



COMMISSARIO DI GOVERNO

EX LEGGE 116/2014

REGIONE TOSCANA
DIREZIONE DIFESA DEL SUOLO E PROTEZIONE CIVILE
SETTORE GENIO CIVILE VALDARNO SUPERIORE

CASSE DI ESPANSIONE DI FIGLINE LOTTO PRULLI

ACCORDO DI PROGRAMMA D.M. N. 550 DEL 25/11/2015

PROGETTO DEFINITIVO

DIRIGENTE RESPONSABILE DEL CONTRATTO
Ing. Leandro RADICCHI

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Enzo DI CARLO

UFFICIO DI PROGETTAZIONE

PROGETTISTI

Ing. Francesca BARZAGLI
Ing. Lorenzo BECHI
Ing. Fabio MARTELLI
Ing. Andrea NAVARRIA
Ing. Marie-Claire NTIBARIKURE
Geol. Andrea SALVADORI
Geol. Francesco VANNINI

COLLABORATORI ALLA PROGETTAZIONE

Geol. Andrea ADESSI
Geom. Roberto BIGAZZI
Geom. Vincenzo DE MARCO
Geom. Marco LIUTI
Ing. Vincenzo VERZINO

COORDINATORE PER LA SICUREZZA
IN FASE DI PROGETTAZIONE
Geom. Antonello MAZZOLIN

ADEMPIMENTI AMMINISTRATIVI

Dott.ssa Roberta Paola BIGIARINI
Dott.ssa Ivana D'ANGELO
Dott.ssa Maddalena Turchi

CODICE PROGETTO
PROGETTO FI D 1007

OGGETTO ELABORATO

OPERA DI PRESA RELAZIONE DI CALCOLO

FILE PD_E_PR_08A_R_R00 PDF

ELAB. PD_E_PR_08A_R_R00

emissione	revisione	scala	data
R00		----	Settembre 2018
	----	----	----
	----	----	----
	----	----	----
	----	----	----

ELABORATO

E_PR_08A

Firenze - Via San Gallo, 34/A - 50129 - Tel. 055/4622711

- INDICE -

RELAZIONE DI CALCOLO OPERA DI PRESA	2
1. PREMESSA	2
2. VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	5
3. OPERA DI PRESA	6
3.1. Descrizione	6
3.2. Caratteristiche del terreno	6
3.3. Azioni	7
3.4. Condizioni di carico	7
3.5. Combinazioni di carico	8
3.6. Verifiche SLU	8
3.6.1. Opere di fondazione superficiale	8
3.6.2. Opere di fondazione profonde	8
3.6.3. Opere di sostegno	9
3.7. Verifiche sotto l'azione idraulica	9
3.7.1. S.L.U. 1: Paratia Aperta - Livello 124.85 m	10
3.7.2. C.E. 1: Paratia Aperta – Livello 125.85 m	15
3.7.3. S.L.U. 2: Paratia Chiusa – Livello 124.85 m	18
3.7.3.1 S.L.U. 2.1: Arno in piena - Cassa vuota	18
3.7.3.2 S.L.U. 2.2: Arno in magra - Cassa piena	21
3.7.4. C.E. 2: Paratia Chiusa – Livello 125.85 m	24
3.7.4.1 C.E. 2.1: Arno in piena - Cassa vuota	24
3.7.4.2 C.E. 2.2: Arno in magra - Cassa piena	27
3.7.5. Azione trasversale	30
3.8. Azione sismica	31
3.8.1. Massa sismica	31
3.8.2. Azione sismica di riferimento	31
3.8.3. Azione trasversale	31
4. MURI D'ALA	32
4.1. Descrizione	32
4.2. Caratteristiche del terreno	32
4.3. Schematizzazione	32
4.4. Azioni	33
4.5. Condizioni di carico	33
4.5.1. CCE1: Carico viaggiante sull'argine	33
4.5.2. CCE2: Livello in cassa 124.85 m	34
4.5.3. CCE3: Livello in cassa 125.85 m	34
4.5.4. CCE4: Azione sismica	34
4.6. Combinazioni di carico	34
4.7. Verifiche SLU	34
4.8. Verifiche SLE	34
4.9. Verifica capacità portante pali	35
4.9.1. Capacità portante a compressione	35
4.9.2. Capacità portante a trazione	35
5. STATI LIMITE IDRAULICI	36

RELAZIONE DI CALCOLO OPERA DI PRESA

1. Premessa

La presente relazione ha come oggetto la realizzazione delle opere strutturali dell'opera di presa della Cassa di espansione di Prulli.

L'opera è realizzata con fondazioni profonde impostate a circa $6 \div 7$ m dal p.c. attuale, platea in c.a. sp. 1.50 m, setti in c.a. sp. 100 cm posti a passo 6,20 m su cui sono alloggiate le paratie metalliche a saracinesca, e soprastante impalcato in c.a. dello spessore di 50 cm.

Completano l'opera i muri d'ala di contenimento del rilevato arginale.

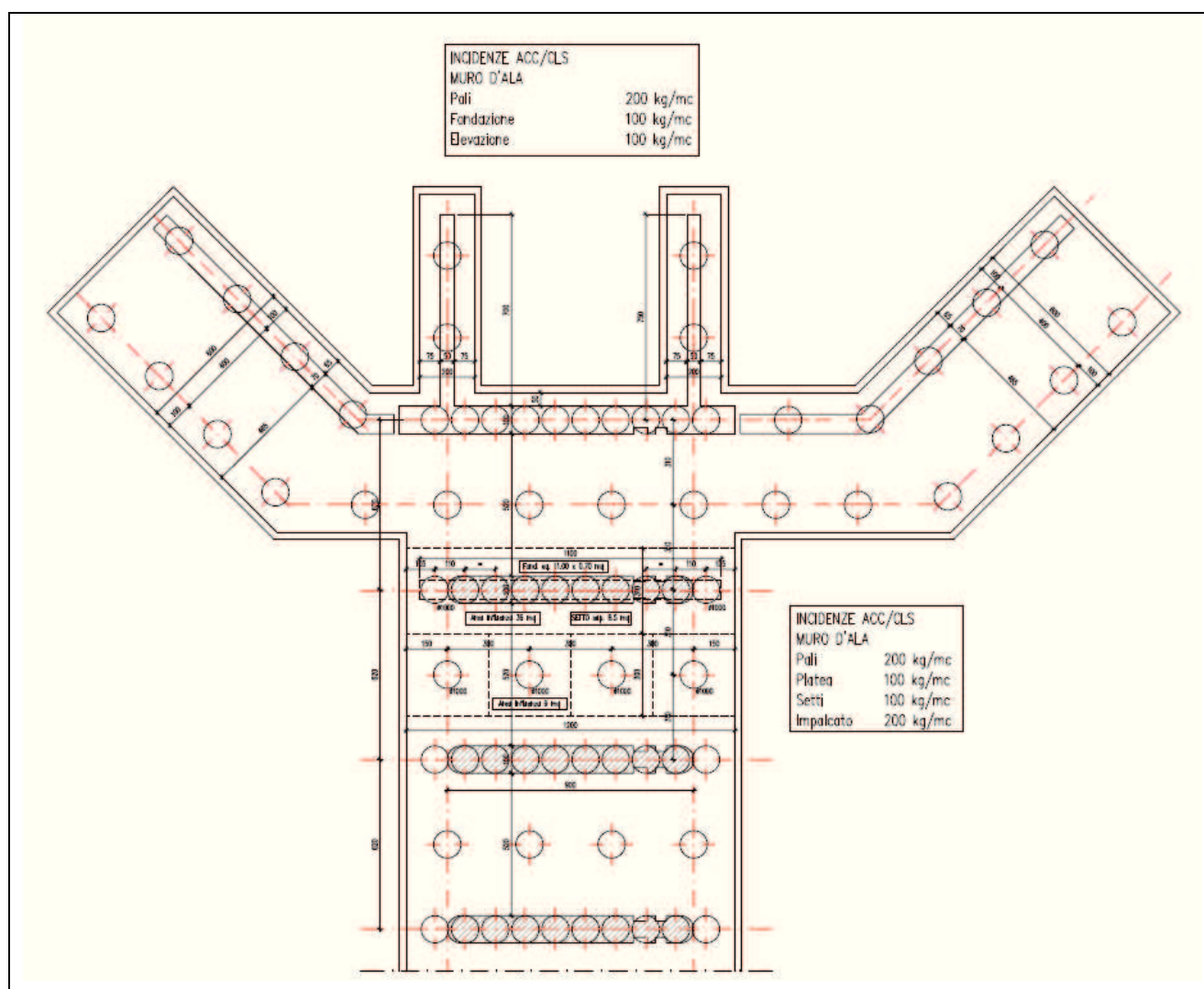


Fig. 1 – Stralcio planimetrico dell'Opera di Presa e del Muro d'Ala

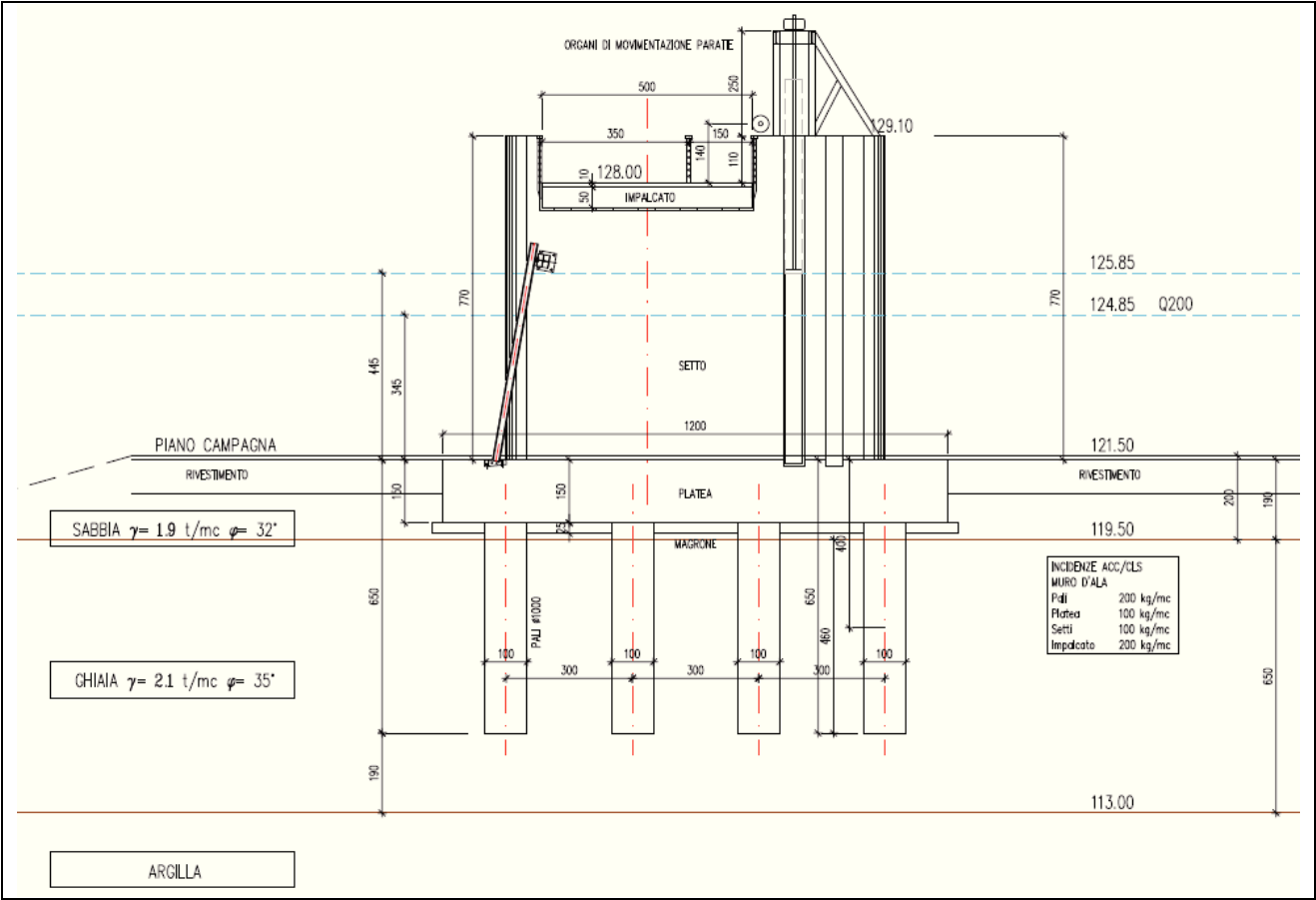


Fig. 2 – Sezione Opera di Presa

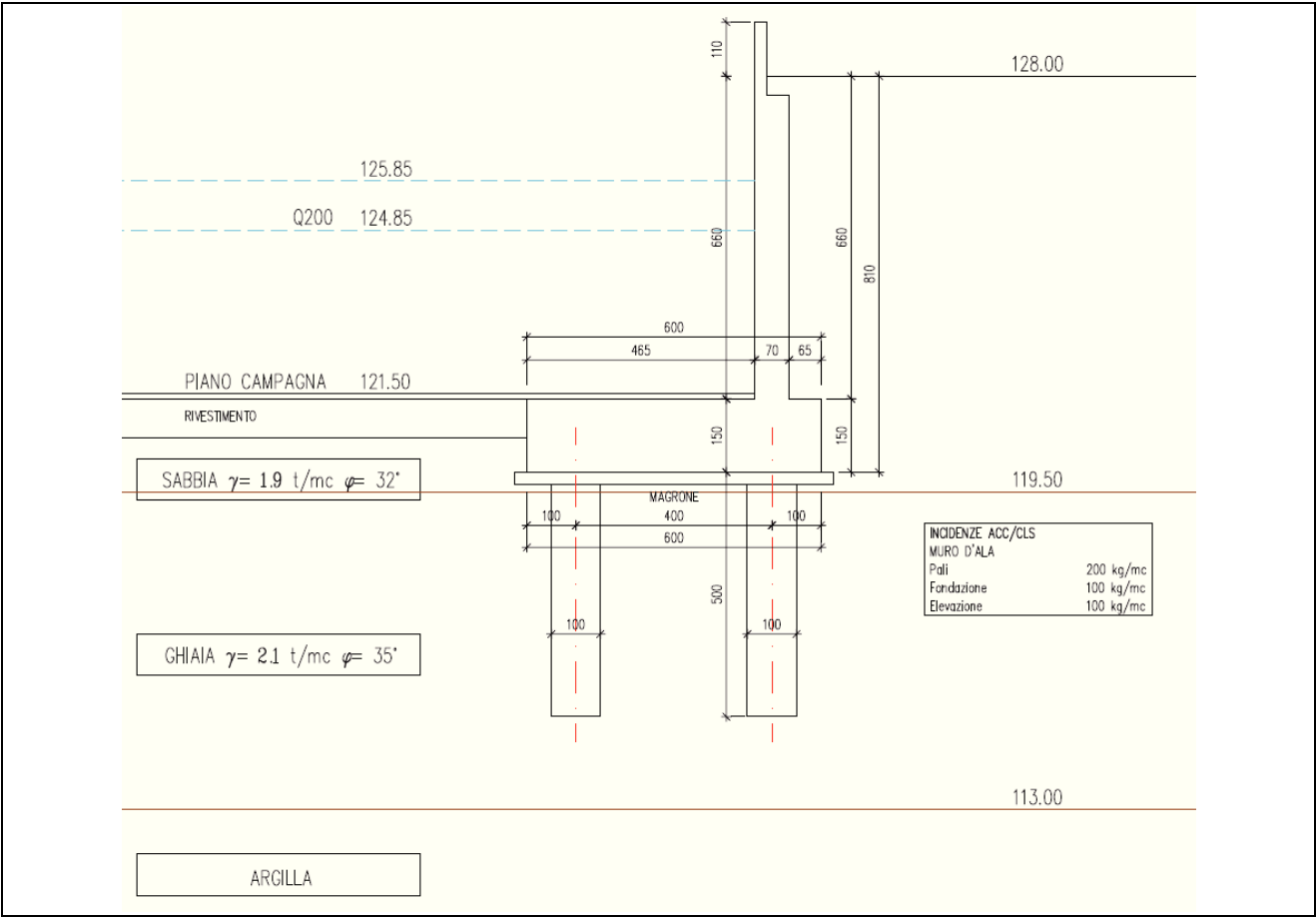


Fig. 3 – Sezione Muro d'Ala

L'opera di presa è costituita da fornici di 5.20 m, realizzate con platea e setti in c.a., e dal muro d'ala.

Per l'intera opera si ritiene necessario adottare un sistema di fondazioni in grado di ripartire i carichi sul sottostante strato di ghiaie e di assorbire le spinte trasversali.

Le indagini geognostiche condotte hanno evidenziato uno spessore delle ghiaie di circa 6.50 m soprastanti il substrato di argille. Nel progetto si è previsto di infiggere i pali in tale strato per circa 4.50 m in modo da avere un ricoprimento di circa 2.00 m sullo strato sottostante per prevenire fenomeni di punzionamento delle argille.

Le verifiche di filtrazione, sollevamento e stabilità dell'opera sono state condotte con l'ausilio del software Seep-Slope e sono riportate nella relazione apposita.

Nella verifiche geotecniche riportate il terreno è stato considerato completamente immerso ponendosi così a favore di sicurezza.

2. Vita nominale e classe d'uso

In accordo con quanto riportato nella *Relazione Generale sulle Strutture*, la vita nominale della struttura V_N è assunta pari a 50 anni e viene assegnata una classe d'uso dell'opera pari a III con C_U pari a 1.5 e periodo di riferimento V_R per la determinazione della sola azione sismica pari a 75 anni.

3. Opera di presa

3.1. Descrizione

La stratificazione geologica è caratterizzata dalla presenza di uno strato di sabbie limose superficiale di 2 m circa con sottostante strato di ghiaie di 6.50 m e substrato in argilla.

L'opera nel suo complesso deve essere stabile sotto la spinta della piena in alveo con le paratoie chiuse e deve essere sufficientemente rigida in modo da garantire il corretto funzionamento delle paratoie.

3.2. Caratteristiche del terreno

La stratigrafia e le caratteristiche meccaniche delle stratificazioni presenti in corrispondenza dell'opera di presa sono riportati nella relazione geotecnica e geologica alla quale si rimanda per ogni ulteriore approfondimento.

SONDAGGIO 45

Quota slm [m]	H strato [m]	Tipologia	C' [kN/mq]	Cu [kN/mq]	φ	γ [kN/mc]
121.50	2.10	Sabbia	-	-	32	19
	8.50	Ghiaia	-	-	35	21
	> 8.50	Argilla	15	70	15	20

Si sono adottati i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno di tab 6.2.II delle NTC 2008

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

3.3. Azioni

Per il progetto dell'opera si è seguito l'approccio 2 del DM 19.2.2008 (NTC2008)

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_R (o γ_F)	EQU	(A1) STR	(A2) GBO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,0	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

E si è:

- assunto il $\gamma_{\text{acqua}} = 1,1$ t/mc per tener conto del trasporto solido;
- considerato la spinta dell'acqua pari ad un peso permanente strutturale (cfr. 6.2.3.1 NTC 2008);
- assunto il carico accidentale per i mezzi viaggianti sull'impalcato ad uso esclusivo dell'Autorità Idraulica e luce fino a 6.20 m, q_1 pari a 3400 kg/mq per tener conto del transito della massa limite transitabile come riportato nella relazione generale;
- assunto il valore di combinazione per il carico da folla compatta sull'impalcato ad uso esclusivo dell'Autorità Idraulica, q_5 pari a 250 kg/mq.

3.4. Condizioni di carico

Le condizioni di carico considerate sono:

CCE1: paratoia aperta e livello coincidente con quello della modellazione idraulica (124.85 m);

CCE2: paratoia aperta e livello coincidente con la quota di testa argini (125.85 m);

CCE3: paratoia chiusa e livello coincidente con quello della modellazione idraulica (124.85 m);

CCE4: paratoia chiusa e livello coincidente con la quota di testa argini (125.85 m);

CCE5: carico accidentale q_1 e q_5 sull'impalcato.

3.5. Combinazioni di carico

Stato Limite Ultimo – S.L.U.

Condizione di esercizio della cassa con livello pari a quello previsto nella modellazione idraulica di progetto.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_F \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

Combinazione Eccezionale – C.E.

Combinazione Eccezionale con livello pari alla testa degli argini.

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

3.6. Verifiche SLU

Le opere vengono verificate secondo l'Approccio 2

3.6.1. Opere di fondazione superficiale

Approccio 2 (A1+M1+R3)

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

3.6.2. Opere di fondazione profonde

Approccio 2 (A1+M1+R3)

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,0	1,3
Laterale in compressione	γ_l	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,0	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{tr}	1,0	1,0	1,25	1,0	1,0	1,25	1,0	1,0	1,25

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

- (b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

Tabella 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_1	1,70	1,05	1,00	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_r per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,3$

3.6.3. Opere di sostegno

Approccio 2 (A1+M1+R3)

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

3.7. Verifiche sotto l'azione idraulica

Nella tabella sottostante sono riportate le combinazioni delle condizioni di carico analizzate.

		Pesi permanenti strutturali		Pesi permanenti non strutturali		CCE1 Paratoia Aperta Livello 124,85		CCE2 Paratoia Aperta Livello 125,85		CCE3 Paratoia Chiusa Livello 124,85		CCE4 Paratoia Chiusa Livello 125,85		CCE5 Carico viaggiante	
		Fav.	Sfav.	Fav.	Sfav.	Fav.	Sfav.	Fav.	Sfav.	Fav.	Sfav.	Fav.	Sfav.	Fav.	Sfav.
S.L.U.	1	1.0	1.3	0.0	1.5	1.0	1.3	-	-	-	-	-	-	0.0	1.5
C.E.	1	1.0	1.0	1.0	1.0	-	-	1.0	1.0	-	-	-	-	1.0	1.0
S.L.U.	2	1.0	1.3	0.0	1.5	-	-	-	-	1.0	1.3	-	-	0.0	1.5
C.E.	2	1.0	1.0	1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	1.0	1.0	1.0	1.0

N.B.: nelle combinazioni analizzate si è assunto a favore di sicurezza $\psi_{0,5} = 1.0$ (carichi viaggianti)

Si riportano le verifiche geotecniche delle combinazioni su riportate perché si ritiene che il progetto geotecnico delle opere di fondazione costituisca l'elemento dimensionante e caratterizzante l'intera opera.

Le verifiche di equilibrio globale si omettono perché la struttura è fondata su pali e le verifiche di tipo idraulico quali filtrazione, sifonamento, sollevamento e di stabilità sono riportate in altra relazione specialistica.

3.7.1. S.L.U. 1: Paratia Aperta - Livello 124.85 m

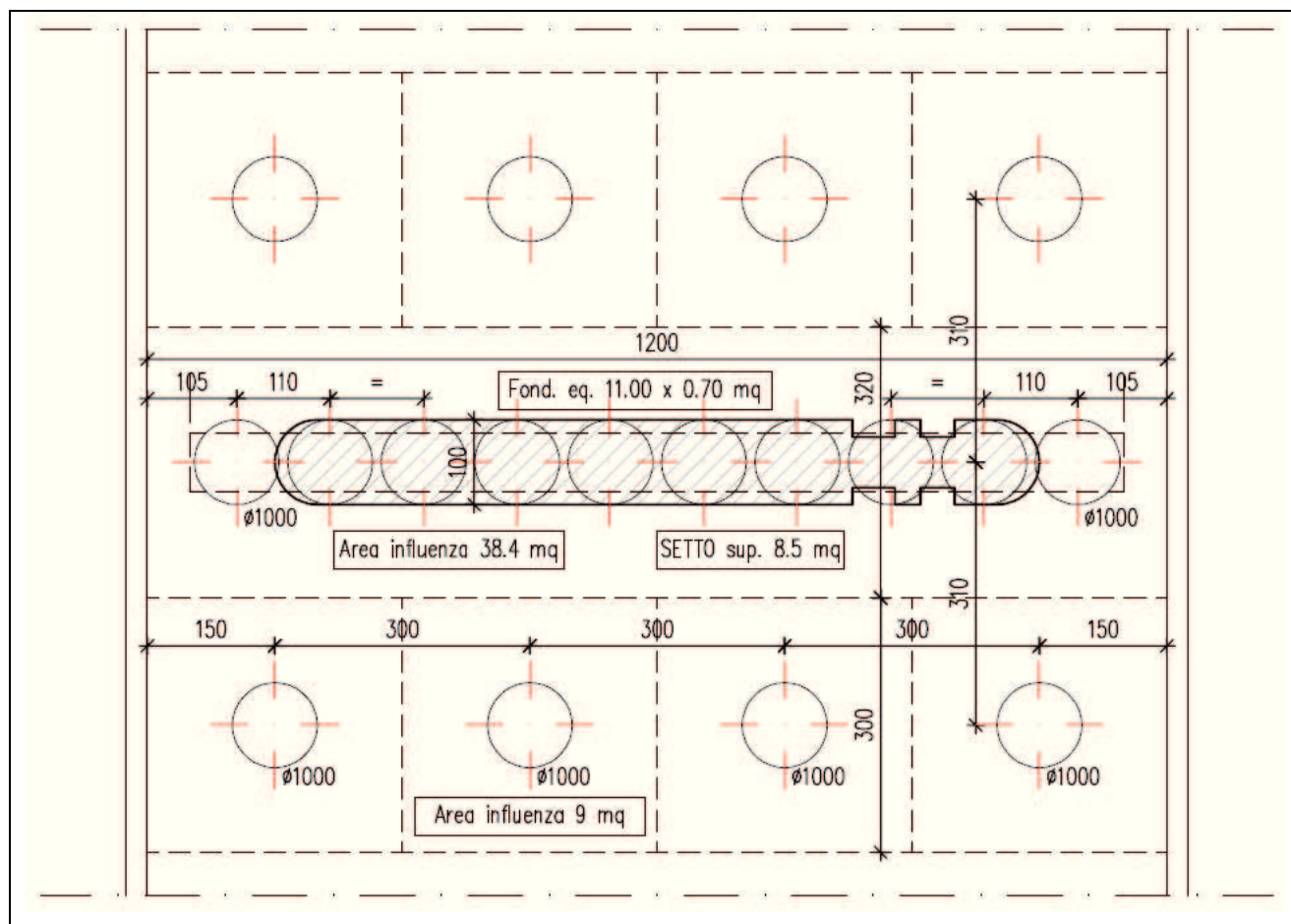
Nella combinazione di carico esaminata il livello idraulico è coincidente con quello della modellazione idraulica (124.85 m), la paratoia è aperta e sull'impalcato agisce il carico viaggiante.

Si riportano le verifiche di natura geotecnica che interessano il solo sistema di fondazione mentre per il progetto e la verifica degli elementi strutturali si rimanda alla successiva fase di progettazione esecutiva in quanto le dimensioni e gli spessori adottati per le strutture in oggetto in sede di progetto definitivo si ritengono sufficienti.

Nello specifico la struttura di fondazione è realizzata con una platea di fondazione dello spessore di 1.50 m e sottostanti pali D1000 disposti ad interasse di 3 m in campata e allineati a passo 1.10 m in corrispondenza dei setti. La necessità di non superare lo strato di ghiaie presenti limita la lunghezza dei pali a circa 5 m in modo da avere un ricoprimento di 2 m sul substrato di argilla.

La stima della capacità portante del palo isolato di fondazione viene determinata come fondazione profonda ($L/D = 5$).

La stima della capacità portante della paratia di fondazione del setto, anche se realizzata con pali isolati, viene determinata come fondazione superficiale nastriforme.



FONDAZIONE IN CAMPATA – PALI ISOLATI – A1

Facciamo riferimento all'area di influenza di 9 mq dei pali isolati in campata (All.1 e 2).

Azioni: fondazione profonda (peso strutturale)

$$N_{\text{palo}} = 1.30 \times \pi \times r^2 \times l \times 2.50 \text{ t/mc} =$$

$$1.30 \times 0.785 \text{ mq} \times 5.00 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} = 12.76 \text{ t}$$

Azioni: fondazione (peso strutturale)

$$N_{\text{fond}} = 1.30 \times 1.50 \text{ m} \times 9.00 \text{ mq} \times 2.50 \text{ t/mc} = 43.88 \text{ t}$$

Azioni: acqua (peso strutturale)

$$N_{\text{acq}} = 1.30 \times 3.45 \text{ m} \times 9.00 \text{ mq} \times 1.10 \text{ t/mc} = 44.40 \text{ t}$$

$$N_{\text{tot}} = 101.04 \text{ t}$$

Con riferimento alla stratigrafia riportata nella fig. 2 abbiamo:

Portanza laterale per pali isolati – M1

$$\sigma'_v (z=2.00 \text{ m}) = 0.90 \text{ t/mc} \times 2.00 \text{ m} = 1.80 \text{ t/mq}$$

$$\sigma'_v (z=4.00 \text{ m}) = 0.90 \text{ t/mc} \times 2.00 \text{ m} + 1.1 \text{ t/mc} \times 2.00 \text{ m} = 1.80 + 2.20 = 4.00 \text{ t/mq}$$

$$q_l = k \times \sigma'_v (z=4.00 \text{ m}) \times \tan \delta = 0.5 \times 4.00 \text{ t/mq} \times \tan \varphi' = 0.50 \times 4.00 \text{ t/mq} \times \tan 35^\circ = 1.40 \text{ t/mq}$$

Dove k è stato assunto pari a 0.5 per pali trivellati.

Tabella 17.6: Valori di K e di $\tan \delta$ per pali di medio diametro in terreno incoerente

Tipo di palo		Valori di K per stato di addensamento		Valori di $\tan \delta$
		sciolto	denso	
Battuto	profilato in acciaio	0.7	1.0	$\tan 20^\circ = 0.36$
	tubo d'acciaio chiuso	1.0	2.0	
	cls. prefabbricato	1.0	2.0	$\tan(0.75\phi')$
	cls. gettato in opera	1.0	3.0	$\tan \phi'$
	trivellato	0.4	0.5	$\tan \phi'$
	trivellato-pressato con elica continua	0.7	0.9	$\tan \phi'$

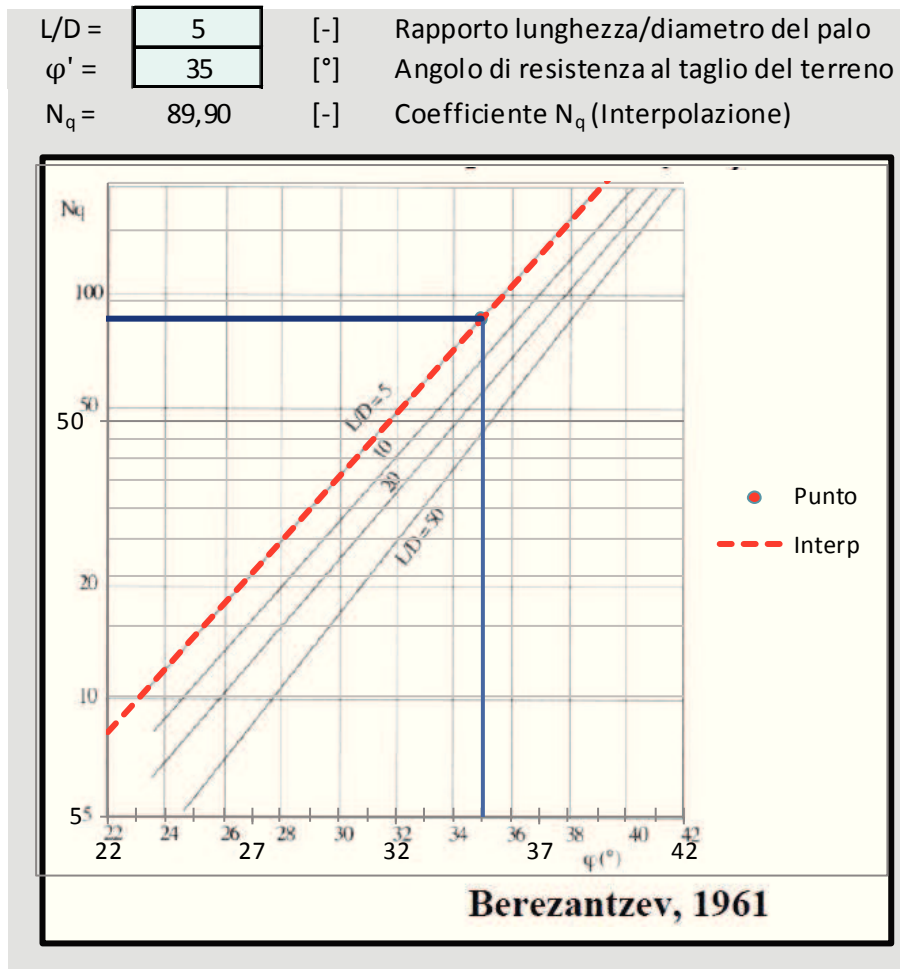
Dispense di Geotecnica (rev. Febbraio 2007) di J.Facciorusso, C.Madai, G.Vannucchi –
Dipartimento di Ingegneria Civile – Sezione Geotecnica – Università degli Studi di Firenze.

$$Q_l = q_l \times 2 \times \pi \times r \times l = 1.40 \text{ t/mq} \times 2 \times \pi \times 0.50 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} = 21.98 \text{ t}$$

Portanza di punta per pali isolati – M1

$$\sigma'_v(z=6.50\text{ m}) = 0.90\text{ t/mc} \times 2.00\text{ m} + 1.1\text{ t/mc} \times 4.60\text{ m} = 1.80 + 5.06 = 6.86\text{ t/mq}$$

N_q dalla trattazione proposta da Berezantzev per $\varphi' = 35^\circ$ e $L/D = 5$



$$Q_p = A_p \times \sigma'_v(z=6.50\text{ m}) \times N_q = \pi \times r^2 \times \sigma'_v(z=6.50\text{ m}) \times N_q = 3.14 \times 0.50^2 \times 6.86\text{ t/mq} \times 89.90 = 484.12\text{ t}$$

Capacità limite del palo come fondazione profonda – R1

$$\begin{aligned}
 Q_{lim} &= Q_l / (\xi_{3,4} \times \gamma_{z(R3)}) + Q_b / (\xi_{3,4} \times \gamma_{b(R3)}) \\
 &= 21.98 / (1.70 \times 1.15) + 484.12 / (1.70 \times 1.35) = \\
 &= 11.24 + 210.95 = 222.19\text{ t} > N_{tot} = 101.04\text{ t}
 \end{aligned}$$

FONDAZIONE SETTO – PALI CONTINUI – A1

Facciamo riferimento all'area di influenza di 38.4 mq dei pali continui posti in corrispondenza dei setti (All.1 e 2).

Azioni: fondazione profonda (peso strutturale)

$$N_{\text{palo}} = 1.30 \times \pi \times r^2 \times l \times 2.50 \text{ t/mc} \times n =$$

$$1.30 \times 0.785 \text{ mq} \times 5.00 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} \times 10 = 127.56 \text{ t}$$

Azioni: fondazione (peso strutturale)

$$N_{\text{fond}} = 1.30 \times 1.50 \text{ m} \times 38.4 \text{ mq} \times 2.50 \text{ t/mc} = 187.20 \text{ t}$$

Azioni: setto (peso strutturale)

$$N_{\text{fond}} = 1.30 \times 6.20 \text{ m} \times 8.50 \text{ mq} \times 2.50 \text{ t/mc} = 171.28 \text{ t}$$

Azioni: impalcato (peso strutturale)

$$N_{\text{imp}} = 1.30 \times 6.20 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} = 50.38 \text{ t}$$

Azioni: pavimentazione (peso non strutturale)

$$N_{\text{pav}} = 1.50 \times 6.20 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} \times 0.10 \text{ m} \times 2.00 \text{ t/mc} = 9.30 \text{ t}$$

Azioni: parapetti (peso non strutturale)

$$N_{\text{par}} = 1.50 \times 3 \times 6.20 \text{ m} \times 0.15 \text{ t/ml} = 4.19 \text{ t}$$

Azioni: impalcato (variabile)

$$N_{\text{imp}} = 1.50 \times 6.20 \text{ m} \times 3.00 \text{ m} \times 3.40 \text{ t/mq} = 94.86 \text{ t}$$

$$N_{\text{imp}} = 1.50 \times 6.20 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} \times 0.25 \text{ t/mq} = 4.65 \text{ t}$$

Azioni: acqua (peso strutturale)

$$N_{\text{acq}} = 1.30 \times 3.45 \text{ m} \times (38.4 - 8.50) \text{ mq} \times 1.10 \text{ t/mc} = \underline{147.51 \text{ t}}$$

$$N_{\text{tot}} = 796.93 \text{ t}$$

Capacità limite del palo come fondazione superficiale – M1 – R3

Si riporta la trattazione di Hansen e Vesic e si trascura il contributo di N_γ . Consideriamo la fondazione realizzata con una berlinese di pali $\varnothing 1000$ a passo 1.10 m ed equivalente ad una fondazione nastriforme di 0.70 m di spessore

$$\tan(\varphi^*) = \tan(\varphi') / \gamma_\varphi = > \varphi^* = 35^\circ \text{ posto } \varphi' = 35^\circ \text{ e } \gamma_\varphi = 1.00$$

Hansen - Vesic

$$N_q = e^{\pi \tan(\varphi^*)} \times \tan^2(\pi/4 + \varphi^*/2) = 33.3$$

Fattori di forma per fondazione rettangolare ($B_{eq} = 0.70 \text{ m} - L = 11.00 \text{ m}$)

$$s_q = 1 + B/L \tan(\varphi^*) = 1.04 \quad (\text{Hansen e Vesic})$$

Fattori di profondità per fondazione rettangolare ($B = 0.70 \text{ m} - D = 5.00 \text{ m}$)

$$d_q = 1 + 2 \tan(\varphi^*) (1 - \sin(\varphi^*))^2 k = 1.36 \quad \text{con } k = \tan^{-1}(D/B) \text{ con } D/B > 1 \text{ (rad)} \quad (\text{Hansen e Vesic})$$

$$Q_{lim (H-V)} = q N_q s_q d_q / \gamma_{R2}$$

$$Q_{lim (H-V)} = n \times A_p \times \sigma'_v (z = 6.50 \text{ m}) \times N_q s_q d_q / \gamma_{R3}$$

$$= 0.70 \text{ m} \times 11.00 \text{ m} \times 6.86 \text{ t/mq} \times 33.3 \times 1.04 \times 1.36 / 2.30$$

$$= 7.70 \text{ mq} \times 323.10 \text{ t/mq} / 2.30 = 1081.70 \text{ t} > N_{tot} = 796.93 \text{ t}$$

Con un'efficienza dei pali in gruppo pari a circa $1081.70 \text{ t} / (10 \times 222.19 \text{ t}) = 49\%$

3.7.2. C.E. 1: Paratia Aperta – Livello 125.85 m

Nella combinazione di carico esaminata il livello idraulico è coincidente con la testa degli argini (125.85 m), la paratoia è aperta e sull'impalcato agisce il carico viaggiante.

FONDAZIONE IN CAMPATA – PALI ISOLATI – A1

Facciamo riferimento all'area di influenza di 9 mq dei pali isolati in campata (All.1 e 2).

Azioni: fondazione profonda (peso strutturale)

$$N_{\text{palo}} = 1.00 \times \pi \times r^2 \times l \times 2.50 \text{ t/mc} =$$

$$1.00 \times 0.785 \text{ mq} \times 5.00 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} = 9.81 \text{ t}$$

Azioni: fondazione (peso strutturale)

$$N_{\text{fond}} = 1.00 \times 1.50 \text{ m} \times 9.00 \text{ mq} \times 2.50 \text{ t/mc} = 33.75 \text{ t}$$

Azioni: acqua (peso strutturale)

$$N_{\text{acq}} = 1.00 \times 4.45 \text{ m} \times 9.00 \text{ mq} \times 1.10 \text{ t/mc} = 44.06 \text{ t}$$

$$N_{\text{tot}} = 87.62 \text{ t}$$

Capacità limite del palo come fondazione profonda – R1

$$Q_{\text{lim}} = Q_l / (\xi_{3,4} \times \gamma_{z(R3)}) + Q_b / (\xi_{3,4} \times \gamma_{b(R3)})$$

$$= 21.98 / (1.70 \times 1.15) + 484.17 / (1.70 \times 1.35) =$$

$$= 11.24 + 210.95 = 222.19 \text{ t} > N_{\text{tot}} = 87.62 \text{ t}$$

FONDAZIONE SETTO – PALI CONTINUI – A1

Facciamo riferimento all'area di influenza di 38.40 mq dei pali continui posti in corrispondenza dei setti (All.1 e 2).

Azioni: fondazione profonda (peso strutturale)

$$N_{\text{palo}} = 1.00 \times \pi \times r^2 \times l \times 2.50 \text{ t/mc} \times n =$$

$$1.00 \times 0.785 \text{ mq} \times 5.00 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} \times 10 = 98.13 \text{ t}$$

Azioni: fondazione (peso strutturale)

$$N_{\text{fond}} = 1.00 \times 1.50 \text{ m} \times 38.4 \text{ mq} \times 2.50 \text{ t/mc} = 144.00 \text{ t}$$

Azioni: setto (peso strutturale)

$$N_{\text{fond}} = 1.00 \times 6.20 \text{ m} \times 8.50 \text{ mq} \times 2.50 \text{ t/mc} = 131.75 \text{ t}$$

Azioni: impalcato (peso strutturale)

$$N_{\text{imp}} = 1.00 \times 6.20 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} = 38.75 \text{ t}$$

Azioni: pavimentazione (peso non strutturale)

$$N_{\text{pav}} = 1.00 \times 6.20 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} \times 0.10 \text{ m} \times 2.00 \text{ t/mc} = 6.20 \text{ t}$$

Azioni: parapetti (peso non strutturale)

$$N_{\text{par}} = 1.00 \times 3 \times 6.20 \text{ m} \times 0.15 \text{ t/ml} = 2.79 \text{ t}$$

Azioni: impalcato (variabile)

$$N_{\text{imp}} = 1.00 \times 6.20 \text{ m} \times 3.00 \text{ m} \times 3.40 \text{ t/mq} = 63.24 \text{ t}$$

$$N_{\text{imp}} = 1.00 \times 6.20 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} \times 0.25 \text{ t/mq} = 3.10 \text{ t}$$

Azioni: acqua (peso strutturale)

$$N_{\text{acq}} = 1.00 \times 4.45 \text{ m} \times (38.4 - 8.50) \text{ mq} \times 1.10 \text{ t/mc} = \underline{146.36 \text{ t}}$$

$$N_{\text{tot}} = 634.32 \text{ t}$$

Capacità limite del palo come fondazione superficiale – M1 – R3

Si riporta la trattazione di Hansen e Vesic e si trascura il contributo di N_γ . Consideriamo la fondazione realizzata con una berlinese di pali $\varnothing 1000$ a passo 1.10 m ed equivalente ad una fondazione nastriforme di 0.70 m di spessore

$$\tan(\varphi^*) = \tan(\varphi') / \gamma_\varphi = > \varphi^* = 35^\circ \text{ posto } \varphi' = 35^\circ \text{ e } \gamma_\varphi = 1.00$$

Hansen - Vesic

$$N_q = e^{\pi \tan(\varphi^*)} \times \tan^2(\pi/4 + \varphi^*/2) = 33.3$$

Fattori di forma per fondazione rettangolare ($B_{eq} = 0.70 \text{ m} - L = 11.00 \text{ m}$)

$$s_q = 1 + B/L \tan(\varphi^*) = 1.04 \quad (\text{Hansen e Vesic})$$

Fattori di profondità per fondazione rettangolare ($B = 0.70 \text{ m} - D = 5.00 \text{ m}$)

$$d_q = 1 + 2 \tan(\varphi^*) (1 - \sin(\varphi^*))^2 k = 1.36 \quad \text{con } k = \tan^{-1}(D/B) \text{ con } D/B > 1 \text{ (rad)} \quad (\text{Hansen e Vesic})$$

$$Q_{lim (H-V)} = q N_q s_q d_q / \gamma_{R3}$$

$$Q_{lim (H-V)} = n \times A_p \times \sigma'_v (z = 6.50 \text{ m}) \times N_q s_q d_q / \gamma_{R3}$$

$$= 0.70 \text{ m} \times 11.00 \text{ m} \times 6.86 \text{ t/mq} \times 33.3 \times 1.04 \times 1.36 / 2.30$$

$$= 7.70 \text{ mq} \times 323.10 \text{ t/mq} / 2.30 = 1081.70 \text{ t} > N_{tot} = 634.32 \text{ t}$$

Con un'efficienza dei pali in gruppo pari a circa $1081.70 \text{ t} / (10 \times 222.19 \text{ t}) = 49\%$

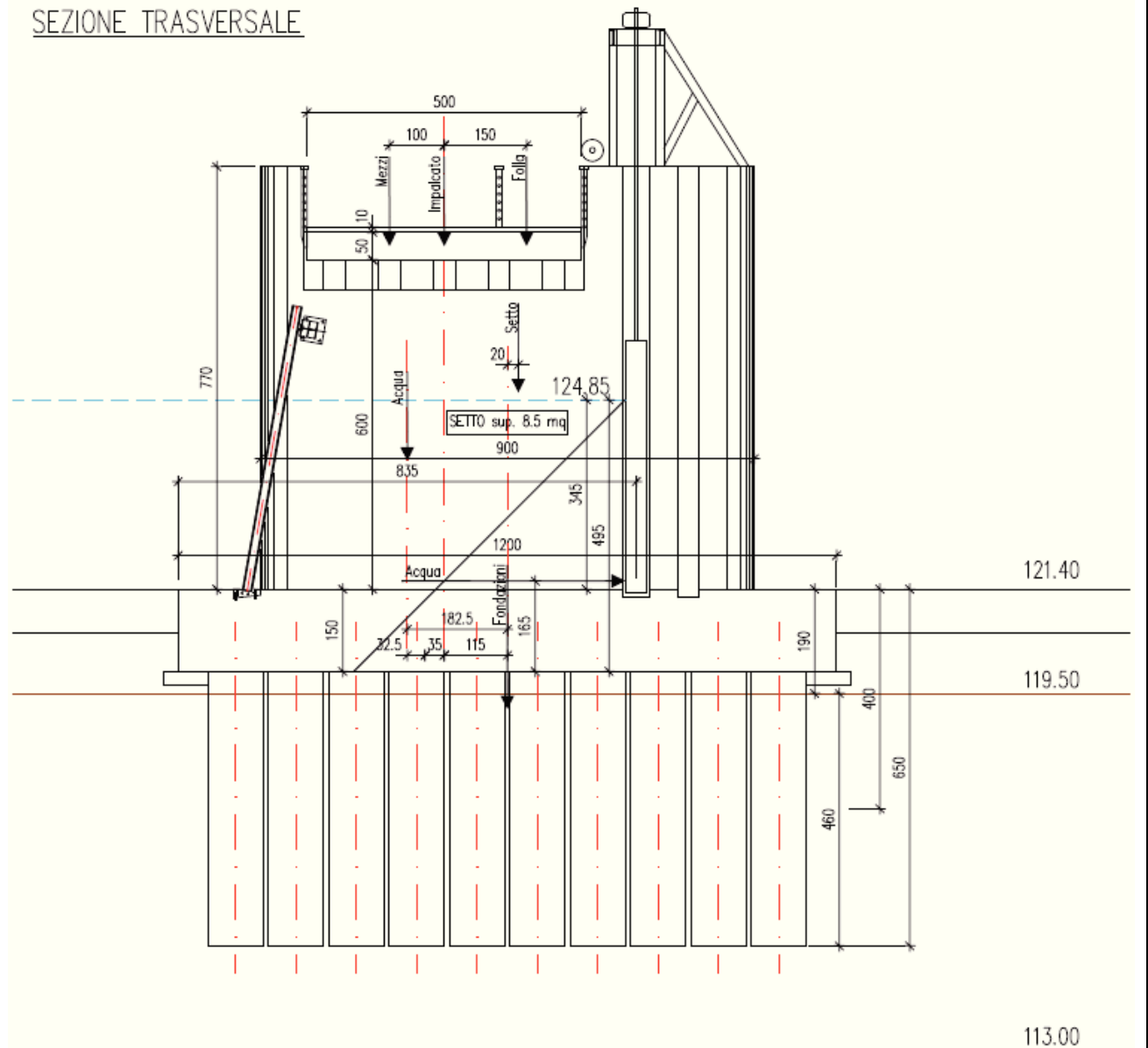
3.7.3. S.L.U. 2: Paratia Chiusa – Livello 124.85 m

3.7.3.1 S.L.U. 2.1: Arno in piena - Cassa vuota

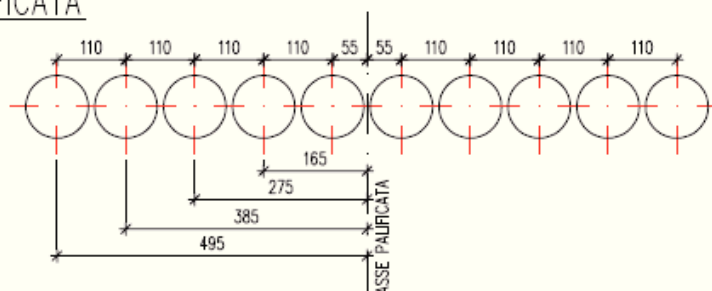
Nella combinazione di carico esaminata il livello idraulico è coincidente con quello riportato nella modellazione idraulica (124.85 m), Arno in piena, paratoia chiusa e cassa vuota.

Nella combinazione dei coefficienti viene massimizzata l'azione instabilizzante.

SEZIONE TRASVERSALE



PIANTA PALIFICATA



I setti dello spessore di 1.00 m sono disposti ad interasse di 6.20 m per cui, con riferimento allo schema precedente, determiniamo le sollecitazioni agenti sui pali di fondazione dall'equilibrio ripetuto all'asse della palificata.

Impalcato

Peso strutturale

$$\text{Impalcato} \quad 1.0 \times 0.50 \text{ m} \times 6.20 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} = 38.750 \text{ t}$$

Peso portato

$$\text{Pavimentazione} \quad 0.0 \times 0.10 \text{ m} \times 6.20 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} \times 2.00 \text{ t/mc} = 0.000 \text{ t}$$

$$\text{Parapetti} \quad 0.0 \times 3 \times 6.20 \text{ m} \times 0.15 \text{ t/ml} = 0.000 \text{ t}$$

$$N'_{s\text{-imp}} = 38.750 \text{ t}$$

$$M'_{s\text{-imp}} = 38.750 \text{ t} \times 1.15 \text{ m} = 44.563 \text{ tm}$$

Carico viaggiante

$$\text{Mezzi} \quad 0.0 \times 6.20 \text{ m} \times 3.00 \text{ m} \times 3.40 \text{ t/mq} = 0.000 \text{ t}$$

$$\text{Folla compatta} \quad 0.0 \times 6.20 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} \times 0.25 \text{ t/mq} = 0.000 \text{ t}$$

$$N''_{s\text{-imp}} = 0.000 \text{ t}$$

$$M''_{s\text{-imp}} = 0.000 \text{ t} \times 2.15 \text{ m} + 0.000 \text{ t} \times (-0.35 \text{ m}) = 0.000 \text{ tm}$$

Setto

Peso strutturale

L'altezza del setto è stata presa pari a 6.85 m.

$$N_{i\text{-setto}} = 1.3 \times 8.50 \text{ mq} \times 6.85 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} = 189.231 \text{ t}$$

$$M_{i\text{-setto}} = 189.231 \text{ t} \times 0.20 \text{ m} = 37.846 \text{ tm}$$

Fondazione

Peso strutturale

$$N_{s\text{-fond}} = 1.0 \times 38.40 \text{ mq} \times 1.50 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} = 144.000 \text{ t}$$

$$M_{s\text{-fond}} = 144.000 \text{ t} \times 0.00 \text{ m} = 0.000 \text{ tm}$$

Acqua

Peso strutturale

$$N_{s\text{-acq}} = 1.0 \times [8.35 \times 3.20 - (8.35 - 1.50) \times 1.00] \text{ mq} \times 3.45 \text{ m} \times 1.10 \text{ t/mc} = 75.407 \text{ t}$$

$$M_{s\text{-acq}} = 75.407 \text{ t} \times 1.825 \text{ m} = 137.617 \text{ tm}$$

Spinta acqua

$$\text{Spinta acqua} \quad 1.3 \times 1/2 \times (4.95 \text{ m})^2 \times 6.20 \text{ m} \times 1.10 \text{ t/mc} = 108.620 \text{ t}$$

$$S_{i\text{-acq}} = 108.620 \text{ t}$$

$$M_{i\text{-acq}} = 108.620 \text{ t} \times 1.65 \text{ m} = 179.223 \text{ tm}$$

$$N_{\text{tot}} = N'_{\text{s-imp}} + N''_{\text{s-imp}} + N_{\text{i-setto}} + N_{\text{s-fond}} + N_{\text{s-acq}} =$$

$$= 38.750 + 0.000 + 189.231 + 144.000 + 75.407 = 447.388 \text{ t}$$

$$M_s = M'_{\text{s-imp}} + M''_{\text{s-imp}} + M_{\text{s-fond}} + M_{\text{s-acq}} = 44.563 + 0.000 + 0.000 + 137.617 = 182.180 \text{ tm}$$

$$M_i = M_{\text{i-setto}} + M_{\text{i-acq}} = 37.846 + 179.223 = 217.069 \text{ tm}$$

$$\Delta M = M_i - M_s = 217.069 - 182.180 = 34.889 \text{ tm}$$

$$e = \Delta M / N = 34.889 / 447.388 = 0.078 \text{ m}$$

$$N_{\text{max}} = N / n + N \times e / (\sum d_i^2) \times d_{\text{max}} =$$

$$= 447.388 / 10 + 447.388 \times 0.078 / [2 \times (0.55^2 + 1.65^2 + 2.75^2 + 3.85^2 + 4.95^2)] \times 4.95 =$$

$$= 44.739 + 34.889 / 99.825 \times 4.95 = 44.739 + 1.730 = 46.469 \text{ t} < 0.49 \times 222.19 = 108.873 \text{ t}$$

$$N_{\text{min}} = N / n - N \times e / (\sum d_i^2) \times d_{\text{max}} =$$

$$= 447.388 / 10 - 447.388 \times 0.078 / [2 \times (0.55^2 + 1.65^2 + 2.75^2 + 3.85^2 + 4.95^2)] \times 4.95 =$$

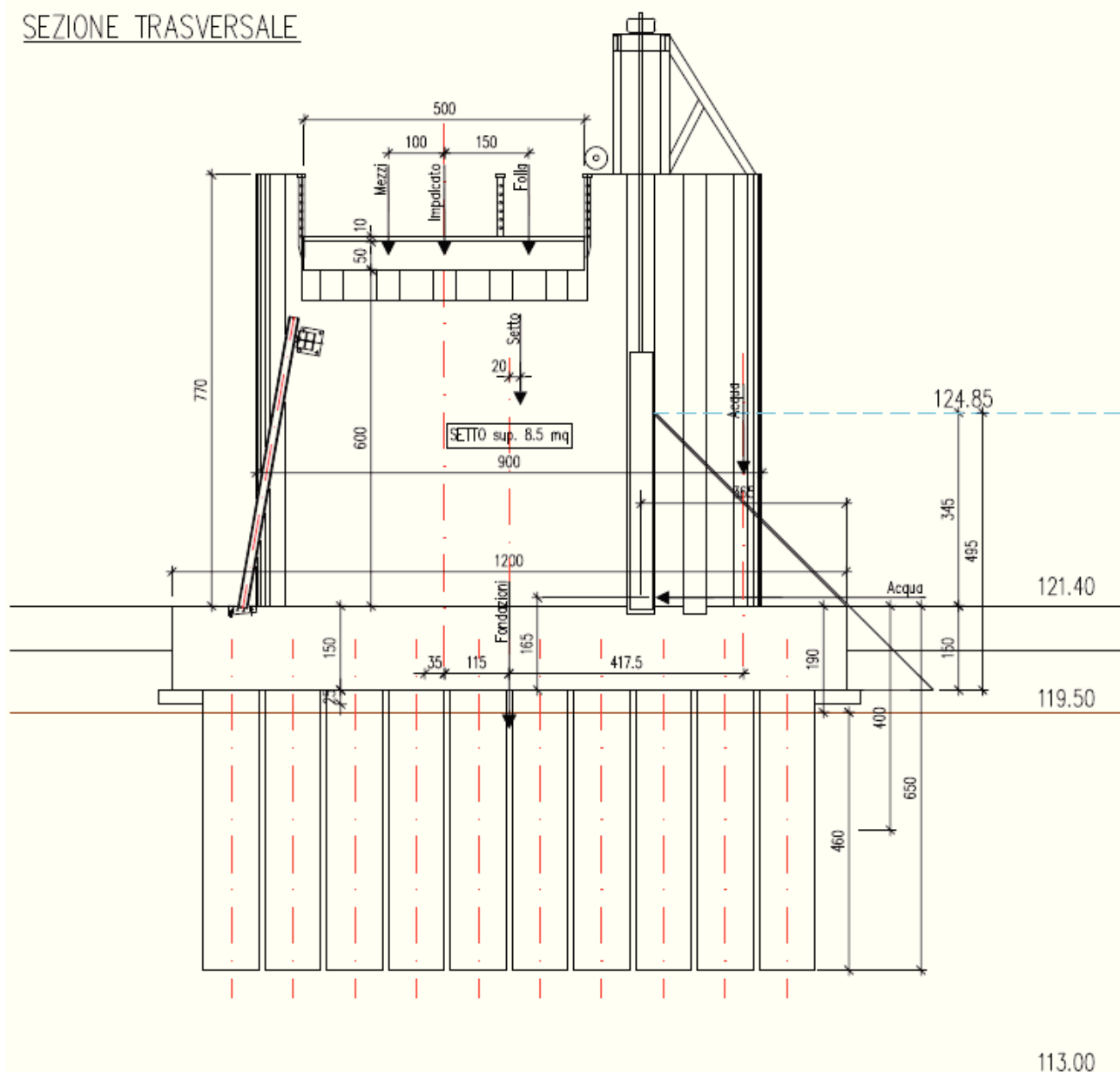
$$= 44.739 - 34.889 / 99.825 \times 4.95 = 44.739 - 1.730 = 43.009 \text{ t} < 0.49 \times 222.19 = 108.873 \text{ t}$$

3.7.3.2 S.L.U. 2.2: Arno in magra - Cassa piena

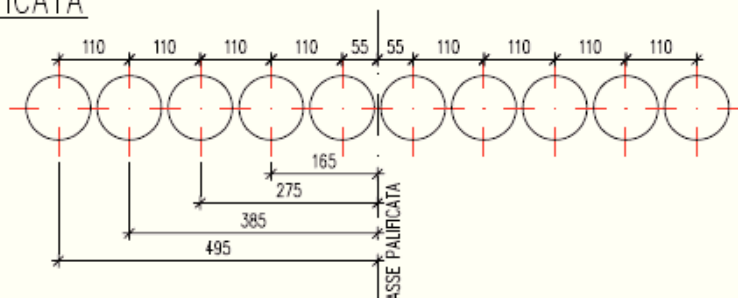
Nella combinazione di carico esaminata il livello idraulico è coincidente con quello riportato nella modellazione idraulica (124.85 m), Arno in magra, paratoia chiusa e cassa piena.

Nella combinazione dei coefficienti viene massimizzata l'azione instabilizzante.

SEZIONE TRASVERSALE



PIANTA PALIFICATA



I setti dello spessore di 1.00 m sono disposti ad interasse di 6.20 m per cui, con riferimento allo schema precedente, determiniamo le sollecitazioni agenti sui pali di fondazione dall'equilibrio ripetuto all'asse della palificata.

Impalcato

Peso strutturale

$$\text{Impalcato} \quad 1.3 \times 0.50 \text{ m} \times 6.20 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} = 50.375 \text{ t}$$

Peso portato

$$\text{Pavimentazione} \quad 1.5 \times 0.10 \text{ m} \times 6.20 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} \times 2.00 \text{ t/mc} = 9.300 \text{ t}$$

$$\text{Parapetti} \quad 1.5 \times 3 \times 6.20 \text{ m} \times 0.15 \text{ t/ml} = 4.185 \text{ t}$$

$$N'_{i\text{-imp}} = 63.860 \text{ t}$$

$$M'_{i\text{-imp}} = 63.860 \text{ t} \times 1.15 \text{ m} = 73.439 \text{ tm}$$

Carico viaggiante

$$\text{Mezzi} \quad 1.5 \times 6.20 \text{ m} \times 3.00 \text{ m} \times 3.40 \text{ t/mq} = 94.860 \text{ t}$$

$$\text{Folla compatta} \quad 0.0 \times 6.20 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} \times 0.25 \text{ t/mq} = 0.000 \text{ t}$$

$$N''_{i\text{-imp}} = 94.860 \text{ t}$$

$$M''_{i\text{-imp}} = 94.860 \text{ t} \times 2.15 \text{ m} + 0.000 \text{ t} \times (-0.35 \text{ m}) = 203.949 \text{ tm}$$

Setto

Peso strutturale

L'altezza del setto è stata presa pari a 6.85 m.

$$N_{s\text{-setto}} = 1.0 \times 8.50 \text{ mq} \times 6.85 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} = 145.563 \text{ t}$$

$$M_{s\text{-setto}} = 145.563 \text{ t} \times 0.20 \text{ m} = 29.113 \text{ tm}$$

Fondazione

Peso strutturale

$$N_{s\text{-fond}} = 1.0 \times 38.40 \text{ mq} \times 1.50 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} = 144.000 \text{ t}$$

$$M_{s\text{-fond}} = 144.000 \text{ t} \times 0.00 \text{ m} = 0.000 \text{ tm}$$

Acqua

Peso strutturale

$$N_{s\text{-acq}} = 1.0 \times [3.65 \times 3.20 - (3.65 - 1.50) \times 1.00] \text{ mq} \times 3.45 \text{ m} \times 1.10 \text{ t/mc} = 36.166 \text{ t}$$

$$M_{s\text{-acq}} = 36.166 \text{ t} \times 4.175 \text{ m} = 150.995 \text{ tm}$$

Spinta acqua

$$\text{Spinta acqua} \quad 1.3 \times 1/2 \times (4.95 \text{ m})^2 \times 6.20 \text{ m} \times 1.10 \text{ t/mc} = 108.620 \text{ t}$$

$$S_{i\text{-acq}} = 108.620 \text{ t}$$

$$M_{i\text{-acq}} = 108.620 \text{ t} \times 1.65 \text{ m} = 179.223 \text{ tm}$$

$$N_{\text{tot}} = N'_{\text{i-imp}} + N''_{\text{i-imp}} + N_{\text{s-setto}} + N_{\text{s-fond}} + N_{\text{s-acq}} =$$

$$= 63.860 + 94.860 + 145.563 + 144.000 + 36.166 = 484.449 \text{ t}$$

$$M_s = M_{\text{s-setto}} + M_{\text{s-fond}} + M_{\text{s-acq}} = 29.113 + 0.000 + 150.995 = 180.108 \text{ tm}$$

$$M_i = M'_{\text{i-imp}} + M''_{\text{i-imp}} + M_{\text{i-acq}} = 73.439 + 203.949 + 179.223 = 456.611 \text{ tm}$$

$$\Delta M = M_i - M_s = 456.611 - 180.108 = 276.503 \text{ tm}$$

$$e = \Delta M / N = 276.503 / 484.449 = 0.571 \text{ m}$$

$$N_{\text{max}} = N / n + N \times e / (\sum d_i^2) \times d_{\text{max}} =$$

$$= 484.449 / 10 + 484.449 \times 0.571 / [2 \times (0.55^2 + 1.65^2 + 2.75^2 + 3.85^2 + 4.95^2)] \times 4.95 =$$

$$= 48.445 + 276.503 / 99.825 \times 4.95 = 48.445 + 13.711 = 62.156 \text{ t} < 0.49 \times 222.19 = 108.873 \text{ t}$$

$$N_{\text{min}} = N / n - N \times e / (\sum d_i^2) \times d_{\text{max}} =$$

$$= 484.449 / 10 - 484.449 \times 0.571 / [2 \times (0.55^2 + 1.65^2 + 2.75^2 + 3.85^2 + 4.95^2)] \times 4.95 =$$

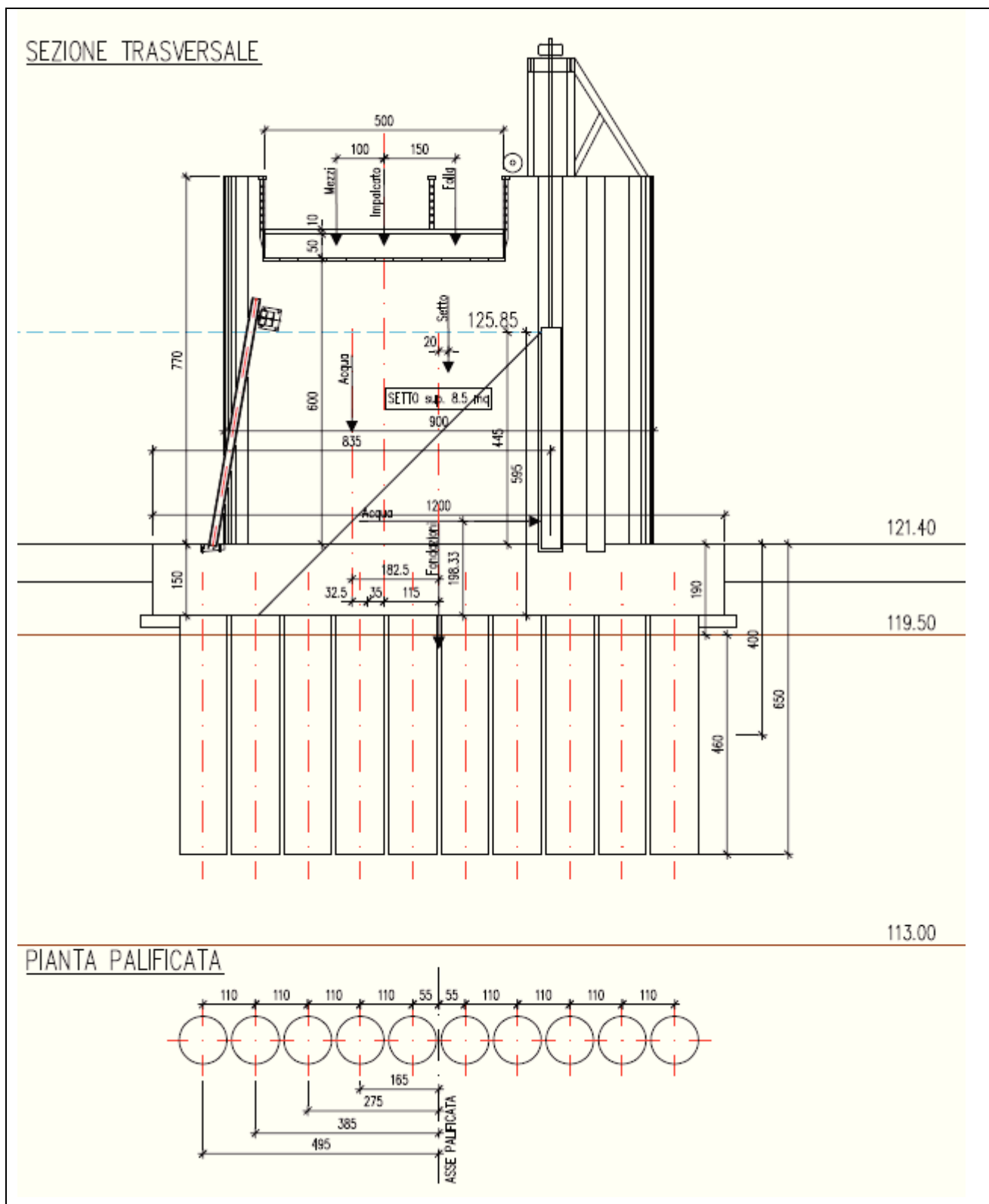
$$= 48.445 - 276.503 / 99.825 \times 4.95 = 48.445 - 13.711 = 34.734 \text{ t} < 0.49 \times 222.19 = 108.873 \text{ t}$$

3.7.4. C.E. 2: Paratia Chiusa – Livello 125.85 m

3.7.4.1 C.E. 2.1: Arno in piena - Cassa vuota

Nella combinazione di carico esaminata il livello idraulico è coincidente con la testa degli argini (125.85 m), l'Arno è in piena, paratoia è chiusa e cassa vuota.

Nella combinazione dei coefficienti viene massimizzata l'azione instabilizzante.



I setti dello spessore di 1.00 m sono disposti ad interasse di 6.20 m per cui, con riferimento allo schema precedente, determiniamo le sollecitazioni agenti sui pali di fondazione dall'equilibrio ripetuto all'asse della palificata.

Impalcato

Peso strutturale

$$\text{Impalcato} \quad 1.0 \times 0.50 \text{ m} \times 6.20 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} = 38.750 \text{ t}$$

Peso portato

$$\text{Pavimentazione} \quad 1.0 \times 0.10 \text{ m} \times 6.20 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} \times 2.00 \text{ t/mc} = 7.750 \text{ t}$$

$$\text{Parapetti} \quad 1.0 \times 3 \times 6.20 \text{ m} \times 0.15 \text{ t/ml} = 2.790 \text{ t}$$

$$N'_{s\text{-imp}} = 49.290 \text{ t}$$

$$M'_{s\text{-imp}} = 49.290 \text{ t} \times 1.15 \text{ m} = 56.684 \text{ tm}$$

Carico viaggiante

$$\text{Mezzi} \quad 1.0 \times 6.20 \text{ m} \times 3.00 \text{ m} \times 3.40 \text{ t/mq} = 63.240 \text{ t}$$

$$\text{Folla compatta} \quad 1.0 \times 6.20 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} \times 0.25 \text{ t/mq} = 3.100 \text{ t}$$

$$N''_{s\text{-imp}} = 66.340 \text{ t}$$

$$M''_{s\text{-imp}} = 63.240 \text{ t} \times 2.15 \text{ m} + 3.100 \text{ t} \times (-0.35 \text{ m}) = 134.881 \text{ tm}$$

Setto

Peso strutturale

L'altezza del setto è stata presa pari a 6.85 m.

$$N_{i\text{-setto}} = 1.0 \times 8.50 \text{ mq} \times 6.85 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} = 145.563 \text{ t}$$

$$M_{i\text{-setto}} = 145.563 \text{ t} \times 0.20 \text{ m} = 29.113 \text{ tm}$$

Fondazione

Peso strutturale

$$N_{s\text{-fond}} = 1.0 \times 38.40 \text{ mq} \times 1.50 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} = 144.000 \text{ t}$$

$$M_{s\text{-fond}} = 144.000 \text{ t} \times 0.00 \text{ m} = 0.000 \text{ tm}$$

Acqua

Peso strutturale

$$N_{s\text{-acq}} = 1.0 \times [8.35 \times 3.20 - (8.35 - 1.50) \times 1.00] \text{ mq} \times 4.45 \text{ m} \times 1.10 \text{ t/mc} = 97.264 \text{ t}$$

$$M_{s\text{-acq}} = 97.264 \text{ t} \times 1.825 \text{ m} = 177.507 \text{ tm}$$

Spinta acqua

$$\text{Spinta acqua} \quad 1.0 \times 1/2 \times (5.95 \text{ m})^2 \times 6.20 \text{ m} \times 1.10 \text{ t/mc} = 120.723 \text{ t}$$

$$S_{i\text{-acq}} = 120.723 \text{ t}$$

$$M_{i\text{-acq}} = 120.723 \text{ t} \times 1.65 \text{ m} = 199.192 \text{ tm}$$

$$N_{tot} = N'_{s-imp} + N''_{s-imp} + N_{i-setto} + N_{s-fond} + N_{s-acq} =$$

$$= 49.290 + 66.340 + 145.563 + 144.000 + 97.264 = 502.457 \text{ t}$$

$$M_s = M'_{s-imp} + M''_{s-imp} + M_{s-fond} + M_{s-acq} = 56.684 + 134.881 + 0.000 + 177.507 = 369.072 \text{ tm}$$

$$M_i = M_{i-setto} + M_{i-acq} = 29.113 + 199.192 = 228.305 \text{ tm}$$

$$\Delta M = M_s - M_i = 369.072 - 228.305 = 140.767 \text{ tm}$$

$$e = \Delta M / N = 140.767 / 502.457 = 0.280 \text{ m}$$

$$N_{max} = N / n + N \times e / (\sum d_i^2) \times d_{max} =$$

$$= 502.457 / 10 + 502.457 \times 0.280 / [2 \times (0.55^2 + 1.65^2 + 2.75^2 + 3.85^2 + 4.95^2)] \times 4.95 =$$

$$= 50.246 + 140.767 / 99.825 \times 4.95 = 50.246 + 6.980 = 57.226 \text{ t} < 0.49 \times 222.19 = 108.873 \text{ t}$$

$$N_{min} = N / n - N \times e / (\sum d_i^2) \times d_{max} =$$

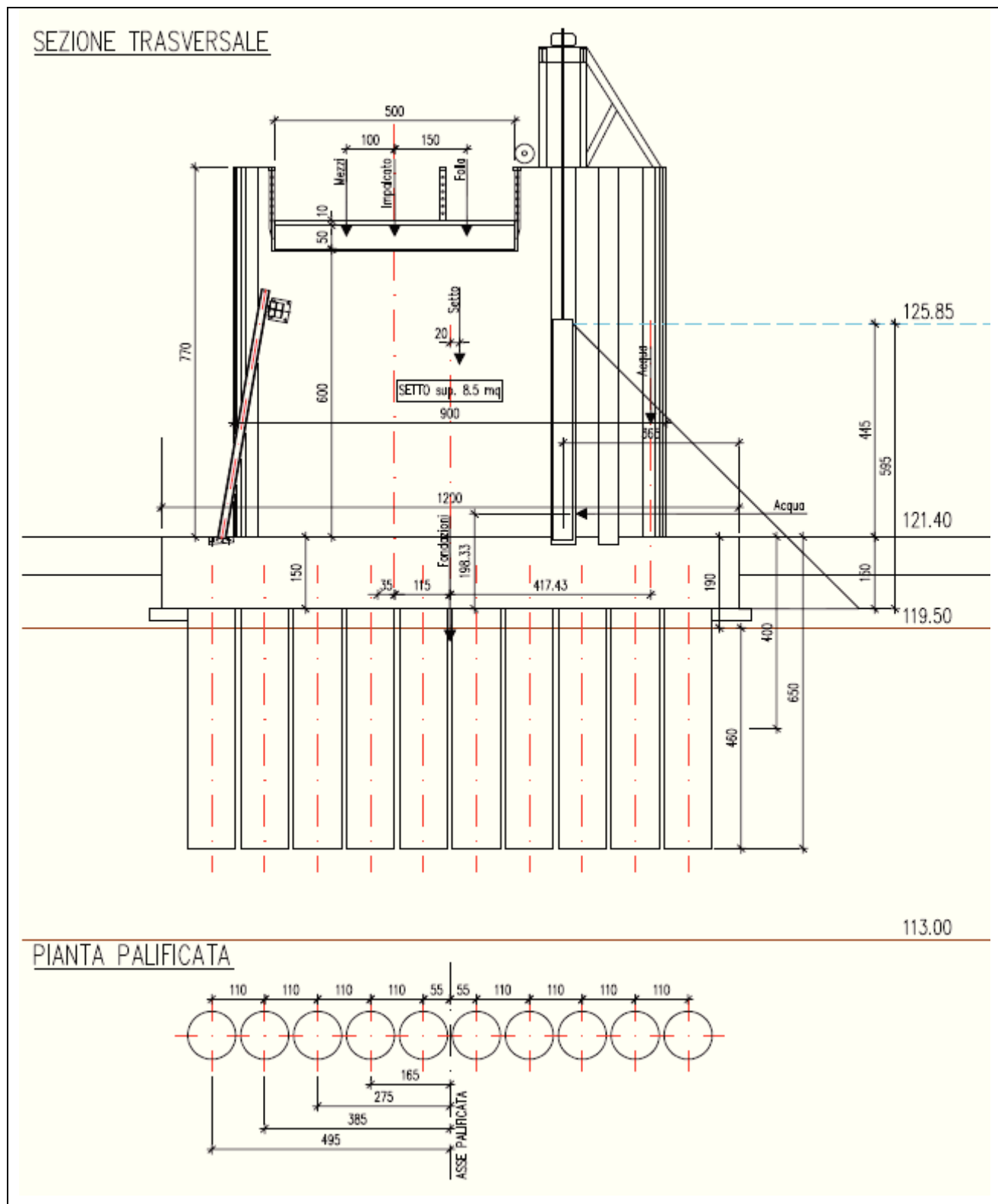
$$= 502.457 / 10 - 502.457 \times 0.280 / [2 \times (0.55^2 + 1.65^2 + 2.75^2 + 3.85^2 + 4.95^2)] \times 4.95 =$$

$$= 50.246 - 140.767 / 99.825 \times 4.95 = 50.246 - 6.980 = 43.266 \text{ t} < 0.49 \times 222.19 = 108.873 \text{ t}$$

3.7.4.2 C.E. 2.2: Arno in magra - Cassa piena

Nella combinazione di carico esaminata il livello idraulico è coincidente con la testa degli argini (125.85 m), l'Arno è in magra, paratoia è chiusa e cassa piena.

Nella combinazione dei coefficienti viene massimizzata l'azione instabilizzante.



I setti dello spessore di 1.00 m sono disposti ad interasse di 6.20 m per cui, con riferimento allo schema precedente, determiniamo le sollecitazioni agenti sui pali di fondazione dall'equilibrio ripetuto all'asse della palificata.

Impalcato

Peso strutturale

$$\text{Impalcato} \quad 1.0 \times 0.50 \text{ m} \times 6.20 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} = 38.750 \text{ t}$$

Peso portato

$$\text{Pavimentazione} \quad 1.0 \times 0.10 \text{ m} \times 6.20 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} \times 2.00 \text{ t/mc} = 7.750 \text{ t}$$

$$\text{Parapetti} \quad 1.0 \times 3 \times 6.20 \text{ m} \times 0.15 \text{ t/ml} = 2.790 \text{ t}$$

$$N'_{i\text{-imp}} = 49.290 \text{ t}$$

$$M'_{i\text{-imp}} = 49.290 \text{ t} \times 1.15 \text{ m} = 56.684 \text{ tm}$$

Carico viaggiante

$$\text{Mezzi} \quad 1.0 \times 6.20 \text{ m} \times 3.00 \text{ m} \times 3.40 \text{ t/mq} = 63.240 \text{ t}$$

$$\text{Folla compatta} \quad 1.0 \times 6.20 \text{ m} \times 2.00 \text{ m} \times 0.25 \text{ t/mq} = 3.100 \text{ t}$$

$$N''_{i\text{-imp}} = 66.340 \text{ t}$$

$$M''_{i\text{-imp}} = 63.240 \text{ t} \times 2.15 \text{ m} + 3.100 \text{ t} \times (-0.35 \text{ m}) = 134.881 \text{ tm}$$

Setto

Peso strutturale

L'altezza del setto è stata presa pari a 6.85 m.

$$N_{s\text{-setto}} = 1.0 \times 8.50 \text{ mq} \times 6.85 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} = 145.563 \text{ t}$$

$$M_{s\text{-setto}} = 145.563 \text{ t} \times 0.20 \text{ m} = 29.113 \text{ tm}$$

Fondazione

Peso strutturale

$$N_{s\text{-fond}} = 1.0 \times 38.40 \text{ mq} \times 1.50 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} = 144.000 \text{ t}$$

$$M_{s\text{-fond}} = 144.000 \text{ t} \times 0.00 \text{ m} = 0.000 \text{ tm}$$

Acqua

Peso strutturale

$$N_{s\text{-acq}} = 1.0 \times [3.65 \times 3.20 - (3.65 - 1.50) \times 1.00] \text{ mq} \times 3.45 \text{ m} \times 1.10 \text{ t/mc} = 36.166 \text{ t}$$

$$M_{s\text{-acq}} = 36.166 \text{ t} \times 4.175 \text{ m} = 150.995 \text{ tm}$$

Spinta acqua

$$\text{Spinta acqua} \quad 1.0 \times 1/2 \times (5.95 \text{ m})^2 \times 6.20 \text{ m} \times 1.10 \text{ t/mc} = 120.723 \text{ t}$$

$$S_{i\text{-acq}} = 120.723 \text{ t}$$

$$M_{i\text{-acq}} = 120.723 \text{ t} \times 1.65 \text{ m} = 199.192 \text{ tm}$$

$$N_{\text{tot}} = N'_{\text{i-imp}} + N''_{\text{i-imp}} + N_{\text{s-setto}} + N_{\text{s-fond}} + N_{\text{s-acq}} =$$

$$= 49.290 + 66.340 + 145.563 + 144.000 + 36.166 = 398.193 \text{ t}$$

$$M_s = M_{\text{s-setto}} + M_{\text{s-fond}} + M_{\text{s-acq}} = 29.113 + 0.000 + 150.995 = 180.108 \text{ tm}$$

$$M_i = M'_{\text{i-imp}} + M''_{\text{i-imp}} + M_{\text{i-acq}} = 56.684 + 134.881 + 199.192 = 390.757 \text{ tm}$$

$$\Delta M = M_i - M_s = 390.757 - 180.108 = 210.649 \text{ tm}$$

$$e = \Delta M / N = 210.649 / 398.193 = 0.529 \text{ m}$$

$$N_{\text{max}} = N / n + N \times e / (\sum d_i^2) \times d_{\text{max}} =$$

$$= 398.193 / 10 + 398.193 \times 0.529 / [2 \times (0.55^2 + 1.65^2 + 2.75^2 + 3.85^2 + 4.95^2)] \times 4.95 =$$

$$= 39.819 + 210.649 / 99.825 \times 4.95 = 39.819 + 10.445 = 50.264 \text{ t} < 0.49 \times 222.19 = 108.873 \text{ t}$$

$$N_{\text{min}} = N / n - N \times e / (\sum d_i^2) \times d_{\text{max}} =$$

$$= 398.193 / 10 - 398.193 \times 0.529 / [2 \times (0.55^2 + 1.65^2 + 2.75^2 + 3.85^2 + 4.95^2)] \times 4.95 =$$

$$= 39.819 - 210.649 / 99.825 \times 4.95 = 39.819 - 10.445 = 29.374 \text{ t} < 0.49 \times 222.19 = 108.873 \text{ t}$$

3.7.5. Azione trasversale

In analogia alle analisi condotte ai punti precedenti con paratia chiusa e livelli pari al massimo invaso (124.85 m) ed alla testa arginale (125.85 m), si hanno le seguenti spinte massime sul setto in c.a.:

$$S_{acq-124.85} = 1.3 \times 1/2 \times (4.95 \text{ m})^2 \times 6.20 \text{ m} \times 1.10 \text{ t/mc} = 108.620 \text{ t}$$

$$S_{acq-125.85} = 1.0 \times 1/2 \times (5.95 \text{ m})^2 \times 6.20 \text{ m} \times 1.10 \text{ t/mc} = 120.720 \text{ t}$$

Posto:

$$q_l = k \times \sigma'_v (z=4.00 \text{ m}) \times \tan \delta = 0.5 \times 4.00 \text{ t/mq} \times \tan \varphi' = 0.50 \times 4.00 \text{ t/mq} \times \tan 35^\circ = 1.40 \text{ t/mq}$$

$$q_{l \text{ lim}} = q_l / \gamma_{R3} = 1.40 \text{ t/mq} / 1.30 = 1.08 \text{ t/mq}$$

Se si ipotizza di trascurare il contributo dei pali isolati nella mezzeria della campata e di assegnare tutto lo sforzo trasversale alla paratia di pali isolati e/o secanti sotto il setto in c.a. si ha:

$$T_{acq-124.85} = 108.620 \text{ t} / (5.00 \text{ m} \times 11.00 \text{ m} \times 2) = 0.99 \text{ t/mq} < q_{l \text{ lim}}$$

$$T_{acq-125.85} = 120.720 \text{ t} / (5.00 \text{ m} \times 11.00 \text{ m} \times 2) = 1.10 \text{ t/mq} > q_{l \text{ lim}} (*)$$

(*) si ritiene il valore accettabile e la verifica soddisfatta in quanto è stato supposto di far assorbire l'intero carico al sistema di fondazioni profonde, di considerare il terreno completamente immerso, di trascurare la spinta passiva a tergo della platea, il contributo di pali in campata, la spinta passiva antistante la berlinese di pali e la resistenza allo scorrimento della platea in funzione del carico applicato.

3.8. Azione sismica

3.8.1. Massa sismica

Impalcato

Impalcato	$1.0 \times 0.50 \text{ m} \times 6.20 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} =$	34.875 t	
Pavimentazione	$1.0 \times 0.10 \text{ m} \times 6.20 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} \times 2.00 \text{ t/mc} =$	6.200 t	
Parapetti	$1.0 \times 3 \times 6.20 \text{ m} \times 0.15 \text{ t/ml} =$	2.790 t	
$N_{\text{imp}} =$		43.865 t	43.865 t

Setto

$N_{\text{setto}} =$	$1.0 \times 8.50 \text{ mq} \times 6.20 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} =$	131.750 t	<u>131.750 t</u>
Totale			175.615 t

3.8.2. Azione sismica di riferimento

In accordo con NTC2008 par. 3.2 si assume:

Coordinate nel sistema di riferimento ED50

Latitudine = 43,648291

Longitudine = 11,458497

$a_g = 0.146 \text{ g}$ $F_0 = 2.397$ $T_c^* = 0.307 \text{ s}$ $S_T = 1.00$

3.8.3. Azione trasversale

Categoria suolo: C

$S_S = 1.490$

$S = S_S \times S_T = 1.00 \times 1.490 = 1.490$

$\xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1.00$

$q = \text{fattore di struttura} = 1.00$

A favore di sicurezza si suppone di essere sul piatto dello spettro ($T_B < T < T_C$)

$S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_0 = 0.146 \text{ g} \times 1.490 \times 1.00 \times 2.397 = 0.521 \text{ g} = 5.115 \text{ m/s}^2$

$S_d(T) = S_e(T) / q = 0.521 \text{ g} = 5.115 \text{ m/s}^2$

$S_{\text{sisma}} = 175615 \text{ kg} \times 10 \times 0.521 \text{ g} = 914954 \text{ N} = 91.495 \text{ t}$

Da cui, se si ipotizza di trascurare il contributo dei pali isolati nella mezzeria della campata e di assegnare tutto lo sforzo trasversale alla paratia di pali isolati e/o secanti sotto i setti in c.a., si ha:

$T_{\text{sisma}} = 92 \text{ t} / (5.00 \text{ m} \times 11.00 \text{ m} \times 2) = 0.83 \text{ t/mq} < q_{\text{lim}} = 1.08 \text{ t/mq}$

4. Muri d'ala

4.1. Descrizione

In corrispondenza dei setti terminali sono realizzati dei muri d'ala per il contenimento del rilevato arginale.

Le opere sono state progettate con l'Approccio 2 delle NTC2008.

Le stratificazioni geologiche assunte nelle modellazioni allegate sono le medesime di quella assunta per il dimensionamento dell'opera di presa.

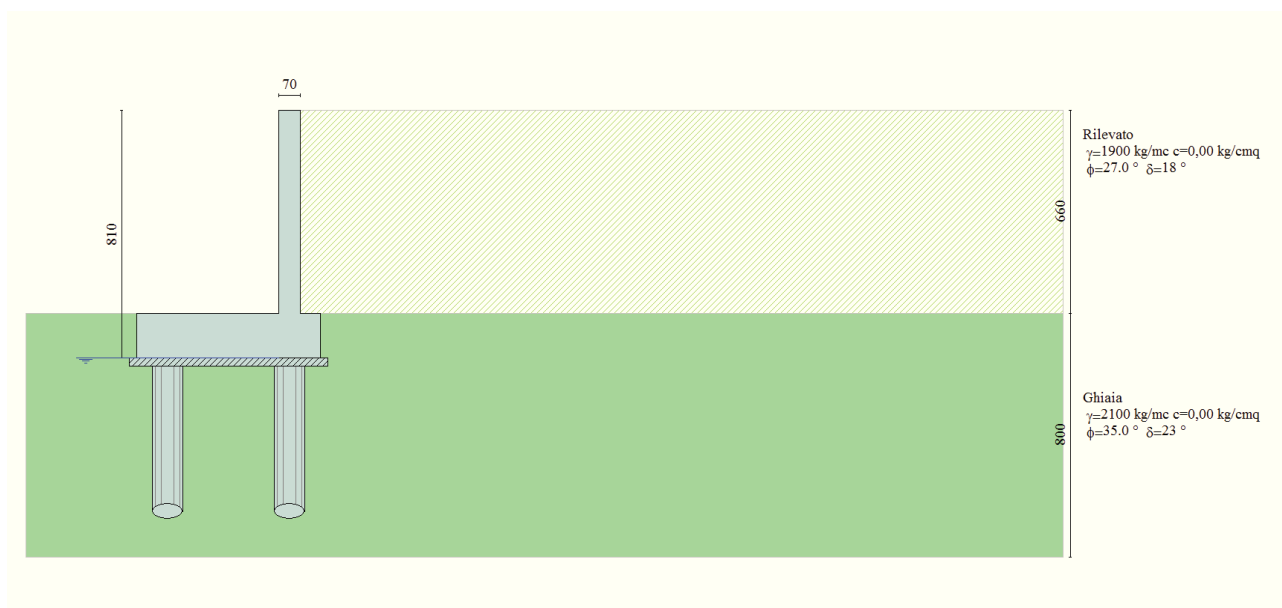
Nella presente trattazione si riportano le condizioni di progetto e l'esito delle verifiche, condotte e riportate in dettaglio nel fascicolo dei calcoli della struttura allegata al progetto.

4.2. Caratteristiche del terreno

Si rimanda al punto 3.2

4.3. Schematizzazione

Con il programma di calcolo Max della Aztec s.r.l. si è provveduto alla schematizzazione delle strutture in oggetto come riportato:



Sezione corrente muro d'ala

La verifica della portanza dei pali di fondazione, soggetti alle azioni di calcolo dedotte dall'analisi numerica condotta, è riportata nel paragrafo 4.9.

4.4. Azioni

Per il progetto dell'opera si è seguito l'Approccio 2 del DM 19.2.2008 (NTC2008)

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_R (o γ_F)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

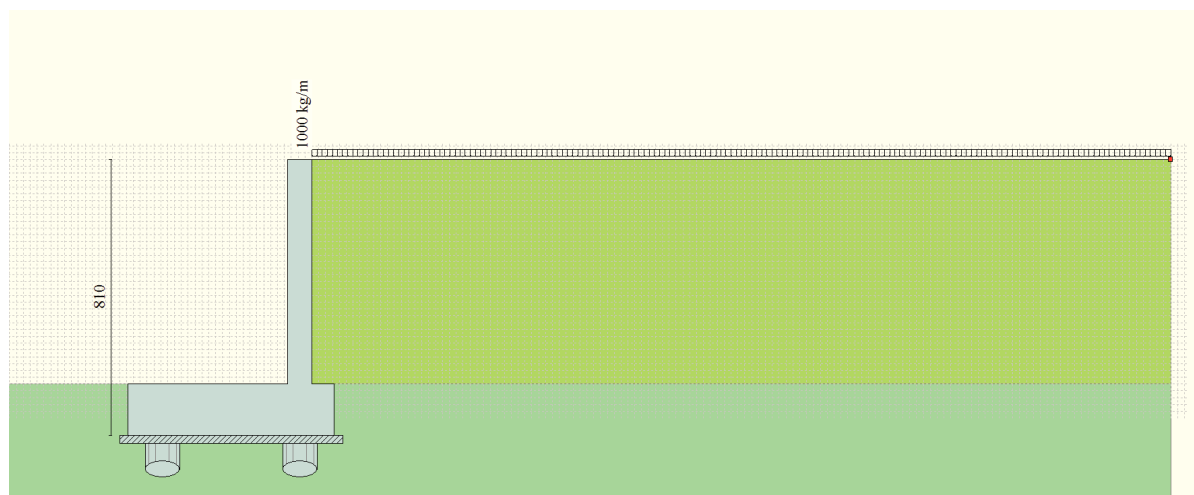
E si è:

- assunto il $\gamma_{\text{rilevato}} = 1,9 \text{ t/mc}$;
- assunto il $\gamma_{\text{acqua}} = 1,1 \text{ t/mc}$ per tener conto del trasporto solido;
- considerato la spinta dell'acqua pari ad un peso permanente strutturale (cfr. 6.2.3.1 NTC 2008);
- assunto il carico accidentale per i mezzi viaggianti presenti sul rilevato arginale q_1 pari a 1000 kg/mq per tener conto del transito della massa limite transitabile come riportato nella relazione generale;
- valutata l'azione sismica con i parametri riportati in 3.8.2.

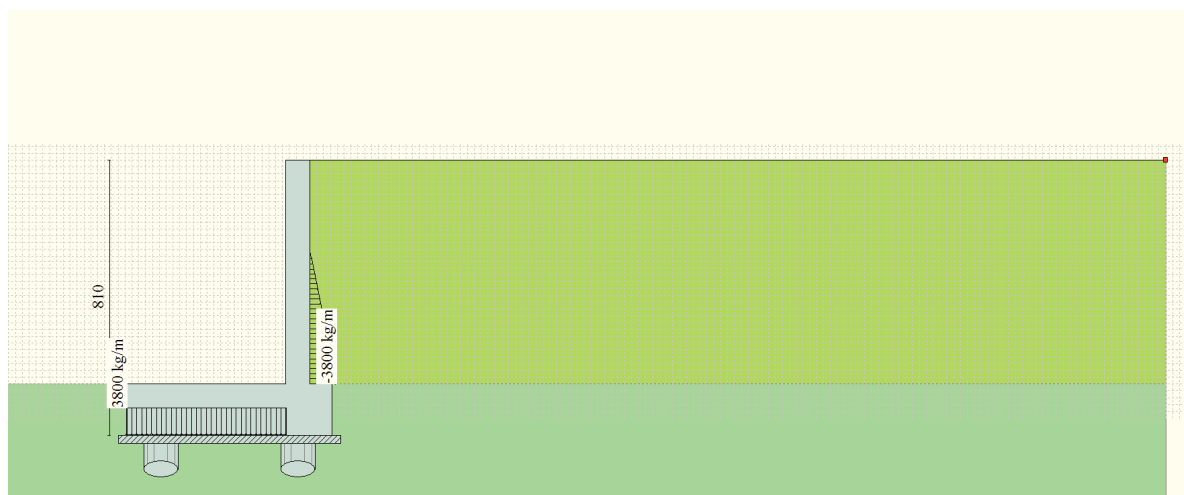
4.5. Condizioni di carico

Le condizioni di carico esaminate sono riportate nel fascicolo dei calcoli delle varie opere.

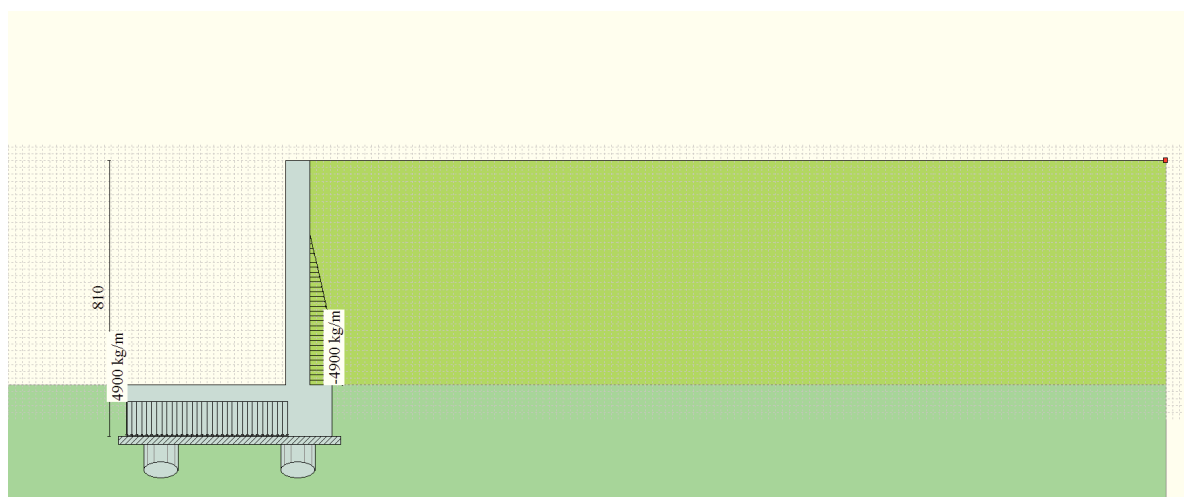
4.5.1. CCE1: Carico viaggiante sull'argine



4.5.2. CCE2: Livello in cassa 124.85 m



4.5.3. CCE3: Livello in cassa 125.85 m



4.5.4. CCE4: Azione sismica

L'azione sismica viene determinata in maniera automatica dal programma sulla base dei dati riportati nel paragrafo 3.8.2.

4.6. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico riportate nel fascicolo dei calcoli.

4.7. Verifiche SLU

Le analisi e le verifiche condotte sono riportate nel fascicolo dei calcoli delle strutture.

4.8. Verifiche SLE

Le analisi e le verifiche condotte sono riportate nel fascicolo dei calcoli delle strutture.

4.9. Verifica capacità portante pali

4.9.1. Capacità portante a compressione

Dal fascicolo dei calcoli allegato relativo all'elaborazione numerica effettuata si ha che:

N_{max} = massimo sforzo di compressione = 180.33 t (Comb. 27) + peso palo =

$$= 180.33 + 0.785 \text{ mq} \times 5.00 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} = 180.33 + 9.81 = 190.14 \text{ t}$$

Capacità limite del palo come fondazione profonda – R1

$$\begin{aligned} Q_{lim} &= Q_l / (\xi_{3,4} \times \gamma_{z(R3)}) + Q_b / (\xi_{3,4} \times \gamma_{b(R3)}) \\ &= 21.98 / (1.70 \times 1.15) + 484.12 / (1.70 \times 1.35) = \\ &= 11.24 + 210.95 = 222.19 \text{ t} > N_{tot} = 190.14 \text{ t} \end{aligned}$$

4.9.2. Capacità portante a trazione

Dal fascicolo dei calcoli allegato relativo all'elaborazione numerica effettuata si ha che:

N_{max} = massimo sforzo di trazione = 18.99 t (Comb. 26) – peso palo =

$$= 18.99 - 0.785 \text{ mq} \times 5.00 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/mc} = 18.99 - 9.81 = 9.18 \text{ t}$$

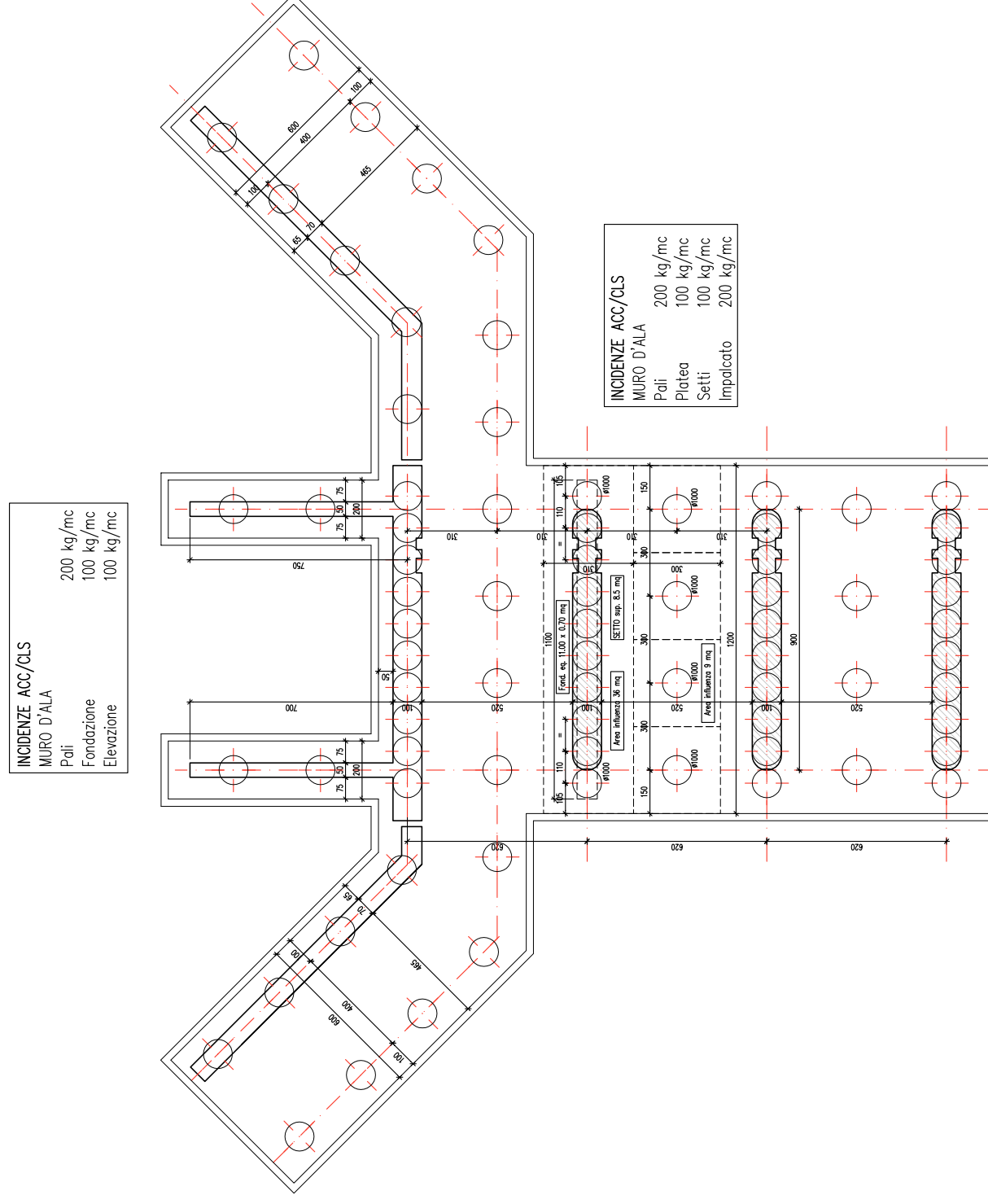
Capacità limite del palo come fondazione profonda – R1

$$Q_{lim} = Q_l / (\xi_{3,4} \times \gamma_{z(R3)}) = 21.98 / (1.70 \times 1.25) = 10.34 \text{ t} > N_{tot} = 9.18 \text{ t}$$

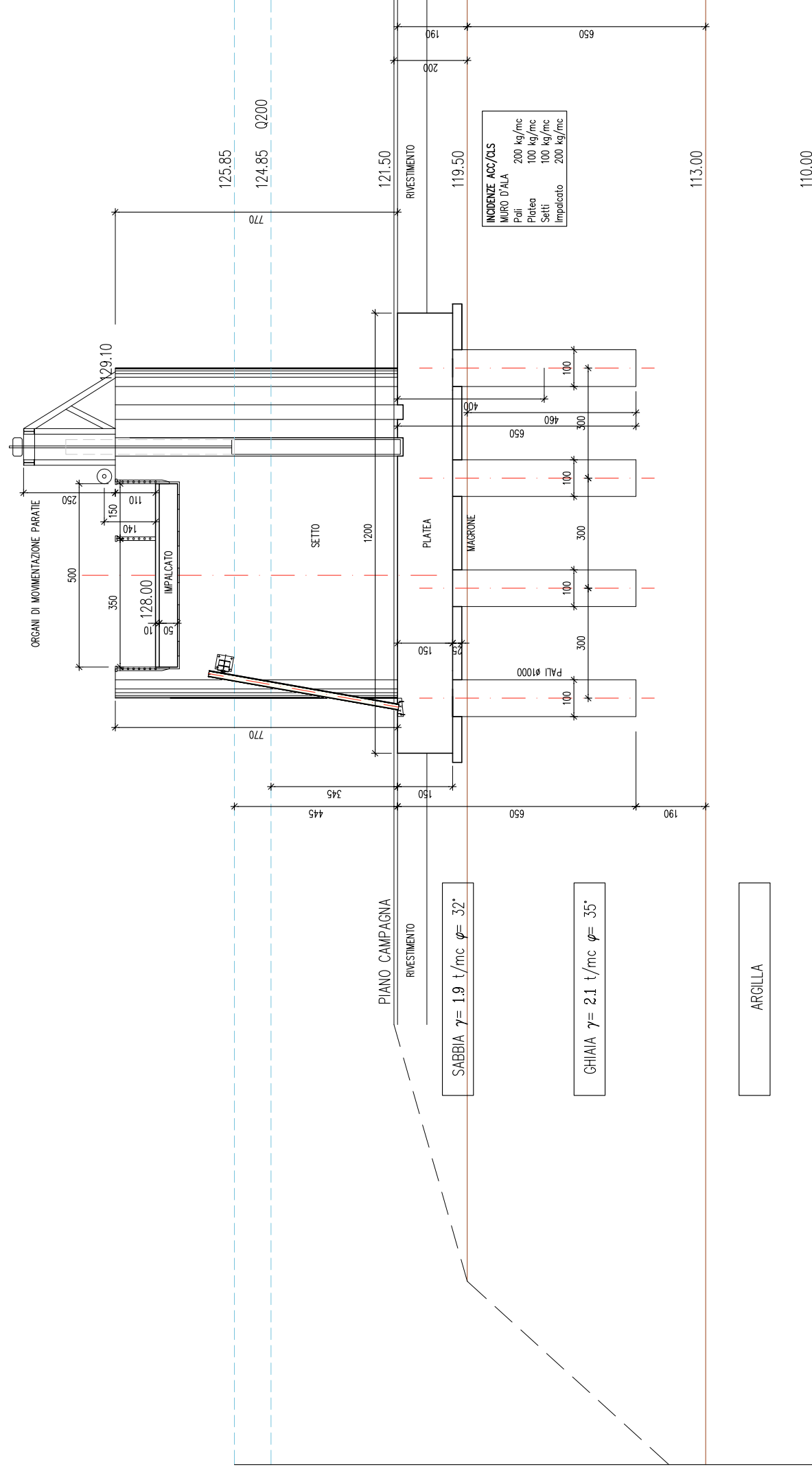
5. Stati limite idraulici

Come premesso per le verifiche di dettaglio si rimanda al capitolo dedicato alle verifiche rispetto agli stati limite idraulici.

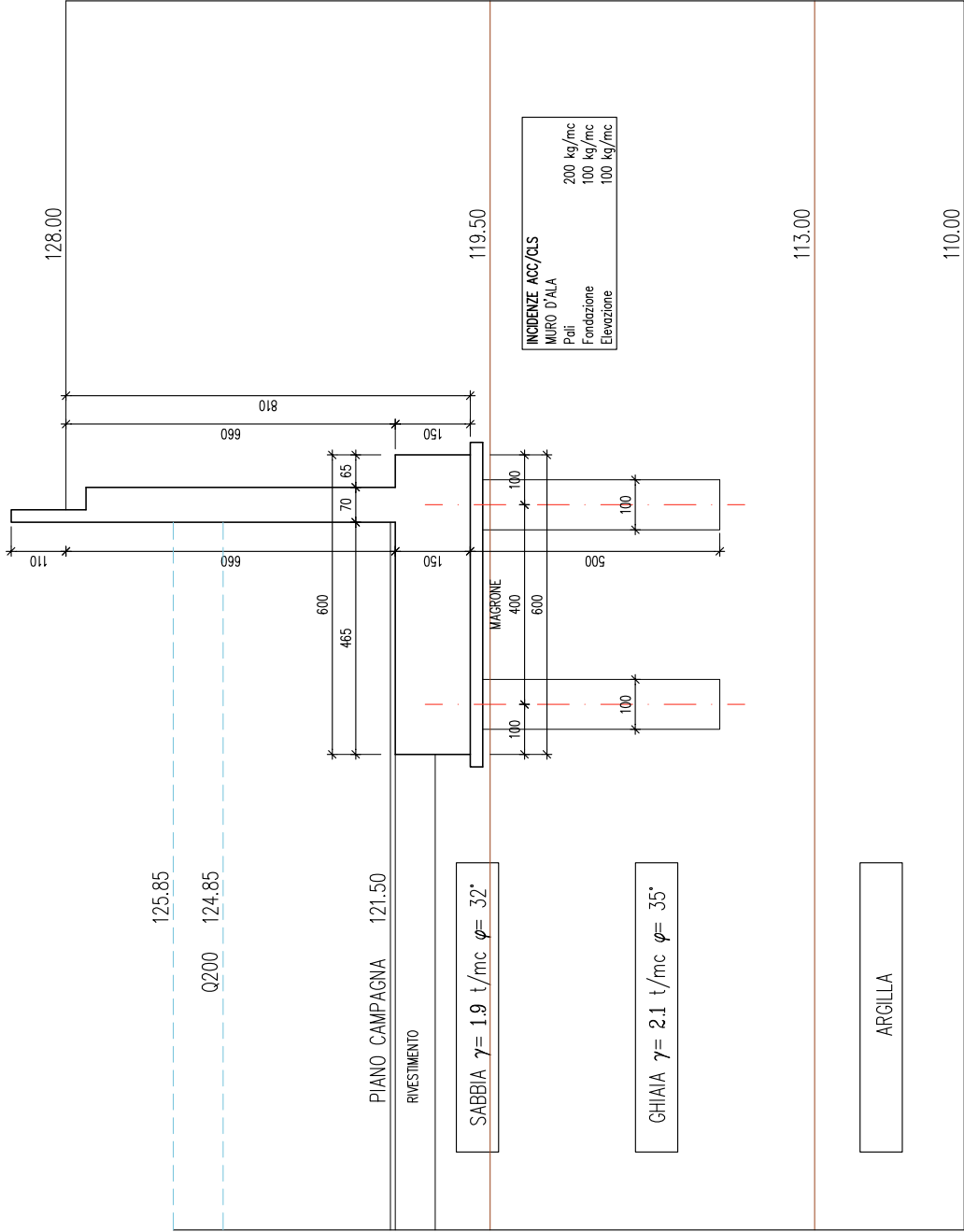
STRALCIO PLANIMETRICO DELL'OPERA DI PRESA



SEZIONE OPERA DI PRESA

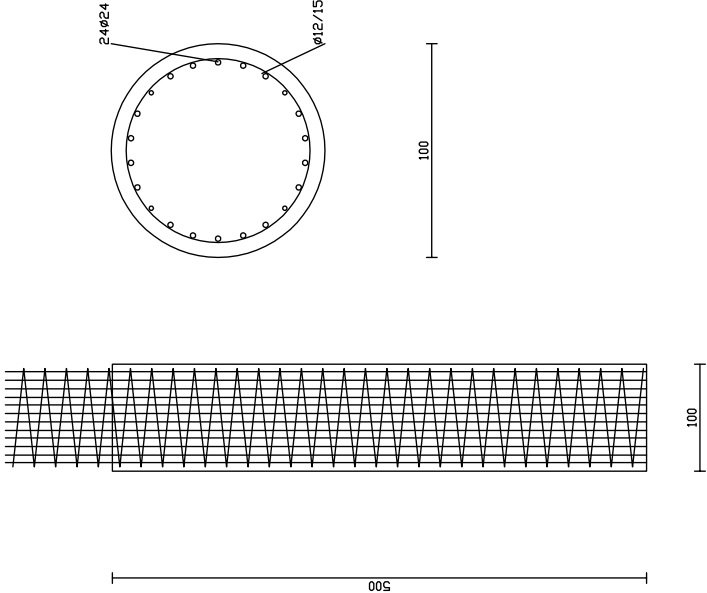
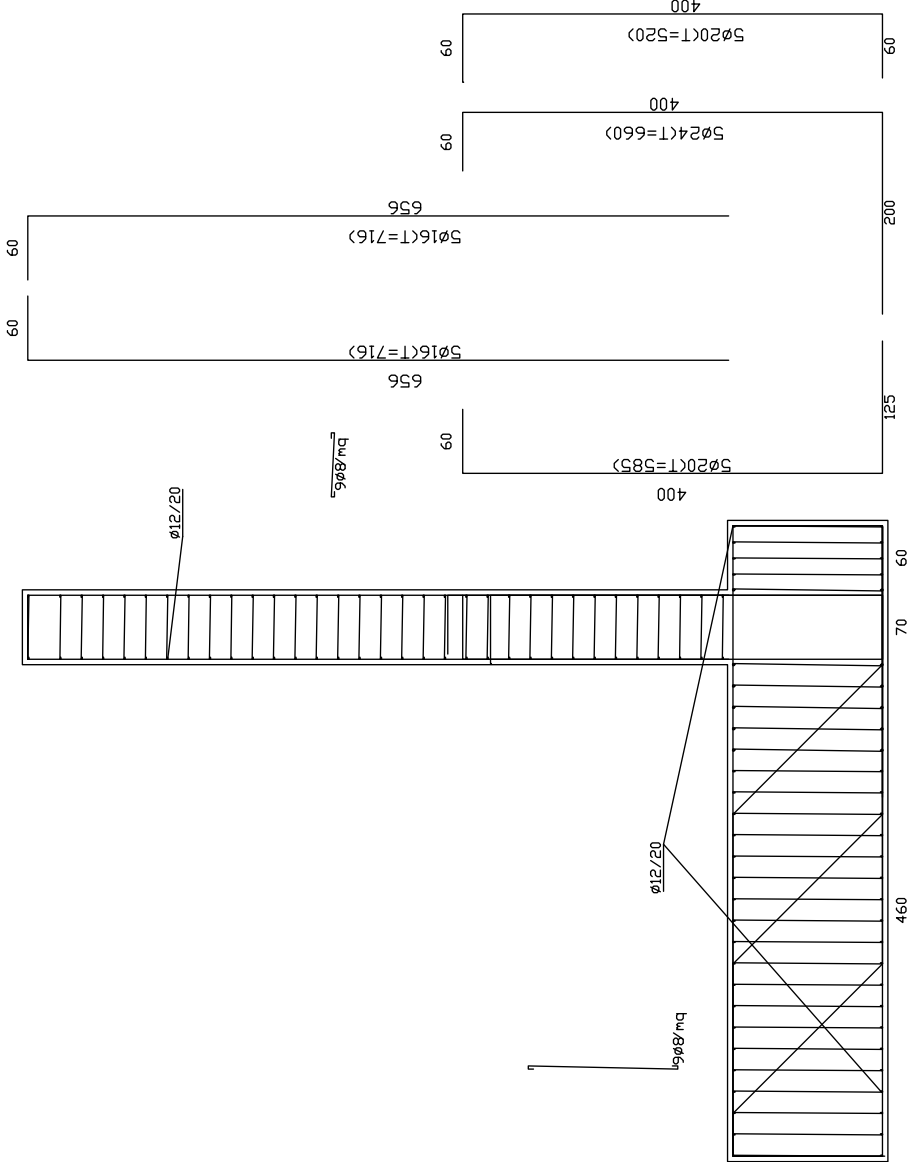


SEZIONE MURO D'ALA

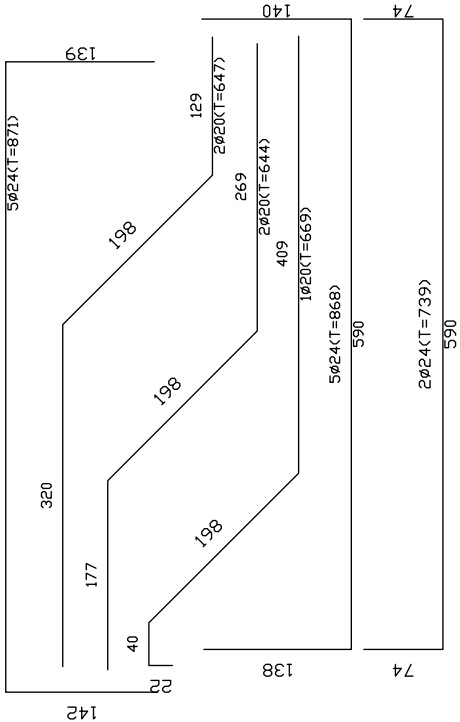


CARPENTERIA MURO D'ALA

ALL. 4



INCIDENZA ACCIAIO / CLS = 200 kg/mc



INCIDENZA ACCIAIO / CLS = 100 kg/mc

1:50 - 1:25