

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA  
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01  
LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA  
Lotto Funzionale Brescia-Verona  
PROGETTO DEFINITIVO**

**LINEA A.C. - VIADOTTO CHIESE - VI11  
RELAZIONE TECNICA E STATICA**



IL PROGETTISTA INTEGRATORE

**saipem spa**  
Tommaso Taranta  
Dottore in Ingegneria Civile Iscritto all'albo degli Ingegneri della Provincia di Milano al n. A23498 - Sez. A Settori:  
a) civile e ambientale b) industriale c) dell'informazione  
Tel. 02.52020557 - Fax 02.52020309  
C.F. e P.IVA 00825790157

ALTA SORVEGLIANZA		Verificato	Data	Approvato	Data

COMMESSA    LOTTO    FASE    ENTE    TIPO DOC.    OPERA/DISCIPLINA    PROGR.    REV.

I	N	0	5	0	0	D	E	2	C	L	V	I	1	1	0	0	0	0	1	0
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

PROGETTAZIONE GENERAL CONTRACTOR									Autorizzato/Data
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Consorzio <b>Cepav due</b> Project Director (Ing. F. Lombardi)  Data: _____
0	31.03.14	Emissione per CdS	SANGALLI 	31.03.14	BERETTA 	31.03.14	LAZZARI 	31.03.14	

SAIPEM S.p.a. COMM. 032121	Data: 31.03.14	Doc. N.: 12015_05.doc
----------------------------	----------------	-----------------------



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

CUP: F81H91000000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 12015\_05

Progetto  
IN05

Lotto  
00

Codifica Documento  
DE2CLV11100001

Rev.  
0

Foglio  
2 di 22

## INDICE

1. GENERALITÀ.....	3
2. DATI DI CALCOLO PILE E PLINTI DEL VIADOTTO CHIESE .....	5
3. VIADOTTO CHIESE – SOLLECITAZIONI MASSIME SUI PALI IN ESERCIZIO ED IN SISMA – SCHEMA DI RIPARTIZIONE A PLINTO RIGIDO.....	9
4. VIADOTTO CHIESE – DETERMINAZIONE DELLA LUNGHEZZA PALI.....	11
5. VIADOTTO CHIESE – SOLLECITAZIONI MASSIME AGENTI SUI PALI DI FONDAZIONE – VERIFICHE DI RESISTENZA DEI PALI .....	15
6. VIADOTTO CHIESE – VERIFICA DELLE FONDAZIONI IN CONDIZIONE DI PARZIALE SCALZAMENTO DEI PALI.....	18
7. SPALLE A E B – CALCOLO LUNGHEZZA PALI DI FONDAZIONE .....	20
7. OPERE PROVVISORIALI .....	22



## 1. GENERALITÀ

Nel presente documento si descrive il Viadotto Chiese, presente fra la progressiva 100+550.645 e la progressiva 100+928.145 nella nascita linea Alta Capacità Torino-Venezia (sulla tratta Milano Verona).

Il viadotto in oggetto comprende 12 campate isostatiche di cui:

- 2 campate (SpA – P1 – P2) di luce  $L=40$  m realizzate da impalcati misti acciaio/cls ,
- 10 campate (da P2 a SpB) di luce  $L=30$  m realizzate da impalcati in c.a.p. a 4 cassoncini.

Tutte le pile del Viadotto Chiese sono pile circolari  $\phi 360$  , aventi altezza compresa fra 9.73 e 15.00 m (distanza P.F. – estradosso fondazione). Il pulvino posto in sommità delle singole pile si differenzia lievemente fra le pile che sostengono gli impalcati a 4 cassoncini e le pile che sostengono gli impalcati misti acciaio/cls.

Le fondazioni poste a supporto delle differenti pile sono:

- pile 1-2 (impalcati misti) plinto  $9.20 \times 12.80 \times 2.50$  a 12 pali  $\phi 1200$
- pile 3-11 (impalcati in c.a.p.) plinto  $9.20 \times 9.20 \times 2.30$  a 9 pali  $\phi 1200$

Le due pile in fregio al corso d'acqua presentano i plinti di fondazione approfonditi fino ad una quota di 1 metro inferiore al fondo alveo. Il franco sulla piena di progetto che raggiunge la quota di 131,21 m s.l.m.m. con tempo di ritorno 500 anni è pari a m 1.87.

Le pile P1 e P2 sono soggette a fenomeni di scalzamento; in particolare, come si evince dalla relazione idraulica del fiume Chiese, per la piena con  $Tr=500$  anni si verificano scalzamenti dell'ordine degli 11m. Le pile P3 e P4 ricadono in area golenale e sono investite dalla piena di progetto del fiume; in questo caso però lo scalzamento non supera l'altezza di 1 m e pertanto le palificate delle pile non sono interessate da tale fenomeno.

Tra le pile 7 e 8 il viadotto sovrappassa una strada podereale con un franco pari a m 4,80, mentre tra la pila 11 e la spalla B sovrappassa la roggia Maggiore, che lambisce il plinto di fondazione della spalla.

In corrispondenza delle pile 1 e 2 di scavalco del fiume sono previste opere di presidio per la realizzazione delle fondazioni in alveo.

Le spalle A e B del Viadotto Chiese sono entrambe fondate su pali; in particolare la Spalla A ha altezza (distanza P.F. – estradosso fondazione) pari a 8.08 m, ha un plinto  $11.15m \times 13.60$  m a 14 pali  $\phi 1200$ ; la Spalla B ha altezza (distanza P.F. – estradosso fondazione) pari a 9.08 m, ha un plinto  $12.80m \times 13.60$  m a 16 pali  $\phi 1200$ . Per tutti i dettagli relativi alle spalle si rimanda al paragrafo 6.



L'opera in oggetto è posta in un tratto di curva avente raggio planimetrico pari a 3700 m, in zona sismica di terza categoria ( $S = 6$ ). Tutti i plinti sono in asse con il tracciato.

Nella presente specifica si riportano le sollecitazioni massime in testa ai pali per la condizione d'esercizio e per la condizione sismica.

Per ogni singolo plinto si riporta nella tabella seguente:

- il numero della pila,
- la progressiva della pila,
- l'altezza della pila (altezza estradosso plinto-piano ferro, si veda la nota sottostante),
- l'altezza del solo fusto pila,
- la lunghezza della campata sinistra,
- la lunghezza della campata destra,
- il ricoprimento in terra del plinto,
- il tipo di plinto presente.

N° pila	progressiva	H pila (m)	H fusto (m)	L <sub>sinistra</sub> (m)	L <sub>destra</sub> (m)	h terra (m)	Raggio (m)	Tipo plinto (n. pali)
SPA	100+550.65	8.09			40	1.00	3700	14φ1200
1	100+589.25	14.89	6.44	40	40	7.00	3700	12φ1200
2	100+629.25	15.00	6.55	40	30	4.79	3700	12φ1200
3	100+659.25	11.29	2.94	30	30	1.00	3700	9φ1200
4	100+689.25	11.04	2.69	30	30	1.00	3700	9φ1200
5	100+719.25	10.74	2.39	30	30	1.00	3700	9φ1200
6	100+749.25	10.28	1.93	30	30	1.00	3700	9φ1200
7	100+779.25	10.13	1.78	30	30	1.01	3700	9φ1200
8	100+809.25	9.96	1.61	30	30	1.00	3700	9φ1200
9	100+839.25	9.92	1.57	30	30	1.01	3700	9φ1200
10	100+869.25	9.74	1.39	30	30	1.01	3700	9φ1200
11	100+899.25	9.73	1.38	30	30	1.01	3700	9φ1200
SPB	100+928.15	9.09		30		1.00	3700	16φ1200

## 2. DATI DI CALCOLO PILE E PLINTI DEL VIADOTTO CHIESE

A pagina seguente vengono riportate alcune tabelle che elencano i dati utilizzati per il calcolo delle azioni sulle palificate dei plinti considerati; si intende:

- input: valore di input
- numero: valore costante
- calcolo: valore calcolato in automatico

I valori di input variabili da pila a pila sono quelli riportati nelle pagine precedenti.

I dati contenuti nelle tabelle seguenti sono immessi nel codice di calcolo “Pile”, codice sviluppato dagli scriventi e già massicciamente utilizzato nel corso del progetto delle opere d’arte della tratta Milano Bologna (linea A.C. Milano Napoli). In particolare il programma “Pile”, partendo dalla caratterizzazione geometrica del viadotto deduce le condizioni di carico più gravose ai fini del dimensionamento delle palificate, dei plinti di fondazione e delle pile stesse (sia in esercizio che in condizioni di sisma).

Il codice applica il metodo semplificato per la valutazione degli effetti di interazione treno-binario-struttura, conformemente a quanto previsto nell’Allegato B del documento n. I/SC/PS-OM/2298 “Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari - Istruzioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo”.

I dati di cui alle tabelle seguenti possono essere verificati all’interno dei documenti di calcolo seguenti:

21603_01	AC-pila circolare f3.60 m - 4 cassoncini 30 m - i=4.5 relaz statica
21924_00	AC-pila circolare f3.60 m - 4 cassoncini 30 m – impalcato misto 40 m - i=4.5 relaz statica
21605_01	AC-pila circolare f3.60 m - impalcato misto 40 m – impalcato misto 40 m - i=4.5 relaz statica

Si fa notare come nel calcolo delle massime azioni in testa pali si siano fatte le seguenti assunzioni prudenziali:

- si assume il 40% dell’azione termica della spalla per tutte le pile

Per il calcolo delle azioni sulle palificate delle spalle si rimanda al successivo paragrafo 6.



### VIADOTTO CHIESE – PILA TIPOLOGICA CIRCOLARE 4 CASSONCINI 30 m (9 pali $\phi$ 1200)

1	QUOTA PIANO FERRO (distanza P.F. da estr. plinto)	Input	[m]
2	ALTEZZA DEL FUSTO PILA	Input	[m]
3	LARGHEZZA TRASVERSALE DEL FUSTO PILA	3.6	[m]
4	LARGHEZZA DEL PULVINO	4.3	[m]
5	IMPALCATO DI SINISTRA: ALTEZZA (da intr. a piano ferro)	3.7	[m]
6	IMPALCATO DI DESTRA: ALTEZZA (da intr. a piano ferro)	3.7	[m]
7	INTERASSE PILA/PILA DI SINISTRA (appoggio mobile)	30	[m]
8	INTERASSE PILA/PILA DI DESTRA (appoggio fisso)	30	[m]
9	INERZIA LONGITUDINALE DELLA PILA	8.245	[m <sup>4</sup> ]
10	AREA TRASVERSALE DELLA PILA	10.179	[m <sup>2</sup> ]
11	IMPALCATO DI SINISTRA: CARICHI PERMANENTI	457	[kN/m]
12	IMPALCATO DI DESTRA: CARICHI PERMANENTI	457	[kN/m]
13	PESO DEL PULVINO	3665.387	[kN]
14	ALTEZZA DEL PLINTO DI FONDAZIONE	2.3	[m]
15	LUNGHEZZA DEL PLINTO DI FONDAZIONE (secondo impalcato)	9.2	[m]
16	LARGHEZZA DEL PLINTO DI FONDAZIONE (perpen. impalcato)	9.2	[m]
17	NUMERO DI PALI	9	
18	PALIFICATA: MODULO DI RESISTENZA LONGITUDINALE	21.6	[m]
19	PALIFICATA: MODULO DI RESISTENZA TRASVERSALE	21.6	[m]
20	RIGIDEZZA DEL SISTEMA PILA/FONDAZIONE PER UN BINARIO	Calcolo	[kN/m/m]
21	ROTAZIONE ESTREMITA' IMPALCATO TRENO LM71 (2 binari)	0.0006	[rad.]
22	ROTAZIONE ESTREMITA' IMPALCATO treno SW/2 (2 binari)	0.00064	[rad.]
23	DISTANZA ESTRADOSSO IMPALCATO DA CENTRO APPOGGI	3	[m]
24	DISTANZA ESTRADOSSO IMPALCATO DA BARICENTRO IMPALCATO	1.06	[m]
25	RIGIDEZZA LONGITUDINALE (ATTRITO) LATO APPOGGIO FISSO	60	[kN/m]
26	RIGIDEZZA LONGITUDINALE (ATTRITO) LATO APPOGGIO MOBILE	60	[kN/m]
27	NUMERO DI CAMPATE	4	
28	ECCENTRICITA' BINARIO	2.25	[m]
29	Rck PLINTO DI FONDAZIONE	30	[N/mm <sup>2</sup> ]
30	RAGGIO DI CURVATURA PLANIMETRICO DEL VIADOTTO	3700	[m]
31	CAMPATA SINISTRA: DISTANZA ASSE APPOGGI DA ASSE PILA	1.1	[m]
32	CAMPATA DESTRA: DISTANZA ASSE APPOGGI DA ASSE PILA	1.1	[m]
33	COEFFICIENTE DI SISMICITA' (6o9o12)	6	
34	INERZIA TRASVERSALE DELLA PILA	8.245	[m <sup>4</sup> ]
35	VELOCITA' TRENO LM71	253.2193	[km/h]
36	VELOCITA' TRENO SW/2	100	[km/h]
37	ALTEZZA DEL RICOPRIMENTO IN TERRA DEL PLINTO	Input	[m]
38	PESO SPECIFICO DEL RICOPRIMENTO IN TERRA	19	[kN/m <sup>3</sup> ]
39	IMPALCATO SINISTRA: BARICENTRO MASSE PERM. (da intrad.)	2.49	[m]
40	IMPALCATO DESTRA: BARICENTRO MASSE PERM. (da intrad.)	2.49	[m]
41	MODULO ELASTICO DELLA PILA	3372.166	[kN/cm <sup>2</sup> ]
42	COEFFICIENTE DI FONDAZIONE EPSILON	1	
43	MOMENTO ULTIMO LONGITUDINALE PILA	33747	[KNm]
44	MOMENTO ULTIMO TRASVERSALE PILA	33747	[kNm]
45	AREA PROFILO ESTERNO DELLA PILA	10.179	[m <sup>2</sup> ]
46	AVVIAMENTO TRENO LM71	495	[kN]
47	FRENATURA TRENO LM71	600	[kN]
48	AVVIAMENTO TRENO SW/2	412.5	[kN]
49	FRENATURA TRENO SW/2	700	[kN]
50	INFLESSIONE TRENO LM71 (somma effetti di 2 binari)	Calcolo	[kN]
51	INFLESSIONE TRENO SW/2 (somma effetti di 2 binari)	Calcolo	[kN]
52	AZIONE TERMICA SULLA SPALLA	528	[kN]
53	COEFFICIENTE D'ATTRITO APPOGGI	0.06	
54	DISTANZA BARICENTRO PULVINO DA PIANO FERRO	5.45	[m]



### VIADOTTO CHIESE – PILA CIRCOLARE 4 CASSONCINI 30 m – MISTO 40 m (12 pali $\phi$ 1200)

1	QUOTA PIANO FERRO (distanza P.F. da estr. plinto)	Input	[m]
2	ALTEZZA DEL FUSTO PILA	Input	[m]
3	LARGHEZZA TRASVERSALE DEL FUSTO PILA	3.6	[m]
4	LARGHEZZA DEL PULVINO	5	[m]
5	IMPALCATO DI SINISTRA: ALTEZZA (da intr. a piano ferro)	3.7	[m]
6	IMPALCATO DI DESTRA: ALTEZZA (da intr. a piano ferro)	3.75	[m]
7	INTERASSE PILA/PILA DI SINISTRA (appoggio mobile)	30	[m]
8	INTERASSE PILA/PILA DI DESTRA (appoggio fisso)	40	[m]
9	INERZIA LONGITUDINALE DELLA PILA	8.245	[m <sup>4</sup> ]
10	AREA TRASVERSALE DELLA PILA	10.179	[m <sup>2</sup> ]
11	IMPALCATO DI SINISTRA: CARICHI PERMANENTI	457	[kN/m]
12	IMPALCATO DI DESTRA: CARICHI PERMANENTI	375	[kN/m]
13	PESO DEL PULVINO	4648.512	[kN]
14	ALTEZZA DEL PLINTO DI FONDAZIONE	2.5	[m]
15	LUNGHEZZA DEL PLINTO DI FONDAZIONE (secondo impalcato)	9.2	[m]
16	LARGHEZZA DEL PLINTO DI FONDAZIONE (perpen. impalcato)	12.8	[m]
17	NUMERO DI PALI	12	
18	PALIFICATA: MODULO DI RESISTENZA LONGITUDINALE	28.8	[m]
19	PALIFICATA: MODULO DI RESISTENZA TRASVERSALE	36	[m]
20	RIGIDEZZA DEL SISTEMA PILA/FONDAZIONE PER UN BINARIO	Calcolo	[kN/m/m]
21	ROTAZIONE ESTREMITA' IMPALCATO TRENO LM71 (2 binari)	0.00146	[rad.]
22	ROTAZIONE ESTREMITA' IMPALCATO treno SW/2 (2 binari)	0.0017	[rad.]
23	DISTANZA ESTRADOSSO IMPALCATO DA CENTRO APPOGGI	3.05	[m]
24	DISTANZA ESTRADOSSO IMPALCATO DA BARICENTRO IMPALCATO	1	[m]
25	RIGIDEZZA LONGITUDINALE (ATTRITO) LATO APPOGGIO FISSO	60	[kN/m]
26	RIGIDEZZA LONGITUDINALE (ATTRITO) LATO APPOGGIO MOBILE	60	[kN/m]
27	NUMERO DI CAMPATE	4	
28	ECCENTRICITA' BINARIO	2.25	[m]
29	Rck PLINTO DI FONDAZIONE	30	[N/mm <sup>2</sup> ]
30	RAGGIO DI CURVATURA PLANIMETRICO DEL VIADOTTO	3700	[m]
31	CAMPATA SINISTRA: DISTANZA ASSE APPOGGI DA ASSE PILA	1.1	[m]
32	CAMPATA DESTRA: DISTANZA ASSE APPOGGI DA ASSE PILA	1.4	[m]
33	COEFFICIENTE DI SISMICITA' (6o9o12)	6	
34	INERZIA TRASVERSALE DELLA PILA	8.245	[m <sup>4</sup> ]
35	VELOCITA' TRENO LM71	253.2193	[km/h]
36	VELOCITA' TRENO SW/2	100	[km/h]
37	ALTEZZA DEL RICOPRIMENTO IN TERRA DEL PLINTO	Input	[m]
38	PESO SPECIFICO DEL RICOPRIMENTO IN TERRA	19	[kN/m <sup>3</sup> ]
39	IMPALCATO SINISTRA: BARICENTRO MASSE PERM. (da intrad.)	2.49	[m]
40	IMPALCATO DESTRA: BARICENTRO MASSE PERM. (da intrad.)	2.8	[m]
41	MODULO ELASTICO DELLA PILA	3372.166	[kN/cm <sup>2</sup> ]
42	COEFFICIENTE DI FONDAZIONE EPSILON	1	
43	MOMENTO ULTIMO LONGITUDINALE PILA	53737.8	[KNm]
44	MOMENTO ULTIMO TRASVERSALE PILA	53737.8	[kNm]
45	AREA PROFILO ESTERNO DELLA PILA	10.179	[m <sup>2</sup> ]
46	AVVIAMENTO TRENO LM71	533.3334	[kN]
47	FRENATURA TRENO LM71	800	[kN]
48	AVVIAMENTO TRENO SW/2	533.3334	[kN]
49	FRENATURA TRENO SW/2	924	[kN]
50	INFLESSIONE TRENO LM71 (somma effetti di 2 binari)	Calcolo	[kN]
51	INFLESSIONE TRENO SW/2 (somma effetti di 2 binari)	Calcolo	[kN]
52	AZIONE TERMICA SULLA SPALLA	704	[kN]
53	COEFFICIENTE D'ATTRITO APPOGGI	0.06	
54	DISTANZA BARICENTRO PULVINO DA PIANO FERRO	5.53	[m]



### VIADOTTO CHIESE – PILA CIRCOLARE MISTO 40 m – MISTO 40 m (12 pali $\phi$ 1200)

1	QUOTA PIANO FERRO (distanza P.F. da estr. plinto)	Input	[m]
2	ALTEZZA DEL FUSTO PILA	Input	[m]
3	LARGHEZZA TRASVERSALE DEL FUSTO PILA	3.6	[m]
4	LARGHEZZA DEL PULVINO	5	[m]
5	IMPALCATO DI SINISTRA: ALTEZZA (da intr. a piano ferro)	3.75	[m]
6	IMPALCATO DI DESTRA: ALTEZZA (da intr. a piano ferro)	3.75	[m]
7	INTERASSE PILA/PILA DI SINISTRA (appoggio mobile)	40	[m]
8	INTERASSE PILA/PILA DI DESTRA (appoggio fisso)	40	[m]
9	INERZIA LONGITUDINALE DELLA PILA	8.245	[m <sup>4</sup> ]
10	AREA TRASVERSALE DELLA PILA	10.179	[m <sup>2</sup> ]
11	IMPALCATO DI SINISTRA: CARICHI PERMANENTI	375	[kN/m]
12	IMPALCATO DI DESTRA: CARICHI PERMANENTI	375	[kN/m]
13	PESO DEL PULVINO	4648.512	[kN]
14	ALTEZZA DEL PLINTO DI FONDAZIONE	2.5	[m]
15	LUNGHEZZA DEL PLINTO DI FONDAZIONE (secondo impalcato)	9.2	[m]
16	LARGHEZZA DEL PLINTO DI FONDAZIONE (perpen. impalcato)	12.8	[m]
17	NUMERO DI PALI	12	
18	PALIFICATA: MODULO DI RESISTENZA LONGITUDINALE	28.8	[m]
19	PALIFICATA: MODULO DI RESISTENZA TRASVERSALE	36	[m]
20	RIGIDEZZA DEL SISTEMA PILA/FONDAZIONE PER UN BINARIO	Calcolo	[kN/m/m]
21	ROTAZIONE ESTREMITA' IMPALCATO TRENO LM71 (2 binari)	0.00146	[rad.]
22	ROTAZIONE ESTREMITA' IMPALCATO treno SW/2 (2 binari)	0.0017	[rad.]
23	DISTANZA ESTRADOSSO IMPALCATO DA CENTRO APPOGGI	3.05	[m]
24	DISTANZA ESTRADOSSO IMPALCATO DA BARICENTRO IMPALCATO	1	[m]
25	RIGIDEZZA LONGITUDINALE (ATTRITO) LATO APPOGGIO FISSO	60	[kN/m]
26	RIGIDEZZA LONGITUDINALE (ATTRITO) LATO APPOGGIO MOBILE	60	[kN/m]
27	NUMERO DI CAMPATE	4	
28	ECCENTRICITA' BINARIO	2.25	[m]
29	Rck PLINTO DI FONDAZIONE	30	[N/mm <sup>2</sup> ]
30	RAGGIO DI CURVATURA PLANIMETRICO DEL VIADOTTO	3700	[m]
31	CAMPATA SINISTRA: DISTANZA ASSE APPOGGI DA ASSE PILA	1.4	[m]
32	CAMPATA DESTRA: DISTANZA ASSE APPOGGI DA ASSE PILA	1.4	[m]
33	COEFFICIENTE DI SISMICITA' (6o9o12)	6	
34	INERZIA TRASVERSALE DELLA PILA	8.245	[m <sup>4</sup> ]
35	VELOCITA' TRENO LM71	253.2193	[km/h]
36	VELOCITA' TRENO SW/2	100	[km/h]
37	ALTEZZA DEL RICOPRIMENTO IN TERRA DEL PLINTO	Input	[m]
38	PESO SPECIFICO DEL RICOPRIMENTO IN TERRA	19	[kN/m <sup>3</sup> ]
39	IMPALCATO SINISTRA: BARICENTRO MASSE PERM. (da intrad.)	2.8	[m]
40	IMPALCATO DESTRA: BARICENTRO MASSE PERM. (da intrad.)	2.8	[m]
41	MODULO ELASTICO DELLA PILA	3372.166	[kN/cm <sup>2</sup> ]
42	COEFFICIENTE DI FONDAZIONE EPSILON	1	
43	MOMENTO ULTIMO LONGITUDINALE PILA	53737.8	[KNm]
44	MOMENTO ULTIMO TRASVERSALE PILA	53737.8	[kNm]
45	AREA PROFILO ESTERNO DELLA PILA	10.179	[m <sup>2</sup> ]
46	AVVIAMENTO TRENO LM71	533.3334	[kN]
47	FRENATURA TRENO LM71	800	[kN]
48	AVVIAMENTO TRENO SW/2	533.3334	[kN]
49	FRENATURA TRENO SW/2	924	[kN]
50	INFLESSIONE TRENO LM71 (somma effetti di 2 binari)	Calcolo	[kN]
51	INFLESSIONE TRENO SW/2 (somma effetti di 2 binari)	Calcolo	[kN]
52	AZIONE TERMICA SULLA SPALLA	704	[kN]
53	COEFFICIENTE D'ATTRITO APPOGGI	0.06	
54	DISTANZA BARICENTRO PULVINO DA PIANO FERRO	5.53	[m]



### 3. VIADOTTO CHIESE – SOLLECITAZIONI MASSIME SUI PALI IN ESERCIZIO ED IN SISMA – SCHEMA DI RIPARTIZIONE A PLINTO RIGIDO

Nelle tabelle di cui alle pagine seguenti si riportano i massimi carichi agenti sui pali di fondazione in condizioni di esercizio e di sisma di terza categoria ( $s = 6$ ). In particolare gli stessi vengono determinati dal codice di calcolo “Pile” attraverso l’ipotesi di plinto infinitamente rigido:

$$Q_{\text{palo}} = N_v/n^{\circ}\text{pali} + M_l/W_{l,\text{palo}} + M_t/W_{t,\text{palo}}$$

Con:

$N_v$  = carico assiale agente sulla palificata

$M_l$  = momento flettente longitudinale agente sulla palificata

$M_t$  = momento flettente trasversale agente sulla palificata

$W_{l,\text{palo}}$  = momento resistente longitudinale della palificata

$W_{t,\text{palo}}$  = momento resistente trasversale della palificata

La tabella di cui alla pagina seguente riporta:

- nella prima colonna il numero della pila,
- nella seconda colonna l’altezza della pila
- nella terza colonna l’altezza del ricoprimento in terra del plinto,
- nella quarta colonna il tipo di plinto presente al disotto della pila
- nella quinta colonna il carico massimo agente in testa ai pali in condizioni di esercizio (kN)
- nella sesta colonna il carico minimo agente in testa ai pali in condizioni di esercizio (kN)
- nella settima colonna il taglio massimo agente **sulla palificata** in condizioni di esercizio (kN)
- nella ottava colonna il carico massimo agente in testa ai pali in condizioni di sisma ( $s = 6 - \text{kN}$ )
- nella nona colonna il carico minimo agente in testa ai pali in condizioni di sisma ( $s = 6 - \text{kN}$ )
- nella decima colonna il taglio massimo agente **sulla palificata** in condizioni di sisma ( $s = 6 - \text{kN}$ )

(Nelle tabelle seguenti **gli sforzi assiali negativi sono di compressione** sul palo)

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 12015\_05

Progetto

IN05

Lotto

00

Codifica Documento

DE2CLV1100001

Rev.

0

Foglio

10 di  
22

Pila N°	H <sub>pila</sub> (m)	Q <sub>terra</sub> (m)	N <sub>pali</sub>	Esercizio			Sisma s = 6		
				Q <sub>maxp</sub>	Q <sub>minp</sub>	T <sub>max</sub>	Q <sub>maxp</sub>	Q <sub>minp</sub>	T <sub>max</sub>
1	14.89	7.00	12	-5770	-2271	2498	-5698	-2233	2614
2	15.00	4.79	12	-5409	-1761	2476	-5148	-1886	2621
3	11.29	1.00	9	-4829	-1607	2016	-4667	-1529	2181
4	11.04	1.00	9	-4798	-1623	2024	-4635	-1550	2179
5	10.74	1.00	9	-4760	-1642	2034	-4623	-1556	2171
6	10.28	1.00	9	-4703	-1672	2051	-4604	-1546	2160
7	10.13	1.01	9	-4686	-1684	2057	-4600	-1544	2156
8	9.96	1.00	9	-4663	-1693	2064	-4592	-1539	2165
9	9.92	1.01	9	-4660	-1697	2066	-4592	-1539	2173
10	9.74	1.01	9	-4637	-1709	2074	-4585	-1535	2207
11	9.73	1.01	9	-4636	-1709	2074	-4585	-1535	2209



#### 4. VIADOTTO CHIESE – DETERMINAZIONE DELLA LUNGHEZZA PALI

In aderenza a quanto suggerito nel paragrafo 6.3.2 del documento IN0500DE2RBRG0005003 (“Analisi tipologica delle palificate di fondazione non soggette a scalzamento”) si considera, nella determinazione della lunghezza dei pali, l’incremento di carico assiale derivante dall’*effetto gruppo* (rispetto alla massima azione ottenuta dall’analisi a plinto rigido - si veda il precedente paragrafo).

Nella tabella seguente si riporta:

- nella prima colonna il numero della pila
- nella seconda colonna il massimo carico assiale derivante dalla ripartizione a plinto rigido (involuppo delle condizioni di sisma ed esercizio di cui alla tabella riportata nel paragrafo 3)
- nella terza colonna il valore di incremento  $\Delta N_{group}$  come suggerito dalla tabella 21 contenuta nel paragrafo 6.3.2 del documento IN0500DE2RBRG0005003
- nella quarta colonna il valore del massimo carico assiale sul palo più sollecitato, già comprensivo dell’incremento  $\Delta N_{group}$
- nella quinta colonna la lunghezza dei pali di fondazione, determinata sulla base delle curve di capacità portante di cui al documento IN0500DE2RBV110X001 (“Viadotto Chiese – Relazione Geotecnica”), diagrammi riportati per comodità nel seguito.

Nelle tabelle che seguono le sollecitazioni assiali agenti in testa ai pali di fondazione (di compressione) vengono riportate con segno positivo per uniformarsi alla convenzione in uso nel documento IN0500DE2RBRG0005003.

Pila	$N_{max,plinto}$ rigido	$\Delta N_{group}$	$N_{max}$	$L_{palo}$
N°	(kN)	(kN)	(kN)	(m)
1	5770	200	5970	<b>34.00</b>
2	5409	200	5609	<b>33.00</b>
3	4829	250	5079	<b>31.00</b>
4	4798	250	5048	<b>31.00</b>
5	4760	250	5010	<b>31.00</b>
6	4703	250	4953	<b>31.00</b>
7	4686	250	4936	<b>31.00</b>
8	4663	250	4913	<b>31.00</b>
9	4660	250	4910	<b>31.00</b>
10	4637	250	4887	<b>31.00</b>
11	4636	250	4886	<b>31.00</b>

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 12015\_05

Progetto

IN05

Lotto

00

Codifica Documento

DE2CLV1100001

Rev.

0

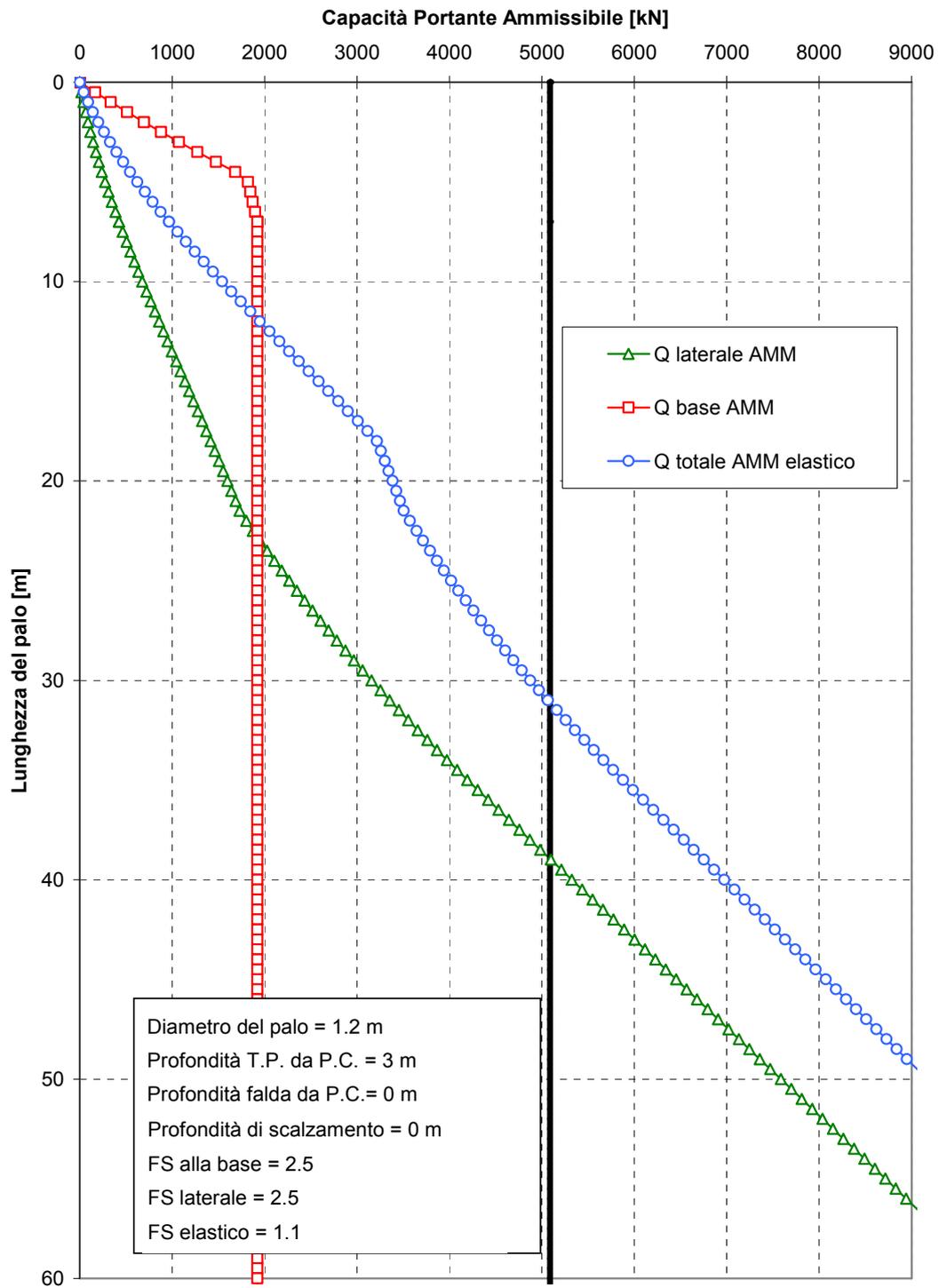
Foglio

12 di  
22

La determinazione della lunghezza dei pali viene condotta mediante l'ausilio delle curve di capacità portante di seguito riportate nel caso di palo non scalzabile (dimensionante rispetto alla condizione con scalzamento, per cui si rimanda al successivo paragrafo 6).

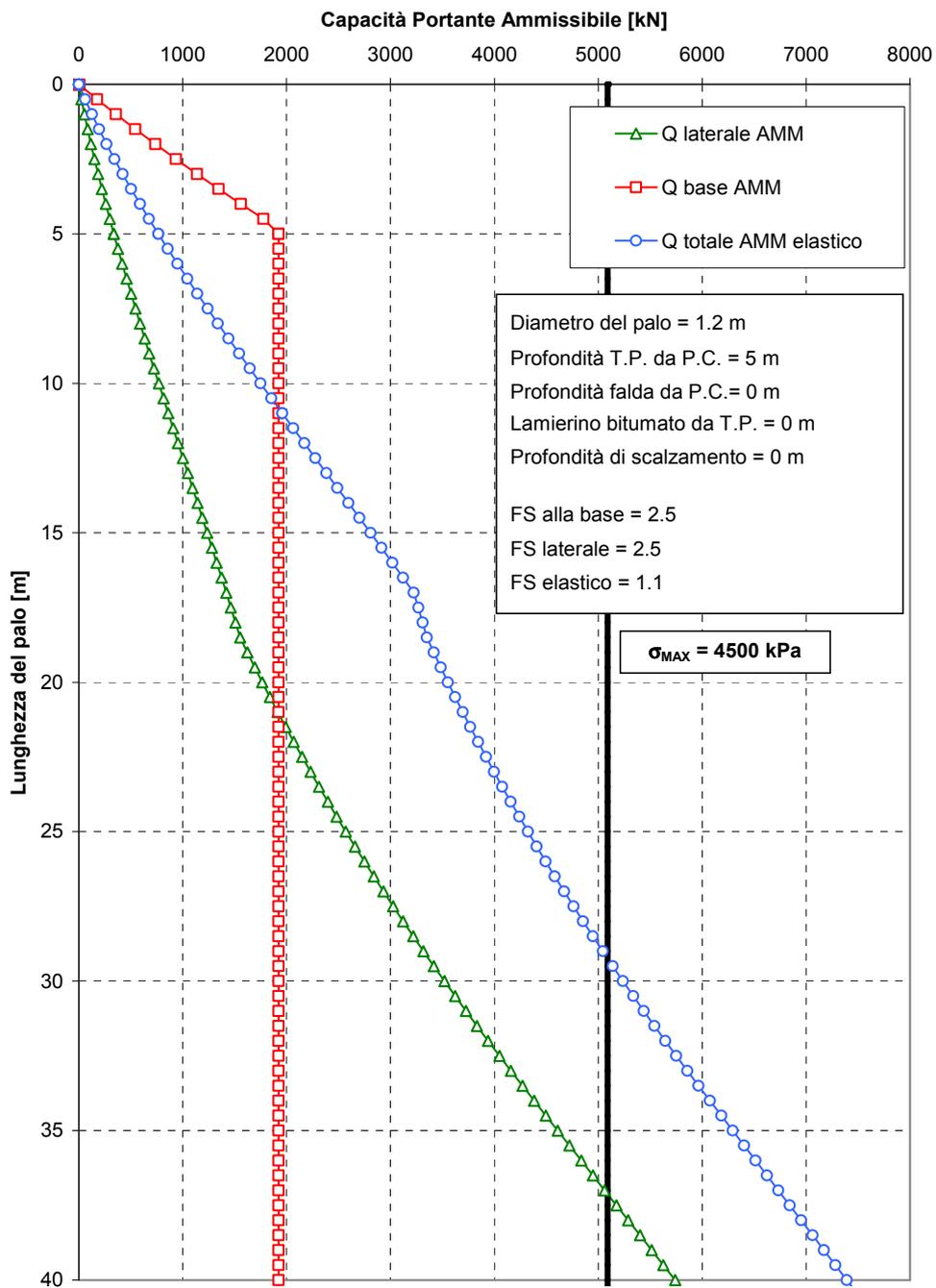
La quota zero è posta alla profondità di intradosso del plinto di fondazione è stata assunta pari a 3,00 m ( al di sotto del Piano Campagna) per tutte le pile ad eccezione delle pile P1 e P2 per le quali è stata redatta un curva specifica con testa palo alla profondità di 5 m (valore medio di affondamento considerando la presenza da un lato delle fondazioni dell'alveo del fiume Chiese).

**CEPAV DUE - VI Chiese**



**Palo D1200 non scalzabile, testa palo a - 3 m**

**CEPAV DUE - Viadotto Chiese**



**Palo D1200 non scalzabile, testa palo a - 5 m**



## 5. VIADOTTO CHIESE – SOLLECITAZIONI MASSIME AGENTI SUI PALI DI FONDAZIONE – VERIFICHE DI RESISTENZA DEI PALI

Nel seguito si determinano le sollecitazioni da utilizzarsi nelle verifiche di resistenza secondo quanto suggerito nel paragrafo 7 del documento IN0500DE2RBRG0005003 (“Analisi tipologica delle palificate di fondazione non soggette a scalzamento”).

In particolare si determinano le sollecitazioni seguenti:

### Palo maggiormente sollecitato

Per quanto riguarda il palo maggiormente sollecitato della palificata si farà riferimento alle seguenti espressioni:

$$N_{MAX} = N_{el,MAX} + \Delta N_{GROUP}$$

$$T_{MAX} = g \cdot T_{medio} = g \cdot \frac{T}{n}$$

$$M_{MAX} = k \cdot T_{MAX}$$

dove:

$N_{MAX}$ =	massima azione assiale agente sul palo maggiormente sollecitato;
$T_{MAX}$ =	massima azione tagliante agente sul palo maggiormente sollecitato;
$M_{MAX}$ =	massima azione flettente agente sul palo maggiormente sollecitato;
$N_{el,MAX}$ =	massima azione assiale agente sul palo maggiormente sollecitato ricavata mediante ripartizione a plinto rigido;
$\Delta N_{GROUP}$ =	incremento di carico dovuto all'effetto gruppo (si veda par. 6.3.2 doc. IN0500DE2RBRG0005003);
$n$ =	numero di pali della palificata;
$g$ =	coefficiente di ripartizione dei tagli in gruppo (si veda par. 6.2 doc. IN0500DE2RBRG0005003);
$k$ =	coefficiente che correla il valore del taglio massimo con il valore del momento massimo in testa al palo (si veda par. 5 doc. IN0500DE2RBRG0005003);
$T$ =	azione tagliante agente in testa alla palificata;

### Palo meno sollecitato

Per quanto riguarda il palo meno sollecitato della palificata si farà riferimento alle seguenti espressioni:

$$N_{min} = N_{el,min} - \Delta N_{GROUP}$$

$$T_{min} = T_{medio} = \frac{T}{n}$$

$$M_{min} = k \cdot T_{min}$$

dove:

$N_{min}$ =	azione assiale agente sul palo meno sollecitato;
$T_{min}$ =	massima azione tagliante agente sul palo meno sollecitato;
$M_{min}$ =	massima azione flettente agente sul palo meno sollecitato;
$N_{el,min}$ =	minima azione assiale agente sul palo ricavata mediante ripartizione a plinto rigido;



Nelle tabelle seguenti si riporta:

- nella prima colonna il numero della pila
- nella seconda colonna il tipo di plinto presente
- nella terza colonna il valore di incremento  $\Delta N_{group}$
- nella quarta colonna il valore del coefficiente  $g$
- nella quinta colonna il valore del coefficiente  $k$
- nella sesta colonna il valore  $N_{max}$  = massima azione assiale agente sul palo maggiormente sollecitato
- nella settima colonna il val.  $T_{max}$  = massima azione tagliante agente sul palo maggiormente sollecitato
- nella ottava colonna il val.  $M_{max}$  = massima azione flettente agente sul palo maggiormente sollecitato
- nella nona colonna il valore  $N_{min}$  = azione assiale agente sul palo meno sollecitato
- nella decima colonna il val.  $T_{min}$  = massima azione tagliante agente sul palo meno sollecitato
- nella undicesima colonna il val.  $M_{min}$  = massima azione flettente agente sul palo meno sollecitato

Nel seguito si considera con atteggiamento del tutto prudentiale un'involuppo delle condizioni di esercizio e di sisma ; si assumono infatti nel calcolo delle sollecitazioni sul palo, i valori limite di  $N_{el,max}$ ,  $N_{el,min}$  e  $T$  registrabili in esercizio ed in sisma (si veda la tabella di cui al precedente paragrafo 3).

### Pali $\phi 1200$ (pile P1-P11)

Pila N°	Npali	$\Delta N_{group}$	$g$	$k$	$N_{max}$	$T_{max}$	$M_{max}$	$N_{min}$	$T_{min}$	$M_{min}$
		(kN)			(kN)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN.m)	
1	12	200	1.4	1.9	5970	305	579	2033	218	414
2	12	200	1.4	1.9	5609	306	581	1561	218	415
3	9	250	1.3	1.9	<b>5079</b>	315	<b>599</b>	1279	242	460
4	9	250	1.3	1.9	5048	315	598	1300	242	460
5	9	250	1.3	1.9	5010	314	596	1306	241	458
6	9	250	1.3	1.9	4953	312	593	1296	240	456
7	9	250	1.3	1.9	4936	311	592	1294	240	455
8	9	250	1.3	1.9	4913	313	594	1289	241	457
9	9	250	1.3	1.9	4910	314	596	1289	241	459
10	9	250	1.3	1.9	4887	319	606	<b>1285</b>	245	<b>466</b>
11	9	250	1.3	1.9	4886	319	606	1285	245	466

NOTA: per i pali delle pile 1 e 2 risultano dimensionanti le sollecitazioni agenti in condizioni di parziale scelazamento della palificata, si rimanda al proposito al successivo paragrafo 6.

Si riportano nel seguito le verifiche di resistenza del palo.

### Pali $\phi 1200$

Il palo di fondazione tipologico del Viadotto Chiese presenta un'armatura pari a 14 barre  $\phi 25$  disposte su una circonferenza di 103.5 cm di diametro ( $A_s = 0.61\% A_c$ ); i tassi di lavoro messi in evidenza dalle verifiche nel seguito riportate (si considerano le coppie momento sforzo assiale che generano i tassi più gravosi nel calcestruzzo e nell'acciaio) sono inferiori ai limiti prescritti dalla normativa ferroviaria.

Si esegue nel seguito (per la condizione di esercizio) il calcolo della massima trazione agente sul calcestruzzo nell'ipotesi di sezione interamente reagente :

$$\sigma_c = N/A_{\text{palo}} + M/W_{\text{palo}} = -1285 \text{ E}+3 / 1.227 \text{ E}+6 + 466 \text{ E}+6 / 2.062 \text{ E}+8 = 1.213 \text{ N/mm}^2 < f_{\text{ctm}} =$$

$$= 0.27 \cdot \sqrt[3]{R_{\text{ck}}^2} = 2.607 \text{ N/mm}^2$$

con:  $A_{\text{paolo,omog}} = 1.2271 \text{ E}+6 \text{ mm}^2$  ;  $W_{\text{palo,omog}} = 2.062 \text{ E}+8 \text{ mm}^3$

Il momento di fessurazione risulta pertanto superiore al momento di verifica.

Il taglio massimo agente sui pali considerati è pari a  $T_{\text{max}} = 319 \text{ kN}$ ; lo stesso determina una tensione tangenziale sul palo pari a:  $\tau = 4/3 (T/A_{\text{palo}}) = 0.347 \text{ MPa} < \tau_{\text{c0}} = 0.60 \text{ MPa}$  (per un calcestruzzo  $R_{\text{ck}} 30$ ).

### SEZIONI CIRCOLARI E ANULARI - VERIFICA DELLA SEZIONE PARZIALIZZATA

Diametro della sezione = 120.0 cm

14 tondi  $\phi 25$  mm su una circonferenza di diametro 103.5 cm

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Sono positive le trazioni

#### Condizione di carico 1

Momento = **599.0** (KN.m)  
Sforzo normale = **-5079.0** (KN)

La sezione non si parzializza

Compressione massima nel calcestruzzo = **-7.27** (N/mm<sup>2</sup>)  
Compressione minima nel calcestruzzo = **-1.00** (N/mm<sup>2</sup>)

#### Condizione di carico 2

Momento = **466.0** (KN.m)  
Sforzo normale = **-1285.0** (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = **-4.13** (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = **36.49** (N/mm<sup>2</sup>)



## 6. VIADOTTO CHIESE – VERIFICA DELLE FONDAZIONI IN CONDIZIONE DI PARZIALE SCALZAMENTO DEI PALI

Per le pile P1 e P2 si esegue nel seguito la verifica di resistenza dei pali di fondazione e la verifica della lunghezza degli stessi sulla base di quanto contenuto nel documento di sintesi: IN0500DE2RBGE0005002 – “Palificate soggette a scalzamento – Analisi Geotecniche Tipologiche”.

In particolare verranno utilizzati i dati relativi al caso di pila circolare per impalcato misto di luce 40 m, alta 15 m e con altezza di scalzamento pari a 11 m.

Lo sforzo assiale massimo agente sui pali delle fondazioni P1 e P2 in condizione di parziale scalzamento della palificata calcolato nel succitato documento è pari a 4320 kN.

Pila	H pila	N <sub>max</sub>	L palo
P1-P2	15	4320	29

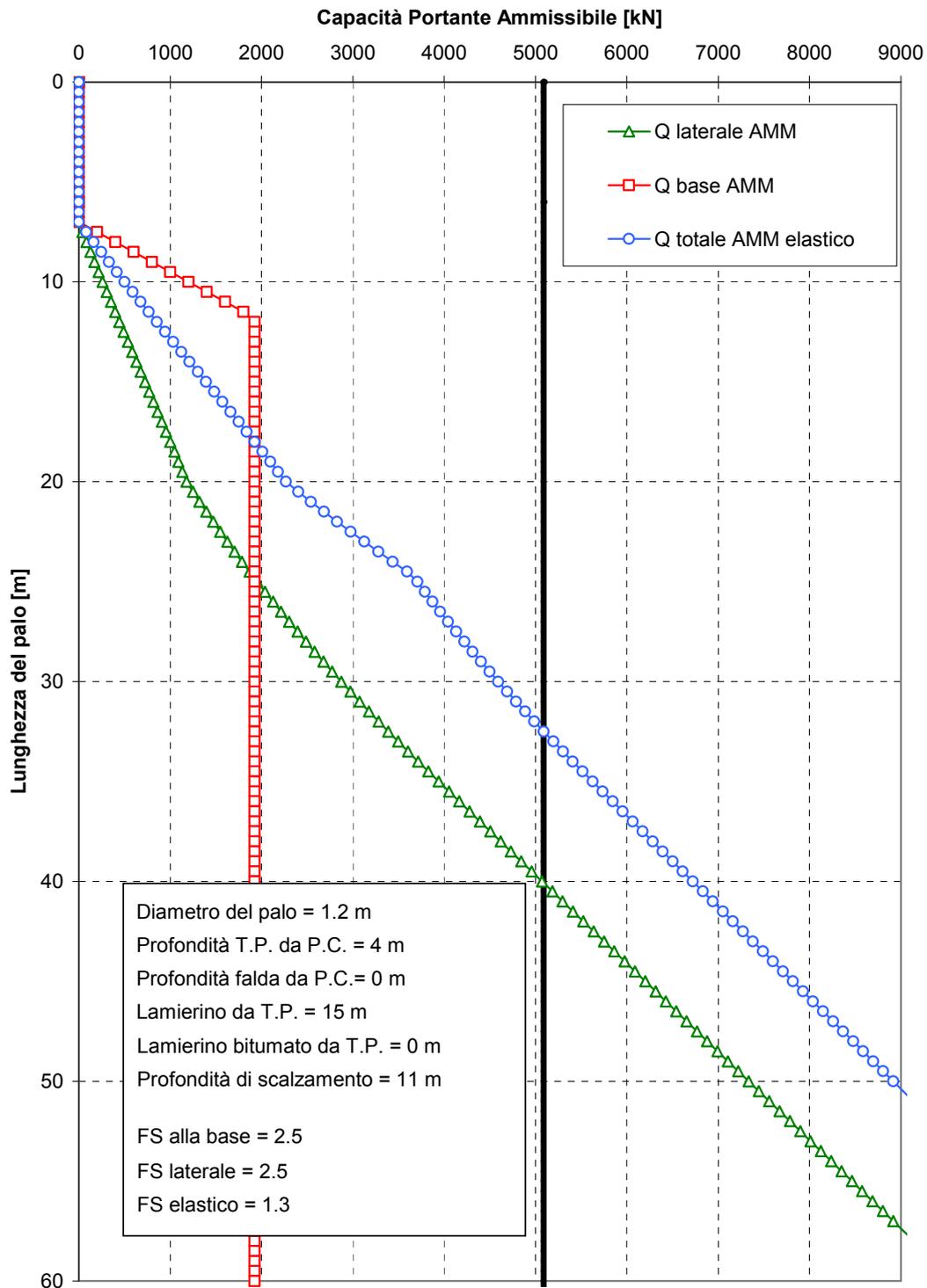
I valori di lunghezze palo di cui al presente paragrafo risultano meno elevati di quelle valutate in assenza di scalzamento e pari a 34 m e 33 m rispettivamente per la pila P1 e per la pila P2 (vedi paragrafo 5); pertanto la condizione di parziale scalzamento non risulta dimensionante per quanto concerne la lunghezza dei pali. La condizione di parziale scalzamento risulta invece dimensionante per l’armatura dei pali di fondazione; dalla relazione IN0500DE2RBGE0005002 – “Palificate soggette a scalzamento – Analisi Geotecniche Tipologiche” si ricavano le seguenti azioni, calcolate nelle ipotesi di assenza di ricoprimento e considerando la combinazione dei carichi in esercizio TA4:

H <sub>f</sub> m	Condizione di carico	K palo MN/m	N <sub>max</sub> kN	N <sub>min</sub> kN	T <sub>max</sub> kN	M <sub>max</sub> kN*m	σ <sub>c,max</sub> N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>c,min</sub> N/mm <sup>2</sup>
15	Q+	900	4320	1460	119	695	-6.09	77.5
15	Q-	900	4250	858	159	933	-8.93	213.7
15	T	900	4270	917	164	960	-9.17	215.9

Si assume per i pali φ1200 delle pile 1 e 2 un’armatura composta da 18 barre Φ25 disposte su una circonferenza di 103.5 cm di diametro; nelle ultime due colonne della precedente tabella si riportano i tassi di lavoro massimi del calcestruzzo e dell’acciaio, calcolati associando il momento massimo sia allo sforzo assiale massimo che allo sforzo assiale minimo.



## CEPAV DUE - VI Chiese





## 7. SPALLE A E B – CALCOLO LUNGHEZZA PALI DI FONDAZIONE

Il calcolo degli scarichi massimi agenti sui pali di fondazione si differenzia tra Spalla A e Spalla B in funzione delle spalle tipologiche di riferimento: per la Spalla B ci si riferisce al tipologico di altezza H (distanza P.F. – estradosso impalcato) compresa tra 9.0 m e 11.0 m (il calcolo è effettuato all'interno del paragrafo 7.3 della Relazione di Calcolo 31834\_04 spalla tipologica di altezza 11.00 m > 9.08 m con sisma S=6); per la Spalla A ci si riferisce al tipologico per luce L=40m con impalcato in struttura mista (caso unico con altezza H=9.08 m calcolato all'interno del paragrafo 7.1 della Relazione di Calcolo 30198\_04)

31834_04	Spalla impalcato 4 cassoncini l=4.5 m L=30.0 m H=11.00 m Relazione di Calcolo
30198_04	Spalla struttura mista L=40.0 m Relazione di Calcolo

La Relazione Geotecnica del Viadotto Chiese (doc. 03510\_05) indica una tipologia di terreno assimilabile alle Stratigrafie 1 e 2 (terreni a grana grossa) per le quali sono state condotte le analisi tipologiche sulle palificate (doc. 03725\_05). Si tiene pertanto conto di un incremento  $\Delta N_{group}$  pari a **100 kN** per la palificata a 16 pali  $\phi 1200$  e pari a **200 kN** per la palificata a 14 pali  $\phi 1200$ .

Per la Spalla A si prende in considerazione il massimo scarico (già affetto dal  $\Delta N_{group}$ ) evidenziato nella Relazione di Calcolo 30198\_04:  $N_{max} = 3554.6$  kN in condizioni di Esercizio.

Mediante la curva di capacità portante propria del tratto in oggetto per pali  $\phi 1200$  (si veda Par. 4) si determina una lunghezza palo pari a **22.0 m** (corrispondente ad un carico sul palo di **3555 kN**).

Per la spalla B si perviene ai valori di scarico seguenti (già affetti dal  $\Delta N_{group}$ ):

STRATIGRAFIA 1-2		ESERCIZIO		SISMA	
Altezze	Palificata	$N_{max}$ [kN]	$N_{min}$ [kN]	$N_{max}$ [kN]	$N_{min}$ [kN]
H = 11.00 m	16 $\phi$ 1500	3236.2	2081.4	3348.7	1653.8
H = 10.50 m	16 $\phi$ 1500	3148.7	2028.8	3250.6	1611.7
H = 10.00 m	16 $\phi$ 1200	3013.8	2022.5	3101.5	1621.7
H = 9.50 m	16 $\phi$ 1200	2925.4	1957.6	<b>3008.3</b>	1577.4
H = 9.00 m	16 $\phi$ 1200	2839.9	1894.9	<b>2914.1</b>	1535.4

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 12015\_05

Progetto

IN05

Lotto

00

Codifica Documento

DE2CLV1100001

Rev.

0

Foglio

21 di  
22

Poiché la Spalla B del Viadotto Chiese presenta un'altezza P.F. – estradosso plinto pari a 9.08 m, si ritiene opportuno considerare un'interpolazione lineare dei valori di massimo scarico dati dalle altezze 9.00 m e 9.50 m.

Mediante la curva di capacità portante propria del tratto in oggetto per pali  $\phi 1200$  (si veda Par. 4) si determina una lunghezza palo pari a **17.0 m** (corrispondente ad un carico sul palo di **2929 kN**).

Nel Par. 12 dei sopra citati documenti vengono altresì riportate le verifiche statiche dei pali  $\phi 1200$  delle spalle.

## 7. OPERE PROVVISORIALI

Sono previste opere provvisorie con funzione di sostegno degli scavi per le pile P1 e P2 di scavalco del fiume Chiese, in corrispondenza della Spalla A, della pila P11 e della spalla B per la presenza della deviazione della Roggia Maggiore.

Sono previsti tappi di fondo unicamente in corrispondenza della pile P1 e P2 adiacenti al fiume Chiese. Per l'individuazione delle palancole da adottare si fa riferimento agli elaborati tipologici sviluppati per differenti altezze di scavo (H=3,2 m, H=3,7 m, H=5 m e H=7 m) e per le diverse tipologie di terreno (1, 2 e 3); in particolare per le OO.PP del viadotto in esame si rimanda ai seguenti elaborati:

Tipologici per H=3,2 m:

Tip. opere provvisorie per scavi standard H=3.2 m - Rel. di calcolo	IN0500DE2CLRG000X004
Tip. opere provvisorie per scavi standard H=3.20m - Terreno tipo 2	IN0500DE2PXR000X008

Tipologici per H=3,7 m:

Tip. opere provvisorie per scavi standard H=3.7 m - Rel. di calcolo	IN0500DE2CLRG000X001
Tip. opere provvisorie per scavi standard H=3.70m - Terreno tipo 2	IN0500DE2PXR000X002

Tipologici per H=7 e H=9m:

Tip. opere provv. plinti 9.2x12.8m - Alt. scavo 7m e 9m - Rel. di calcolo	IN0500DE2CLGE000X003
Tip. opere provvisorie per plinti 9.20x12.8, H=7 e 9m	IN0500DE2PBR000X007

Di seguito si riassumono per ciascuna pila i dati relativi alle altezze di scavo, alla falda e alle eventuali opere provvisorie:

Pila/ spalla	Q p.c. [m s.l.m.]	Q falda [m s.l.m.]	H max scavo [m]	Tipo terreno	spessore tappo di fondo/ magro [m]	OP
SpA	129,55	109,0	3,15	2	-	Tipologico H=3,2m
P1	128,86	127,0	9,65	2	8,5	Tipologico H=9,0 m
P2	126,65	127,0	7,45	2	8,5	Tipologico H=7,0 m
P3	126,66	109,0	3,65	2	-	(*)
P4	127,00	109,0	3,65	2	-	(*)
P5	127,39	109,0	3,45	2	-	(*)
P6	127,93	109,0	3,45	2	-	(*)
P7	128,17	109,0	3,45	2	-	(*)
P8	124,41	109,0	3,45	2	-	(*)
P9	128,55	109,0	3,45	2	-	(*)
P10	128,82	109,0	3,45	2	-	(*)
P11	128,92	109,0	3,45	2	-	Tipologico H=3,7m
SpB	129,63	109,0	3,15	2	-	Tipologico H=3,2m

(\*) Per le fondazioni dalla 3 alla 10 l'allontanamento delle acque di falda avverrà per mezzo di pompe.

Per il sostegno degli scavi si adotteranno le palancole.