

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## U.O OPERE CIVILI

## PROGETTO DEFINITIVO

## RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA

## TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA

VI08\_VIADOTTO SU TORRENTE MERULA DA KM 97+025 A KM 97+175

Relazione di calcolo fondazioni

SCALA:

-

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

I V 0 I 0 0 D 0 9 C L V I 0 8 0 3 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	G.Grimaldi	Feb. 2022	L.Utzeri	Feb. 2022	G.Fadda	Feb. 2022	A.Vittozzi

ITALFERR S.p.A.  
U.O. Opere Civili e gestione delle varianti  
Dot. Ing. Angelo Vittozzi  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma  
N° A20783

File: IV0I00D09CLVI0803001A.doc

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	4
1.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	4
2	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	6
3	MATERIALI.....	7
3.1	CALCESTRUZZO.....	7
3.2	ACCIAIO PER CALCESTRUZZO.....	7
4	SCHEMA STRATIGRAFICO E PARAMETRI GEOTECNICI.....	8
5	RESISTENZA DEI PALI.....	10
5.1	CARICO LIMITE VERTICALE.....	10
5.1.1	<i>Calcolo del carico limite verticale su un singolo palo (<math>Q_{lim}</math>).....</i>	<i>10</i>
5.1.2	<i>Carico limite verticale – Pali Spalla A.....</i>	<i>12</i>
5.1.3	<i>Carico limite verticale – Pali Spalla B.....</i>	<i>14</i>
5.2	CARICO LIMITE LATERALE.....	16
5.2.1	<i>Carico limite laterale – Pali Spalla A e Spalla B.....</i>	<i>16</i>
6	AZIONI SULLE OPERE DI FONDAZIONE.....	18
6.1	AZIONI SUI PALI DELLA SPALLA A.....	19
6.2	AZIONI SUI PALI DELLA SPALLA B.....	19
6.3	AZIONI SULLA FONDAZIONE A POZZO DELLA PILA 1.....	20
7	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	21
7.1	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE - PALI.....	21
7.1.1	<i>Verifica della capacità portante verticale – Pali Spalla A.....</i>	<i>21</i>
7.1.2	<i>Verifica della capacità portante verticale – Pali Spalla B.....</i>	<i>21</i>
7.2	VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE LATERALE - PALI.....	21
7.2.1	<i>Verifica della capacità portante laterale – Pali Spalla A.....</i>	<i>21</i>

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0803001	A	3 di 30

7.2.2	Verifica della capacità portante laterale – Pali Spalla B.....	21
7.3	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE LIMITE – FONDAZIONE A POZZO.....	22
8	VERIFICHE STRUTTURALI.....	24
8.1	VERIFICA A TAGLIO – PALI SPALLE A E B .....	24
8.2	VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE DEVIATA – PALI SPALLA A E B .....	27
8.3	VERIFICA A FLESSIONE DEVIATA – FONDAZIONE A POZZO PILA 1 .....	29
9	VALUTAZIONE DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI (RIF.PAR.10.2 DM 17/01/2018) .....	30

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento delle opere di fondazione del viadotto ferroviario sul torrente Merula, denominato VI08 e ubicato tra le progressive chilometriche 97+025 e 97+175, previsto dal progetto definitivo di raddoppio della linea Genova-Ventimiglia tratta Finale Ligure-Andora.

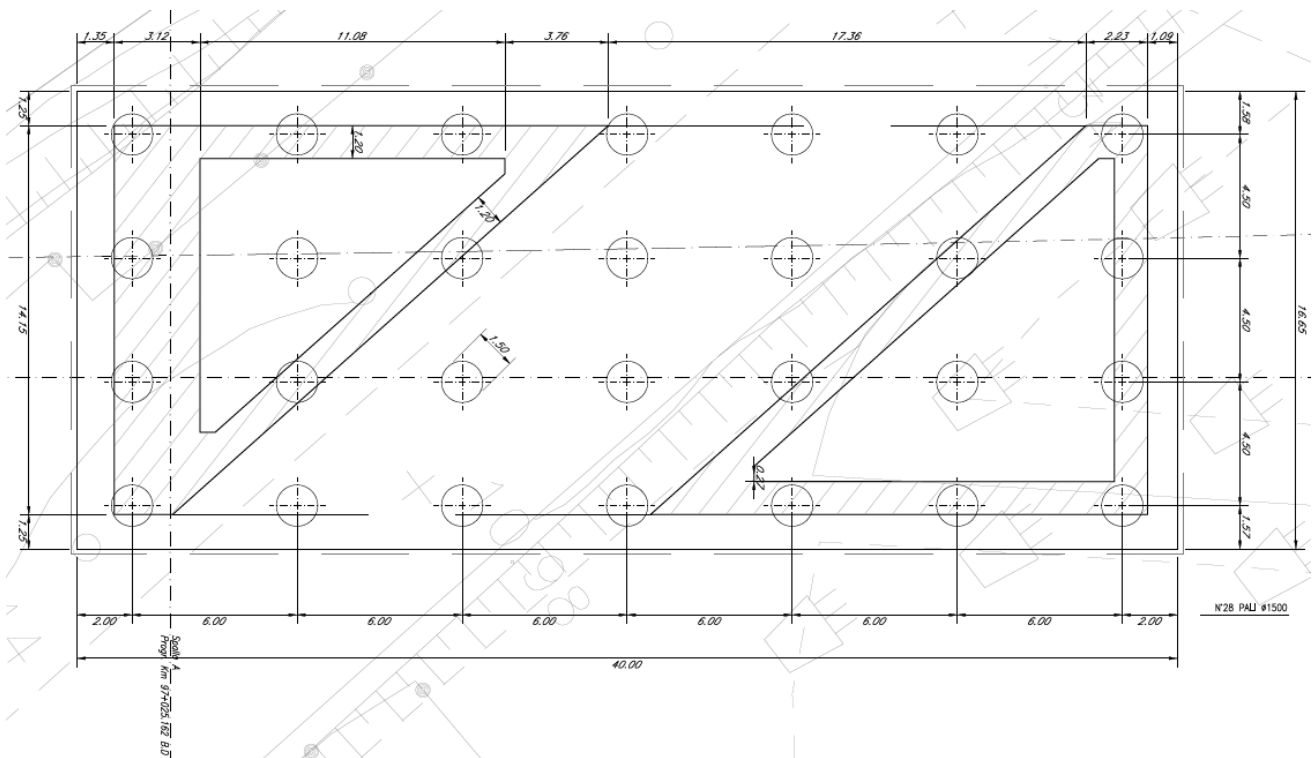
### 1.1 Descrizione generale dell'opera

Il viadotto in esame si compone di due campate, ciascuna di luce pari a 75.00 m, coperte mediante due travate reticolari metalliche a doppio binario.

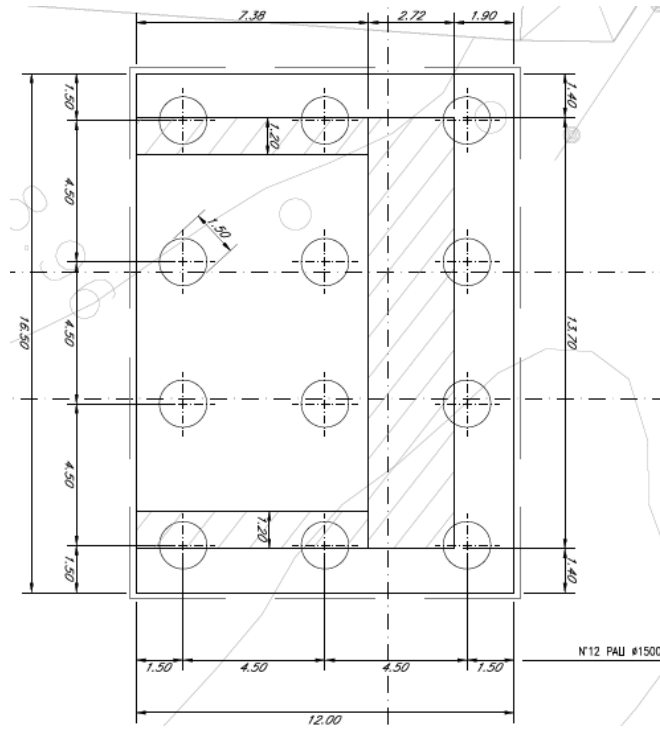
La fondazione della spalla A (lato Genova), spalla fissa, è costituita da 28 pali trivellati in c.a. con un diametro pari a 1.50 m, lunghi 24.00 m e collegati tramite un plinto di fondazione spesso 2.00 m. La base del plinto è rettangolare con dimensioni pari a 40.00x16.65 m.

La fondazione della spalla B (lato Ventimiglia), spalla mobile, è costituita da 12 pali trivellati in c.a. con un diametro pari a 1.50 m, lunghi 44.00 m e collegati tramite un plinto di fondazione spesso 2.00 m. La base del plinto è rettangolare con dimensioni pari a 12.00x16.50 m.

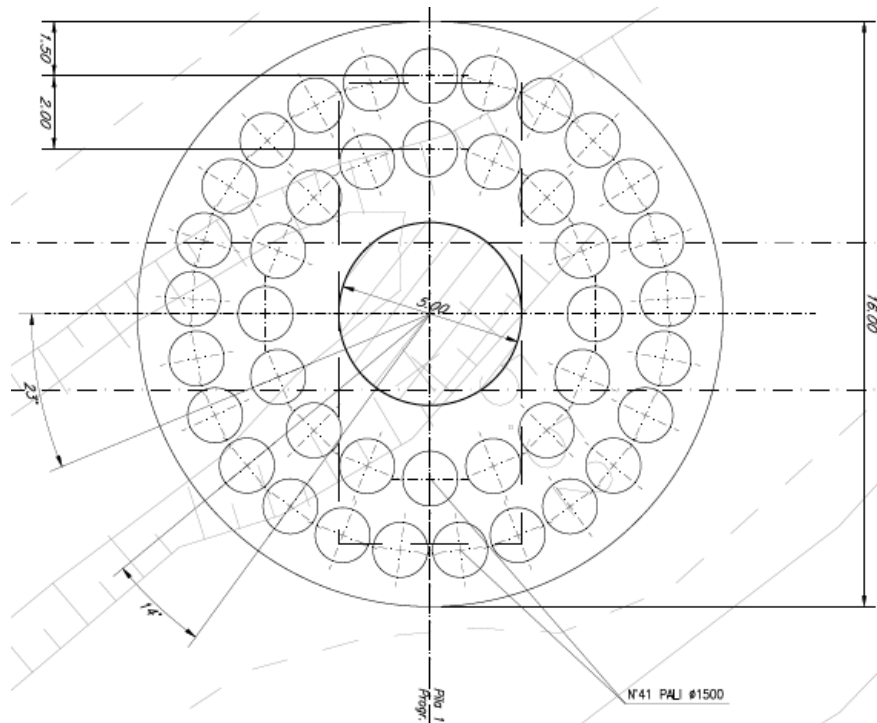
La fondazione della Pila 1 è costituita da un plinto a pianta circolare con diametro pari a 16.00 m e di spessore 3.00 m poggiante su un pozzo cavo costituito da 41 trivellati in c.a. con un diametro pari a 1.50 m disposti a forma di due anelli concentrici.



**Figura 1.1 - Vista in pianta della fondazione della Spalla A**



**Figura 1.2 - Vista in pianta della fondazione della Spalla B**



**Figura 1.3 - Vista in pianta della fondazione della Pila 1**

## 2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Nell'esecuzione dei calcoli si fa riferimento alla legislazione vigente con particolare riferimento alle seguenti normative e riferimenti:

- Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”»
- Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 001 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- Istruzione RFI DTC INC CS SP IFS 001 - Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 002 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 003 - Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 005 - Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia
- Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea
- EC2-1-1-2005 Eurocodice 2 Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- Profilo e parametri geotecnici.

### 3 MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzo

Per i pali è stato definito l'utilizzo di un calcestruzzo di classe C25/30 le cui caratteristiche sono riassunte nel seguito:

- Classe calcestruzzo C25/30
- Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica  $f_{ck} \approx 25 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di progetto  $f_{ctd} = 1.20 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico secante  $E_{cm} = 31476 \text{ N/mm}^2$

Inoltre:

- Classe di esposizione ambientale XC2
- Classe cemento CEM III-V
- Classe di consistenza S4
- Copriferro minimo 60mm

#### 3.2 Acciaio per calcestruzzo

Per le strutture in c.a. si utilizza un acciaio tipo B450C le cui caratteristiche sono riassunte nel seguito:

- Tensione caratteristica a rottura  $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento di progetto  $f_{yd} \approx 391 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico  $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

#### 4 SCHEMA STRATIGRAFICO E PARAMETRI GEOTECNICI

Il calcolo delle opere di fondazione è stato fatto con riferimento ai seguenti profili stratigrafici e parametri geotecnici:

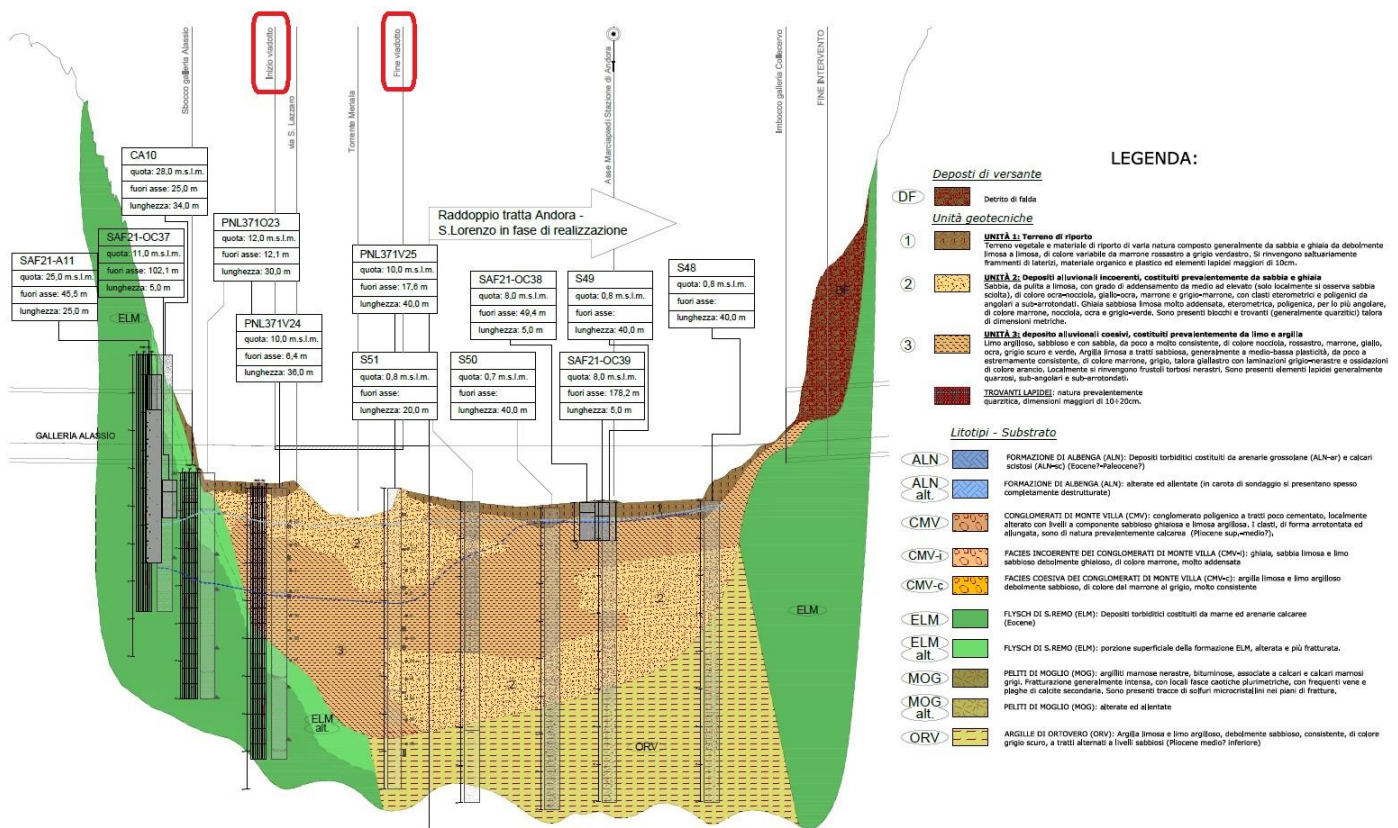


Figura 4.1 - Profilo stratigrafico.

Per i tre elementi calcolati gli schemi stratigrafici considerati sono:

- **Spalla A:**
  - $z = +10.00 \div +9.00$  mslm      Unità 1
  - $z = +9.00 \div +2.00$  mslm      Unità 2
  - $z = +2.00 \div -10.00$  mslm      Unità 3
  - $z < -10.00$  mslm      ELM (alt)
- **Spalla B:**
  - $z = +10.00 \div -4.00$  mslm      Unità 2
  - $z = -4.00 \div -11.00$  mslm      Unità 3
  - $z = -11.00 \div -18.00$  mslm      Unità 2



Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0803001	A	9 di 30

- z= -18.00 ÷ -23.00 mslm                      Unità 3
- z= < -23.00 mslm                              ORV

• **Pile:**

- z= +6.00 ÷ +2.00 mslm                      Unità 2
- z= +2.00 ÷ -16.00 mslm                    Unità 3
- z= < -16.00 mslm                            ELM (alt)

La falda è stata cautelativamente assunta al livello massimo riportato nella relazione geotecnica +7.15 m s.l.m.

La caratterizzazione geotecnica, con riferimento ai parametri fisico-meccanici, è quella riportata nella Relazione Geotecnica e riassunta nella seguente tabella:

Unità	Descrizione	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ °	c' kPa	cu kPa	E MPa	Vs m/s	v	$\sigma_c$ MPa
1	Materiale di riporto eterogeneo composto da ghiaia con sabbia limosa	19	24	0	-	10	180	0.3	-
2	Ghiaia eterometrica sabbiosa debolmente limosa e moderatamente addensata	20	33 z >-10mslm 35 z <-10mslm	0	-	35 z >-10mslm 45 z <-10mslm	250-350	0.3	-
3	Limo sabbioso ghiaioso da moderatamente consistente a consistente	20	26	20	30-70	5-10	250-350	0.25	-
ORV	Limo argilloso molto consistente	20	24	10	100	3	600	0.25	-
ELM/ ELMalt	Calcere marnoso da parzialmente destrutturato a poco fratturato	26	22	2000	-	2000	>800	0.25	70



U.O OPERE CIVILI  
PROGETTO DEFINITIVO  
RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L.  
ANDORA

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0803001	A	10 di 30

## 5 RESISTENZA DEI PALI

Per le verifiche a stato limite ultimo (SLU) deve essere verificata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

In cui

$E_d$  = valore di progetto dell'azione;

$R_d$  = valore di progetto della resistenza.

Nel caso specifico la verifica è stata condotta secondo l'Approccio 2 - Combinazione (A1+M1+R3) delle Norme Tecniche per le Costruzioni NTC18.

Il valore  $E_d$  è quello fornito direttamente dall'analisi strutturale alla quale si rimanda per i dettagli, mentre per il calcolo della resistenza  $R_d$  sono stati considerati i parametri geotecnici determinati a partire dal valore caratteristico, diviso per i relativi coefficienti parziali  $\gamma_M$  indicati dalla Normativa, ed è stato applicato il relativo coefficiente parziale  $\gamma_R$ .

### 5.1 Carico limite verticale

#### 5.1.1 Calcolo del carico limite verticale su un singolo palo ( $Q_{lim}$ )

Il carico limite del palo è stato calcolato mediante le cosiddette formule statiche, ipotizzando cioè che il carico limite  $Q_{lim}$  del palo sia la somma della resistenza laterale lungo il palo ( $Q_s$ ) e della resistenza alla punta del palo ( $Q_p$ ), al netto del peso del palo  $W$  ovvero:

$$Q_{lim} = Q_p + Q_s - W$$

##### 5.1.1.1 Resistenza alla punta ( $Q_p$ )

La resistenza alla punta del palo è stata calcolata mediante la seguente formula:

$$Q_p = A_p * q_p$$

$A_p$  indica l'area della punta del palo e  $q_p$  la resistenza unitaria alla punta.

Nel caso di un terreno dotato di coesione e di attrito e pali a sezione circolare, l'espressione di  $q_p$  cui si perviene è la seguente:

$$q_p = N_c * c + N_q * q_L$$

dove  $N_c$  e  $N_q$  sono fattori adimensionali funzioni dell'angolo d'attrito ( $\varphi$ ) e del rapporto  $L/d$ ,  $c$  è la coesione del mezzo e  $q_L$  è la pressione sul piano orizzontale passante per la punta del palo.

La valutazione del carico limite alla punta in terreni coerenti può essere semplificata con la seguente espressione:

$$q_p = 9 * C_u + \Sigma(\gamma_i * Li)$$

### 5.1.1.2 Resistenza laterale ( $Q_s$ )

La resistenza laterale è stata calcolata mediante la seguente formula:

$$Q_s = A_s * q_s$$

$A_s$  indica l'area della superficie laterale del palo e  $q_s$  la tensione tangenziale media lungo la superficie laterale del palo.

La tensione tangenziale media lungo la superficie laterale del palo  $q_s$  è stata calcolata con la seguente espressione:

$$q_p = q_a + \mu * \kappa * \sigma_v$$

dove  $q_a$  è un termine di adesione indipendente dalla tensione normale,  $\mu$  è il coefficiente d'attrito terreno palo ( $\text{tg}(\varphi)$ ), e  $\kappa$  è un coefficiente adimensionale che esprime il rapporto fra tensione normale alla profondità  $z$  sulla superficie del palo e la tensione verticale alla stessa profondità ( $\sigma_v = \Sigma(\gamma_i * Li)$ ).

Il valore di  $\kappa$  varia in funzione del tipo di terreno, del tipo de palo e della modalità esecutive. Il valore di  $\kappa$  è stato assunto pari a 0.5 sulla base della seguente tabella:

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di $\mu$
	sciolto	denso	
Battuto: Profilato d'acciaio	0,7	1,0	$\text{tg}20^\circ = 0,36$
Tubo d'acciaio chiuso	1,0	2,0	
Calcestruzzo prefabbricato	1,0	-2,0	$\text{tg}(3\varphi/4)$
Calcestruzzo gettato in opera	1,0	3,0	
Trivellato	0,5	0,4	$\text{tg}\varphi$
Trivellato-pressato con elica continua	0,7	0,9	$\text{tg}\varphi$

Nella valutazione della tensione tangenziale media lungo la superficie laterale del palo in terreni incoerenti  $q_a$  è pari a 0.

D'altra parte, in terreni coerenti il calcolo della tensione tangenziale media lungo la superficie laterale del palo viene calcolata secondo la seguente espressione:

$$q_p = q_a = \alpha * C_u$$

dove il valore di  $\alpha$  varia in funzione della modalità esecutiva del palo e del valore della coesione non drenata del terreno. Il valore di  $\alpha$  è stato definito sulla base della seguente tabella:

Tipo di palo	Valori di $c_u$ (kPa)	Valori di $\alpha$
Battuto	$c_u \leq 25$	1,0
	$25 < c_u < 70$	$1 - 0,011(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,5
Trivellato	$c_u \leq 25$	0,7
	$25 < c_u < 70$	$0,7 - 0,008(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,35

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0803001	A	12 di 30

### 5.1.2 Carico limite verticale – Pali Spalla A

#### GEOMETRIA E PESO PROPRIO DEL PALO

Caratteristiche del Palo		
$\Phi_{PALO}$	<b>1500</b>	mm
$L_{PALO}$	24.00	m
$A_{BASE}$	1.767	m <sup>2</sup>
$\gamma_{palo}$	<b>25</b>	kN/m <sup>3</sup>
$W_{PALO}$	<b>1060.29</b>	kN

#### STRATIGRAFIA DEL TERRENO

STRATIGRAFIA								
STRATO	Da [m]	a [m]	$\Phi$ [°]	c' [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$C_u$ [kPa]	$\alpha$	S [kPa]
<b>S2</b>	<b>0</b>	<b>-2.96</b>	<b>33</b>	<b>0</b>	<b>20</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	0
<b>S3</b>	-2.96	<b>-14.96</b>	<b>26</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>50</b>	<b>0.5</b>	25
<b>ELM</b>	-14.96	<b>-40</b>	<b>22</b>	<b>2000</b>	<b>26</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	0

#### PARAMETRI PER IL COMPUTO DEL CARICO LIMITE VERTICALE

STRATO	Terreno	Da [m]	a [m]	Altezza [m]	m	K	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\alpha$	$C_u$ [kPa]	$\sigma'_{v\_sup}$ [kPa]	$\sigma'_{v\_inf}$ [kPa]	$\sigma_{med'}$ [kPa]
S2	Granulare	0.00	-2.96	2.96	0.649	0.5	20	0.0	0.0	22	52	37
S3	Coesivo	-2.96	-14.96	12.00	0.488	0.5	20	0.5	50.0	52	172	112
ELM	Granulare	-14.96	-24.00	9.04	0.404	0.5	26	0.0	0.0	172	316	244

#### RESISTENZA ALLA PUNTA

CALCOLO PORTATA DI PUNTA	Q <sub>testa palo</sub>	0.00	m
	Q <sub>base palo</sub>	-24.00	m
	Strato:	<b>ELM</b>	
	Tipo:	<b>Granulare</b>	
	$\Phi_{calcolo}$	<b>19</b>	°
	c	<b>2000</b>	kPa
	$\gamma$	<b>26.0</b>	kN/m <sup>3</sup>
	$C_u$	<b>0.0</b>	kPa
	$N_c$	<b>4.6</b>	
	$N_q$	<b>2.60</b>	
q [kPa]	316.14		

Portata ultima alla punta

17875.46 kN

 Coefficiente parziale  $\gamma_R$ 

1.35

**PORTATA ALLA PUNTA**
**Q<sub>p</sub>= 13241.08 kN**

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0803001	A	13 di 30

### RESISTENZA LATERALE

STRATO	Portata laterale COESIVA	Portata laterale GRANULARE	
	[kN]	[kN]	
S2	0.00	412.67	<b>Totale</b>
S3	117.75	6782.40	
ELM	0.00	5003.81	
	<b>117.75</b>	<b>12198.88</b>	12316.63 kN

Portata laterale 12316.63 kN  
 Coefficiente parziale  $\gamma_R$  1.15  
**PORTATE LATERALE**  $Q_s =$  **10710.12** kN

### CARICO LIMITE VERTICALE

$\xi$  1.7  
**PORTATA TOTALE (Q<sub>p</sub>+Q<sub>s</sub>-W)**  $Q_{lim} =$  **13465.24** kN

La resistenza verticale di progetto per i pali della spalla A è pari a:

**PALI SPALLA A (L= 20 m):**  $Q_{lim} = 13465$  kN

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0803001	A	14 di 30

### 5.1.3 Carico limite verticale – Pali Spalla B

#### GEOMETRIA E PESO PROPRIO DEL PALO

Caratteristiche del Palo		
$\Phi_{PALO}$	<b>1500</b>	mm
$L_{PALO}$	44.00	m
$A_{BASE}$	1.767	m <sup>2</sup>
$\gamma_{palo}$	<b>25</b>	kN/m <sup>3</sup>
$W_{PALO}$	<b>1943.86</b>	kN

#### STRATIGRAFIA DEL TERRENO

STRATIGRAFIA								
STRATO	Da [m]	a [m]	$\Phi$ [°]	c' [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$C_u$ [kPa]	$\alpha$	S [kPa]
S2	<b>5.12</b>	<b>-4</b>	<b>33</b>	<b>0</b>	<b>20</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	0
S3	-4	<b>-11</b>	<b>26</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>50</b>	<b>0.5</b>	25
S2'	-11	<b>-18</b>	<b>35</b>	<b>0</b>	<b>20</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	0

#### PARAMETRI PER IL COMPUTO DEL CARICO LIMITE VERTICALE

STRATO	Terreno	Da [m]	a [m]	Altezza [m]	m	K	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\alpha$	$C_u$ [kPa]	$\sigma_v'_{sup}$ [kPa]	$\sigma_v'_{inf}$ [kPa]	$\sigma_{med}'$ [kPa]
S2	Granulare	5.12	-4.00	9.12	0.649	0.5	20	0.0	0.0	24	116	70
S3	Coesivo	-4.00	-11.00	7.00	0.488	0.5	20	0.5	50.0	116	186	151
S2'	Granulare	-11.00	-18.00	7.00	0.700	0.5	20	0.0	0.0	186	256	221
S3	Coesivo	-18.00	-23.00	5.00	0.488	0.5	20	0.5	50.0	256	306	281
ORV	Coesivo	-23.00	-38.88	15.88	0.445	0.5	20	0.4	100.0	306	464	385

#### RESISTENZA ALLA PUNTA

CALCOLO PORTATA DIPUNTA	Q <sub>testa palo</sub>	5.12	m
	Q <sub>base palo</sub>	-38.88	m
	Strato:	<b>ORV</b>	
	Tipo:	<b>Coesivo</b>	
	$\Phi_{calcolo}$	21	°
	c	10	kPa
	$\gamma$	20.0	kN/m <sup>3</sup>
	$C_u$	100.0	kPa
	$N_c$	9.0	
	$N_q$	1.00	
	q [kPa]	305.50	

Portata ultima alla punta 2130.29 kN  
Coefficiente parziale  $\gamma_R$  1.35  
**PORTATA ALLA PUNTA  $Q_p = 1578.00$  kN**

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0803001	A	15 di 30

### RESISTENZA LATERALE

STRATO	Portata laterale COESIVA	Portata laterale GRANULARE	
	[kN]	[kN]	
S2	0.00	3917.51	<b>Totale</b> 21988.58 kN
S3	117.75	2307.90	
S2'	0.00	2307.90	
	<b>117.75</b>	<b>8533.31</b>	

Portata laterale 21988.58 kN  
 Coefficiente parziale  $\gamma_R$  1.15  
**PORTATE LATERALE**  $Q_s =$  **19120.50** kN

### CARICO LIMITE VERTICALE

**PORTATA TOTALE ( $Q_p + Q_s - W$ )**  $\xi$   $Q_{lim} =$  **11032.14** kN

La resistenza verticale di progetto per i pali della spalla B è pari a:

**PALI SPALLA B (L= 23 m):**  $Q_{lim} = 11032$  kN

## 5.2 Carico limite laterale

La resistenza del complesso palo terreno nei confronti delle azioni trasversali è stata calcolata secondo la teoria proposta da Broms (1964), in ipotesi di

- Comportamento flessionale del palo rigido- perfettamente plastico (dopo il raggiungimento del valore del momento di plasticizzazione);
- Pressione di interazione palo – terreno dipendente solo dal tipo di terreno e dal diametro del palo;
- Terreno a comportamento rigido – plastico, con mobilitazione completa della resistenza per ogni non nullo dello spostamento.

La teoria di Broms fornisce stime sempre molto cautelative dell'effettivo carico limite trasversale del palo.

In generale il massimo carico trasversale esperibile dal palo dipende dalla geometria (lunghezza, diametro), dalle condizioni di vincolo in testa del palo, dalle caratteristiche strutturali del palo (il momento di plasticizzazione  $M_y$ ), dalla resistenza del terreno e dal meccanismo di rottura, ovvero dalla eventuale formazione di cerniere plastiche lungo il fusto del palo che avviene quando in una data sezione il momento agente eguaglia il momento di plasticizzazione.

I possibili meccanismi di rottura possono essere indicati come rottura a palo “corto”, “intermedio” e “lungo”.

Nel presente caso i pali sono sempre incastrati in testa, sono armati con  $367 \text{ cm}^2$  di armatura longitudinale (che conferiscono alla sezione un momento di plasticizzazione di  $7650 \text{ kN-m}$ ) e si comportano da “pali lunghi” (cioè a rottura si verifica la formazione di due cerniere plastiche, una in testa ed una più in profondità lungo il fusto).

Cautelativamente è stato ipotizzato che il palo sia interamente immerso nel terreno da cui si ricava la minore capacità laterale.

### 5.2.1 Carico limite laterale – Pali Spalla A e Spalla B

Carico laterale ricavato per il palo immerso nel messo denominato unità n. 2:

Peso specifico terreno $\gamma$	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Diametro $\Phi$	1500 mm
Momento plasticizzazione palo $M_y$	7650.00 kNm
Terreno laterale	
Coesione drenata $c$	0.00 MPa
	33.00 °
Angolo d'attrito $\phi$	0.5760 rad
$K_p = (1 + \text{sen}\phi)/(1 - \text{sen}\phi)$	3.392
$R_{\text{terreno, palo lungo}} =$	4317.40 kN
Coefficiente sicurezza $R_3$	1.30
Portata laterale	3321.08 kN
Efficienza per effetto di gruppo	0.8
<b>Portata laterale</b>	<b>2656.86 kN</b>



Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0803001	A	17 di 30

Carico laterale ricavato per il palo immerso nel messo denominato unità n. 3:

Peso specifico terreno $\gamma$	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Diametro $\Phi$	1500 mm
Momento plasticizzazione palo $M_y$	7650.00 kNm
Terreno laterale	
Coesione non drenata $c_u$	50.00 MPa
Rapporto $L/\Phi$	15.33
$R_{\text{terreno, palo lungo}} =$	6784.84 kN
Cerniera plastiche (palo lungo) $z_c$	2.26 m
Coefficiente sicurezza $R_3$	1.30
Portata laterale	5219.11 kN
Efficienza per effetto di gruppo	0.8
<b>Portata laterale</b>	<b>4175.29 kN</b>

La resistenza laterale di progetto per i pali della spalla A è a:

**PALI SPALLA A (L= 20 m):** **Q<sub>lat</sub> = 2656 kN**

**PALI SPALLA B (L= 23 m):** **Q<sub>lat</sub> = 2656 kN**

## 6 AZIONI SULLE OPERE DI FONDAZIONE

Le azioni sui pali delle spalle e sulla fondazione a pozzo per la pila centrale sono state ricavate nelle seguenti condizioni:

- Stato Limite Ultimo in condizioni statiche come definito dalle NTC18;
- Stato Limite Ultimo in condizioni sismiche come definito dalle NTC18.

Si riportano le reazioni vincolari nel baricentro delle palificate ottenute dai modelli di calcolo delle due spalle:

Spalla A:

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
7687	G3_A1_SLU7	<b>12033</b>	-370	189583	5757	510129	-84656
7687	G3_SLER5	<b>1106</b>	-267	133849	1843	273329	-65589
7687	G3_A1_SLU13	3701	<b>-167</b>	87631	756	67203	-62582
7687	G1_A1_SLU1	4991	<b>-747</b>	189583	9761	442068	-85097
7687	G1_A1_SLU5	3817	-747	<b>191358</b>	6759	418467	-88948
7687	G1_A1_SLU13	3758	-553	<b>87631</b>	5099	67471	-63034
7687	G1_A1_SLU3	4337	-747	180314	<b>38132</b>	458114	-87224
7687	G3_A1_SLU10	10087	-370	179840	<b>-25814</b>	516893	-78371
7687	G3_A1_SLU10	10087	-370	179840	-25814	<b>516893</b>	-78371
7687	G3_A1_SLU13	3701	-167	87631	756	<b>67203</b>	-62582
7687	G3_SLER10	7142	-267	125906	-17860	357596	<b>-58365</b>
7687	G3_A1_SLU9	10087	-370	180314	34129	513713	<b>-90941</b>

Spalla B:

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
1949	SLV21	<b>7257</b>	6028	52456	-23653	-17910	726
1949	SLV2	<b>-17946</b>	-6309	52132	24833	-49685	10
1949	SLV16	-17474	<b>6430</b>	52456	-24514	-48173	-1012
1949	SLV3	-17474	<b>-6510</b>	52456	25264	-48173	880
1949	G1_A1_SLU3	-6103	-1979	<b>85719</b>	8203	-76508	5155
1949	G1_A1_SLU7	-3563	-386	<b>44656</b>	3976	-2444	-1109
1949	SLV27	-17474	-6510	56307	<b>25264</b>	-50110	880
1949	SLV16	-17474	6430	52456	<b>-24514</b>	-48173	-1012
1949	G3_A1_SLU7	-3432	0	44656	4	<b>-1787</b>	0
1949	G1_A1_SLU6	-9429	-404	83942	7446	<b>-88685</b>	-1664
1949	G3_A1_SLU3	-6025	-1602	85719	4475	-76114	<b>6064</b>
1949	G1_A1_SLU4	-6103	936	85719	1956	-76508	<b>-7460</b>

Di seguito vengono riportate le azioni massime e minime in testa ai pali (Assiale, taglio nelle due direzioni e momento flettente nelle due direzioni):

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0803001	A	19 di 30

### 6.1 Azioni sui pali della Spalla A

Node	Load Comb.	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
3392	SLV57	<b>1871</b>	-1428	510	1020	-2857
3070	G3_A1_SLU7	<b>-13137</b>	284	522	1044	568
3056	SLV93	-11353	<b>2070</b>	374	749	4140
3364	SLV81	-5977	<b>-1477</b>	643	1286	-2955
3378	SLV43	-2362	137	<b>1768</b>	3535	274
3112	SLV37	-5026	688	<b>-1443</b>	-2885	1376
3056	G1_A1_SLU1	-9799	401	95	190	802
3056	G1_A1_SLU1	-9799	401	95	190	802
3378	SLV43	-2362	137	1768	<b>3535</b>	274
3112	SLV37	-5026	688	-1443	<b>-2885</b>	1376
3056	SLV93	-11353	2070	374	749	<b>4140</b>
3364	SLV81	-5977	-1477	643	1286	<b>-2955</b>

Tabella 6-1 – Azioni massime – Pali Spalla A

### 6.2 Azioni sui pali della Spalla B

Node	Load Comb.	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
1949	SLV57	<b>-125</b>	-1592	80	-100	1989
1955	G1_A1_SLU6	<b>-10490</b>	-47	1077	-1346	59
1950	SLV64	-2173	<b>1925</b>	514	-643	-2406
1953	SLV51	-2173	<b>-1930</b>	514	-643	2413
1949	SLV42	-6916	686	<b>1721</b>	-2151	-857
1956	SLV34	-4393	-488	<b>-760</b>	950	610
1947	G1_A1_SLU1	-3233	-47	417	-521	58
1947	G1_A1_SLU1	-3233	-47	417	-521	58
1956	SLV34	-4393	-488	-760	<b>950</b>	610
1949	SLV42	-6916	686	1721	<b>-2151</b>	-857
1953	SLV51	-2173	-1930	514	-643	<b>2413</b>
1950	SLV64	-2173	1925	514	-643	<b>-2406</b>

Tabella 6-2 – Azioni massime – Pali Spalla B

Di seguito vengono presentate le azioni massime e minime in testa al pozzo:

### 6.3 Azioni sulla fondazione a pozzo della Pila 1

Node	Load Comb.	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
1406	SLV24	<b>13623</b>	8611	46753	-49449	147480	-4500
1406	SLV3	<b>-15237</b>	486	52631	37833	-169398	1797
1406	SLV43	3173	<b>17657</b>	48908	-132518	31816	-598
1406	SLV27	-5351	<b>-8561</b>	51828	128627	-61393	598
1406	G1_A1_SLU2	-3877	6633	<b>91324</b>	-12388	-52649	364
1406	G1_A1_SLU4	0	4936	<b>30012</b>	-7727	0	0
1406	SLV27	-5351	-8561	51828	<b>128627</b>	-61393	598
1406	SLV48	3737	17657	47556	<b>-140243</b>	39475	-3302
1406	SLV24	13623	8611	46753	-49449	<b>147480</b>	-4500
1406	SLV3	-15237	486	52631	37833	<b>-169398</b>	1797
1406	SLV4	-15218	486	52705	37452	-169133	<b>1897</b>
1406	G3_A1_SLU3	-3870	6231	80985	-59868	-52100	<b>-19602</b>

**Tabella 6-3 – Azioni massime – Fondazione a pozzo Pila 1**

Sulla base delle azioni precedentemente definite e prendendo in considerazione lo scalzamento massimo per la pila 1 pari a 14.8 m, sono state calcolate le azioni critiche per la verifica del pozzo.

Azioni alla base della pila		
	permanenti	temporanee
N [kN]	52631.0	
M [kNm]	-169398.0	
H [kN]	15237.0	

Azioni di calcolo per il pozzo	
N [kN]	57057.2
M [kNm]	-394905.6
H [kN]	15237.0

Queste azioni sono state ricavate in riferimento alla condizione più gravosa per la verifica a carico limite del pozzo la quale corrisponde al caso di maggior momento flettente (Comb. SLV3 della Tabella 6-3).

## 7 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 7.1 Verifica della capacità portante verticale - Pali

Questa verifica consiste nel confronto tra l'azione assiale massima sul palo e la corrispondente resistenza.

#### 7.1.1 Verifica della capacità portante verticale – Pali Spalla A

La portata verticale massima  $Q_{lim}$  per i pali della spalla A corrisponde a 13465 kN.

La azione assiale massima  $N_{ed}$  per i pali della spalla A corrisponde a 13137 kN.

VERIFICA SODDISFATTA	
Coeff. di Sfruttamento	97.6%

#### 7.1.2 Verifica della capacità portante verticale – Pali Spalla B

La portata verticale massima  $N_{rd}$  per i pali della spalla B corrisponde a 11032 kN.

La azione assiale massima  $N_{ed}$  per i pali della spalla B corrisponde a 10490 kN.

VERIFICA SODDISFATTA	
Coeff. di Sfruttamento	95.1%

### 7.2 Verifica a capacità portante laterale - Pali

Questa verifica consiste nel confronto tra l'azione laterale massima sul palo e la corrispondente resistenza.

#### 7.2.1 Verifica della capacità portante laterale – Pali Spalla A

La portata laterale massima  $Q_{lat}$  per i pali della spalla A corrisponde a 2656 kN.

La forza risultante massima per l'azione laterale  $V_{ed}$  per i pali della spalla A corrisponde a 2114 kN.

Considerando che  $V_{ed} < Q_{lat}$ , la verifica risulta soddisfatta.

#### 7.2.2 Verifica della capacità portante laterale – Pali Spalla B

La portata laterale massima  $Q_{lat}$  per i pali della spalla B corrisponde a 2656 kN.

La forza risultante massima per l'azione laterale  $V_{ed}$  per i pali della spalla B corrisponde a 2141 kN.

Considerando che  $V_{ed} < Q_{lat}$ , la verifica risulta soddisfatta.

### 7.3 Verifica della capacità portante limite – Fondazione a pozzo

Questa verifica consiste nel confronto tra l'azione verticale massima sulla fondazione a pozzo e la corrispondente resistenza.

#### *Sollecitazioni alla base del pozzo*

$$N_b = 74395.89 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 395450.30 \quad (\text{kNm})$$

#### *Sottospinta idrostatica alla base del pozzo*

$$N_w = 0.00 \quad (\text{kN})$$

#### *Pressioni verticali alla base del pozzo*

$$s_{zmax} = (N_b - N_w) / A_b + (3DH) / (bR)$$

$$s_{zmin} = (N_b - N_w) / A_b - (3DH) / (bR)$$

$$s_{zmax} = 1771.79 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$s_{zmin} = -870.73 \quad (\text{kN/m}^2)$$

### **VERIFICHE GEOTECNICHE**

#### *Capacità portante limite*

$$q_{lim} = c'N_{csc} + qN_{qsq} + 0,5gBN_gsg$$

$$q_{lim} = c_u N_c sc + q$$

$$q = 102.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$N_q = 7.82 \quad (-)$$

$$N_c = 16.88 \quad (-)$$

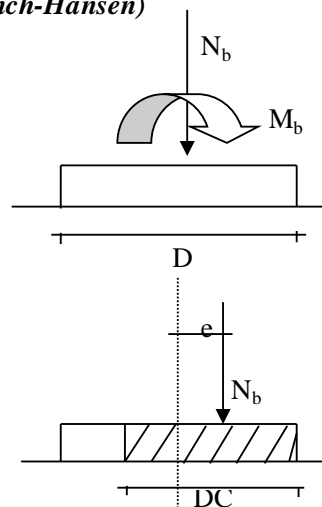
$$N_g = 7.13 \quad (-)$$

$$sc = 1 + (B/L) * (N_q / N_c)$$

$$sq = 1 + (B/L) * \text{tang}(j')$$

$$sg = 1 - 0,4 * (B/L)$$

(Brinch-Hansen)



Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0803001	A	23 di 30

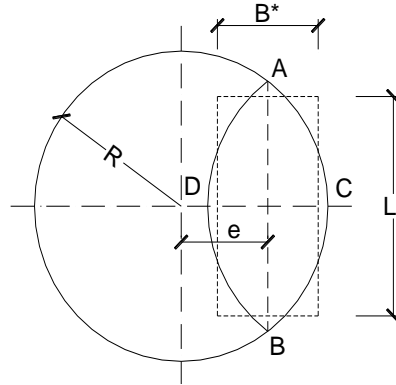
$$DC=2(R-e)$$

$$AB = \sqrt{R^2 - e^2}$$

$$\frac{AB}{CD} = \frac{L^*}{B^*}$$

$$h' = R - e$$

$$B^* \cdot L^* = A^* = 2 \left( R^2 \cos^{-1} \left( \frac{R-h'}{R} \right) - (R-h') \sqrt{(2Rh'-h'^2)} \right)$$



e =	5.32	(m)
h' =	1.93	(m)
A* =	26.20	(m <sup>2</sup> )
L* =	8.17	(m)
B* =	3.21	(m)
B*/L* =	0.39	(m)
sc =	1.182	(-)
sq =	1.159	(-)
sg =	0.843	(-)
q <sub>lim</sub> =	41077.98	(kN/m <sup>2</sup> )

### *Sforzo Verticale limite nel terreno*

$$N_{lim} = q_{lim} \cdot A^*$$

$$N_{lim} = 1076277.50 \quad (\text{kN})$$

### *Sforzo Verticale massimo nel terreno*

$$N_b - N_w = 74395.89 \quad (\text{kN})$$

### *Coefficiente di Sicurezza*

$$F_s = N_{lim} / (N_b - N_w)$$

$$F_s = 14.47 \geq 2.3$$

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0803001	A	24 di 30

## 8 VERIFICHE STRUTTURALI

### 8.1 Verifica a Taglio – Pali Spalle A e B

<b>Taglio resistente sezione circolare armata (metodo di CLARKE-BIRJANDI 1993)</b>		
<b>Dati</b>		
<b>D</b>	150 cm	Diametro sezione circolare
<b>d'</b>	9 cm	Copriferro asse armatura longitudinale
<b>f<sub>ck</sub></b>	25.0 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cilindrica caratteristica del cls
<b>α<sub>cc</sub></b>	0.85	Coefficiente riduttivo per la resistenza del cls a lungo termine
<b>n</b>	2	Numero di braccia delle staffe
<b>φ</b>	20 mm	Diametro delle staffe
<b>p</b>	7.5 cm	Passo delle staffe
<b>f<sub>yk</sub></b>	450 N/mm <sup>2</sup>	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
<b>V<sub>Ed</sub></b>	2141 KN	Taglio sollecitante di progetto
<b>Risultati</b>		
<b>r</b>	75 cm	Raggio sezione circolare
<b>r<sub>s</sub></b>	66 cm	Raggio sezione circolare utile
<b>sen(α)</b>	0.560	
<b>α</b>	0.59 rad	
<b>A<sub>v</sub></b>	14791 cm <sup>2</sup>	Area sezione circolare equivalente
<b>d<sub>e</sub></b>	117 cm	Altezza sezione rettangolare equivalente
<b>b<sub>e</sub></b>	126 cm	Base sezione rettangolare equivalente
<b>f<sub>cd</sub></b>	14.17 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza massima di calcolo del cls
<b>f<sub>yd</sub></b>	391.3 N/mm <sup>2</sup>	Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio
<b>A<sub>sw</sub></b>	83.73 cm <sup>2</sup> /m	Area delle staffe per metro lineare di trave
<b>d</b>	117 cm	Altezza sezione
<b>θ</b>	45.00 °	Angolo di inclinazione del puntone di cls
<b>ctgθ</b>	1.00	Cotangente di teta
<b>V<sub>Rds</sub></b>	3451 KN	Resistenza tiranti verticali (staffe)
<b>V<sub>Rdc</sub></b>	4715 KN	Resistenza puntone di cls
<b>V<sub>Rd</sub></b>	✓ 3451 KN	Taglio resistente



Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0803001	A	25 di 30

**Taglio resistente sezione circolare armata (metodo CEB n°137 ALLEGATO 5)**

**Dati**

<b>D</b>	150 cm	<i>Diametro sezione circolare</i>
<b>d'</b>	9 cm	<i>Copriferro asse armatura longitudinale</i>
<b>f<sub>ck</sub></b>	25.0 N/mm <sup>2</sup>	<i>Resistenza cilindrica caratteristica del cls</i>
<b>α<sub>cc</sub></b>	0.85	<i>Coefficiente riduttivo per la resistenza del cls a lungo termine</i>
<b>n</b>	2	<i>Numero di braccia delle staffe</i>
<b>φ</b>	20 mm	<i>Diametro delle staffe</i>
<b>p</b>	8 cm	<i>Passo delle staffe</i>
<b>f<sub>yk</sub></b>	450 N/mm <sup>2</sup>	<i>Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio</i>
<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>2141 KN</b>	<i>Taglio di progetto</i>

**Risultati**

<b>b<sub>e</sub></b>	<b>135 cm</b>	<i>Base sezione rettangolare equivalente</i>
<b>d<sub>e</sub></b>	<b>110 cm</b>	<i>Altezza sezione rettangolare equivalente</i>
<b>f<sub>cd</sub></b>	14.17 N/mm <sup>2</sup>	<i>Resistenza massima di calcolo del cls</i>
<b>f<sub>yd</sub></b>	391.3 N/mm <sup>2</sup>	<i>Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio</i>
<b>A<sub>sw</sub></b>	83.73 cm <sup>2</sup> /m	<i>Area delle staffe per metro lineare di trave</i>
<b>d</b>	110 cm	<i>Altezza sezione</i>
<b>θ</b>	45.00 °	<i>Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8° &lt; q = 45°</i>
<b>ctgθ</b>	1.00	<i>Cotangente di teta</i>
<b>V<sub>Rds</sub></b>	3236 KN	<i>Resistenza tiranti verticali (staffe)</i>
<b>V<sub>Rdc</sub></b>	4722 KN	<i>Resistenza puntone di cls</i>
<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>✓ 3236 KN</b>	<i>Taglio resistente</i>

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0803001	A	26 di 30

**Taglio resistente sezione circolare armata (metodo KOWALSKY & PRIESTLEY)**
**Dati**

<b>D</b>	150 cm	Diametro sezione circolare
<b>d'</b>	7 cm	Copriferro staffe
<b>f<sub>ck</sub></b>	25.0 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cilindrica caratteristica del cls
<b>α<sub>cc</sub></b>	0.85	Coefficiente riduttivo per la resistenza del cls a lungo termine
<b>n</b>	2	Numero di braccia delle staffe
<b>φ</b>	20 mm	Diametro delle staffe
<b>p</b>	8 cm	Passo delle staffe
<b>f<sub>yk</sub></b>	450 N/mm <sup>2</sup>	Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>2141 KN</b>	Taglio di progetto

**Risultati**

<b>A<sub>v</sub></b>	14137 cm <sup>2</sup>	Area sezione circolare equivalente
<b>d<sub>e</sub></b>	<b>150 cm</b>	Altezza sezione rettangolare equivalente
<b>b<sub>e</sub></b>	<b>94 cm</b>	Base sezione rettangolare equivalente
<b>f<sub>cd</sub></b>	14.17 N/mm <sup>2</sup>	Resistenza massima di calcolo del cls
<b>f<sub>yd</sub></b>	391.3 N/mm <sup>2</sup>	Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio
<b>A<sub>sw</sub></b>	83.73 cm <sup>2</sup> /m	Area delle staffe per metro lineare di trave
<b>d</b>	134 cm	Altezza sezione
<b>θ</b>	45.00 °	Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8° < q=45°
<b>ctgθ</b>	1.00	Cotangente di teta
<b>V<sub>Rds</sub></b>	3448 KN	Resistenza tiranti verticali (staffe)
<b>V<sub>Rdc</sub></b>	4506 KN	Resistenza puntone di cls
<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>3448 KN</b>	Taglio resistente

## TABELLA RIASSUNTIVA

	CLARKE-BIRJANDI	CEB 137allegato 5	KOWALSKY & PRIESTLEY
<b>V<sub>Rds</sub></b>	3451 KN	3236 KN	3448 KN
<b>V<sub>Rdc</sub></b>	4715 KN	4722 KN	4506 KN
<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>3451 KN</b>	<b>3236 KN</b>	<b>3448 KN</b>

La verifica strutturale a taglio risulta soddisfatta sia per i pali della spalla A che per i pali della spalla B fornendo una armatura a taglio costituita da staffe Ø20 a 2 braccia con passo 7.5 cm.

## 8.2 Verifica a Presso-flessione deviata – Pali Spalla A e B

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 750 [1]  
 Raggio interno: 0 [1]  
 N° barre uguali: 52  
 Diametro barre: 30 [1]  
 Copriferro (baric.): 80 [1]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 13137 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 3550 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 4140 0

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[1] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200,000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14.17  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8 [?]  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6  
 $\tau_{c1}$ : 1.829

M<sub>xRd</sub>: 5.938 kN m  
 M<sub>yRd</sub>: 7.073 kN m  
 $\sigma_c$ : -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 2.266 ‰  
 d: 141.9 1  
 x: 86.16 x/d: 0.607  
 $\delta$ : 1

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**

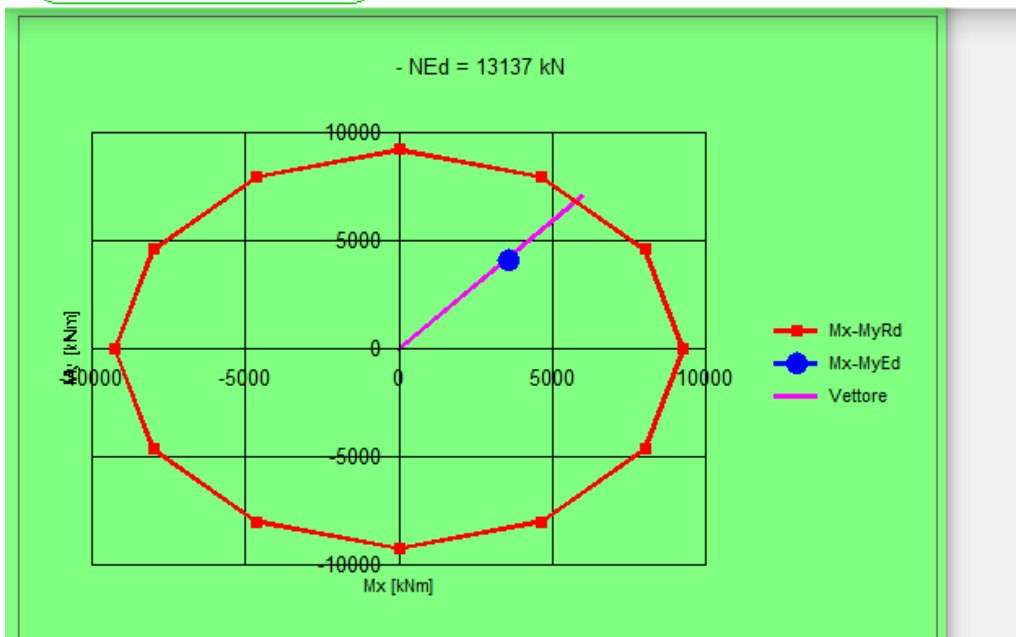
Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro  $\theta^\circ$ : 310

Precompresso



**Titolo :** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 750 [1]  
 Raggio interno: 0 [1]  
 N° barre uguali: 52  
 Diametro barre: 30 [1]  
 Copriferro (baric.): 80 [1]

N° barre: 0 Zoom

**Tipologia Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 10490 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 2151 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 2413 0

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[1] xN: 0 yN: 0

**Tipologia rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200,000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14.17  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6  
 $\tau_{c1}$ : 1.829

M<sub>xRd</sub>: 6.151 kN m  
 M<sub>yRd</sub>: 7.077 kN m  
 $\sigma_c$ : -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 2.866 ‰  
 d: 142 1  
 x: 78.07 x/d: 0.5498  
 $\delta$ : 1

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipologia flessione**

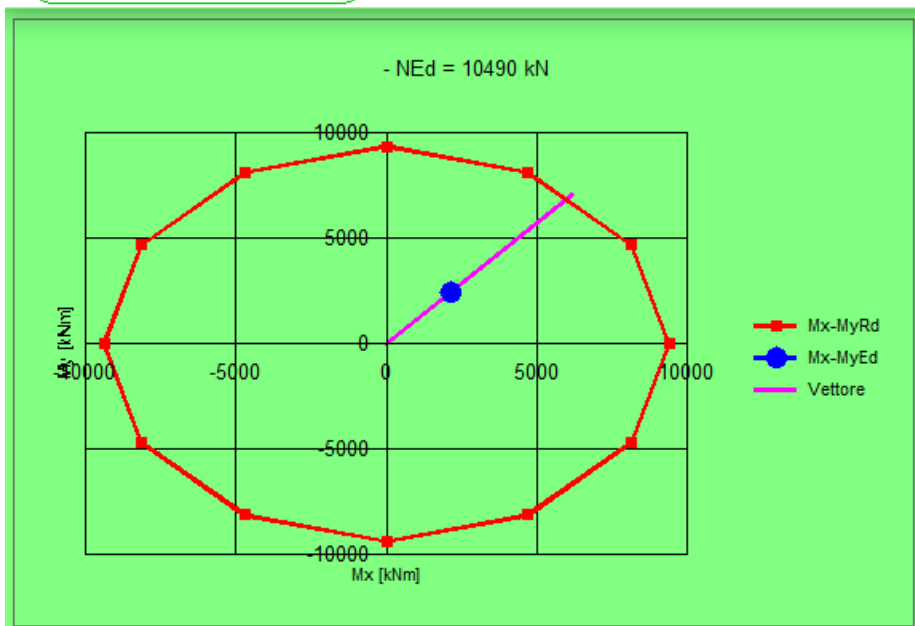
Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro  $\theta^\circ$ : 311

Precompresso



La verifica strutturale a pressoflessione deviata risulta soddisfatta sia per i pali della spalla A che per i pali della spalla B fornendo una armatura longitudinale costituita da n. 52 ferri Ø30.

### 8.3 Verifica a Flessione deviata – Fondazione a Pozzo Pila 1

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 6500 [1]

Raggio interno: 5000 [1]

N° barre uguali: 750

Diametro barre: 24 [1]

Copriferro (baric.): 750 [1]

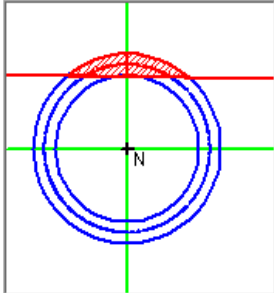
N° barre:  Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi

a T  Circolare

Rettangoli  Coord.



**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>:  kN

M<sub>xEd</sub>:  kNm

M<sub>yEd</sub>:  kNm

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls

Coord.[1] xN:  yN:

Tipo rottura: \_\_\_\_\_

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ : 67.5%  $\epsilon_{c2}$ : 2%

$f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5%

$E_s$ : 200,000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14.17

$E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8

$\epsilon_{syd}$ : 1.957%  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75

$\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6

$\tau_{c1}$ : 1.829

M<sub>xRd</sub>: 747,972 kN m

M<sub>yRd</sub>: 12,939 kN m

$\sigma_c$ : -14.17 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_c$ : 3.5%

$\epsilon_s$ : 24.58%

d: 1,225

x: 152.7 x/d: 0.1247

$\delta$ : 0.7

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-

Metodo n

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

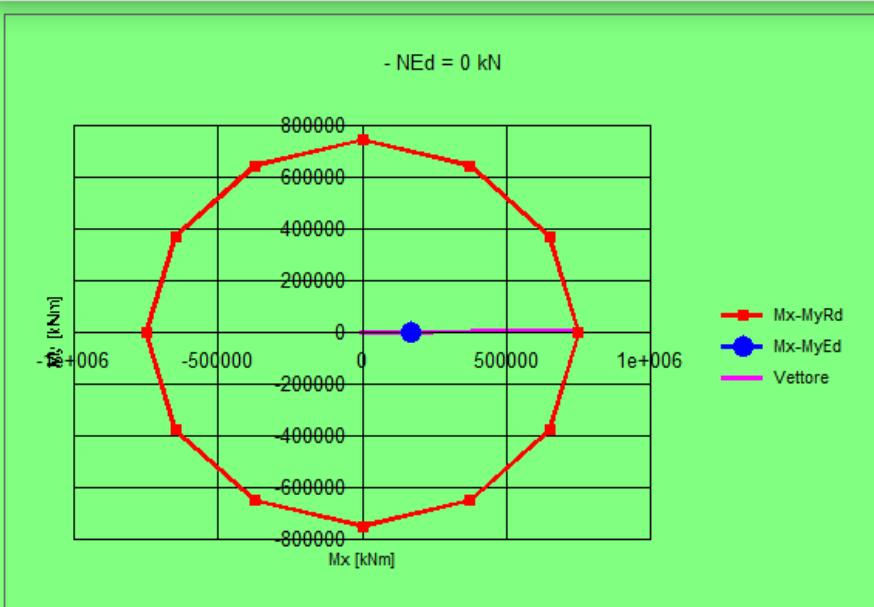
Vertici:  N° rett.:

Calcola MRd

angolo asse neutro  $\theta^\circ$ :

Precompresso

- NEd = 0 kN



La verifica strutturale a flessione deviata risulta soddisfatta per i pali che compongono la fondazione a pozzo della Pila 1 fornendo una armatura longitudinale costituita da n. 30 ferri Ø24.



U.O OPERE CIVILI  
PROGETTO DEFINITIVO  
RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA – TRATTA FINALE L.  
ANDORA

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0803001	A	30 di 30

## 9 VALUTAZIONE DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI (RIF.PAR.10.2 DM 17/01/2018)

Le analisi della struttura sono state condotte con un programma agli elementi finiti (Midas Gen) e da fogli Excel di comprovata validità.

L'affidabilità del codice di calcolo è confermata dai test di validazione allegati alla release del programma e dalla sua ampia diffusione che lo pone tra i software specialistici standard previsti dalla specifica tecnica Italferr PPA.0002851.

I risultati ottenuti sono stati considerati attendibili dallo scrivente a fronte di verifiche condotte con metodi semplificati o con altri codici di calcolo nonché dal confronto critico con i risultati presentati dai documenti di progettazione definitiva.