684	19245		

Tabella 7 – Sollecitazioni intradosso plinto - combinazione SLV_4 e SLV-1 – Ponte Zubana

Una volta determinate queste ultime, nota la disposizione geometrica dei pali di fondazione si può determinare la sollecitazione agente sul singolo palo tramite la seguente relazione per lo sforzo normale:

$$N_{pmax} = N/n_{pali} + Mx \cdot dx_{max} / \sum dxi^2 + My \cdot dy_{max} / \sum dyi^2 \quad 8.1$$

Le massime sollecitazioni risultanti sul micropalo sono riportate nella Tabella 5

Sollecitazioni in testa al palo - Spalle		
N_max	N_min	T_max
[kN]	[kN]	[kNm]
4353	-371	1306

Tabella 8 – Sollecitazioni in testa al singolo palo - Spalle – Ponte Zubana

Note le massime sollecitazioni in testa al palo si può calcolare la lunghezza minima del palo che soddisfa i requisiti di norma.

Di seguito si riportano i diagrammi delle resistenza di progetto (Figura 9). Considerando una lunghezza del palo pari a 36 m si ottiene un valore di progetto (R_d) pari a 4746 kN. Essendo $R_d > N_{max}$ la verifica nei confronti dei carichi assiali risulta soddisfatta.

La verifica alle forze orizzontali, è stata eseguita considerando un momento di plasticizzazione del palo - di diametro 1200 mm, incidenza armatura in testa al palo pari a circa 220 kg/m³ (doppia gabbia di armatura 28+28Ø26 e calcestruzzo di classe C25/30 - pari a 5475 kNm. Il carico ammissibile sul singolo palo risulta pari a 1338 kN, maggiore della massima sollecitazione tagliante sul palo pari a 1306 kN. Nell'allegato B si riporta il calcolo del momento di plasticizzazione e del carico limite sotto carichi trasversali.

TANGENZIALE DI VICENZA
Capacità portante pali 1200
Ponte Zubana

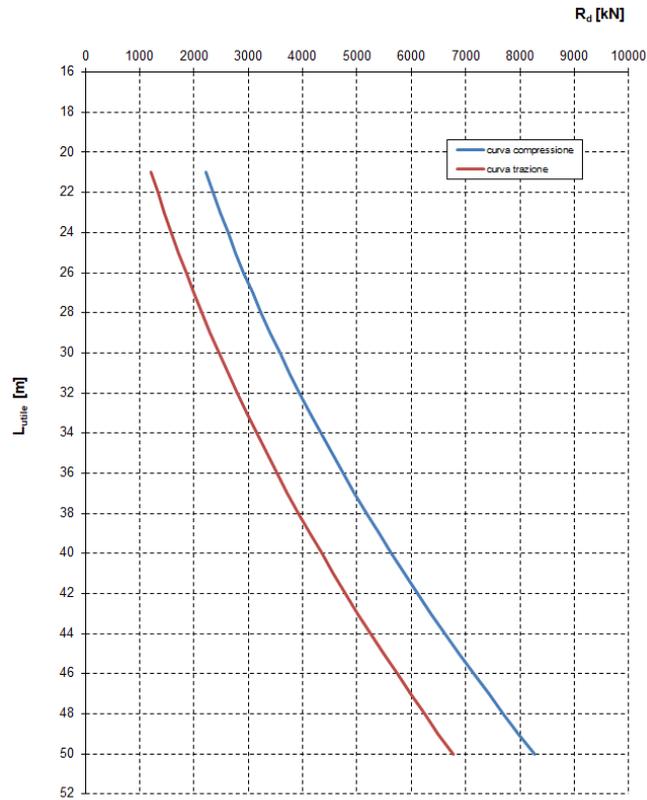


Figura 9. Curve di Capacità portante - Ponte Zubana

10 VERIFICHE GEOTECNICHE – VIADOTTO BACCHIGLIONE

Le fondazioni delle spalle (SP1 e SP2) e della pila sono di tipo profondo su pali trivellati di grande diametro. In particolare le spalle del viadotto Bacchiglione sono fondate su 15 pali trivellati di grande diametro, $\varnothing 1200$ di lunghezza pari a 30 m., mentre la pila è fondata su 12 pali trivellati di grande diametro $\varnothing 1200$ di lunghezza pari a 30 m. I plinti di fondazione delle spalle presentano una dimensione pari a 9.60 mx16.80 m x1.75m (Figura 11 Figura 12), mentre il plinto della pila presenta una dimensione pari a 13.20mx9.60mx1.75m (Figura 13). Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati al presente progetto.

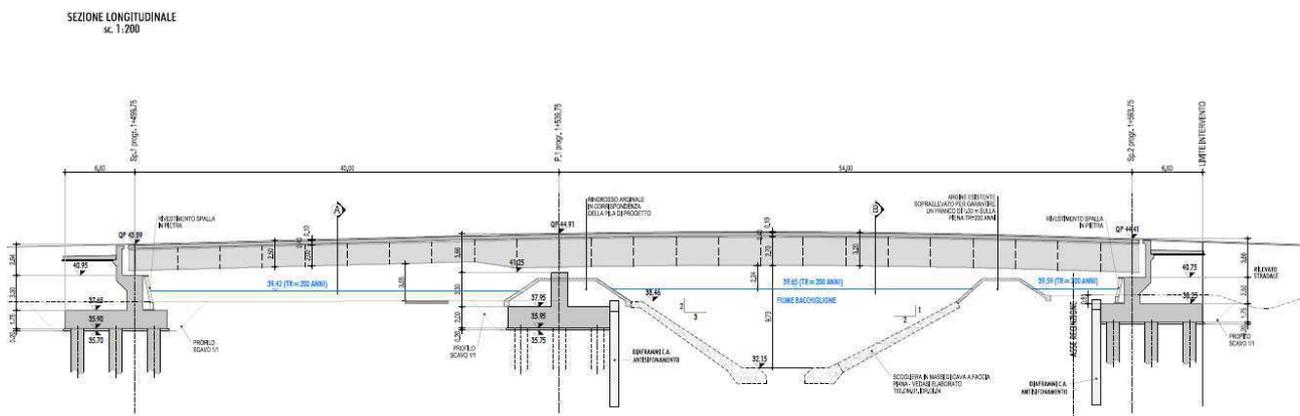


Figura 10. Sezione Longitudinale – Viadotto Bacchiglione

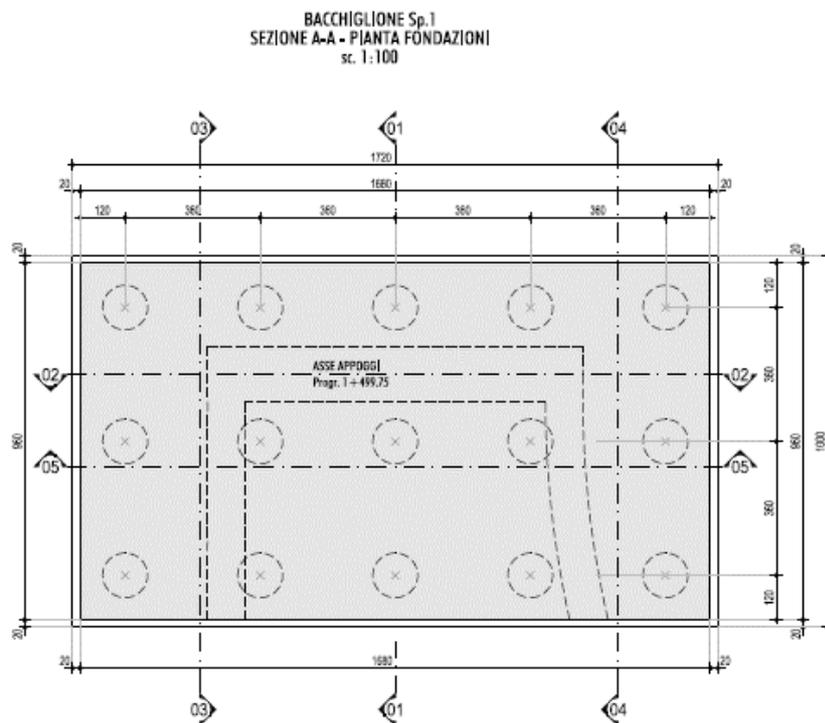


Figura 11. Pianta Fondazioni Spalla SP1- Viadotto Bacchiglione

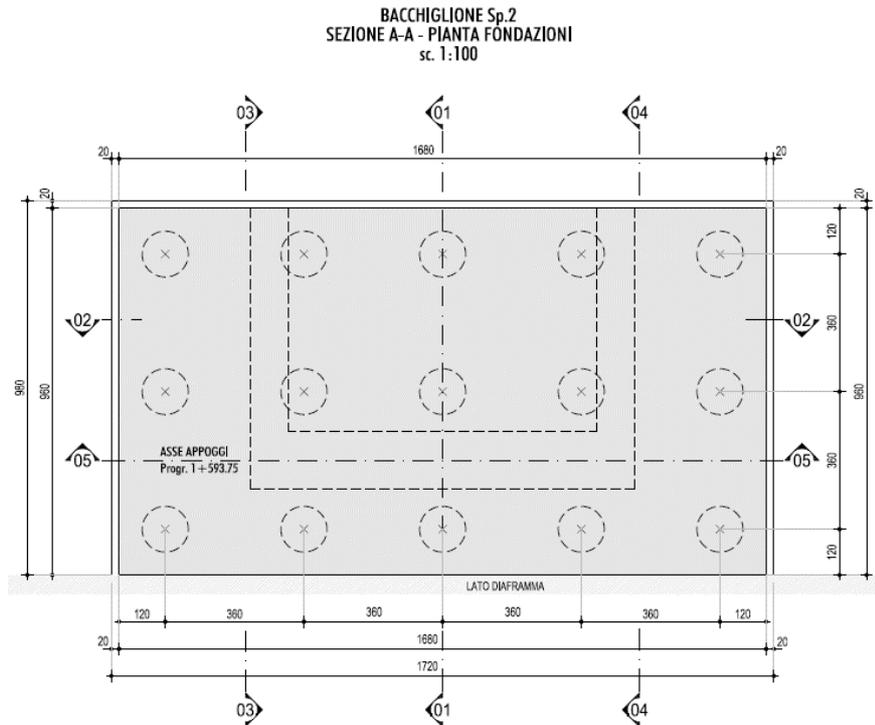


Figura 12. Pianta Fondazioni Spalla SP2- Viadotto Bacchiglione

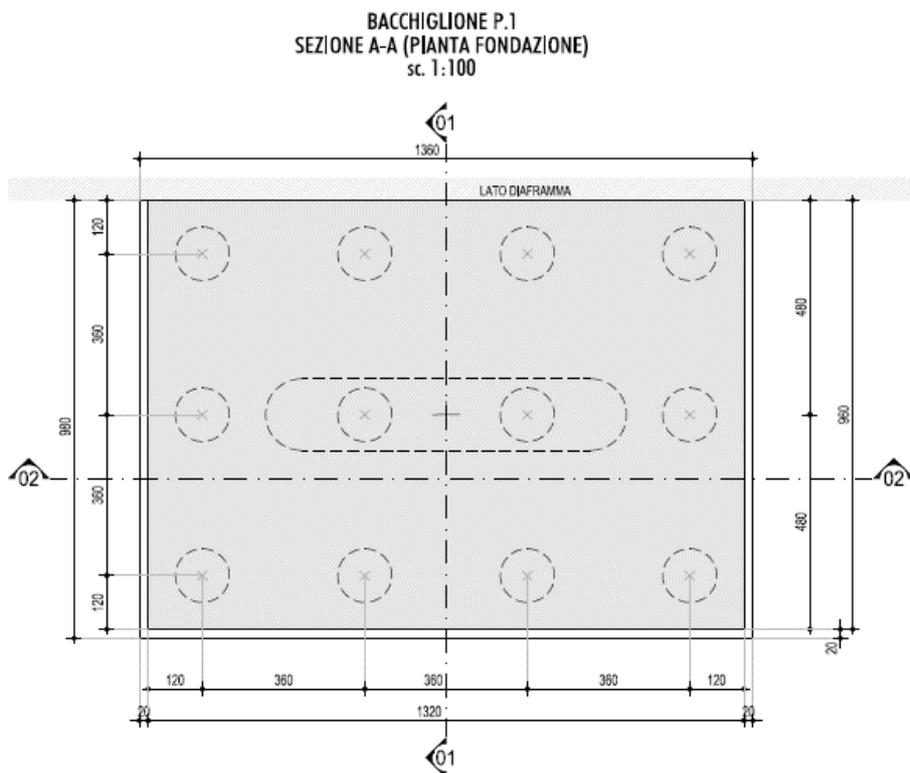


Figura 13. Pianta Fondazioni Spalla SP2- Viadotto Bacchiglione

Per le spalle e la pila le sollecitazioni, derivanti dall'analisi strutturale, agenti nel baricentro e all'intradosso del plinti di fondazione sono riportate nelle tabelle seguenti.

CC	TCC	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		<kN>	<kN>	<kN>	<kNm>	<kNm>	<kNm>
1	SLU	0	5151.49	39466.2	-4833.02	0.018	-0.003
2	SLE R	0	3520.75	27957.5	-4187.27	0.013	-0.002
3	SLV-1	3097.75	14113.1	26852.6	-39724.5	10858.2	-1516.54
4	SLV-2	3097.75	-8454.42	24198.3	39860.4	10858.2	-1516.53
5	SLV-3	10325.8	6214.48	26852.6	-11689.6	36194	-5055.13
6	SLV-4	10325.8	-555.78	24198.3	11825.6	36194	-5055.13
7	SLV-5	3097.75	6214.48	29949.2	-11089.3	10858.2	-1516.54
8	SLV-6	3097.75	-555.78	21101.7	11225.3	10858.2	-1516.54

Tabella 9 – Sollecitazioni intradosso plinto Spalla SP1– Viadotto Bacchiglione

CC	TCC	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		<kN>	<kN>	<kN>	<kNm>	<kNm>	<kNm>
1	SLU	0	5030.89	41354.9	-8357.25	0.019	-0.002
2	SLE R	0	3439.5	29356.5	-6828.98	0.014	-0.002
3	SLV-1	3108.67	14007.7	27954.4	-40652.8	10495.3	-1426.52
4	SLV-2	3108.67	-8497.93	25446.5	36174.1	10495.3	-1426.51
5	SLV-3	10362.2	6130.75	27954.4	-13531.4	34984.3	-4755.04
6	SLV-4	10362.2	-620.95	25446.5	9052.75	34984.3	-4755.03
7	SLV-5	3108.67	6130.75	30880.3	-12758.2	10495.3	-1426.51
8	SLV-6	3108.67	-620.95	22520.6	8279.55	10495.3	-1426.51

Tabella 10 – Sollecitazioni intradosso plinto Spalla SP2– Viadotto Bacchiglione

CC	TCC	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		<kN>	<kN>	<kN>	<kNm>	<kNm>	<kNm>
1	SLU	0	461	38198.5	-11266	-331.0	0
2	SLE R	0	307	27429.9	-8063	-242.0	0
3	SLV-1	-1603	-880	24266.9	4226	-5674	0
4	SLV-2	-1604	-4335	23440.9	18931	-5688	0
5	SLV-3	-4319	-1599	23866.9	4544	-18484	0
6	SLV-4	-4289	-1602	23448.9	5307	-18468	0
7	SLV-5	-1604	-4335	23459.9	18360	-5688	0

Tabella 11 – Sollecitazioni intradosso plinto Pila – Viadotto Bacchiglione

I momenti agenti al baricentro dell'intradosso della fondazione sono stati stimati considerando anche il contributo dovuto al taglio agente in testa ai pali:

$$M=T \lambda *0.9$$

dove λ è la lunghezza caratteristica del palo ed è stata stimata mediante la seguente relazione di Matlock e Reese:

$$\lambda=(E_{cm} J_{palo}/kD)^{0.25}$$

dove:

E_{cm} = Modulo di elasticità del calcestruzzo;

J_{palo} = Momento d'inerzia del palo;

K = coefficiente di Winkler = 16.7 MN/m³;

D = diametro del palo= 1.2 m;

λ =lunghezza caratteristica = 3.6 m

Ne consegue che le massime sollecitazioni agenti nel baricentro e all'intradosso della fondazione sono quelle riportate nella Tabella 12.

Opera	Combinazione	N [kN]	VT [kN]	VL [kN]	MT [kNm]	ML [kNm]
SPALLA SP1	SLV-4	24198	-	-	34414	44879
	SLV-1	-	3098	14113	-	-
SPALLA SP2	SLV-4	25446	-	-	32996	42223
	SLV-1	-	-620	10362	-	-
PILA	SLU	38198	-	-	1144	-11266
	SLV_2	-	-1604	-4335	-	-

Tabella 12 – Sollecitazioni intradosso plinto – Viadotto Bacchiglione

Una volta determinate queste ultime, nota la disposizione geometrica dei pali di fondazione si può determinare la sollecitazione agente sul singolo palo tramite la seguente relazione per lo sforzo normale:

$$N_{pmax} = N/n_{pali} + Mx * dx_{max} / \sum dx_i^2 + My * dy_{max} / \sum dy_i^2 \quad 8.1$$

Le massime sollecitazioni risultanti sul palo sono riportate nella

Sollecitazioni in testa al palo - Spalle			
OPERA	N_max	N_min	T_max
	[kN]	[kN]	[kNm]
SPALLA SP1	3497	-271	963
SPALLA SP2	3480	-87	957
PILA	3543	1006	385

Tabella 13 – Sollecitazioni in testa al singolo palo - Spalle – Viadotto Bacchiglione

Note le massime sollecitazioni in testa al palo si può calcolare la lunghezza minima del palo che soddisfa i requisiti di norma.

Di seguito si riportano i diagrammi delle resistenze di progetto (Figura 14). Per le spalle e la pila considerando una lunghezza del palo pari a 30 m si ottiene un valore di progetto (R_d) pari a 3600 kN. Essendo $R_d > N_{max}$ la verifica nei confronti dei carichi assiali risulta soddisfatta.

La verifica alle forze orizzontali, è stata eseguita considerando un momento di plasticizzazione del palo - di diametro 1200 mm, incidenza armatura in testa al palo pari a circa 160 kg/m^3 (doppia gabbia di armatura $24+24\phi 24$ e calcestruzzo di classe C25/30 - pari a 4468 kNm. Il carico ammissibile sul singolo palo risulta pari a 1167 kN, maggiore della massima sollecitazione tagliante sul palo pari a 963 kN. Nell'allegato C si riporta il calcolo del momento di plasticizzazione e del carico limite sotto carichi trasversali.

TANGENZIALE DI VICENZA

Capacità portante pali 1200

Viadotto Bacchiglione

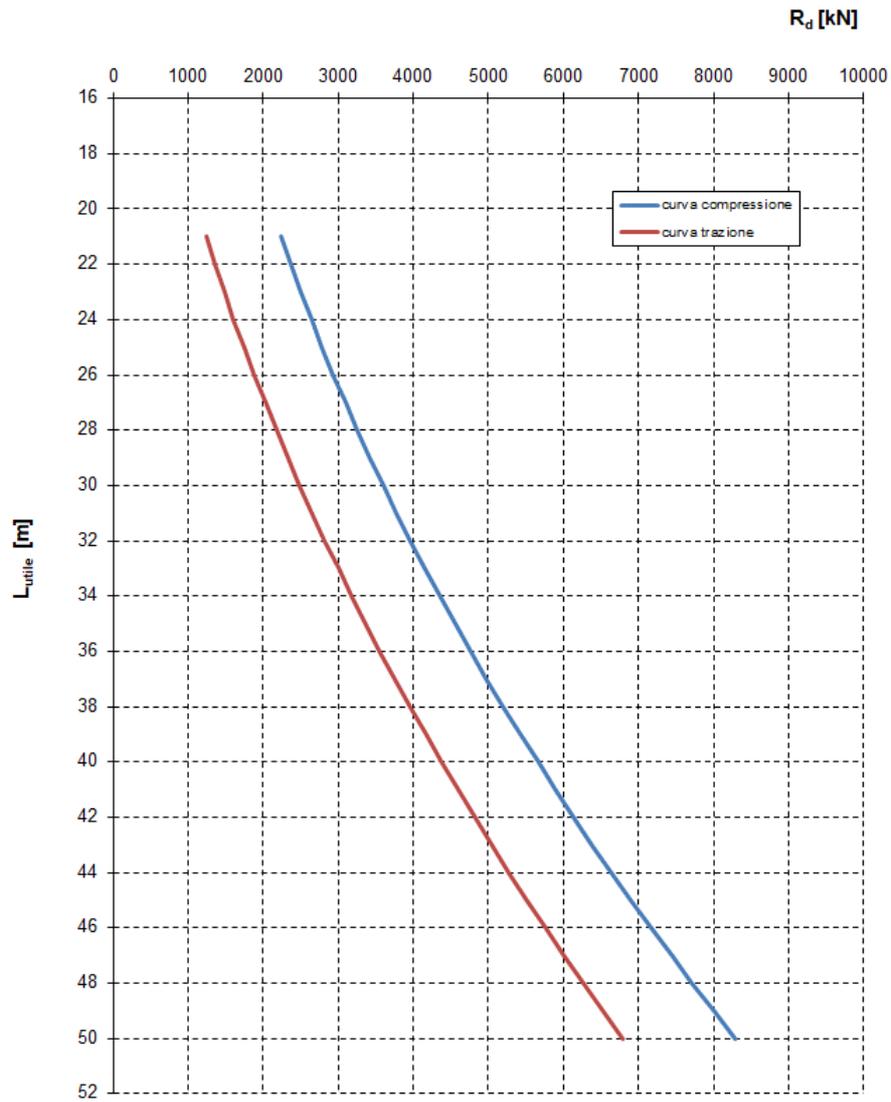


Figura 14. Curve di Capacità portante - Viadotto Bacchiglione

ALLEGATO A

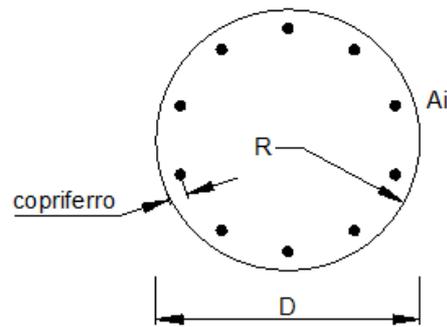
Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1200 (mm)
 Raggio = 600 (mm)
 Sforzo Normale = 4739 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

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



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

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

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
52	26	27608,32	70
0	26	0,00	13
0	8	0,00	30

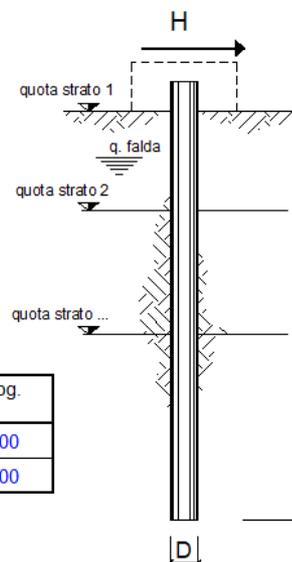
calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 5209,1$ (kN m)

opera **tangenziale di vicenza - Spalla 2 OROLO**

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_φ	γ_{cu}	γ_T	
			γ_G	γ_Q				
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30	
DM88		<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,40	1,30



n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		100,00	19	9	28	2,77	100		1,00	100
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2						1,00			1,00	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00			1,00	

Quota falda **100** (m)
 Diametro del palo D **1,20** (m)
 Lunghezza del palo L **30,00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y **5209,13** (kNm)
 Step di calcolo **0,01** (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	2858,1 (kN)		2858,1 (kN)	
Palo intermedio	8501,1 (kN)		8501,1 (kN)	
Palo corto	21762,0 (kN)		21762,0 (kN)	
H_{med}	2858,1 (kN)	Palo lungo	H_{min}	2858,1 (kN)
H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)			1681,26	(kN)
H_d = H_k/γ_T			1293,28	(kN)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	1283	(kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)	
F_d = G · γ_G + Q · γ_Q =		1283,00	(kN)	
FS = H_d / F_d =		1,01		

ALLEGATO B

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1200 (mm)
 Raggio = 600 (mm)
 Sforzo Normale = 4739 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

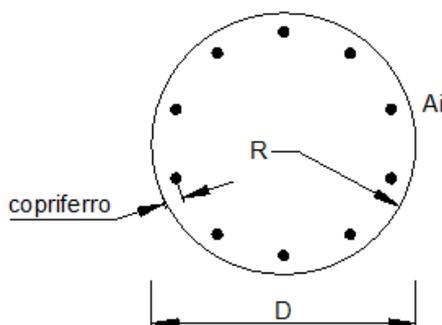
Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

$\gamma_c = 1,5$

$\alpha_{oc} = 0,85$

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

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

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

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
56	φ 26	29732,03	70
0	φ 26	0,00	13
0	φ 8	0,00	30

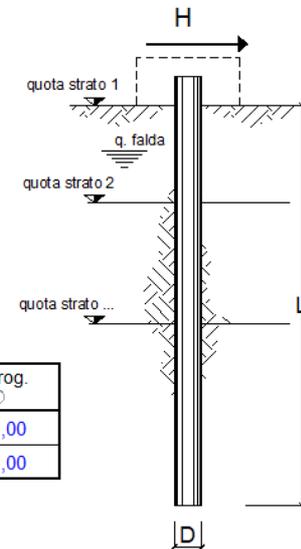
calcolo

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 5475,1$ (kN m)

opera tangenziale di vicenza - Spalla 2 Zubana

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_e	γ_{ou}	γ_T
			γ_G	γ_Q			
SUD	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88			<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,40



n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		100,00	19	9	28	2,77	100		1,00	100
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2						1,00			1,00	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00			1,00	

Quota falda 100 (m)
 Diametro del palo D 1,20 (m)
 Lunghezza del palo L 36,00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 5475,07 (kNm)
 Step di calcolo 0,01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	2958,4 (kN)		2958,4 (kN)	
Palo intermedio	10383,4 (kN)		10383,4 (kN)	
Palo corto	26390,6 (kN)		26390,6 (kN)	

H_{med} 2958,4 (kN) Palo lungo H_{min} 2958,4 (kN) Palo lungo

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_{3.3}; R_{min}/\xi_{4.4}) \quad 1740,25 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T \quad 1338,66 \quad (\text{kN})$$

Carico Assiale Permanente (G): G = 1306 (kN)

Carico Assiale variabile (Q): Q = 0 (kN)

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 1306,00 \quad (\text{kN})$$

$$FS = H_d / F_d = 1,03$$

ALLEGATO C

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

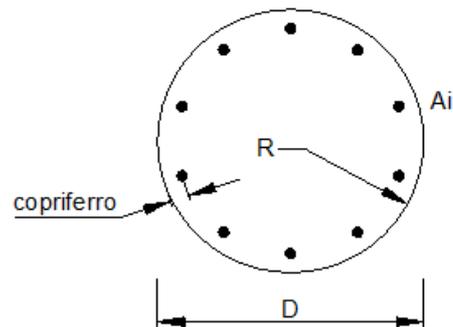
Diametro = 1200 (mm)
 Raggio = 600 (mm)
 Sforzo Normale = 4739 (kN)

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)
 $\epsilon_{ys} = 0,190\%$
 $\epsilon_{uk} = 10,000\%$

Armature

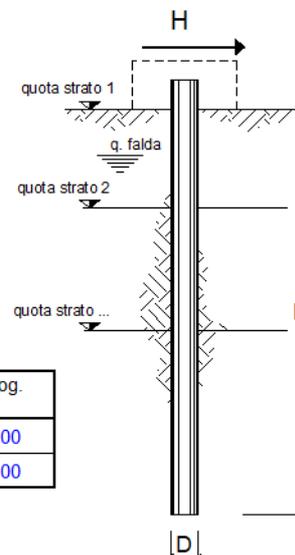
numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
48	24	21714,69	70
0	26	0,00	13
0	8	0,00	30

Momento di Plasticizzazione

$M_y = 4468,4$ (kN m)

opera tangenziale di vicenza - Spalla 1 Bacchiglione

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{φ}	γ_{cu}	γ_T
			γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,40	1,30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	Parametri medi			Parametri minimi		
					φ (°)	k_p	c_u (kPa)	φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1		100,00	18	8	28	2,77	100		1,00	100
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2						1,00			1,00	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00			1,00	

Quota falda 100 (m)
 Diametro del palo D 1,20 (m)
 Lunghezza del palo L 30,00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 4468,40 (kNm)
 Step di calcolo 0,01 (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	2580,4 (kN)		2580,4 (kN)	
Palo intermedio	8470,3 (kN)		8470,3 (kN)	
Palo corto	21762,0 (kN)		21762,0 (kN)	
H_{med}	2580,4 (kN)	Palo lungo	H_{min}	2580,4 (kN)
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$			1517,90 (kN)	
$H_d = H_k/\gamma_T$			1167,61 (kN)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =	963 (kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0 (kN)		
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$		963,00 (kN)		
$FS = H_d / F_d =$		1,21		