



# Regione Toscana – Settore Genio Civile Valdarno Superiore

**INTERVENTI DI CHIUSURA IDRAULICA  
NEL TRATTO EMPOLESE DEL FIUME ARNO  
CODICE INTERVENTO DODS2024FI0001**



## PROGETTO ESECUTIVO

## PROGETTAZIONE:

**Ing. PAOLO CARDELLI**  
**Via Papa Giovanni XXIII n. 54**  
**51019 - Montecatini Terme (PT)**  
**Partita I.V.A. : 01852890472**

**Responsabile Unico del Progetto**  
**Ing. Gennarino Costabile**

Elab. 14

## Scala

**Data: Giugno 2024**

## Relazione di calcolo nuovo parapetto

## **1. - DESCRIZIONE INTERVENTO**

Per il rialzamento della sommità arginale sinistra del Fiume Arno lungo Via della Tinaia in progetto è prevista la costruzione di un parapetto di adeguata altezza in un tratto della lunghezza di circa ml. 280 compreso tra l'esistente ponticello sul Rio Cortenuova (a sud-ovest) e la località Tinaia (a nord-est).

Il nuovo parapetto avrà struttura in c.a. e sarà costituito da un blocco di base interrato con sezione di cm. 100x90 e da una parte in elevazione da gettare mediante casseratura con sistema modulare a doppie lastre parallele realizzate in conglomerato cementizio classe Rck 35 ipervibrato, collegate fra loro e armate con rete e tralicci di acciaio B450C.

Per minimizzare l'impatto visivo del nuovo parapetto, sia per chi percorre Via della Tinaia che per le viste dalla sponda opposta, entrambe le lastre di casseratura saranno rivestite in pietra a filaretto, che permette di simulare con ottimo grado di approssimazione la presenza di un vero e proprio muro in pietrame. Con questa impostazione la larghezza complessiva del nuovo parapetto risulterà pari a circa cm. 50.

Per garantire la stabilità strutturale del parapetto viene prevista l'esecuzione di una serie di micropali realizzati con perforazioni di mm. 200-220 armate con tubolari in acciaio di mm. 139,7x10 della lunghezza di ml. 7,00, posti su unica fila all'interasse complessivo tipico di ml. 1,20, a cui agganciare il blocco di base del parapetto.

Le dimensioni del blocco di base del parapetto sono state anche determinate in funzione dell'evitare fenomeni di sifonamento in presenza di un battente d'acqua dell'Arno rispetto alla sede di Via della Tinaia.

Il presente progetto strutturale è basato sui risultati dello studio geologico svolto dal Dott. Geol. Andrea Carmignani e sulle considerazioni ed indicazioni riportate nella relativa Relazione.

## **2. - NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018);
- Circolare n. 7 del 21.01.2019 C.S.LL.PP.: "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018".

I coefficienti delle azioni sismiche considerate sono i seguenti.

- Vita nominale  $V_N = 50$  anni
- Classe d'uso: II
- Coefficiente d'uso  $C_U = 1$
- Periodo di riferimento  $V_R = 50$  anni

### **Stato limite di salvaguardia della vita (SLV):**

- tempo di ritorno = 475 anni
- latitudine sito = 43,737654      - longitudine sito = 10,972127
- $a_g = 0,123$        $F_0 = 2,44$        $T_c^* = 0,29$
- categoria topografica: T1      →       $S_T = 1,00$
- categoria del sottosuolo: C
- $S_S = 1,50$        $S = S_S \times S_T = 1,50$

## **3. - CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

I materiali da utilizzare sono i seguenti:

- Conglomerato cementizio C25/30;
- Acciaio per cemento armato B450C;
- Tubolari micropali in acciaio S 355;

Le caratteristiche meccaniche per questi materiali sono le seguenti:

a) Conglomerato cementizio C25/30:

- $f_{ck} = \text{N/mm}^2. 25$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = \text{N/mm}^2. 14,16$
- $\alpha_{cc} = 0,85$  -  $\gamma_c = 1,5$
- diagramma tensione-deformazione: parabola-rettangolo
- $\epsilon_{cu} = 0,35\%$  -  $\epsilon_{c2} = 0,2\%$

b) Acciaio B450C:

- $f_{yk} = \text{N/mm}^2. 450$
- $f_{yd} = 450 / 1,15 = \text{N/mm}^2. 391,3$
- diagramma tensione-deformazione: elastico-perfettamente plastico indefinito
- coefficiente di omogeneizzazione  $n = 15$

c) Acciaio S 355:

- $f_{tk} = \text{N/mm}^2. 510$  -  $f_{yk} = \text{N/mm}^2. 355$
- $f_{yd} = 355 / 1,05 = \text{N/mm}^2. 338,1$

Il conglomerato cementizio deve avere inoltre le seguenti caratteristiche:

- Classe di consistenza (abbassamento al cono di Abrams): S4, consistenza fluida, abbassamento (slump) da mm. 160 a 210;
- Classe di esposizione ambientale secondo le norme UNI EN 206/2006: XC2;
- Diametro massimo dell'inerte = mm. 20.

#### **4. - PROGETTO MICROPALI**

L'azione di progetto del nuovo parapetto in c.a. e dei sottostanti micropali è rappresentata dalla spinta dell'acqua.

Considerando la sezione di massima altezza e, cautelativamente, una piena che sfiori la sommità del parapetto si ha:

- Peso acqua  $\gamma_w = \text{KN/mc. } 10$
- Altezza massima acqua  $H = \text{ml. } 2,70$

Per cogliere l'esatto comportamento dell'opera si è studiata l'opera come uno schema unico "a paratia" utilizzando il programma PRO\_SAP (licenza PROFESSIONAL build 2011-06-155) della 2S.I. s.r.l., Ferrara.

Gli elementi a contatto con il terreno (blocco di base e micropali) sono schematizzati come travi alla Winkler con costante di sottofondo crescente con la profondità.

Per il calcolo delle azioni sismiche si considerano i seguenti parametri (paragrafo 7.11.6.3 NTC 2018):

- coefficiente di deformabilità  $\alpha = 1$
- coefficiente di spostamento  $\beta = 1$
- Coefficiente sismico in direzione orizzontale (SLV):

- $K_h = 1 \times 1 \times 1,50 \times 0,123 = 0,185$
- Coefficiente sismico in direzione verticale:  
 $k_v = 0,00$  (punto 7.11.6.3.1 NTC - metodi pseudostatici)
- $\theta = \arctan[k_h / (1+k_v)]$
- Incremento sismico spinta acqua =  $7/8 S a_g \gamma_w (H z)^{1/2}$   
 che equivale ad una risultante  $R = 7/12 \times 1,50 \times 0,123 \times 10 \times 2,70^2 = \text{KN/ml. } 7,85$   
 applicata per sicurezza a metà altezza

Le verifiche riportate nel seguito sono svolte con l'Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+M1+R1).

In condizioni sismiche i coefficienti A1 sono unitari.

La stima delle costanti di sottofondo è effettuata sulla base della capacità portante delle fondazioni secondo la seguente formula:

$$K = A_s + (B_s \times Z^n)$$

Dove:

- $A_s = Cx(cxN_c + 0,5B\gamma n_\gamma)$        $B_s = C\gamma N_q$        $C = 40$  nel sistema internazionale SI
- $Z =$  profondità
- $n = \pi \tan(\phi)$
- $N_q = e^n \times \tan^2(45^\circ + \phi/2)$        $N_c = (N_q - 1) \cot(\phi)$        $N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan(\phi)$

Nella sezione di massima altezza, per i terreni di contrasto delle spinte dell'acqua, si adotta cautelativamente la seguente stratigrafia.

a) Livello II - limo argilloso di mediocre consistenza (fino alla prof. di ml. 5,50):

- Angolo d'attrito terreno  $\phi' = 24^\circ$
- Coesione  $C' = \text{daN/cm}^2. 0,00$
- Peso di volume  $\gamma = \text{KN/mc. } 17,0$
- Peso di volume immerso  $\gamma' = \text{KN/mc. } 8,5$

b) Livello III - argilla sabbiosa consistente (oltre la prof. di ml. 5,50):

- Angolo d'attrito terreno  $\phi' = 28^\circ$
- Coesione  $C' = \text{daN/cm}^2. 0,00$
- Peso di volume  $\gamma = \text{KN/mc. } 18,5$
- Peso di volume immerso  $\gamma' = \text{KN/mc. } 10,0$

Le costanti di sottofondo vengono pertanto così determinate:

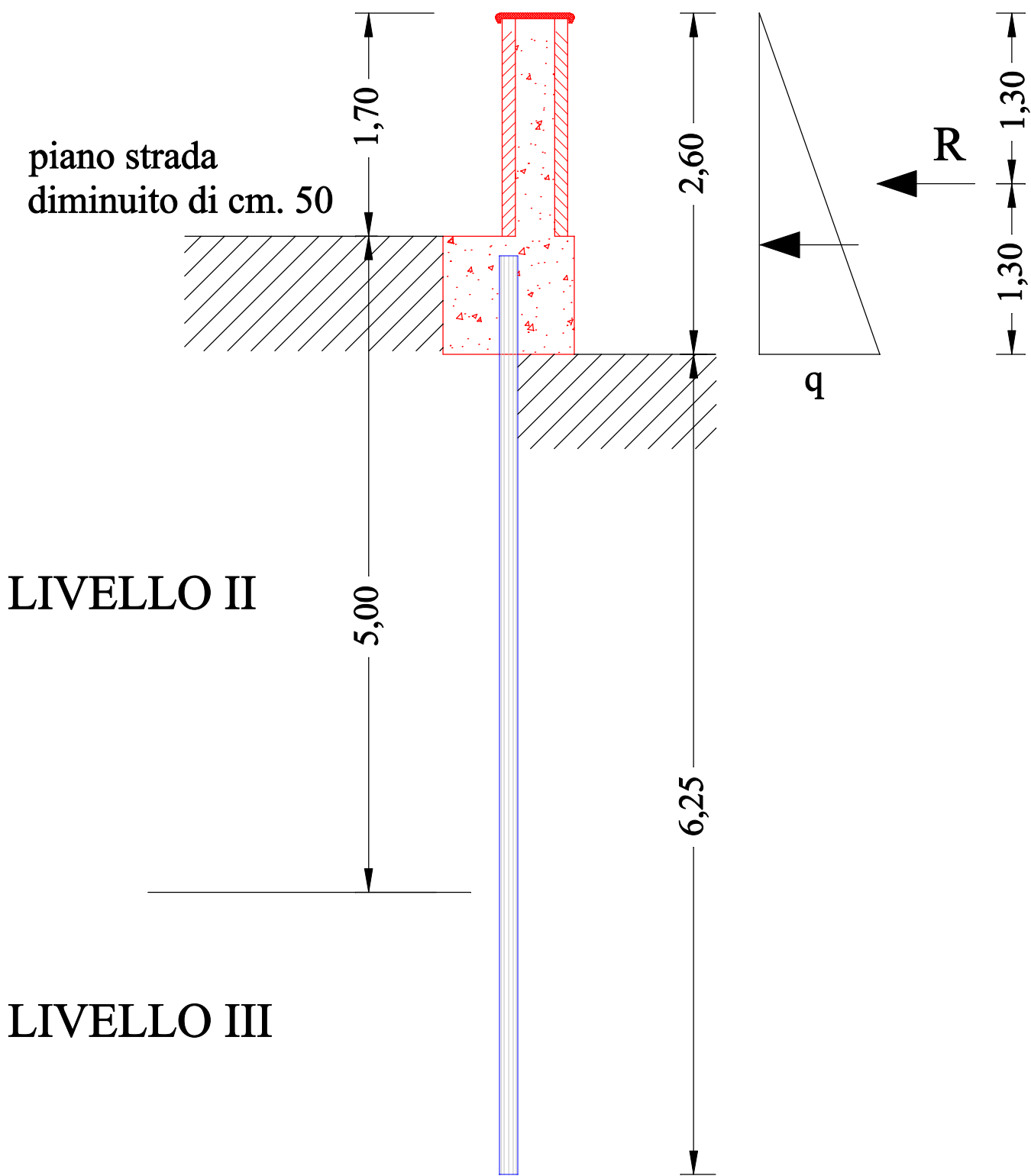
a) Livello II:

- $z = \text{ml. } 0,50$        $K = \text{daN/cm}^2. 0,22$
- $z = \text{ml. } 1,30$        $K = \text{daN/cm}^2. 0,57$
- $z = \text{ml. } 2,30$        $K = \text{daN/cm}^2. 1,14$
- $z = \text{ml. } 3,80$        $K = \text{daN/cm}^2. 2,21$

B) Livello III:

- $z = \text{ml. } 5,50$        $K = \text{daN/cm}^2. 8,82$

Stante ciò, tenuto anche conto della prescrizione normativa (punto 6.5.2.2 delle NTC 2018) di diminuire la quota terreno resistente (nel caso in esame lato strada) di un valore minimo di ml. 0,50, lo schema statico utilizzato per il dimensionamento della paratia è riportato nella pagina seguente.



**Azioni allo SLU a ml.:**

- $q = 1,3 \times 10,00 \times 2,60 = \text{KN/mq. } 33,80$
- $R = \text{KN/ml. } 0,00$

Allo SLU sui micropali posti all'interasse di ml. 1,20 si hanno le seguenti sollecitazioni massime:

- $M_{\max} = 1,20 \times 14,59 = \text{KNm. } 17,51$
- $T_{\max} = 1,20 \times 6,44 = \text{KN } 7,73$
- $N = 1,3 \times 1,20 \times (0,50 \times 1,70 + 1,00 \times 0,90) \times 25,00 = \text{KN } 68,25$

**Azioni allo SLV a ml.:**

- $q = 10,00 \times 2,60 = \text{KN/mq. } 26,00$
- $R = 7/12 \times 1,50 \times 0,123 \times 10 \times 2,60^2 = \text{KN/ml. } 7,28$

Allo SLV sui micropali posti all'interasse di ml. 1,20 si hanno le seguenti sollecitazioni massime:

- $M_{\max} = 1,20 \times 15,90 = \text{KNm. } 19,08$
- $T_{\max} = 1,20 \times 7,14 = \text{KN } 8,57$
- $N = 1,20 \times (0,50 \times 1,70 + 1,00 \times 0,90) \times 25,00 = \text{KN } 52,50$

**Verifica micropali.**

I micropali sono realizzati con perforazioni  $\phi 200$  eseguite all'interasse tipico di ml. 1,20 ed armate con tubolare  $\phi 139,7 \times 10$  mm. con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Area  $A = \text{cmq. } 40,7$
- Momento di inerzia  $J = \text{cm}^4 \ 862$
- modulo di inerzia elastico  $W_e = \text{cm}^3 \ 123$
- modulo di inerzia plastico  $W_p = \text{cm}^3 \ 168,5$
- resistenza a flessione  $M_{RD} = 0,3381 \times 168,5 = \text{KNm } 56,96$
- resistenza a taglio  $T_{RD} = (2 \times 40,7 \times 33,81 / \pi) / \sqrt{3} = \text{KN } 505,7$

Sul micropalo si hanno le seguenti sollecitazioni massime:

- $M_{\max} = \text{KNm. } 19,08 \quad (\text{O.K.})$
- $M_{\max} / M_{RD} = 0,34 < 1,00 \quad (\text{O.K.})$

Anche considerando la presenza del modesto sforzo di compressione il coefficiente di sicurezza rimane pari a 0,34.

- $T_{\max} = \text{KN } 8,57 \quad - \quad T_{\max} / T_{RD} = 0,02 < 1,00 \quad (\text{O.K.})$

**Verifica collasso per rotazione.**

La verifica per rotazione alla base micropali sono evidentemente ed ampiamente soddisfatte.

**Verifica parapetto in elevazione.**

- $N \text{ (SLV)} = 0,50 \times 1,70 \times 25 = \text{KN/ml. } 21,25$
- $M_{\max} \text{ (SLV)} = \text{KNm/ml. } 11,10$
- $T_{\max} \text{ (SLV)} = \text{KN/ml. } 21,76$
- $B = \text{cm. } 100 \quad H = \text{cm. } 50 \quad h = \text{cm. } 37$
- $A_f = A'_f = \phi 12/25 = \text{cmq. } 4,52$
- Resistenza ultima  $M_{RD} = \text{KNm } 88,62 \quad (\text{O.K.})$

- Resistenza ultima minima a taglio:  
 $V_{RD} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} B h = \text{KN } 147,33 \quad (\text{O.K.})$   
 $k = 1 + (200/h)^{1/2} = 1,73$

### **Verifica parapetto in elevazione nei confronti dell'impatto di un autoveicolo.**

L'entità dell'azione di un urto di un autoveicolo è definita al paragrafo 3.6.3.3.2 del DM 17.01.2018:

*In assenza di specifiche prescrizioni ..... si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100 KN. Essa ..... deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo.*

Nel caso in esame la massima altezza del parapetto rispetto al blocco di base è pari a circa 1,60 (presso la sez. E-E); in questa sezione la sommità del parapetto si trova a circa ml. 1,10 sopra il piano strada.

Stante ciò si considera una forza d'urto di KN 100 applicata a ml. 1,00 sopra il piano strada e quindi ml. 1,50 sopra il blocco di base.

Considerando questa forza applicata su una linea lunga ml. 0,50, la sua diffusione a 45° all'interno del parapetto in c.a., nonché l'ipotesi cautelativa che l'urto avvenga all'estremità del muro, si determinano le seguenti sollecitazioni a metro lineare:

- $N = 0,50 \times 1,60 \times 25 = \text{KN/ml. } 20,00$
- $T_{\max} = 100 / (0,50 + 1,50) = \text{KN/ml. } 50,00$
- $M_{\max} = 50,00 \times 1,50 = \text{KNm/ml. } 75,00$

Per cui si ha:

- $B = \text{cm. } 100 \quad H = \text{cm. } 50 \quad h = \text{cm. } 37$
- $A_f = A'_f = \phi 12/25 = \text{cmq. } 4,52$
- Resistenza ultima  $M_{RD} = \text{KNm/ml. } 88,35 \quad (\text{O.K.})$

- Resistenza ultima minima a taglio:  
 $V_{RD} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} B h = \text{KN } 147,33 \quad (\text{O.K.})$   
 $k = 1 + (200/h)^{1/2} = 1,73$

### **5. - CALCOLO PORTANZA MICROPALI VERTICALI**

I micropali verticali sono anche soggetti a modesti sforzi normali di compressione, per cui si procede alla determinazione della loro capacità portante utilizzando il metodo suggerito da Bustamante e Diox (1985).

In questo metodo la resistenza laterale  $R_L$  è posta pari a:

$$N_{\text{ultimo}} = \pi \alpha D L q_s / \xi / \gamma_r$$

ove i simboli hanno il seguente significato e valore:

- $D$  = diametro foro
- $\alpha$  = coefficiente maggiorativo funzione del tipo di terreno e del tipo di perforazione e iniezione effettuata; nel caso in esame, considerando un'iniezione a bassa pressione in unica soluzione (IGU) e la presenza di argilla sabbiosa consistente si utilizza il valore  $\alpha = 1,2$
- $L$  = lunghezza iniettata, considerata prudenzialmente pari ai ml. 2,00 finali nel Livello III;
- $q_s$  = resistenza unitaria determinabile con gli abachi del metodo in funzione della tipologia di terreno e dal tipo e dall'entità dell'iniezione effettuata; nel caso in esame (IGU), considerando per il Livello III ove si

vanno ad attestare i micropali un valore di  $N_{spt}$  pari a 15, si ottiene per  $q_s$  un valore pari a N/mmq. 0,1

- $\xi$  = fattore di correlazione (quattro profili di indagine) = 1,55
- coefficiente  $\gamma_r = 1,15$

Pertanto, trascurando cautelativamente la portata alla punta, si ottiene quanto segue.

- $N_{max \text{ micropalo}} = \text{KN } 68,25$
- $D = \text{mm. } 200$
- $L = \text{mm. } 2.000$
- $q_s = \text{N/mmq. } 0,1$
- $\xi = 1,55$
- $\gamma_r = 1,15$
- $R_L = \pi \times 1,2 \times 200 \times 2.000 \times 0,1 / 1,55 / 1,15 = \text{KN } 84,59 > N_{max} \quad (\text{O.K.})$

## **6. - VERIFICA AL SIFONAMENTO ED AL SOLLEVAMENTO DEL FONDO SCAVO**

### **a) Verifica al sifonamento.**

Ai sensi del punto 6.2.4.2 delle NTC 2018, nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico di efflusso  $i_E$  risulti non superiore al gradiente idraulico critico  $i_c$  diviso per un coefficiente parziale  $\gamma_R = 2$ .

Nel caso in esame si ha:

- gradiente idraulico critico  $i_c = \gamma' / \gamma_w = 8,5/10,0 = 0,85$
- gradiente idraulico di efflusso  $i_E = 1,30/3,30 = 0,40$
- $i_c / i_E = 0,85 / 0,40 = 2,12 > \gamma_R \quad (\text{O.K.})$

### **b) Verifica al sollevamento del fondo scavo.**

Nel caso di diaframma infisso nel terreno, la presenza di un battente d'acqua in posizioni tali da innescare un moto di filtrazione comporta l'instaurarsi di una forza di filtrazione che, se diretta verso l'alto, può annullare il peso del terreno il quale, in assenza di coesione, può essere trascinato dal flusso dell'acqua e compromettere la stabilità dell'opera. A differenza del sifonamento, che è un fenomeno localizzato nel punto di sbocco della prima linea di flusso, quello del sollevamento del fondo scavo si estende per una profondità  $D$  pari a quella d'infissione del diaframma per una larghezza  $D/2$  pari a metà di tale infissione.

Si assume che il valore della sovrappressione al piede del diaframma sia costante sulla lunghezza  $D/2$  e pari a  $\gamma_w \times H_c$  con  $H_c = D \times i_E$ .

La forza di filtrazione  $S_w$  che tende a sollevare il blocco di terreno coinvolto è pari a:

- $S_w = \gamma_w \times H_c \times D/2 = 10,0 \times 1,30 \times 0,40 \times 0,65 = \text{KN/ml. } 3,38$

Il peso del blocco di terreno è pari a:

- $P = \gamma' \times D \times D/2 = 8,50 \times 1,30 \times 0,65 = \text{KN/ml. } 7,18$

Inserendo i coefficienti parziali riportati nella tabella 6.2.III delle NTC 2018 e considerando, a favore di sicurezza, il battente d'acqua come un'azione variabile, si trova infine:

- $(0,9 \times 7,18) / (1,5 \times 3,38) = 1,27 > 1,00 \quad (\text{O.K.})$