



Consorzio Bonifica Muzza Bassa Lodigiana

Convenzione tra Regione Lombardia e Consorzio Bonifica Muzza
Bassa Lodigiana per attività da svolgersi sul reticolo idrico
principale all'interno del territorio comprensoriale

Programma di attività ed interventi
di cui alla Delibera X/7759 del 17/01/2018

LAVORI DI RIPRISTINO DELLA FUNZIONALITÀ
IDRAULICA E DELL'AFFIDABILITÀ STATICA DELLE
STRUTTURE D'ALVEO DEL COLATORE SILLARO
ANCHE CON TECNICHE DI INGEGNERIA
NATURALISTICA NEI COMUNI DI VILLANOVA SILLARO,
PIEVE FISSIRAGA E BORGO SAN GIOVANNI

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE STRUTTURALE

Edizione
Agosto 2018

Il Presidente
Ettore Grecchi

Il Responsabile del Procedimento
dott. Ing. Marco Chiesa

I Progettisti
dott. Ing. Marco Chiesa – geom. Ernesto Davidi

Il presente progetto esecutivo, edizione maggio 2018, afferisce all'intervento di cui alla "Convenzione tra Regione Lombardia e Consorzio Bonifica Muzza Bassa Lodigiana per le attività da svolgersi sul reticolo idrico principale all'interno del territorio comprensoriale" di cui alla Delibera X/7759 del 17/01/2018 in essere tra Regione Lombardia e il Consorzio Bonifica Muzza Bassa Lodigiana. L'importo omnicomprensivo per l'intervento previsto della citata convenzione è pari a euro 700.000,00 e comprende tutte le attività connesse alla progettazione, sino al presente step, del relativo intervento.

La normativa di riferimento è costituita dal Decreto Legislativo 18 aprile 2016, n. 50 e s.m.i. *"Attuazione delle direttive 2014/23/UE, 2014/24/UE e 2014/25/UE sull'aggiudicazione dei contratti di concessione, sugli appalti pubblici e sulle procedure d'appalto degli enti erogatori nei settori dell'acqua, dell'energia, dei trasporti e dei servizi postali, nonché per il riordino della disciplina vigente in materia di contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture"*.

Nella presente relazione verranno analizzati gli aspetti strutturali delle opere, prendendone in esame le diverse tipologie statiche.

1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE: MANUFATTO SFIORATORE

Sommario

1	INTRODUZIONE.....	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	MATERIALI E TASSI DI LAVORO AMMISSIBILI.....	5
3.1	Calcestruzzo C 25/30 per fondazioni ed elevazioni	5
3.1.1	Stato Limite Ultimo	5
3.1.2	Stato Limite di Esercizio.....	5
3.2	Acciaio in tondi ad aderenza migliorata	6
3.2.1	Stato Limite Ultimo	6
3.2.2	Stato Limite di Esercizio.....	6
4	PARAMETRI GEOTECNICI	7
5	DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA.....	8
6	ANALISI DEI CARICHI	10
6.1	Peso proprio e carichi permanenti portati	10
6.2	Spinte delle terre.....	11
6.3	Spinte da sovraccarico accidentale.....	12
6.4	Azioni sismiche	12
6.5	Spinta idrostatica acque interne allo scatolare	14
6.6	Spinta falda esterna su piedritti e soletta	15
6.7	Spinta idrodinamica in sisma	15
7	COMBINAZIONI DI CARICO PER LE VERIFICHE DI RESISTENZA.....	16
7.1	Combinazioni in scenario d'esercizio dell'opera (allo SLU e allo SLE)	17
7.2	Combinazioni in scenario sismico (allo SLU)	19
8	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	20
9	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	22

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riguarda la sezione tipo del manufatto sfioratore avente dimensioni 1.20 x 2.00 m (larghezza x altezza interne)

Si riportano nel seguito le caratteristiche geometriche del manufatto ad U:

B_i = larghezza interna = 1.20 m

H_i = altezza interna = 2.00 m

H_f = spessore soletta inferiore = 0.30 m

S_p = spessore piedritti = 0.30 m

S_b = sbordo laterale alla base = 0.30 m

H_{se} = altezza setto interno = 0.00 m (valore nullo se assente)

S_{se} = spessore setto interno = 0.00 m (valore nullo se assente)

Il piano campagna è allineato alla sommità del manufatto (si indica nel seguito con H_{pc} l'altezza della testa manufatto da piano campagna).

La falda si trova a 2.50 m da piano campagna e pertanto non interessa il manufatto. (si indica nel seguito con H_{fe} la profondità della falda da piano campagna).

L'altezza massima dell'acqua all'interno del manufatto è pari a 1.50 m (da estradosso soletta inferiore).

La sezione trasversale del manufatto con indicate le grandezze sopra elencate è riportata alla pagina seguente.

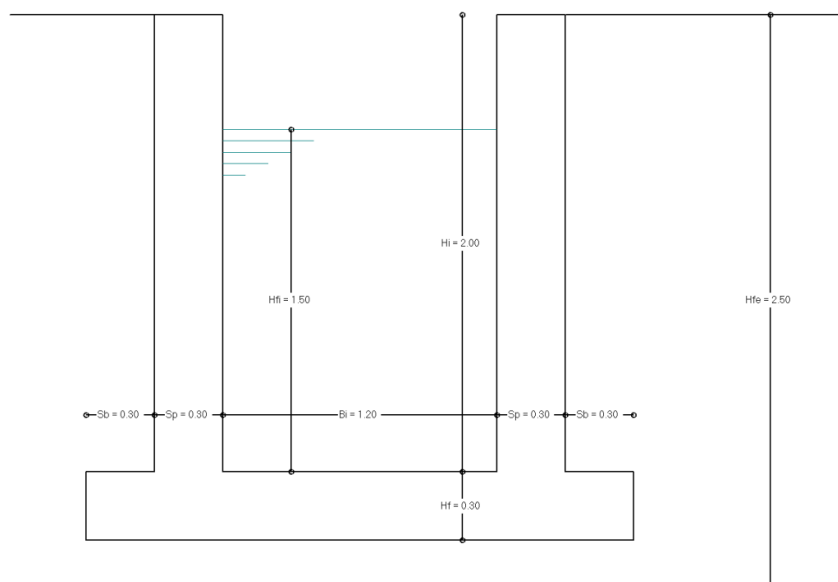


Immagine 1: geometria del manufatto

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- D.M. 14/1/08 - “Norme tecniche per le costruzioni – NTC 2008”,
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008,
- D.M. 17/01/18 – “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”
- UNI EN 1992-1-1-2005 EUROCODICE 2 : Progettazione strutture di calcestruzzo,
- UNI EN 1998-5 EUROCODICE 8 : Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture,

3 MATERIALI E TASSI DI LAVORO AMMISSIBILI

3.1 Calcestruzzo C 25/30 per fondazioni ed elevazioni

Resistenza caratteristica a compressione a 28 giorni:

$$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} \cong 0.83 R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche a fessurazione riportate nei seguenti paragrafi vengono condotte considerando una condizione ambientale ordinaria. Si controlla pertanto:

azioni quasi permanenti:

$$w_{fess} \leq w_1 = 0.3 \text{ mm (armatura poco sensibile);}$$

azioni frequenti:

$$w_{fess} \leq w_2 = 0.4 \text{ mm (armatura poco sensibile);}$$

3.1.1 Stato Limite Ultimo

$$\gamma_c = 1.5$$

(coefficiente di sicurezza)

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

(coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * 25 / 1.5 = 14.17 \text{ N/mm}^2$$

(resistenza di calcolo a compressione)

$$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

(resistenza media a trazione)

$$f_{ctk(0.05)} = 0.7 * f_{ctm} = 1.80 \text{ N/mm}^2$$

(resistenza caratteristica a trazione: frattile 5%)

$$f_{ctd} = f_{ctk(0.05)} / \gamma_c = 1.20 \text{ N/mm}^2$$

(resistenza a trazione di calcolo)

3.1.2 Stato Limite di Esercizio

Combinazione di carico	Tensione ammissibile nel calcestruzzo
Rara	$0.6 * f_{ck} = 15.00$
Quasi permanente	$0.45 * f_{ck} = 11.25$

3.2 Acciaio in tondi ad aderenza migliorata

Si prevede l'impiego di acciaio tipo B450C adottando un copriferro sui ferri più esterni (spille o staffe) di 4.0 cm.

3.2.1 Stato Limite Ultimo

$\gamma_s = 1.15$	(coefficiente di sicurezza)
$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$	(resistenza a trazione caratteristica)
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$	(resistenza a trazione di calcolo)

3.2.2 Stato Limite di Esercizio

$\sigma_s \leq 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$	(con condizione di carico rara)
---	---------------------------------

4 PARAMETRI GEOTECNICI

Ai fini del calcolo della spinta esercitata dalle terre sui piedritti si utilizzano i parametri seguenti:

- | | | |
|---|-------------------------------|----------------------|
| ▪ angolo di attrito interno del terreno | $\Phi = 30.0^\circ$ | |
| ▪ coefficiente di spinta a riposo | $k_0 = 0.500$ | (stato limite STR) |
| ▪ coefficiente di spinta attiva | $k_a = 0.333$ | (stato limite STR) |
| ▪ peso specifico del terreno asciutto | $\gamma_{\text{dry}} = 20.00$ | [kN/m ³] |
| ▪ peso specifico del terreno saturo d'acqua | $\gamma_{\text{sat}} = 21.00$ | [kN/m ³] |
| ▪ coefficiente di sottofondazione | $k_s = 5000$ | [kN/m ³] |

5 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

La struttura in esame è caratterizzata dalle seguenti grandezze:

$V_N = 100$ anni vita nominale della struttura
 $C_U = 1.5$ classe d'uso della struttura

$V_R = V_N \cdot C_U = 150$ anni periodo di riferimento per l'azione sismica

considerando l'ubicazione della struttura in esame, con riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV, 10% di probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R) si deducono i parametri necessari alla definizione della forma spettrale:

$a_g = 0.237$ g accelerazione orizzontale massima del sito (al suolo / valore normalizzato a g);

$F_0 = 2.432$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^* = 0.283$ s periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

La categoria di suolo di riferimento risulta essere la **C**. Il coefficiente di amplificazione topografica è pari a $S_T = 1.0$, mentre il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S definito come di seguito dalla tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/18:

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

vale $S_S = 1.354$.

L'opera in oggetto viene assimilata in scenario sismico ad un'opera di sostegno del terreno e pertanto vengono determinate le azioni equivalenti al sisma col metodo pseudostatico, come indicato dal D.M. 17/01/2018 al Par. 7.11.6.

Le forze statiche equivalenti al sisma vengono calcolate moltiplicando le forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k ; allo SLU si adottano i due coefficienti k_h (per simulare l'effetto del sisma orizzontale) e k_v (per simulare l'effetto del sisma verticale) così definiti:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{S_s \cdot S_T \cdot a_g}{g} = 0.321$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.160$$

Vista l'elevata rigidezza che caratterizza l'opera si è assunto $\beta_m = 1.0$ in quanto si ritiene che il manufatto non sia in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (in ogni caso il valore unitario del coefficiente β_m risulta prudenziale).

La spinta delle terre subisce in scenario sismico un incremento dinamico quantificabile attraverso la formulazione proposta dall'EC8 (UNI EN 1998-5, Appendice E) nel Par. E.9, trattandosi di un'opera rigida completamente vincolata. La spinta ΔP_d è pertanto così definita:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot \gamma_{T,sat} \cdot H^2$$

con: $\alpha = k_h$ (coefficiente sismico da applicare alla massa di terreno)
 $\gamma_{T,sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$ (peso specifico del terreno cautelativamente considerato saturo)
 $H = 2.15 \text{ m}$ (massimo affondamento dell'opera ovvero del piano medio della soletta inferiore rispetto al piano campagna).

La spinta dinamica del battente d'acqua presente nel canale viene calcolata attraverso la formulazione proposta dall'EC8 (UNI EN 1998-5, Appendice E) nel Par. E.8; la pressione $q(z)$, variabile in funzione dell'ascissa z che ha origine nel pelo libero dell'acqua ed è diretta verso il basso, vale:

$$q(z) = 7/8 k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h} \cdot z$$

con: $k_h = 0.321$ (coefficiente sismico)
 $\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$ (peso specifico dell'acqua)
 $h = 1.50 \text{ m}$ (altezza del battente d'acqua interna)

6 ANALISI DEI CARICHI

Si considerano nel calcolo delle sollecitazioni agenti nel tombino i seguenti carichi:

L1	Peso proprio della struttura
L2	Carichi permanenti agenti sulla soletta inferiore (cunicolo faunistico) - <i>non utilizzato</i>
L3	Spinta delle terre sui piedritti (simmetrica - $k = k_0$)
L4	Spinta delle terre sui piedritti (asimmetrica - $k = k_0 / k_a$)
L5	Spinta da sovraccarico sul piedritto sinistro ($k = k_0$)
L6	Sisma orizzontale da sinistra: oscillazione delle masse strutturali
L7	Sisma orizzontale da sinistra: sovrappinta sismica del terreno
L8	Sisma verticale: oscillazione delle masse strutturali
L9	Pressione idrostatica canale in piena (su fondo e su piedritti)
L10	Pressione falda esterna sui piedritti (simmetrica - $k = k_0$)
L11	Pressione falda esterna sui piedritti (asimmetrica - $k = k_0 / k_a$)
L12	Spinta di Archimede da falda
L13	Spinta idrodinamica su piedritto destro (sisma orizzontale da sinistra)
L14	Spinta idrostatica su setto centrale - <i>non utilizzato</i>
L15	Spinta idrodinamica su setto centrale - <i>non utilizzato</i>

NOTA: per tutti i dettagli circa i loadings non utilizzati si rimanda ai successivi paragrafi.

Poiché il modello di calcolo utilizzato per l'analisi strutturale schematizza una striscia di tombino profonda 1 m (sviluppo in direzione longitudinale) nel seguito i carichi vengono riferiti a detta striscia unitaria.

6.1 Peso proprio e carichi permanenti portati

Si immettono i seguenti loadings di carico elementare:

Loading 1: peso proprio della struttura

Si considera ovviamente un peso specifico per le parti strutturali pari a 25 kN/m^3 ; si calcola quindi:

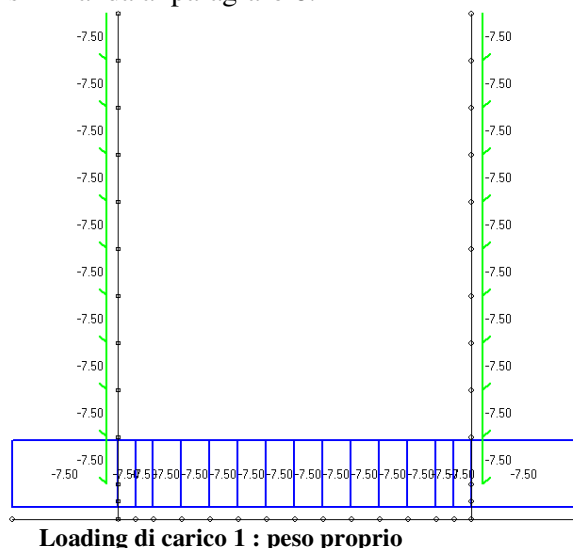
Peso soletta inferiore $= 0.30 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 7.50 \text{ kN/m}$

Peso piedritti $= 0.30 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 7.50 \text{ kN/m}$

Peso setto interno (nullo se assente) $= 0.00 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 0.00 \text{ kN/m}$

Peso predalles (nullo se assenti) $= 0.00 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 0.00 \text{ kN/m}$

Si riporta sotto un'immagine illustrativa dell'applicazione dei carichi al modello di calcolo utilizzato, per la cui descrizione si rimanda al paragrafo 8.



Loading 2: carichi permanenti agenti sulla soletta inferiore

Il loading in esame è di interesse solo per i manufatti dotati di setto di separazione fra cunicolo idraulico e cunicolo faunistico. Viene pertanto trascurato nel caso in esame.

6.2 Spinte delle terre

Le spinte delle terre vengono calcolate nell'ipotesi di assenza di falda (peso del terreno asciutto, assenza della spinta idrostatica) : la variazione del regime di spinta indotta dalla presenza della falda viene considerata nei loadings 10-11.

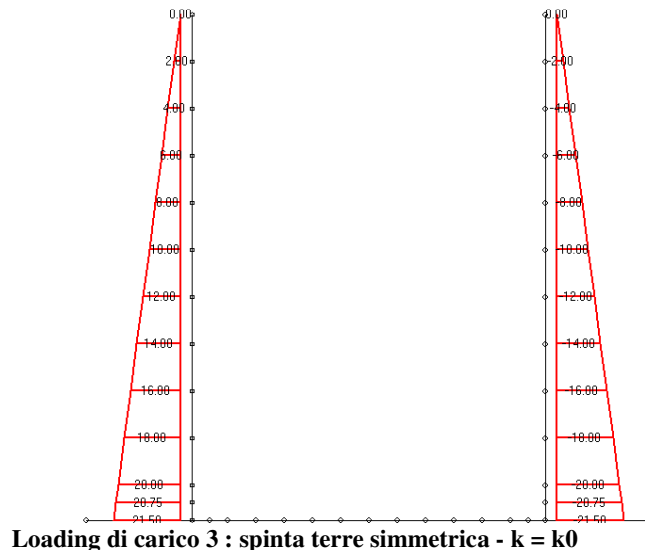
Loading 3: spinta delle terre simmetrica (k_0 : spinta a riposo)

Con le notazioni in uso nel presente documento si calcola:

$$\begin{aligned} p_{inf} &= k_0 \times [\gamma_t \times (H_i + H_f/2 - H_{pc})] \times 1 \text{ m (kN/m)} = \\ &= 0.500 \times [20.00 \times (2.00 + 0.30/2 - 0.00)] \times 1 \text{ m} = 21.50 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

spinta a metro lineare applicata all'altezza della linea d'asse della soletta inferiore.

Il diagramma di spinta viene applicato ad entrambi i piedritti.



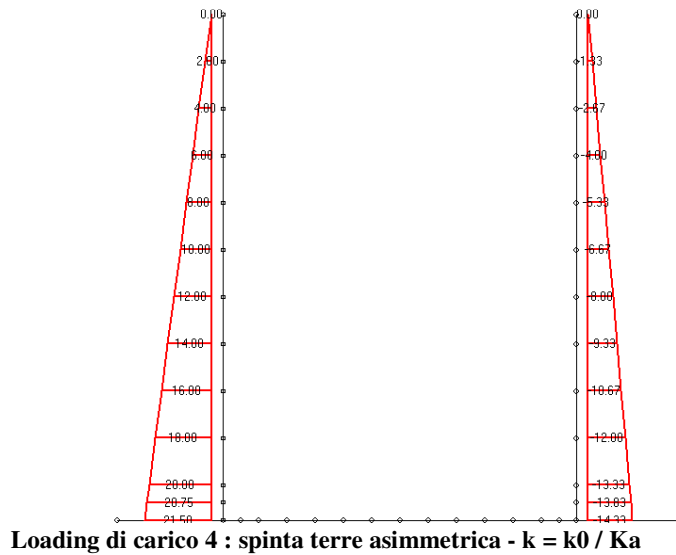
Loading 4: spinta delle terre asimmetrica (k_0 sul piedritto sinistro, k_a sul piedritto destro)

Sul piedritto sinistro si applica il diagramma di spinta a riposo sopra determinato.

Sul piedritto destro il diagramma delle spinte viene calcolato con il coefficiente k_a :

$$p_{inf} = k_a \times [\gamma_t \times (H_i + H_f/2 - H_{pc})] \times 1 \text{ m (kN/m)} = 14.33 \text{ kN/m}$$

spinta a metro lineare applicata all'altezza della linea d'asse della soletta inferiore

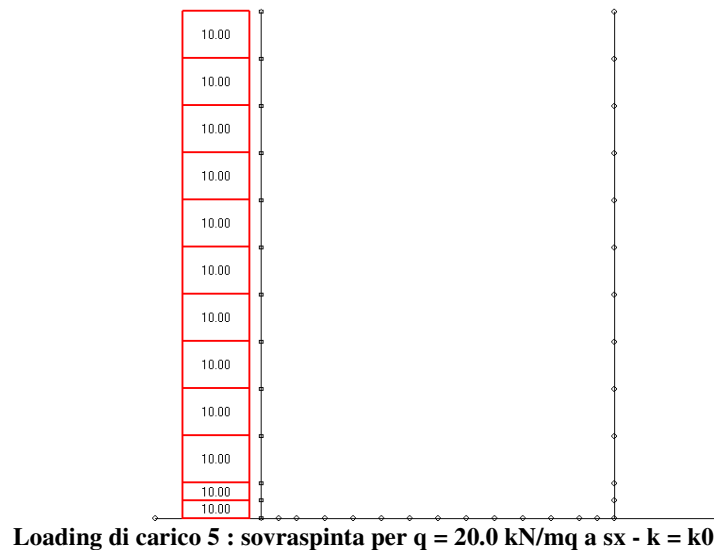


6.3 Spinte da sovraccarico accidentale

Si considera la sola spinta agente sul piedritto di sinistra originata da un sovraccarico di 20.00 kN/m^2 a piano campagna (20.00 kN/m su una striscia unitaria di tombino). Si assume il coefficiente di spinta a riposo:

$$q_{acc} = 0.500 * 20.00 \text{ kN/m} = 10.00 \text{ kN/m}$$

Detta pressione risulta uniformemente applicata su tutta l'altezza del piedritto nel *loading 5*.



6.4 Azioni sismiche

Per la valutazione dei parametri necessari alla determinazione delle azioni sismiche si rimanda al precedente paragrafo 5; nel seguito ci si limita al calcolo delle forze statiche equivalenti al sisma e delle sovraspinte del terreno in sisma.

Loading 6: sisma orizzontale (da sinistra): oscillazione delle masse strutturali

Nel precedente paragrafo 5 si determina il coefficiente sismico orizzontale k_h che correla i pesi strutturali all'azione statica orizzontale equivalente al sisma. In particolare, assunto:

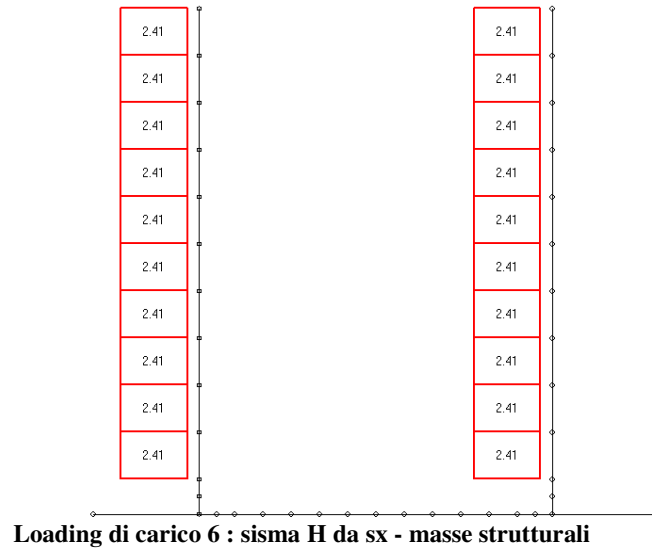
$k_h = 0.321$ = coefficiente sismico orizzontale

agiscono sulle elevazioni del manufatto:

$$f_{\text{piedritti}} = 0.30 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times k_h = 2.41 \text{ kN/m}$$

$$f_{\text{setto}} = 0.00 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times k_h = 0.00 \text{ kN/m}$$

(assente se valore nullo)



Loading 7: sisma orizzontale (da sinistra): incremento dinamico della spinta del terreno

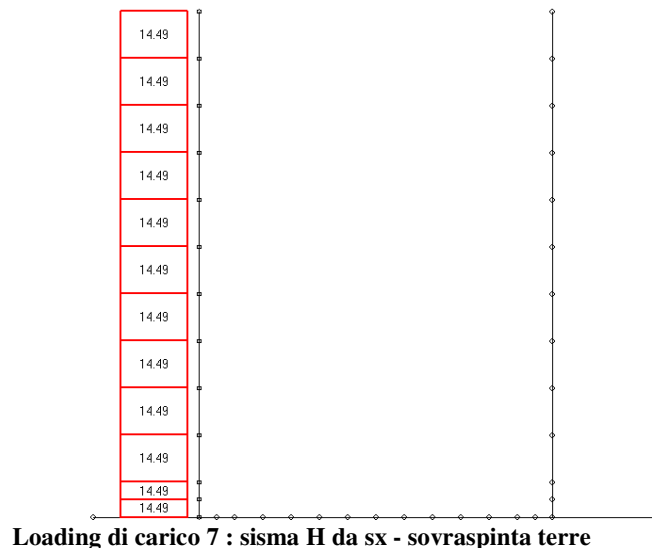
Nel caso di strutture rigide l'incremento dinamico di spinta del terreno in sisma viene valutato con la formula (si rimanda al paragrafo 5) $\delta P_d = \alpha/r \times \gamma_t \times (H_{\text{tot}})^2$, con:

$\alpha/r = K_h$; $r = 1$ per muri rigidi

H_{tot} = altezza da piano campagna al piano medio della soletta inferiore = 2.15 m

$\gamma_t = \gamma_{t,\text{sat}}$ = peso specifico del terreno cautelativamente considerato saturo = 21.00 kN/m³

La pressione agente sul piedritto sinistro vale pertanto $p = \delta P_d / (H_{\text{tot}}) = 14.49 \text{ kN/m}$



Loading 8: sisma verticale (verso l'alto): oscillazione delle masse strutturali

La forza statica equivalente al sisma verticale è calcolata come specificato per il loading 6 ma utilizzando il coefficiente k_v in luogo del coefficiente k_h .

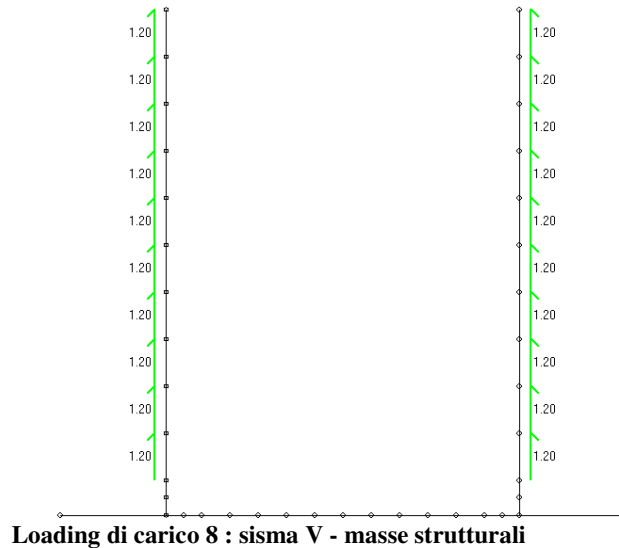
$K_v = 0.160$ = coefficiente sismico verticale

agiscono sulle elevazioni del manufatto:

$$f_{\text{piedritti}} = 0.30 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times k_v = 1.20 \text{ kN/m}$$

$$f_{\text{setto}} = 0.00 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times k_v = 0.00 \text{ kN/m} \quad (\text{assente se valore nullo})$$

La condizione di carico in esame viene considerata agente nei due versi possibili (verso il basso, verso l'alto) agendo sui coefficienti di combinazione dei carichi.



6.5 Spinta idrostatica acque interne allo scatolare

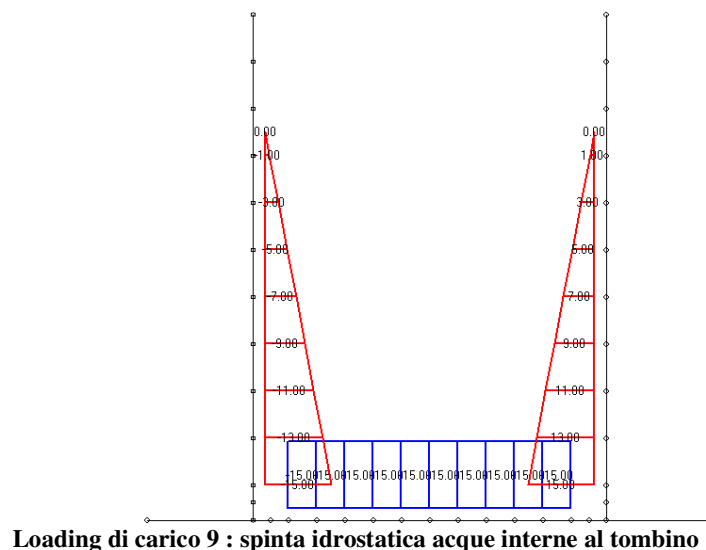
Nel *Loading 9* si considerano le spinte esercitate dall'acqua interna al tombino sui piedritti e sulla soletta inferiore. La pressione idraulica massima sui piedritti e sul fondo vale:

$$p_{\text{idr,max}} = \gamma_w \times H_{\text{fi}} (\times 1 \text{ m}) = 15.00 \text{ kN/m}$$

con:

$$\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{peso specifico dell'acqua})$$

$$H_{\text{fi}} = \text{altezza falda interna} = 1.50 \text{ m (misurata da estradosso soletta inferiore)}$$



6.6 Spinta falda esterna su piedritti e soletta

La falda esterna non interessa il manufatto in esame essendo posta al di sotto della quota di intradosso della soletta inferiore. I *loadings* 10, 11, 12 non sono pertanto utilizzati.

6.7 Spinta idrodinamica in sisma

Nel *loading* 13 si immette la spinta idrodinamica dell'acqua interna al manufatto in presenza di sisma orizzontale, effetto che si somma alla pressione idrostatica valutata nel *loading* 9. La formula della suddetta pressione idrodinamica (indicata come $q(z)$) è descritta nell'Eurocodice 8 (parte 5, appendice 8, par. E.8).

$$q(z) = \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{h \cdot z}$$

in cui:

z = coordinata verticale (in [m]) diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua;

h = altezza del battente d'acqua (in [m]);

$k_h = a_{\max} / g$ (coefficiente sismico orizzontale)

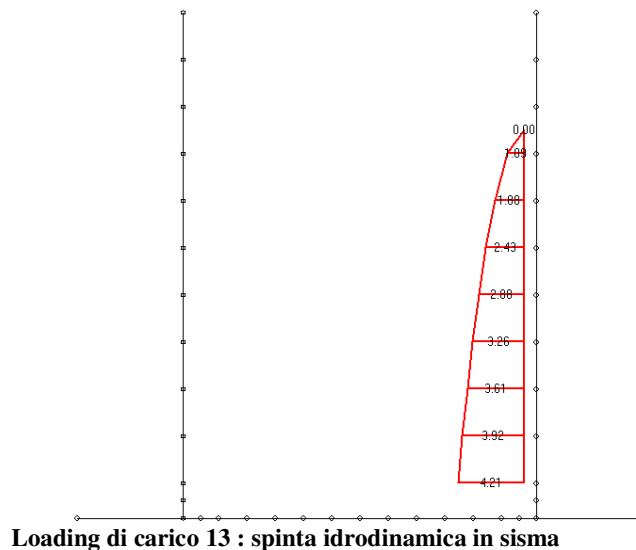
$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ (peso specifico dell'acqua)

Nel caso in esame vale:

$h = 1.50 \text{ m}$

$k_h = 0.321$ (vedi par. 5)

$p_{\max} = \text{pressione a intradosso piedritto} = 4.21 \text{ kN/m}$.



I *loadings* 14 e 15 contemplano la spinta idrodinamica ed idrostatica sul setto centrale dei tombini idraulico-faunistici e non sono di interesse per il caso in esame.

Loading |11|: ritiro soletta superiore

Per le caratteristiche della struttura in esame si ritiene ammissibile trascurare l'effetto indotto sui piedritti dal ritiro della soletta superiore.

Loading |12|: salto termico sulla soletta superiore e sui piedritti

Per le caratteristiche della struttura in esame si ritiene ammissibile trascurare l'effetto del salto termico sulla soletta superiore e sui piedritti.

7 COMBINAZIONI DI CARICO PER LE VERIFICHE DI RESISTENZA

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni di calcolo allo SLU e allo SLE, vengono utilizzate le combinazioni dei carichi elementari descritte nel presente paragrafo.

Si distinguono i seguenti scenari:

- 1) A1-STR: combinazioni allo SLU da utilizzarsi nelle verifiche strutturali del manufatto;
- 2) SIS-STR: combinazioni in scenario sismico allo SLU da utilizzarsi nelle verifiche strutturali del manufatto ;
- 3) SLE-R: combinazioni allo SLE in *condizioni di carico rare*;
- 4) SLE-F: combinazioni allo SLE in *condizioni di carico frequenti*;
- 5) SLE-Q: combinazioni allo SLE in *condizioni di carico quasi permanenti*;

Nel seguito si passa alla descrizione delle combinazioni di carico; alcuni coefficienti relativi al medesimo carico presentano per lo stesso stato limite due valori alternativi: uno da assumersi quando il loading dà un contributo sfavorevole alla verifica in oggetto, e l'altro da assumersi quando il loading dà un contributo favorevole alla verifica (quest'ultimo coefficiente può, in alcuni casi, annullarsi o cambiare di segno).

Si segnala che i coefficienti parziali di sicurezza γ e di combinazione ψ sono desunti dalle tabelle 5.1.V (colonna A1 STR) e 5.1.VI riportate all'interno del paragrafo 5.1.3.14 del D.M. 17/01/2018, cui si rimanda per ogni dettaglio.

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		ψ_0	ψ_1	ψ_2
			Sfav.	Fav.			
G1	Peso proprio struttura	L1	1.35	1.00	---	---	---
G1	Carichi permanenti portati	L2	1.35	1.00	---	---	---
G1	Spinta delle terre - $k=K_0$ (simmetrica)	L3	1.35	1.00	---	---	---
G1	Spinta delle terre - $k=K_0/K_a$ (asimmetrica)	L4	1.35	1.00	---	---	---
Q	Spinta da sovraccarico piedritto S_x - $k=k_0$	L5	1.35	0.00	0.75	0.75	0.00 /0.20
E	Sisma da sx: masse strutturali	L6	1.00	1.00	---	---	---
E	Delta spinta sismica terreno piedritto S_x	L7	1.00	1.00	---	---	---
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali	L8	1.00	-1.00	---	---	---
G1	Pressione idrostatica canale in piena sui piedritti esterni/su piedritto centrale	L9/L14	1.35	1.00	---	---	---
G1	Pressione falda - $k=K_0$ (simmetrica)	L10	1.35	1.00	---	---	---
G1	Pressione falda - $k=K_0/K_a$ (asimmetrica)	L11	1.35	1.00	---	---	---
G1	Spinta di archimede da falda	L12	1.35	1.00	---	---	---
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx /su piedritto centrale	L13/L15	1.00	1.00	---	---	---

Per la descrizione e la numerazione dei loading di carico si faccia riferimento al precedente paragrafo.

Nei paragrafi dedicati alle verifiche di resistenza si mostrano gli effettivi coefficienti di calcolo assegnati ai diversi loading nella combinazione maggiormente impegnativa.

7.1 Combinazioni in scenario d'esercizio dell'opera (allo SLU e allo SLE)

Nelle tabelle di cui alle pagine seguenti si riportano, per le tutte le combinazioni di carico considerate, i coefficienti di combinazione γ e ψ relativi a ciascun carico.

L'effettivo coefficiente di combinazione adottato dal programma di calcolo è pari al prodotto tra il coefficiente γ (uno dei due possibili a seconda che il loading induca un effetto favorevole o sfavorevole alla verifica in oggetto) ed il coefficiente ψ .

Per quanto attiene la falda e la presenza di acqua nel canale, di norma vengono considerati 3 diversi scenari limite:

- presenza di falda nel terreno esterno al tombino (alla massima quota di progetto) e assenza d'acqua nel canale (al fine di massimizzare l'effetto della pressione esterna);
- presenza d'acqua nel tombino (col massimo battente d'acqua di progetto) e assenza di falda esterna (ovvero falda al di sotto del livello fondazione, al fine di massimizzare l'effetto della pressione interna);
- assenza di acqua nel canale e assenza di falda (ovvero falda al di sotto del livello fondazione) al fine di considerare una possibile condizione transitoria di manutenzione del corpo idrico (quest'ultima condizione coincide con la prima quando il massimo livello di falda è inferiore alla fondazione; in tal caso viene ignorata dal programma di calcolo).

Combinazioni SLE in condizioni di carico rare (SLE-R)

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_0					
			Sfav.	Fav.	RARA1	RARA2	RARA3	RARA4	RARA5	RARA6
G1	Peso proprio struttura	L1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Peso ricoprimento soletta inferiore	L2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Spinta delle terre K0 simmetrica	L3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
G1	Spinta delle terre K0 / Ka asimmetrica	L4	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Q	Spinta da sovraccarico su piedritto sx (k=K0)	L5	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E	Sisma da sx: masse strutturali	L6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Delta spinta sismica terreno da sx	L7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali	L8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L9	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L10	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda K0 / Ka asimmetrica	L11	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L12	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx	L13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazioni SLE in condizioni di carico frequenti (SLE-F)

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_1/ψ_2					
			Sfav.	Fav.	FREQ1	FREQ2	FREQ3	FREQ4	FREQ5	FREQ6
G1	Peso proprio struttura	L1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Peso ricoprimento soletta inferiore	L2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Spinta delle terre K0 simmetrica	L3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
G1	Spinta delle terre K0 / Ka asimmetrica	L4	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Q	Spinta da sovraccarico su piedritto sx (k=K0)	L5	1.00	0.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
E	Sisma da sx: masse strutturali	L6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Delta spinta sismica terreno da sx	L7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali	L8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L9	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L10	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda K0 / Ka asimmetrica	L11	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L12	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx	L13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazioni SLE in condizioni di carico quasi permanenti (SLE-Q)

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_2					
			Sfav.	Fav.	Q.PERM1	Q.PERM2	Q.PERM3	Q.PERM4	Q.PERM5	Q.PERM6
G1	Peso proprio struttura	L1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Peso ricoprimento soletta inferiore	L2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Spinta delle terre K0 simmetrica	L3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
G1	Spinta delle terre K0 / Ka asimmetrica	L4	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Q	Spinta da sovraccarico su piedritto sx (k=K0)	L5	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Sisma da sx: masse strutturali	L6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Delta spinta sismica terreno da sx	L7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali	L8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L9	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L10	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda K0 / Ka asimmetrica	L11	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L12	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx	L13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazioni SLU tipo A1-STR – Gruppo 1

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_0					
			Sfav.	Fav.	STR1	STR2	STR3	STR4	STR5	STR6
G1	Peso proprio struttura	L1	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Peso ricoprimento soletta inferiore	L2	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Spinta delle terre K0 simmetrica	L3	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
G1	Spinta delle terre K0 / Ka asimmetrica	L4	1.35	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Q	Spinta da sovraccarico su piedritto sx (k=K0)	L5	1.35	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E	Sisma da sx: masse strutturali	L6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Delta spinta sismica terreno da sx	L7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali	L8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L9	1.35	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L10	1.35	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda K0 / Ka asimmetrica	L11	1.35	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L12	1.35	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx	L13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

7.2 Combinazioni in scenario sismico (allo SLU)

Le combinazioni in scenario sismico sono condotte allo SLU.

Si considera il sisma agente nella direzione trasversale del manufatto (gli effetti del sisma agente nella direzione longitudinale del manufatto sono poco rilevanti), associato al sisma in direzione verticale (considerando in alternativa entrambi i versi d'azione). La non contemporaneità della massima azione verticale e orizzontale viene tenuta in conto, come prescritto dal D.M. 17/01/18 (Par. 7.3.5), considerando i 4 seguenti scenari:

$$\begin{aligned} E_1 &= 1.00 E_H + 0.30 E_V^+ && \text{(sisma orizzontale al 100\%, sisma verticale verso l'alto al 30\%)} \\ E_2 &= 1.00 E_H + 0.30 E_V^- && \text{(sisma orizzontale al 100\%, sisma verticale verso il basso al 30\%)} \\ E_3 &= 0.30 E_H + 1.00 E_V^+ && \text{(sisma orizzontale al 30\%, sisma verticale verso l'alto al 100\%)} \\ E_4 &= 0.30 E_H + 1.00 E_V^- && \text{(sisma orizzontale al 30\%, sisma verticale verso il basso al 100\%)} \end{aligned}$$

Per quanto attiene la falda e la presenza di acqua nel canale, vengono considerati i 3 diversi casi limite descritti nello scenario d'esercizio dell'opera (si veda il paragrafo precedente).

Combinazioni SLU-SISMA

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_0											
			Sfav.	Fav.	SISMA1	SISMA2	SISMA3	SISMA4	SISMA5	SISMA6	SISMA7	SISMA8	SISMA9	SISMA10	SISMA11	SISMA12
G1	Peso proprio struttura	L1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Peso ricoprimento soletta inferiore	L2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Spinta delle terre K0 simmetrica	L3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Spinta delle terre K0 / Ka asimmetrica	L4	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Spinta da sovraccarico su piedritto sx (k=K0)	L5	1.00	0.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
E	Sisma da sx: masse strutturali	L6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E	Delta spinta sismica terreno da sx	L7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali	L8	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-0.30
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L9	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L10	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda K0 / Ka asimmetrica	L11	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L12	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx	L13	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_0											
			Sfav.	Fav.	SISMA13	SISMA14	SISMA15	SISMA16	SISMA17	SISMA18	SISMA19	SISMA20	SISMA21	SISMA22	SISMA23	SISMA24
G1	Peso proprio struttura	L1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Peso ricoprimento soletta inferiore	L2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Spinta delle terre K0 simmetrica	L3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Spinta delle terre K0 / Ka asimmetrica	L4	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Spinta da sovraccarico su piedritto sx (k=K0)	L5	1.00	0.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
E	Sisma da sx: masse strutturali	L6	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
E	Delta spinta sismica terreno da sx	L7	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali	L8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L9	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L10	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda K0 / Ka asimmetrica	L11	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L12	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx	L13	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.30

NOTA:

le combinazioni SISMA1 – SISMA12 sono relative al caso $1.00 E_H \pm 0.30 E_V$

le combinazioni SISMA13 – SISMA24 sono relative al caso $0.30 E_H \pm 1.00 E_V$

8 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

La mesh del calcolo è composta da 60 aste e 60 nodi e schematizza una striscia di tombino profonda 1 m ; il reticolo si presenta adeguatamente infittito agli effetti dell'effettiva simulazione dell'interazione suolo-struttura. Le caratteristiche geometriche delle sezioni trasversali delle aste sono le seguenti

	A (cm ²)	J (cm ⁴)	E (N/mm ²)	Aste
Aste della soletta inferiore	3000.00	225000.00	31476	Da 1 a 16
Aste del piedritto di sinistra	3000.00	225000.00	31476	Da 33 a 59 (dispari)
Aste del piedritto di destra	3000.00	225000.00	31476	Da 34 a 60 (pari)

Le lunghezze delle aste sono le seguenti :

Aste	Lunghezza (cm)
Soletta inferiore	
1 e 16	45.00
2-3-14-15	7.50
da 4 a 13	12.00
Piedritto di sinistra	
33-35	7.50
57-59	0.00
da 37a 55 (dispari)	20.00
Piedritto di destra	
34-36	7.50
58-60	0.00
da 38 a 56 (pari)	20.00

La rigidezze delle molle elastiche ubicate nei nodi della soletta inferiore sono le seguenti:

Nodo	Ky (kN/m)	Kx (kN/m)	Δx (m)	Δz (m)
da 5 a 13	600	60	0.120	1
4 e 14	488	49	0.098	1
3 e 15	375	38	0.075	1
2 e 16	1313	131	0.263	1
1 e 17	1125	113	0.225	1

E corrispondono ad un modulo di sottofondazione $k_s = 5000 \text{ kN/m}^3$ secondo la formula:

$$k_y = k_s * \Delta x * \Delta z \quad ; \quad k_x = 0.10 * k_y$$

con:

$\Delta z = 1 \text{ m}$ = lunghezza di influenza del modello nella direzione longitudinale del tombino;

Δx = larghezza di influenza del generico nodo nella direzione trasversale del tombino.

Nelle pagine seguenti si riportano le viste illustrative della geometria del reticolo di calcolo (numerazione aste e nodi).

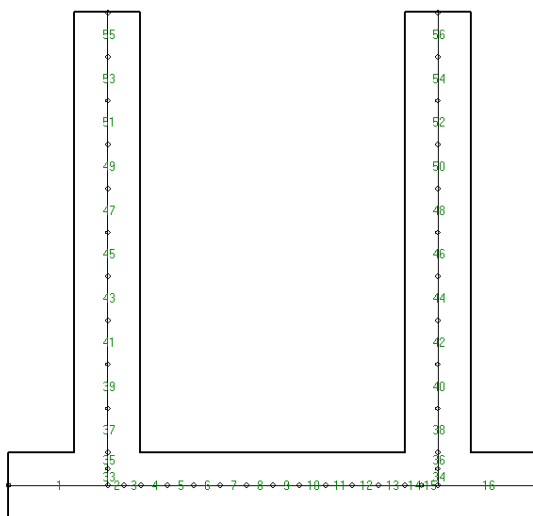


Immagine 2: numerazione delle aste del modello

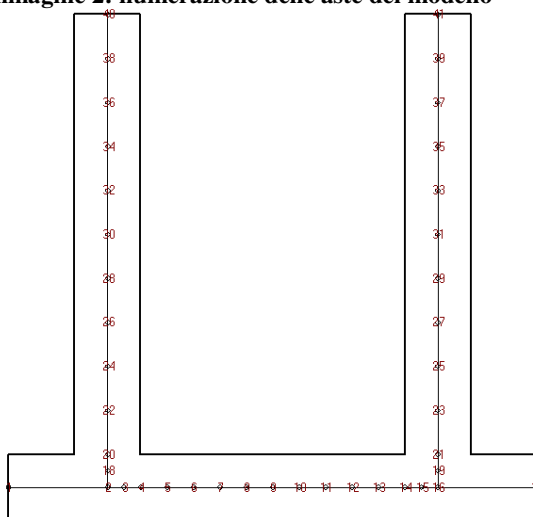


Immagine 3: numerazione dei nodi del modello

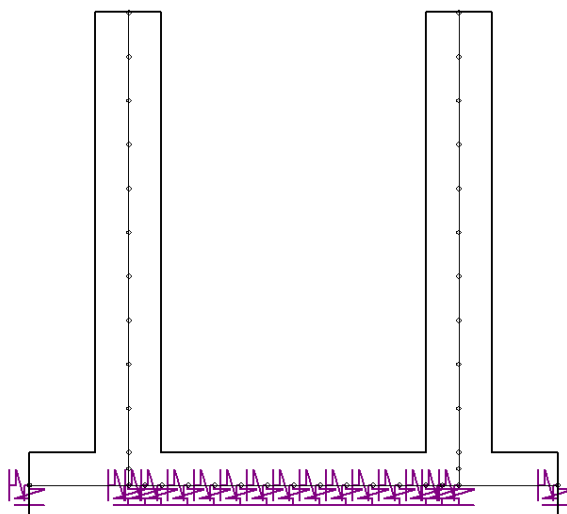


Immagine 4: molle elastiche simulanti il terreno

9 VERIFICHE DI RESISTENZA

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di resistenza della soletta inferiore e dei piedritti componenti il manufatto ad U.

I loadings di carico descritti nel paragrafo 6 vengono combinati con i coefficienti esposti nel paragrafo 7 come specificato nelle tabelle riportate in corrispondenza delle singole verifiche.

In particolare si determinano per la soletta inferiore le combinazioni dei carichi cui corrisponde:

- il massimo momento flettente esterno (che tende le fibre inferiori),
- il massimo momento flettente interno (che tende le fibre superiori),

e per i piedritti:

- il massimo momento flettente esterno (che tende le fibre esterne),
- il massimo momento flettente interno (che tende le fibre interne, se non nullo),
- il massimo taglio;

Le verifiche sono condotte ai sensi della vigente normativa (D.M. del 17/01/2018).

1.2 DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE: MANUFATTO DI SOLLEVAMENTO

Sommario

1	INTRODUZIONE.....	24
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	26
3	MATERIALI E TASSI DI LAVORO AMMISSIBILI.....	27
3.1	Calcestruzzo C 25/30 per fondazioni ed elevazioni	27
3.1.1	Stato Limite Ultimo	27
3.1.2	Stato Limite di Esercizio.....	27
3.2	Acciaio in tondi ad aderenza migliorata	28
3.2.1	Stato Limite Ultimo	28
3.2.2	Stato Limite di Esercizio.....	28
4	PARAMETRI GEOTECNICI	29
5	DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA.....	30
6	ANALISI DEI CARICHI	32
6.1	Peso proprio e carichi permanenti portati	32
6.2	Spinte delle terre.....	33
6.3	Spinte da sovraccarico accidentale	34
6.4	Azioni sismiche	34
6.5	Spinta idrostatica acque interne allo scatolare	36
6.6	Spinta falda esterna su piedritti e soletta	37
6.7	Spinta idrodinamica in sisma	37
7	COMBINAZIONI DI CARICO PER LE VERIFICHE DI RESISTENZA.....	38
7.1	Combinazioni in scenario d'esercizio dell'opera (allo SLU e allo SLE)	38
7.2	Combinazioni in scenario sismico (allo SLU)	41
8	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	42
9	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	44

10 INTRODUZIONE

La presente relazione riguarda la sezione trasversale del manufatto di sollevamento previsto in progetto avente dimensioni interne 4.20 x 3.00 m (larghezza x altezza).

Si riportano nel seguito le caratteristiche geometriche del manufatto ad U:

B_i = larghezza interna = 4.20 m

H_i = altezza interna = 3.00 m

H_f = spessore soletta inferiore = 0.40 m

S_p = spessore piedritti = 0.40 m

S_b = sbordo laterale alla base = 0.30 m

H_{se} = altezza setto interno = 0.00 m (valore nullo se assente)

S_{se} = spessore setto interno = 0.00 m (valore nullo se assente)

Il piano campagna è allineato alla sommità del manufatto (si indica nel seguito con H_{pc} l'altezza della testa manufatto da piano campagna).

La falda si trova a 3.50 m da piano campagna e pertanto non interessa il manufatto. (si indica nel seguito con H_{fe} la profondità della falda da piano campagna).

L'altezza massima dell'acqua all'interno del manufatto è pari a 2.00 m (da estradosso soletta inferiore).

La sezione trasversale del manufatto con indicate le grandezze sopra elencate è riportata alla pagina seguente.

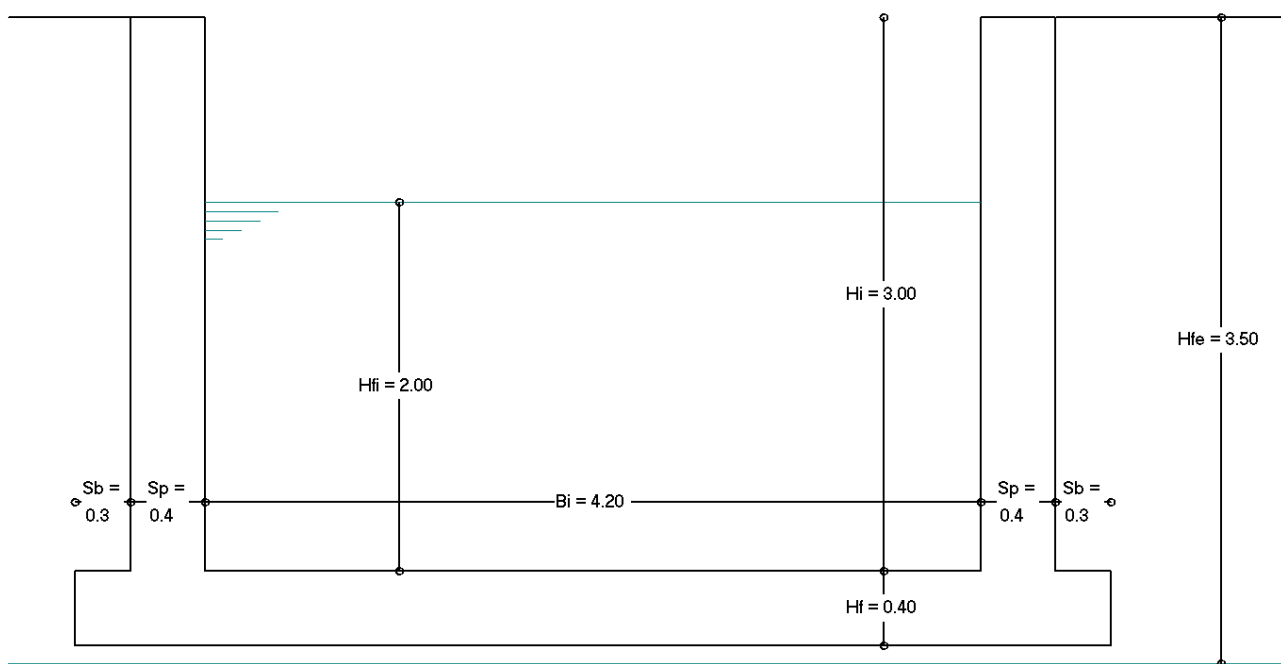


Immagine 1: geometria del manufatto

11 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- D.M. 14/1/08 - “Norme tecniche per le costruzioni – NTC 2008”,
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008,
- D.M. 17/01/18 – “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”
- UNI EN 1992-1-1-2005 EUROCODICE 2 : Progettazione strutture di calcestruzzo,
- UNI EN 1998-5 EUROCODICE 8 : Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture,

12 MATERIALI E TASSI DI LAVORO AMMISSIBILI

12.1 Calcestruzzo C 25/30 per fondazioni ed elevazioni

Resistenza caratteristica a compressione a 28 giorni:

$$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} \cong 0.83 R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

Le verifiche a fessurazione riportate nei seguenti paragrafi vengono condotte considerando una condizione ambientale ordinaria. Si controlla pertanto:

azioni quasi permanenti:

$$w_{fess} \leq w_1 = 0.3 \text{ mm (armatura poco sensibile);}$$

azioni frequenti:

$$w_{fess} \leq w_2 = 0.4 \text{ mm (armatura poco sensibile);}$$

12.1.1 Stato Limite Ultimo

$$\gamma_c = 1.5$$

(coefficiente di sicurezza)

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

(coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * 25 / 1.5 = 14.17 \text{ N/mm}^2$$

(resistenza di calcolo a compressione)

$$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

(resistenza media a trazione)

$$f_{ctk(0.05)} = 0.7 * f_{ctm} = 1.80 \text{ N/mm}^2$$

(resistenza caratteristica a trazione: frattile 5%)

$$f_{ctd} = f_{ctk(0.05)} / \gamma_c = 1.20 \text{ N/mm}^2$$

(resistenza a trazione di calcolo)

12.1.2 Stato Limite di Esercizio

Combinazione di carico	Tensione ammissibile nel calcestruzzo
Rara	$0.6 * f_{ck} = 15.00$
Quasi permanente	$0.45 * f_{ck} = 11.25$

12.2 Acciaio in tondi ad aderenza migliorata

Si prevede l'impiego di acciaio tipo B450C adottando un copriferro sui ferri più esterni (spille o staffe) di 4.0 cm.

12.2.1 Stato Limite Ultimo

$\gamma_s = 1.15$	(coefficiente di sicurezza)
$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$	(resistenza a trazione caratteristica)
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$	(resistenza a trazione di calcolo)

12.2.2 Stato Limite di Esercizio

$$\sigma_s \leq 0,8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{con condizione di carico rara})$$

13 PARAMETRI GEOTECNICI

Ai fini del calcolo della spinta esercitata dalle terre sui piedritti si utilizzano i parametri seguenti:

- angolo di attrito interno del terreno $\Phi = 30.0^\circ$
- coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 0.500$ (stato limite STR)
- coefficiente di spinta attiva $k_a = 0.333$ (stato limite STR)
- peso specifico del terreno asciutto $\gamma_{\text{dry}} = 20.00$ [kN/m³]
- peso specifico del terreno saturo d'acqua $\gamma_{\text{sat}} = 21.00$ [kN/m³]
- coefficiente di sottofondazione $k_s = 5000$ [kN/m³]

14 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

La struttura in esame è caratterizzata dalle seguenti grandezze:

$V_N = 100$ anni vita nominale della struttura
 $C_U = 1.5$ classe d'uso della struttura

$V_R = V_N \cdot C_U = 150$ anni periodo di riferimento per l'azione sismica

considerando l'ubicazione della struttura in esame, con riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV, 10% di probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R) si deducono i parametri necessari alla definizione della forma spettrale:

$a_g = 0.237$ g accelerazione orizzontale massima del sito (al suolo/valore normalizzato a g);

$F_0 = 2.432$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^* = 0.283$ s periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

La categoria di suolo di riferimento risulta essere la **C**. Il coefficiente di amplificazione topografica è pari a $S_T = 1.0$, mentre il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S definito come di seguito dalla tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/18:

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

vale $S_S = 1.354$.

L'opera in oggetto viene assimilata in scenario sismico ad un'opera di sostegno del terreno e pertanto vengono determinate le azioni equivalenti al sisma col metodo pseudostatico, come indicato dal D.M. 17/01/2018 al Par. 7.11.6.

Le forze statiche equivalenti al sisma vengono calcolate moltiplicando le forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k ; allo SLU si adottano i due coefficienti k_h (per simulare l'effetto del sisma orizzontale) e k_v (per simulare l'effetto del sisma verticale) così definiti:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{S_s \cdot S_T \cdot a_g}{g} = 0.321$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.160$$

Vista l'elevata rigidezza che caratterizza l'opera si è assunto $\beta_m = 1.0$ in quanto si ritiene che il manufatto non sia in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (in ogni caso il valore unitario del coefficiente β_m risulta prudenziale).

La spinta delle terre subisce in scenario sismico un incremento dinamico quantificabile attraverso la formulazione proposta dall'EC8 (UNI EN 1998-5, Appendice E) nel Par. E.9, trattandosi di un'opera rigida completamente vincolata. La spinta ΔP_d è pertanto così definita:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot \gamma_{T,sat} \cdot H^2$$

con: $\alpha = k_h$ (coefficiente sismico da applicare alla massa di terreno)
 $\gamma_{T,sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$ (peso specifico del terreno cautelativamente considerato saturo)
 $H = 3.20 \text{ m}$ (massimo affondamento dell'opera ovvero del piano medio della soletta inferiore rispetto al piano campagna).

La spinta dinamica del battente d'acqua presente nel canale viene calcolata attraverso la formulazione proposta dall'EC8 (UNI EN 1998-5, Appendice E) nel Par. E.8; la pressione $q(z)$, variabile in funzione dell'ascissa z che ha origine nel pelo libero dell'acqua ed è diretta verso il basso, vale:

$$q(z) = 7/8 k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h} \cdot z$$

con: $k_h = 0.321$ (coefficiente sismico)
 $\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$ (peso specifico dell'acqua)
 $h = 2.00 \text{ m}$ (altezza del battente d'acqua interna)

15 ANALISI DEI CARICHI

Si considerano nel calcolo delle sollecitazioni agenti nel tombino i seguenti carichi:

L1	Peso proprio della struttura
L2	Carichi permanenti agenti sulla soletta inferiore (cunicolo faunistico) - <i>non utilizzato</i>
L3	Spinta delle terre sui piedritti (simmetrica - $k = k_0$)
L4	Spinta delle terre sui piedritti (asimmetrica - $k = k_0 / k_a$)
L5	Spinta da sovraccarico sul piedritto sinistro ($k = k_0$)
L6	Sisma orizzontale da sinistra: oscillazione delle masse strutturali
L7	Sisma orizzontale da sinistra: sovrappinta sismica del terreno
L8	Sisma verticale: oscillazione delle masse strutturali
L9	Pressione idrostatica canale in piena (su fondo e su piedritti)
L10	Pressione falda esterna sui piedritti (simmetrica - $k = k_0$)
L11	Pressione falda esterna sui piedritti (asimmetrica - $k = k_0 / k_a$)
L12	Spinta di Archimede da falda
L13	Spinta idrodinamica su piedritto destro (sisma orizzontale da sinistra)
L14	Spinta idrostatica su setto centrale - <i>non utilizzato</i>
L15	Spinta idrodinamica su setto centrale - <i>non utilizzato</i>

NOTA: per tutti i dettagli circa i loadings non utilizzati si rimanda ai successivi paragrafi.

Poiché il modello di calcolo utilizzato per l'analisi strutturale schematizza una striscia di tombino profonda 1 m (sviluppo in direzione longitudinale) nel seguito i carichi vengono riferiti a detta striscia unitaria.

15.1 Peso proprio e carichi permanenti portati

Si immettono i seguenti loadings di carico elementare:

Loading 1: peso proprio della struttura

Si considera ovviamente un peso specifico per le parti strutturali pari a 25 kN/m^3 ; si calcola quindi:

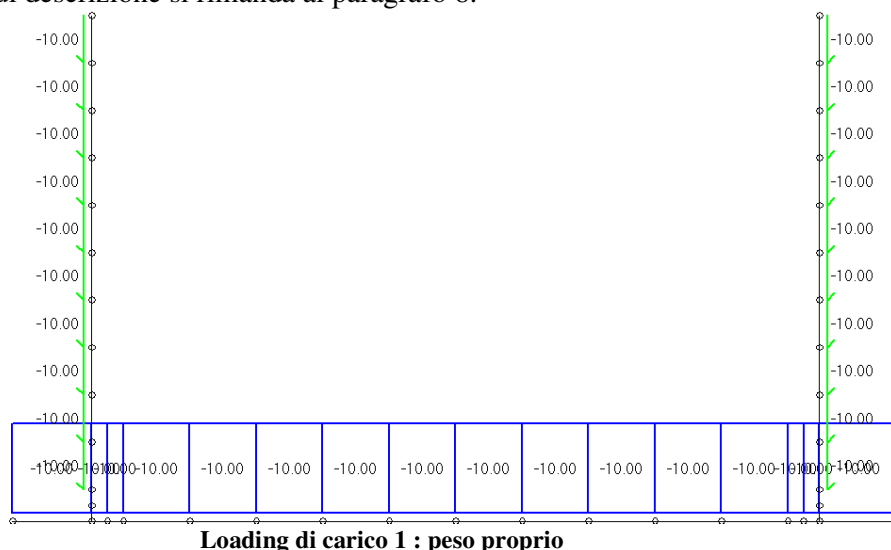
Peso soletta inferiore $= 0.40 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 10.00 \text{ kN/m}$

Peso piedritti $= 0.40 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 10.00 \text{ kN/m}$

Peso setto interno (nullo se assente) $= 0.00 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 0.00 \text{ kN/m}$

Peso predalles (nullo se assenti) $= 0.00 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 0.00 \text{ kN/m}$

Si riporta sotto un'immagine illustrativa dell'applicazione dei carichi al modello di calcolo utilizzato, per la cui descrizione si rimanda al paragrafo 8.



Loading 2: carichi permanenti agenti sulla soletta inferiore

Il loading in esame è di interesse solo per i manufatti dotati di setto di separazione fra cunicolo idraulico e cunicolo faunistico. Viene pertanto trascurato nel caso in esame.

15.2 Spinte delle terre

Le spinte delle terre vengono calcolate nell'ipotesi di assenza di falda (peso del terreno asciutto, assenza della spinta idrostatica) : la variazione del regime di spinta indotta dalla presenza della falda viene considerata nei loadings 10-11.

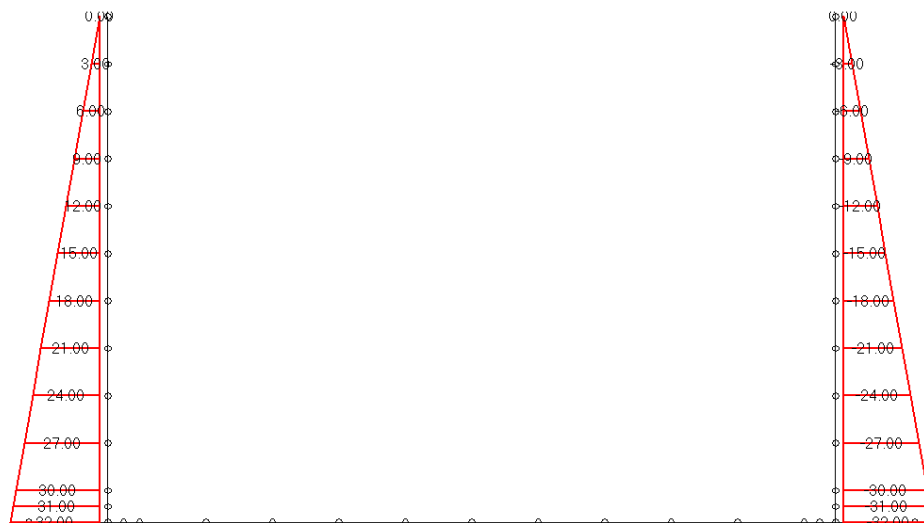
Loading 3: spinta delle terre simmetrica (k_0 : spinta a riposo)

Con le notazioni in uso nel presente documento si calcola:

$$p_{inf} = k_0 \times [\gamma_t \times (H_i + H_f/2 - H_{pc})] \times 1 \text{ m (kN/m)} = \\ = 0.500 \times [20.00 \times (3.00 + 0.40/2 - 0.00)] \times 1 \text{ m} = 32.00 \text{ kN/m}$$

spinta a metro lineare applicata all'altezza della linea d'asse della soletta inferiore.

Il diagramma di spinta viene applicato ad entrambi i piedritti.



Loading di carico 3 : spinta terre simmetrica - $k = k_0$

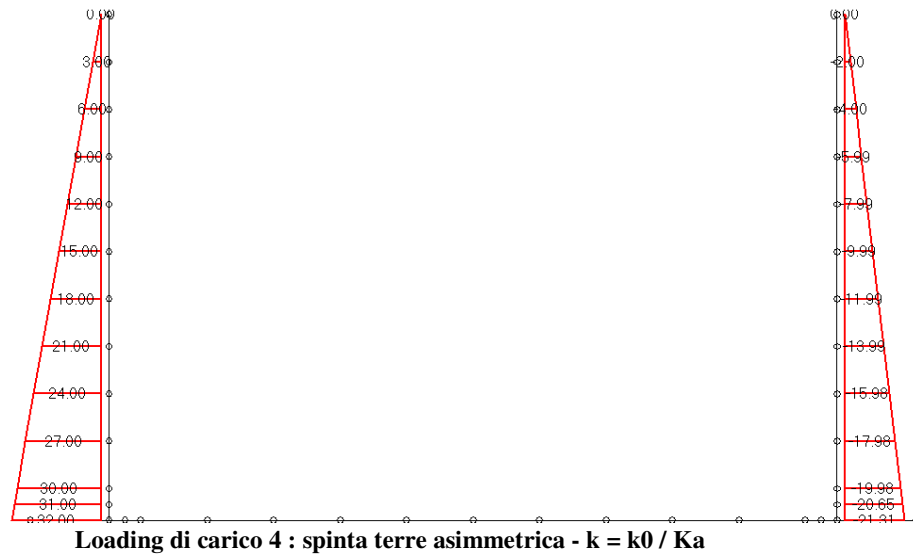
Loading 4: spinta delle terre asimmetrica (k_0 sul piedritto sinistro, k_a sul piedritto destro)

Sul piedritto sinistro si applica il diagramma di spinta a riposo sopra determinato.

Sul piedritto destro il diagramma delle spinte viene calcolato con il coefficiente k_a :

$$p_{inf} = k_a \times [\gamma_t \times (H_i + H_f/2 - H_{pc})] \times 1 \text{ m (kN/m)} = 21.31 \text{ kN/m}$$

spinta a metro lineare applicata all'altezza della linea d'asse della soletta inferiore

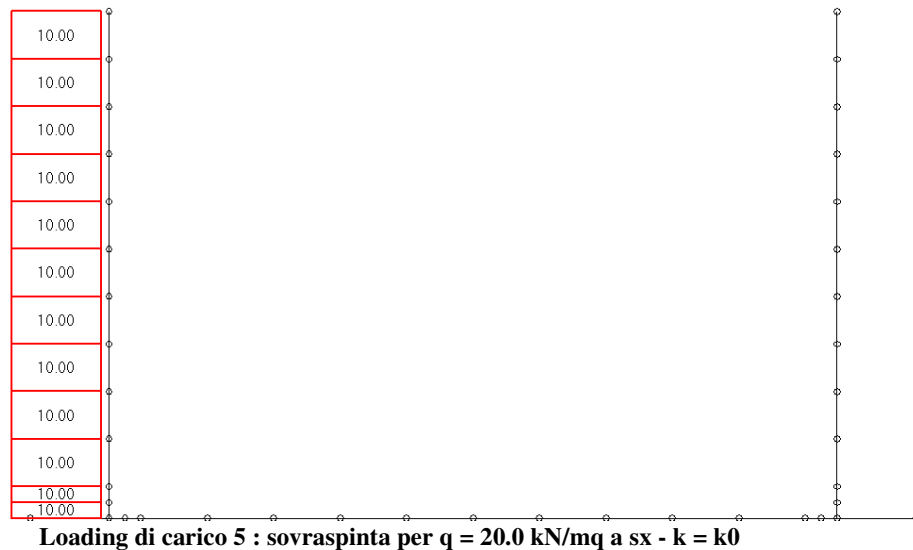


15.3 Spinte da sovraccarico accidentale

Si considera la sola spinta agente sul piedritto di sinistra originata da un sovraccarico di 20.00 kN/m² a piano campagna (20.00 kN/m su una striscia unitaria di tombino). Si assume il coefficiente di spinta a riposo:

$$q_{acc} = 0.500 * 20.00 \text{ kN/m} = 10.00 \text{ kN/m}$$

Detta pressione risulta uniformemente applicata su tutta l'altezza del piedritto nel *loading 5*.



15.4 Azioni sismiche

Per la valutazione dei parametri necessari alla determinazione delle azioni sismiche si rimanda al precedente paragrafo 5; nel seguito ci si limita al calcolo delle forze statiche equivalenti al sisma e delle sovraspinte del terreno in sisma.

Loading 6: sisma orizzontale (da sinistra): oscillazione delle masse strutturali

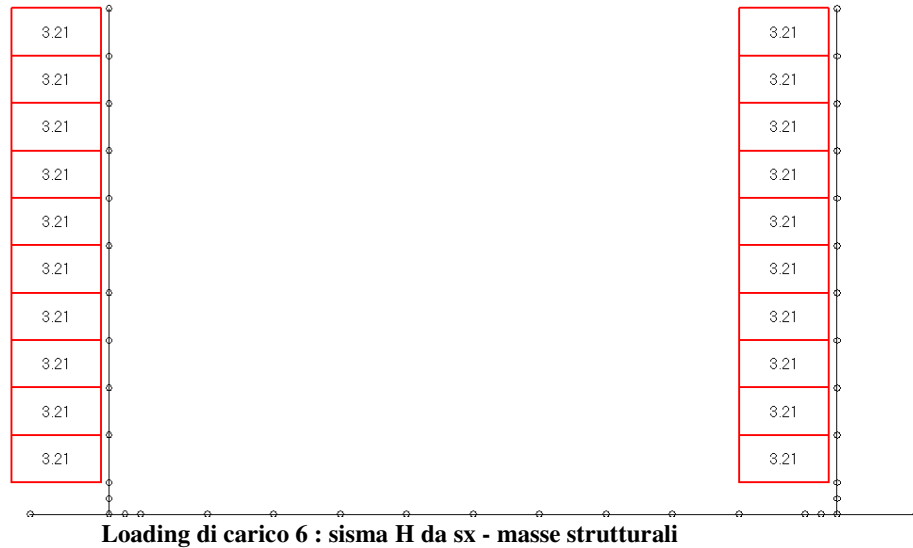
Nel precedente paragrafo 5 si determina il coefficiente sismico orizzontale k_h che correla i pesi strutturali all'azione statica orizzontale equivalente al sisma. In particolare, assunto:

$k_h = 0.321$ = coefficiente sismico orizzontale

agiscono sulle elevazioni del manufatto:

$$f_{\text{piedritti}} = 0.40 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times k_h = 3.21 \text{ kN/m}$$

$$f_{\text{setto}} = 0.00 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times k_h = 0.00 \text{ kN/m} \quad (\text{assente se valore nullo})$$



Loading 7: sisma orizzontale (da sinistra): incremento dinamico della spinta del terreno

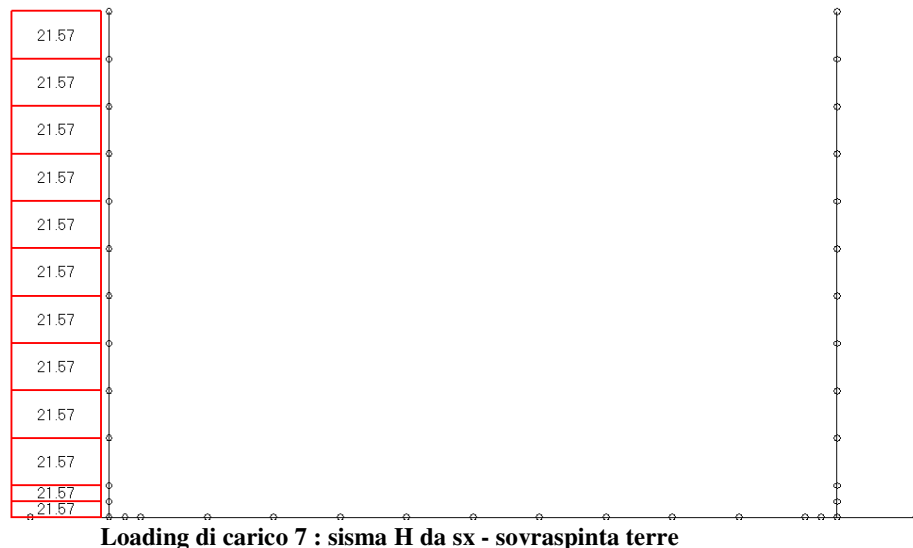
Nel caso di strutture rigide l'incremento dinamico di spinta del terreno in sisma viene valutato con la formula (si rimanda al paragrafo 5) $\delta P_d = \alpha/r \times \gamma_t \times (H_{\text{tot}})^2$, con:

$$\alpha/r = K_h ; r = 1 \text{ per muri rigidi}$$

$$H_{\text{tot}} = \text{altezza da piano campagna al piano medio della soletta inferiore} = 3.20 \text{ m}$$

$$\gamma_t = \gamma_{t,\text{sat}} = \text{peso specifico del terreno cautelativamente considerato saturo} = 21.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{La pressione agente sul piedritto sinistro vale pertanto } p = \delta P_d / (H_{\text{tot}}) = 21.57 \text{ kN/m}$$



Loading 8: sisma verticale (verso l'alto): oscillazione delle masse strutturali

La forza statica equivalente al sisma verticale è calcolata come specificato per il loading 6 ma utilizzando il coefficiente k_v in luogo del coefficiente k_h .

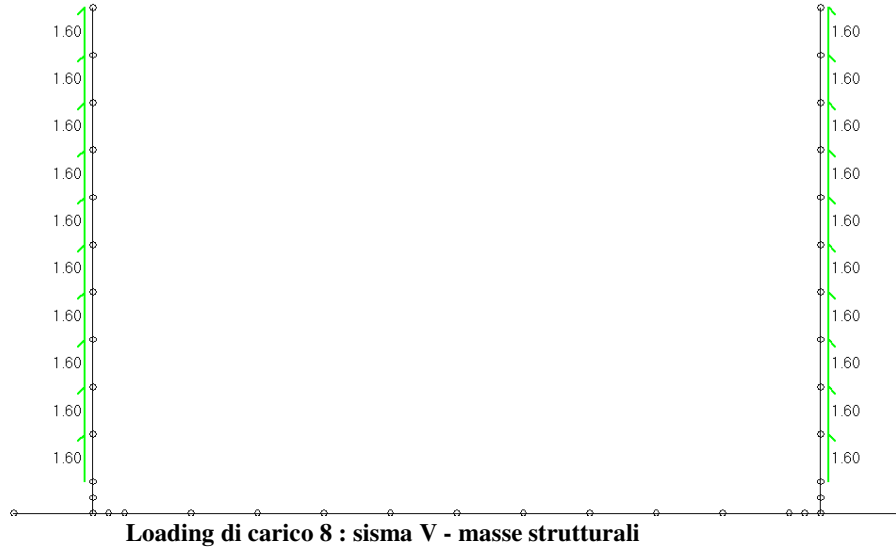
$K_v = 0.160$ = coefficiente sismico verticale

agiscono sulle elevazioni del manufatto:

$$f_{\text{piedritti}} = 0.40 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times k_v = 1.60 \text{ kN/m}$$

$$f_{\text{setto}} = 0.00 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times k_v = 0.00 \text{ kN/m} \quad (\text{assente se valore nullo})$$

La condizione di carico in esame viene considerata agente nei due versi possibili (verso il basso, verso l'alto) agendo sui coefficienti di combinazione dei carichi.



15.5 Spinta idrostatica acque interne allo scatolare

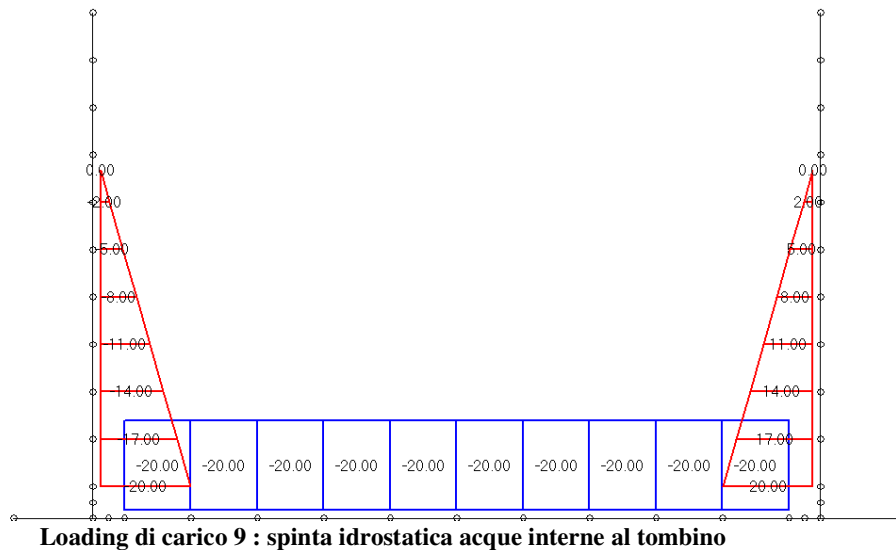
Nel *Loading 9* si considerano le spinte esercitate dall'acqua interna al tombino sui piedritti e sulla soletta inferiore. La pressione idraulica massima sui piedritti e sul fondo vale:

$$p_{\text{idr,max}} = \gamma_w \times H_{\text{fi}} (\times 1 \text{ m}) = 20.00 \text{ kN/m}$$

con:

$$\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{peso specifico dell'acqua})$$

$$H_{\text{fi}} = \text{altezza falda interna} = 2.00 \text{ m (misurata da estradosso soletta inferiore)}$$



15.6 Spinta falda esterna su piedritti e soletta

La falda esterna non interessa il manufatto in esame essendo posta al di sotto della quota di intradosso della soletta inferiore. I *loadings* 10, 11, 12 non sono pertanto utilizzati.

15.7 Spinta idrodinamica in sisma

Nel *loading* 13 si immette la spinta idrodinamica dell'acqua interna al manufatto in presenza di sisma orizzontale, effetto che si somma alla pressione idrostatica valutata nel *loading* 9. La formula della suddetta pressione idrodinamica (indicata come $q(z)$) è descritta nell'Eurocodice 8 (parte 5, appendice 8, par. E.8).

$$q(z) = \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{h \cdot z}$$

in cui:

z = coordinata verticale (in [m]) diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua;

h = altezza del battente d'acqua (in [m]);

$k_h = a_{\max} / g$ (coefficiente sismico orizzontale)

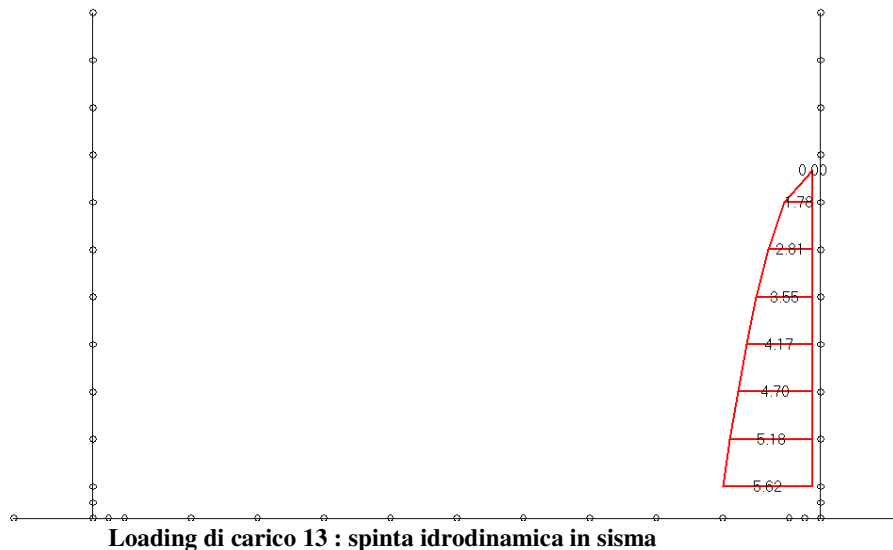
$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ (peso specifico dell'acqua)

Nel caso in esame vale:

$h = 2.00 \text{ m}$

$k_h = 0.321$ (vedi par. 5)

p_{\max} = pressione a intradosso piedritto = 5.62 kN/m.



I *loadings* 14 e 15 contemplano la spinta idrodinamica ed idrostatica sul setto centrale dei tombini idraulico-faunistici e non sono di interesse per il caso in esame.

Loading |11|: ritiro soletta superiore

Per le caratteristiche della struttura in esame si ritiene ammissibile trascurare l'effetto indotto sui piedritti dal ritiro della soletta superiore.

Loading |12|: salto termico sulla soletta superiore e sui piedritti

Per le caratteristiche della struttura in esame si ritiene ammissibile trascurare l'effetto del salto termico sulla soletta superiore e sui piedritti.

16 COMBINAZIONI DI CARICO PER LE VERIFICHE DI RESISTENZA

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni di calcolo allo SLU e allo SLE, vengono utilizzate le combinazioni dei carichi elementari descritte nel presente paragrafo.

Si distinguono i seguenti scenari:

- 6) A1-STR: combinazioni allo SLU da utilizzarsi nelle verifiche strutturali del manufatto;
- 7) SIS-STR: combinazioni in scenario sismico allo SLU da utilizzarsi nelle verifiche strutturali del manufatto ;
- 8) SLE-R: combinazioni allo SLE in *condizioni di carico rare*;
- 9) SLE-F: combinazioni allo SLE in *condizioni di carico frequenti*;
- 10) SLE-Q: combinazioni allo SLE in *condizioni di carico quasi permanenti*;

Nel seguito si passa alla descrizione delle combinazioni di carico; alcuni coefficienti relativi al medesimo carico presentano per lo stesso stato limite due valori alternativi: uno da assumersi quando il loading dà un contributo sfavorevole alla verifica in oggetto, e l'altro da assumersi quando il loading dà un contributo favorevole alla verifica (quest'ultimo coefficiente può, in alcuni casi, annullarsi o cambiare di segno).

Si segnala che i coefficienti parziali di sicurezza γ e di combinazione ψ sono desunti dalle tabelle 5.1.V (colonna A1 STR) e 5.1.VI riportate all'interno del paragrafo 5.1.3.14 del D.M. 17/01/2018, cui si rimanda per ogni dettaglio.

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		ψ_0	ψ_1	ψ_2
			Sfav.	Fav.			
G1	Peso proprio struttura	L1	1.35	1.00	---	---	---
G1	Carichi permanenti portati	L2	1.35	1.00	---	---	---
G1	Spinta delle terre - $k=K_0$ (simmetrica)	L3	1.35	1.00	---	---	---
G1	Spinta delle terre - $k=K_0/K_a$ (asimmetrica)	L4	1.35	1.00	---	---	---
Q	Spinta da sovraccarico piedritto $S_x - k=k_0$	L5	1.35	0.00	0.75	0.75	0.00 /0.20
E	Sisma da sx: masse strutturali	L6	1.00	1.00	---	---	---
E	Delta spinta sismica terreno piedritto S_x	L7	1.00	1.00	---	---	---
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali	L8	1.00	-1.00	---	---	---
G1	Pressione idrostatica canale in piena sui piedritti esterni/su piedritto centrale	L9/L14	1.35	1.00	---	---	---
G1	Pressione falda - $k=K_0$ (simmetrica)	L10	1.35	1.00	---	---	---
G1	Pressione falda - $k=K_0/K_a$ (asimmetrica)	L11	1.35	1.00	---	---	---
G1	Spinta di archimede da falda	L12	1.35	1.00	---	---	---
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx /su piedritto centrale	L13/L15	1.00	1.00	---	---	---

Per la descrizione e la numerazione dei loading di carico si faccia riferimento al precedente paragrafo.

Nei paragrafi dedicati alle verifiche di resistenza si mostrano gli effettivi coefficienti di calcolo assegnati ai diversi loading nella combinazione maggiormente impegnativa.

16.1 Combinazioni in scenario d'esercizio dell'opera (allo SLU e allo SLE)

Nelle tabelle di cui alle pagine seguenti si riportano, per le tutte le combinazioni di carico considerate, i coefficienti di combinazione γ e ψ relativi a ciascun carico.

L'effettivo coefficiente di combinazione adottato dal programma di calcolo è pari al prodotto tra il coefficiente γ (uno dei due possibili a seconda che il loading induca un effetto favorevole o sfavorevole alla verifica in oggetto) ed il coefficiente ψ .

Per quanto attiene la falda e la presenza di acqua nel canale, di norma vengono considerati 3 diversi scenari limite:

- presenza di falda nel terreno esterno al tombino (alla massima quota di progetto) e assenza d'acqua nel canale (al fine di massimizzare l'effetto della pressione esterna);
- presenza d'acqua nel tombino (col massimo battente d'acqua di progetto) e assenza di falda esterna (ovvero falda al di sotto del livello fondazione, al fine di massimizzare l'effetto della pressione interna);
- assenza di acqua nel canale e assenza di falda (ovvero falda al di sotto del livello fondazione) al fine di considerare una possibile condizione transitoria di manutenzione del corpo idrico (quest'ultima condizione coincide con la prima quando il massimo livello di falda è inferiore alla fondazione; in tal caso viene ignorata dal programma di calcolo).

Combinazioni SLE in condizioni di carico rare (SLE-R)

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_0					
			Sfav.	Fav.	RARA1	RARA2	RARA3	RARA4	RARA5	RARA6
G1	Peso proprio struttura	L1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Peso ricoprimento soletta inferiore	L2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Spinta delle terre K0 simmetrica	L3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
G1	Spinta delle terre K0 / Ka asimmetrica	L4	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Q	Spinta da sovraccarico su piedritto sx (k=K0)	L5	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E	Sisma da sx: masse strutturali	L6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Delta spinta sismica terreno da sx	L7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali	L8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L9	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L10	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda K0 / Ka asimmetrica	L11	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L12	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx	L13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazioni SLE in condizioni di carico frequenti (SLE-F)

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_1/ψ_2					
			Sfav.	Fav.	FREQ1	FREQ2	FREQ3	FREQ4	FREQ5	FREQ6
G1	Peso proprio struttura	L1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Peso ricoprimento soletta inferiore	L2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Spinta delle terre K0 simmetrica	L3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
G1	Spinta delle terre K0 / Ka asimmetrica	L4	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Q	Spinta da sovraccarico su piedritto sx (k=K0)	L5	1.00	0.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
E	Sisma da sx: masse strutturali	L6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Delta spinta sismica terreno da sx	L7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali	L8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L9	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L10	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda K0 / Ka asimmetrica	L11	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L12	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx	L13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazioni SLE in condizioni di carico quasi permanenti (SLE-Q)

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_2					
			Sfav.	Fav.	Q.PERM1	Q.PERM2	Q.PERM3	Q.PERM4	Q.PERM5	Q.PERM6
G1	Peso proprio struttura	L1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Peso ricoprimento soletta inferiore	L2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Spinta delle terre K0 simmetrica	L3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
G1	Spinta delle terre K0 / Ka asimmetrica	L4	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Q	Spinta da sovraccarico su piedritto sx (k=K0)	L5	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Sisma da sx: masse strutturali	L6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Delta spinta sismica terreno da sx	L7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali	L8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L9	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L10	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda K0 / Ka asimmetrica	L11	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L12	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx	L13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Combinazioni SLU tipo A1-STR – Gruppo 1

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_0					
			Sfav.	Fav.	STR1	STR2	STR3	STR4	STR5	STR6
G1	Peso proprio struttura	L1	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Peso ricoprimento soletta inferiore	L2	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Spinta delle terre K0 simmetrica	L3	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
G1	Spinta delle terre K0 / Ka asimmetrica	L4	1.35	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Q	Spinta da sovraccarico su piedritto sx (k=K0)	L5	1.35	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E	Sisma da sx: masse strutturali	L6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Delta spinta sismica terreno da sx	L7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali	L8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L9	1.35	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L10	1.35	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda K0 / Ka asimmetrica	L11	1.35	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L12	1.35	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx	L13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

16.2 Combinazioni in scenario sismico (allo SLU)

Le combinazioni in scenario sismico sono condotte allo SLU.

Si considera il sisma agente nella direzione trasversale del manufatto (gli effetti del sisma agente nella direzione longitudinale del manufatto sono poco rilevanti), associato al sisma in direzione verticale (considerando in alternativa entrambi i versi d'azione). La non contemporaneità della massima azione verticale e orizzontale viene tenuta in conto, come prescritto dal D.M. 17/01/18 (Par. 7.3.5), considerando i 4 seguenti scenari:

$$\begin{aligned} E_1 &= 1.00 E_H + 0.30 E_V^+ && \text{(sisma orizzontale al 100\%, sisma verticale verso l'alto al 30\%)} \\ E_2 &= 1.00 E_H + 0.30 E_V^- && \text{(sisma orizzontale al 100\%, sisma verticale verso il basso al 30\%)} \\ E_3 &= 0.30 E_H + 1.00 E_V^+ && \text{(sisma orizzontale al 30\%, sisma verticale verso l'alto al 100\%)} \\ E_4 &= 0.30 E_H + 1.00 E_V^- && \text{(sisma orizzontale al 30\%, sisma verticale verso il basso al 100\%)} \end{aligned}$$

Per quanto attiene la falda e la presenza di acqua nel canale, vengono considerati i 3 diversi casi limite descritti nello scenario d'esercizio dell'opera (si veda il paragrafo precedente).

Combinazioni SLU-SISMA

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_0											
			Sfav.	Fav.	SISMA1	SISMA2	SISMA3	SISMA4	SISMA5	SISMA6	SISMA7	SISMA8	SISMA9	SISMA10	SISMA11	SISMA12
G1	Peso proprio struttura	L1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Peso ricoprimento soletta inferiore	L2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Spinta delle terre K0 simmetrica	L3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Spinta delle terre K0 / Ka asimmetrica	L4	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Spinta da sovraccarico su piedritto sx (k=K0)	L5	1.00	0.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
E	Sisma da sx: masse strutturali	L6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E	Delta spinta sismica terreno da sx	L7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali	L8	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-0.30	0.30	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-0.30
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L9	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L10	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda K0 / Ka asimmetrica	L11	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L12	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx	L13	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_0											
			Sfav.	Fav.	SISMA13	SISMA14	SISMA15	SISMA16	SISMA17	SISMA18	SISMA19	SISMA20	SISMA21	SISMA22	SISMA23	SISMA24
G1	Peso proprio struttura	L1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Peso ricoprimento soletta inferiore	L2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Spinta delle terre K0 simmetrica	L3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Spinta delle terre K0 / Ka asimmetrica	L4	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Spinta da sovraccarico su piedritto sx (k=K0)	L5	1.00	0.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
E	Sisma da sx: masse strutturali	L6	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
E	Delta spinta sismica terreno da sx	L7	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali	L8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00	1.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	-1.00
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L9	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L10	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda K0 / Ka asimmetrica	L11	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L12	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx	L13	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.30

NOTA:

le combinazioni SISMA1 – SISMA12 sono relative al caso $1.00 E_H \pm 0.30 E_V$

le combinazioni SISMA13 – SISMA24 sono relative al caso $0.30 E_H \pm 1.00 E_V$

17 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

La mesh del calcolo è composta da 60 aste e 60 nodi e schematizza una striscia di tombino profonda 1 m ; il reticolo si presenta adeguatamente infittito agli effetti dell'effettiva simulazione dell'interazione suolo-struttura. Le caratteristiche geometriche delle sezioni trasversali delle aste sono le seguenti

	A (cm ²)	J (cm ⁴)	E (N/mm ²)	Aste
Aste della soletta inferiore	4000.00	533333.40	31476	Da 1 a 16
Aste del piedritto di sinistra	4000.00	533333.40	31476	Da 33 a 59 (dispari)
Aste del piedritto di destra	4000.00	533333.40	31476	Da 34 a 60 (pari)

Le lunghezze delle aste sono le seguenti :

Aste	Lunghezza (cm)
Soletta inferiore	
1 e 16	50.00
2-3-14-15	10.00
da 4 a 13	42.00
Piedritto di sinistra	
33-35	10.00
57-59	0.00
da 37a 55 (dispari)	30.00
Piedritto di destra	
34-36	10.00
58-60	0.00
da 38 a 56 (pari)	30.00

La rigidezze delle molle elastiche ubicate nei nodi della soletta inferiore sono le seguenti:

Nodo	Ky (kN/m)	Kx (kN/m)	Δx (m)	Δz (m)
da 5 a 13	2100	210	0.420	1
4 e 14	1300	130	0.260	1
3 e 15	500	50	0.100	1
2 e 16	1500	150	0.300	1
1 e 17	1250	125	0.250	1

E corrispondono ad un modulo di sottofondazione $k_s = 5000 \text{ kN/m}^3$ secondo la formula:

$$k_y = k_s * \Delta x * \Delta z ; \quad k_x = 0.10 * k_y$$

con:

$\Delta z = 1 \text{ m}$ = lunghezza di influenza del modello nella direzione longitudinale del tombino;

Δx = larghezza di influenza del generico nodo nella direzione trasversale del tombino.

Nelle pagine seguenti si riportano le viste illustrative della geometria del reticolo di calcolo (numerazione aste e nodi).

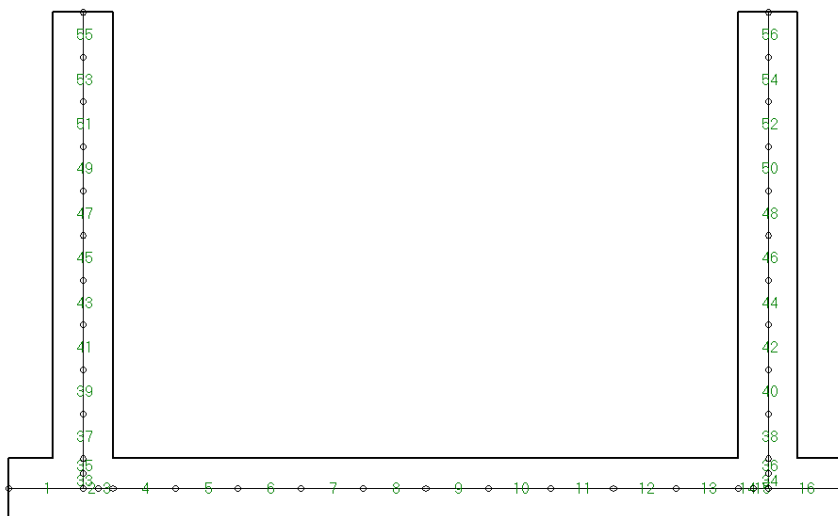


Immagine 2: numerazione delle aste del modello

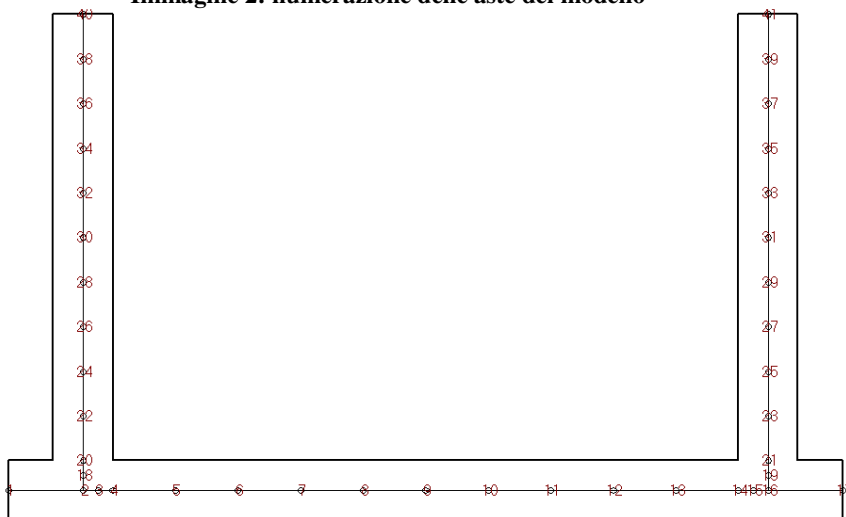


Immagine 3: numerazione dei nodi del modello

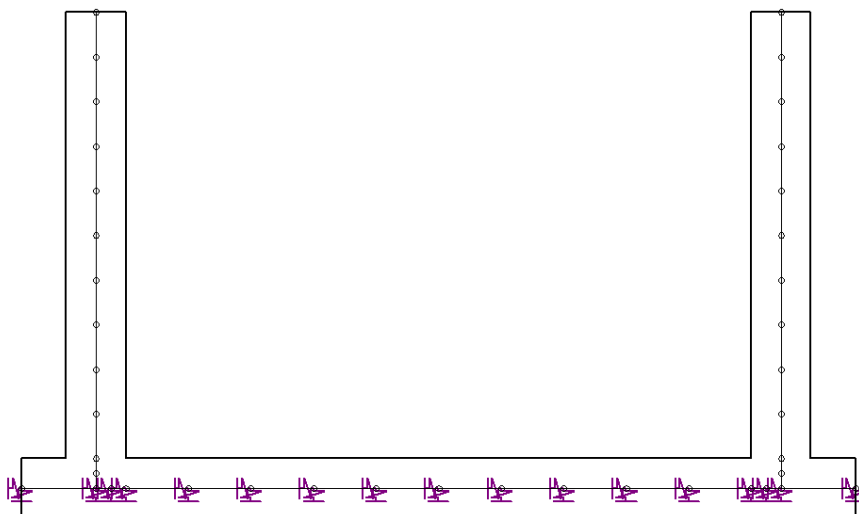


Immagine 4: molle elastiche simulanti il terreno

18 VERIFICHE DI RESISTENZA

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di resistenza della soletta inferiore e dei piedritti componenti il manufatto ad U.

I loadings di carico descritti nel paragrafo 6 vengono combinati con i coefficienti esposti nel paragrafo 7 come specificato nelle tabelle riportate in corrispondenza delle singole verifiche.

In particolare si determinano per la soletta inferiore le combinazioni dei carichi cui corrisponde:

- il massimo momento flettente esterno (che tende le fibre inferiori),
- il massimo momento flettente interno (che tende le fibre superiori),

e per i piedritti:

- il massimo momento flettente esterno (che tende le fibre esterne),
- il massimo momento flettente interno (che tende le fibre interne, se non nullo),
- il massimo taglio;

Le verifiche sono condotte ai sensi della vigente normativa (D.M. del 17/01/2018).

1.3 DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE: DIFESE IN PIETrame

Le opere facenti parte del progetto consistono in difese idrauliche in pietrame tipo “rezzato” posato a secco lungo i tratti più critici evidenziati durante la campagna di rilievo topografico.

Le tipologie strutturali delle opere in progetto consistono nella regolarizzazione delle sezioni poste in opera con la contestuale posa di pietrame al fine di costituire la difesa idraulica del canale e limitare l'erosione effettuata dall'azione di trascinamento dell'acqua in condizioni di piena.

INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le caratteristiche fisiche e meccaniche del sottosuolo in relazione alle interazioni con le fondazioni sono ricavate da stratigrafie ed indagini in precedenza effettuate nelle relative zone a seguito di precedenti lavori (vedasi elaborati grafici relativi alla soggiacenza della falda).

Il materiale di sottosuolo è composto da sabbia relativamente grossolana con modestissime tracce di argilla in percentuale decrescente con l'aumentare della profondità. Presenza di strati lenticolari argillosi a profondità variabile; escursione dell'acquifero a quota inferiore ai piani di fondazione.

Per le incertezze che in ogni caso presentano le risultanze di prove effettuate sui terreni e per la indeterminatezza delle ipotesi statiche, si assumono per le verifiche, a favore di sicurezza, i seguenti valori caratteristici del terreno:

γ_t : peso specifico del terreno fuori falda = $20,00 \text{ kN/m}^3$

φ : angolo di attrito interno del terreno = 30°

σ_t : tensione massima ammissibile di compressione del terreno = $0,12 \text{ N/mm}^2$

In particolare, per quanto riguarda le tensioni originate dalla spinta delle terre e dai relativi sovraccarichi, si considera il terreno stesso dotato di modesta coesione, trascurando quindi questa a favore della stabilità generale del manufatto.

Il coefficiente di spinta assunto in regime attivo è:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,33$$

Quello di spinta in regime passivo:

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 3,00$$

Le caratteristiche del terreno suggeriscono, per quanto concerne il coefficiente di sicurezza a ribaltamento, di assumere il valore:

$$c = \frac{M_r}{M_s} \geq 1,50$$

VERIFICHE GEOTECNICHE

Sulla base delle precedenti considerazioni generali di natura geologica e idrogeologica ed in relazione ad indagini più approfondite eseguite specificatamente nei luoghi delle esecuzioni, sono state effettuate le necessarie verifiche geotecniche.

Nella fattispecie l'attenzione è rivolta alle seguenti strutture:

- difese idrauliche in pietrame

LE DIFESE IDRAULICHE IN PIETrame

La natura del terreno è stata ottenuta in loco con indagine diretta tramite scavo. La relativa profondità di interesse (~ 1,50 - 2,50 m) ha reso possibile accertare la stratigrafia dei terreni, su cui graverà l'impronta delle sagome delle difese idrauliche.

Le scarpate sono costituite da materiale incoerente terroso – sabbioso, in parte con terra vegetata (~ 40 cm) seguita da terre compatte a prevalente componente argillosa ma con presenza anche di sabbia grossolana ben stabilizzata.

Il fondo d'alveo è invece caratterizzato dal classico strato superficiale (~ 30 cm) di miscela satura sabbiosa-limosa, seguita da uno strato profondo di sabbia mediamente fine. Non ha sorpreso la presenza sul fondo di formazioni di argilla grigia molto compatta. Sono conformazioni lenticolari anche di notevole profondità ed ampiezza.

Pertanto, le caratteristiche del terreno nelle zone d'intervento si possono considerare di tipo "Argilla sabbiosa", cautelativamente, i parametri assunti a base delle verifiche eseguite sono:

- peso proprio del pietrame: $\gamma_p = 22,00 \text{ KN/m}^3$
- peso proprio del terreno: $\gamma_t = 18,00 \text{ KN/m}^3$
- angolo di attrito interno del terreno sia di sponda che del fondo $\phi = 30^\circ$
- sovraccarico permanente di scarpata $q = 10,00 \text{ KN/m}^2$
- coefficiente di attrito radente lungo il piano pietrame-geotessile: $\mu = 0,52$

La verifica, che comporta l'analisi delle forze attive e passive in atto sulle difese idrauliche nelle condizioni più sfavorevoli, deve accertare che le spinte di resistenza siano superiori a quelle agenti.

Spinta attiva e spinta passiva

Calcolo dei coefficienti con la teoria di Rankine:

φ = angolo di attrito = 30°

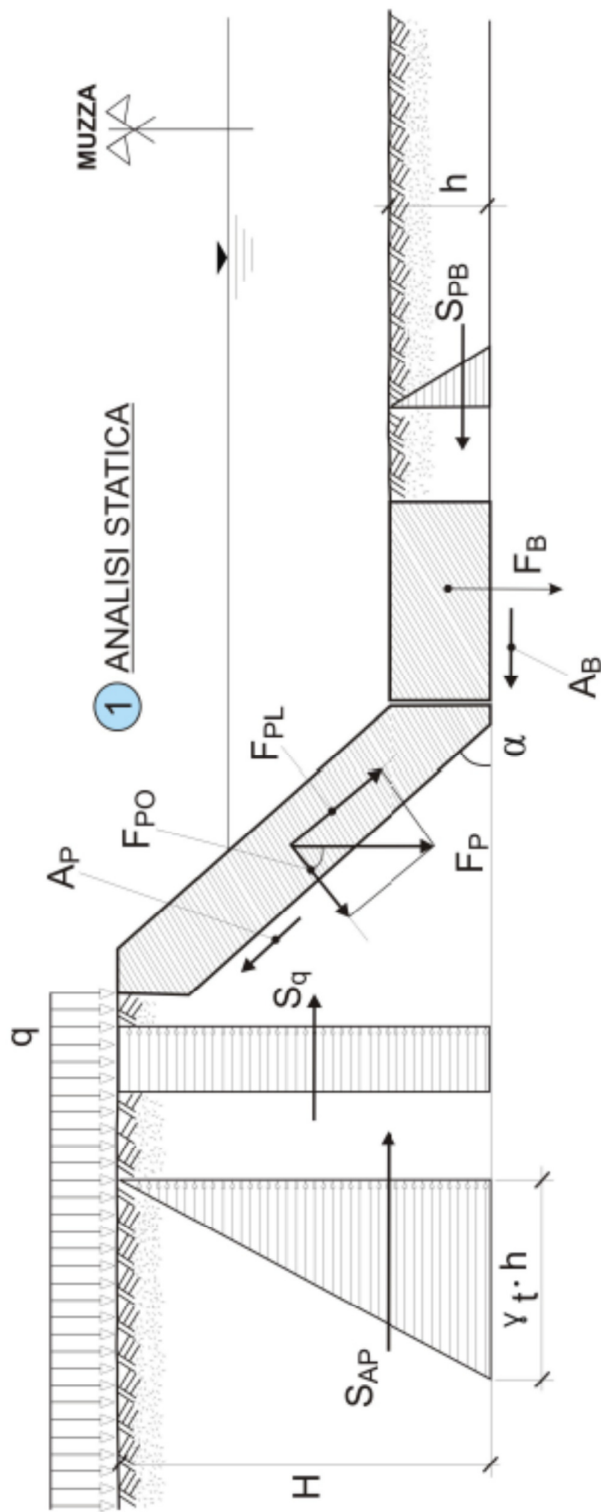
Coefficiente di spinta attiva:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2) = 0,33$$

Coefficiente di spinta passiva:

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2) = 3,00$$

Le verifiche statiche condotte sugli elementi costituenti la mantellata di pietrame a gravità, ovvero berma di fondazione e paramento di sponda e sono riportate nella tabella riportata nel seguito. Sono altresì allegati gli schemi statici e geometrici di riferimento secondo i quali è stata sviluppata l'analisi. Le difese idrauliche integrali, stante la perfetta simmetria strutturale rispetto alla longitudinale non necessitano di particolari verifiche di carattere statico.



2 EQUILIBRIO LONGITUDINALE

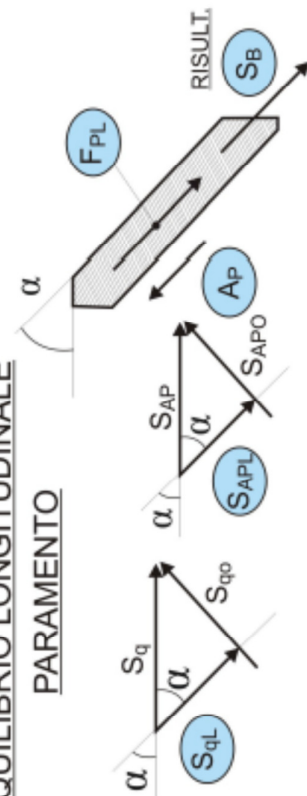
PARAMENTO

$$\cos \alpha = \frac{S_{qL}}{S_q}$$

$$S_{qL} = S_q \cos \alpha$$

$$\cos \alpha = \frac{S_{APL}}{S_{AP}}$$

$$S_{APL} = S_{AP} \cdot \cos \alpha$$

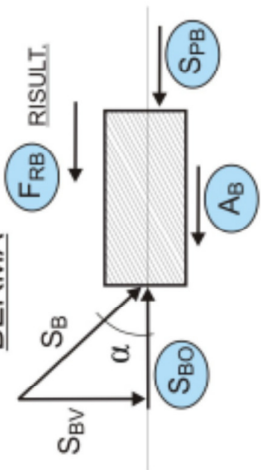


4 COEFFICIENTE SICUREZZA

$$C_S > 1,5 \Rightarrow F_{BR}/S_{BO}$$

3 EQUILIBRIO ORIZZ.

BERMA



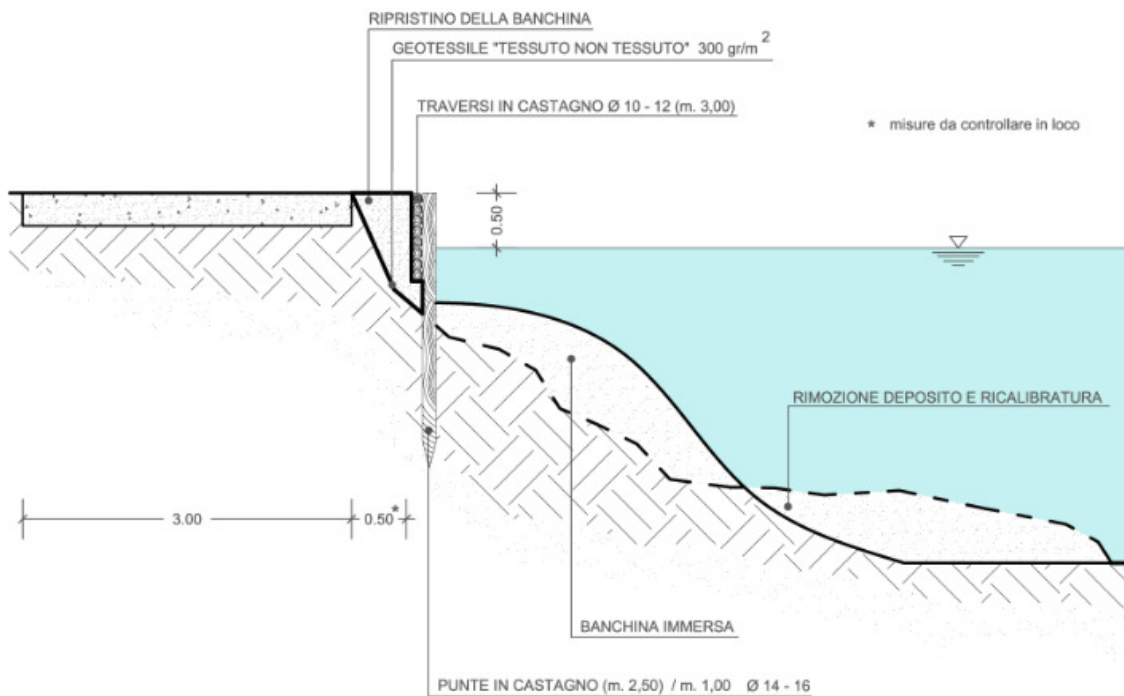
$$\cos \alpha = \frac{S_{BO}}{S_B}$$

$$S_{BO} = S_B \cos \alpha$$

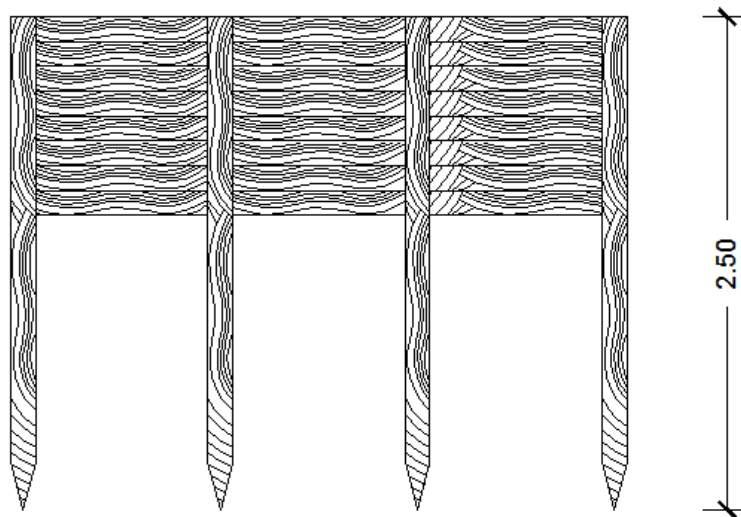
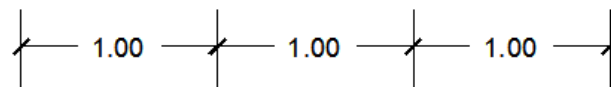
Verifica di stabilità difesa idraulica in pietrame posato a secco

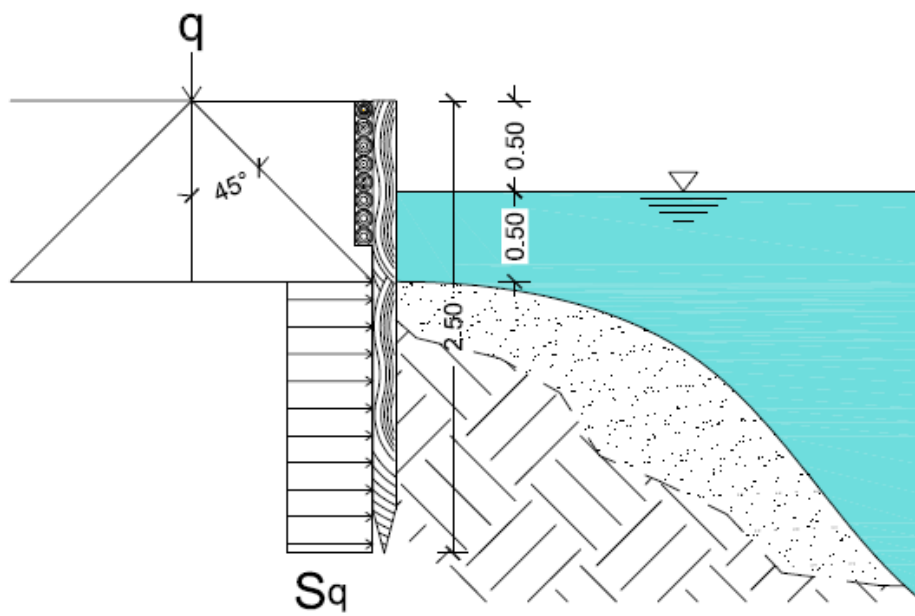
<u>Dati generali e geometrici</u>				
peso proprio del pietrame (calcare "rezzato")	γ_p		22,00	KN/m ³
peso proprio del terreno	γ_t		18,00	KN/m ³
angolo attrito interno terreno sponda e fondo	φ		30,00	°
sovraccarico accidentale sommitale	q		10,00	KN/m ²
coeff. di attrito radente pietrame-geotessile	μ		0,52	-
Larghezza paramento	B		1,00	m
Lunghezza paramento	L_p		2,00	m
Spessore paramento	s_p		0,50	m
Angolo di sponda	α		45,00	°
Altezza sponda	$H = L_p \times \sin \alpha$		1,41	m
spessore affond. berma	$h = s_b$		0,50	m
Larghezza berma	B		1,00	m
Lunghezza berma	L_b		1,00	m
Spessore berma	s_b		0,50	m
Coeff. spinta attiva	λ_a	$tg^2(45 - \varphi/2)$	0,33	
Coeff. spinta passiva	λ_p	$tg^2(45 + \varphi/2)$	3,00	
<u>Analisi statica</u>				
Forza peso paramento	F_P	$B \times L_p \times s_p \times \gamma_p$	22,00	KN
Comp. peso paramento longitudinale	F_{PL}	$B \times L_p \times s_p \times \gamma_p \times (\sin \alpha)$	15,56	KN
Comp. peso paramento ortogonale	F_{PO}	$B \times L_p \times s_p \times \gamma_p \times (\cos \alpha)$	15,56	KN
Forza peso berma	F_B	$B \times L_b \times s_b \times \gamma_p$	11,00	KN
Forza d'attrito pietrame-geot. param.	A_P	$\mu \times F_{po}$	8,09	KN
Spinta attiva sul paramento	S_{ap}	$1/2 \times \lambda_a \times \gamma_t \times H^2$	6	KN
Spinta carico accidentale sul param.	S_q	$1/2 \times \lambda_a \times q \times H$	2,36	KN
Spinta passiva sulla berma	S_{pb}	$1/2 \times \lambda_p \times \gamma_t \times h^2$	6,75	KN
Componente longit. S_{ap}	S_{apL}	$S_{ap} \times \cos \alpha$	4,24	KN
Componente longit. S_q	S_{qL}	$S_q \times \cos \alpha$	1,67	KN
<u>Equilibrio longitud. param.</u>				
Forza agente sulla berma	$S_B =$	$S_{apL} + S_{qL} + F_{PL} - A_P$	13,38	KN
Spinte sulla berma				
Comp. orizzontale spinta berma	S_{BO}	$S_B \times \cos \alpha$	9,46	KN
Comp. verticale spinta berma	S_{BV}	$S_B \times \sin \alpha$	9,46	KN
Forza d'attrito pietrame-geot. berma	A_B	$\mu \times (F_B + S_{BV} \times 1/L_B)$	10,64	KN
<u>Equilibrio orizzontale berma</u>				
Forza resistente sulla berma	$F_{RB} =$	$S_{pb} + A_B$	17,39	KN
Coefficiente di sicurezza	$C_s > 1,5$	F_{RB} / S_{BO}	1,84	

1.4 DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE: DIFESE IN PALIZZATA LIGNEA

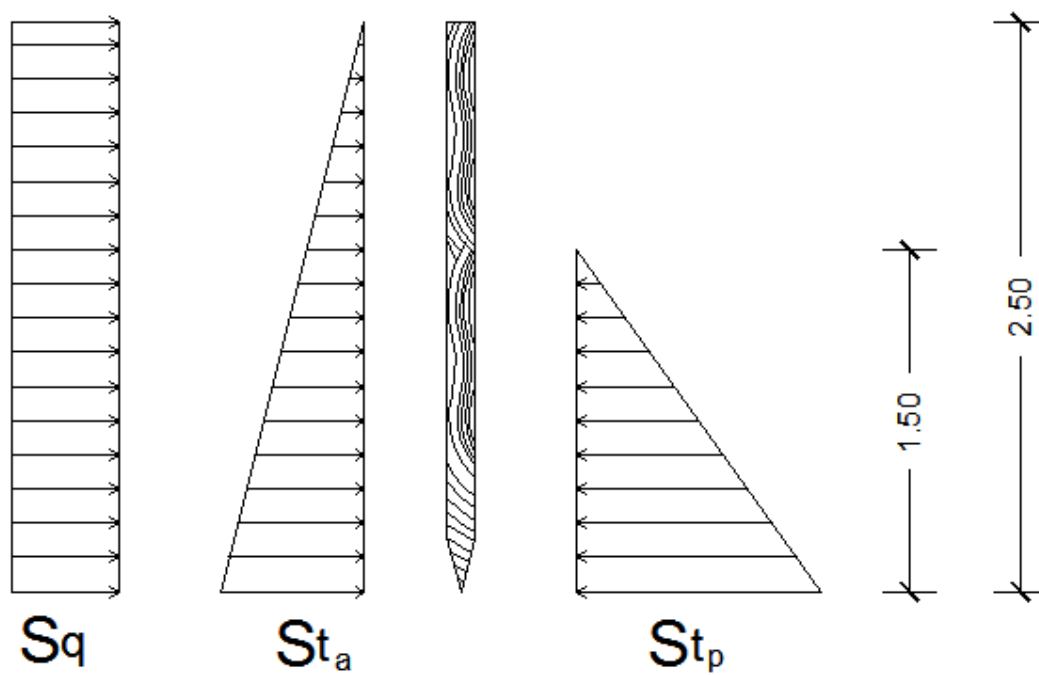


STATO DI PROGETTO





Distribuzione del sovraccarico e relativa influenza sul palo



Schema statico

Calcolo della spinta attiva del terreno e del sovraccarico

$$S_{ta} = \lambda_p \times h \times \gamma_t \times \frac{h}{2} = 0,33 \times 2,50 [m] \times 18,00 \left[\frac{kN}{m^3} \right] \times \frac{2,50 [m]}{2} = 18,56 [kN]$$

$$S_q = \lambda_p \times q \times h = 0,33 \times 25,00 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \times 2,50 [m] = 20,63 [kN]$$

Calcolo della spinta passiva del terreno resistente

$$S_{tp} = \lambda_p \times h \times \gamma_t \times \frac{h}{2} = 3,00 \times 1,50 [m] \times 18,00 \left[\frac{kN}{m^3} \right] \times \frac{1,50 [m]}{2} = 60,75 [kN]$$

Verifica statica

$$\mathbf{F_R \geq 1,5 F_S}$$

$$\frac{F_R}{F_S} = \frac{60,75 \text{ kN}}{39,19 \text{ kN}} = 1,55 \geq 1,5$$

Si osservi, che a favore di sicurezza, non si è considerata la resistenza dell'acqua nel canale, e una distribuzione del sovraccarico permanente (carico distribuito di una macchina operatrice) su tutta la lunghezza del palo, contrariamente alla sola estensione di influenza.