



CONVENZIONE PER LA PROGETTAZIONE E LA REALIZZAZIONE DI "INTERVENTO DI COLLEGAMENTO SORGENTI DELLA MUZZETTA - TOMBONA E ADEGUAMENTO IDRAULICO A DIFESA DELLA FRAZIONE CALEPPIO" IN COMUNE DI SETTALA (MI)

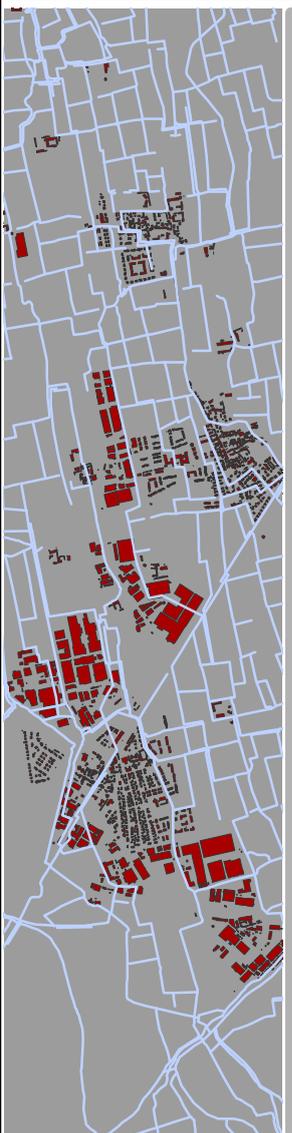


Regione Lombardia

Direzione Generale Territorio, Urbanistica e Difesa del Suolo



Consorzio Bonifica Muzza Bassa Lodigiana



PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE SPECIALISTICA STRUTTURALE

EDIZIONE: LUGLIO 2018

Il Responsabile del Procedimento

dott. ing. Marco Chiesa

I Progettisti

dott. ing. Ettore Fanfani; dott. ing. Marco Chiesa

NOTE GENERALI:

Sorgenti della Muzzetta - Tombona

Sommario

1	INTRODUZIONE.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	MATERIALI E TASSI DI LAVORO AMMISSIBILI	6
3.1	Calcestruzzo C 25/30 per fondazioni ed elevazioni.....	6
3.1.1	Stato Limite Ultimo	6
3.1.2	Stato Limite di Esercizio.....	6
3.2	Acciaio in tondi ad aderenza migliorata	7
3.2.1	Stato Limite Ultimo	7
3.2.2	Stato Limite di Esercizio.....	7
4	PARAMETRI GEOTECNICI.....	8
5	DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA.....	9
6	ANALISI DEI CARICHI.....	11
6.1	Peso proprio e carichi permanenti portati	11
6.2	Spinte delle terre	12
6.3	Spinte da sovraccarico accidentale	13
6.4	Azioni sismiche.....	14
6.5	Spinta idrostatica acque interne allo scatolare	16
6.6	Spinta falda esterna su piedritti e soletta.....	17
6.7	Spinta idrodinamica in sisma	17
7	COMBINAZIONI DI CARICO PER LE VERIFICHE DI RESISTENZA	19
7.1	Combinazioni in scenario d’esercizio dell’opera (allo SLU e allo SLE).....	20
7.2	Combinazioni in scenario sismico (allo SLU)	23
8	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	25
9	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	27
9.1	Soletta inferiore.....	28
9.2	Piedritti.....	40
10	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	51
10.1	LE DIFESE IDRAULICHE IN PIETRAMME.....	51

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riguarda l'analisi strutturale del manufatto idraulico di scarico nello scolmatore Tombona oggetto di realizzazione nel progetto.

Si riportano nel seguito le caratteristiche geometriche della sezione tipo analizzata del manufatto ad

U:

B_i = larghezza interna = 3.00 m

H_i = altezza interna = 2.10 m

H_f = spessore soletta inferiore = 0.30 m

S_p = spessore piedritti = 0.30 m

S_b = sbordo laterale alla base = 0.25 m

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 2.95 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 1.80 m (da estradosso soletta inferiore).

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

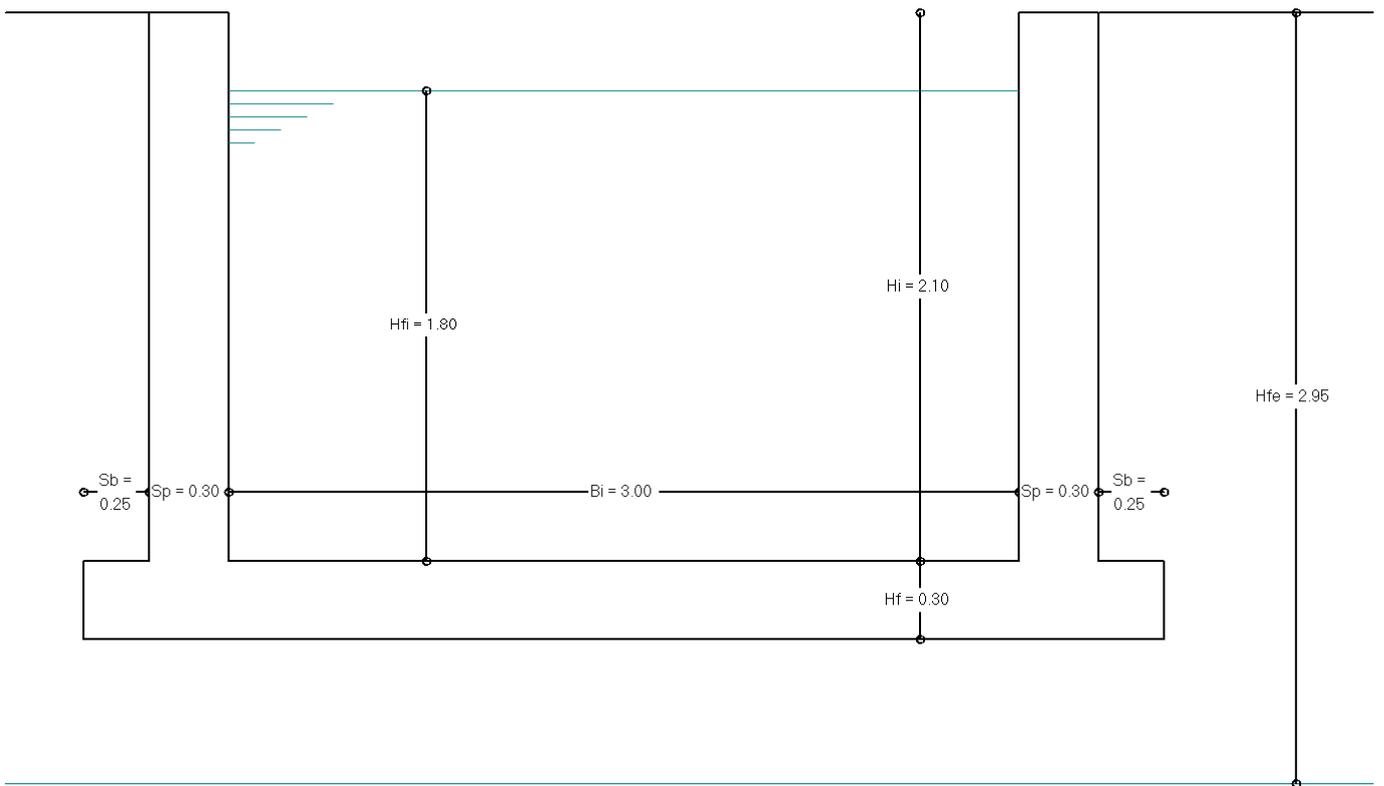


Immagine 1: geometria del manufatto

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 $\gamma_{\text{dry}} = 19.00$ [kN/m³]
- peso specifico del terreno saturo d'acqua $\gamma_{\text{sat}} = 21.00$ [kN/m³]
- coefficiente di sottofondazione $k_s = 5000$ [kN/m³]

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

$V_R = V_N * C_U = 150$ 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:

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

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

Vista l'elevata rigidità 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)

$H = 2.25 \text{ m}$ (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)

$h = 1.80 \text{ m}$ (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: sovraspinta 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:

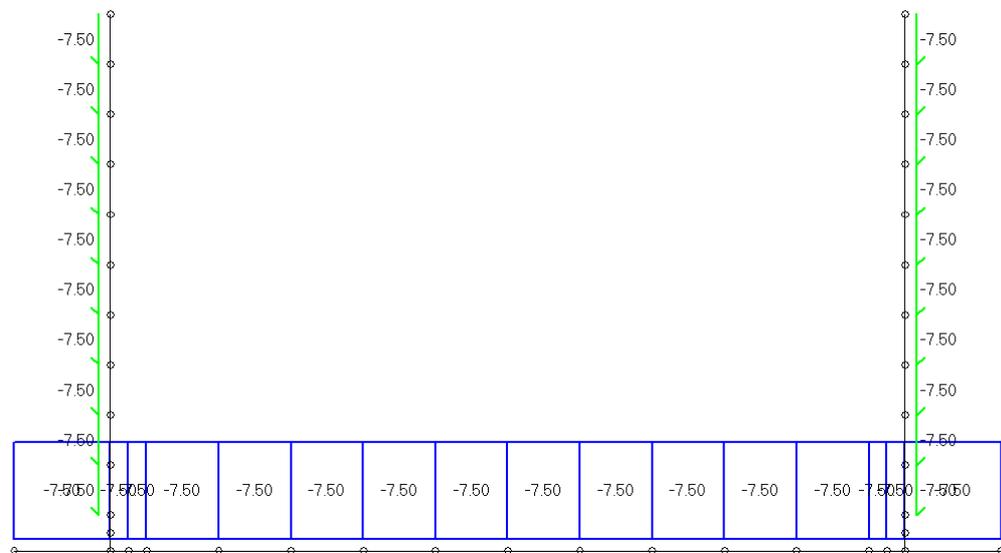
Loading 1: peso proprio della struttura

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

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

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

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 di carico 1 : peso proprio

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:

$$\begin{aligned}
 p_{\text{inf}} &= k_0 \times [\gamma_t \times (H_i + H_f/2 - H_{\text{pc}})] \times 1 \text{ m (kN/m)} = \\
 &= 0.500 \times [19.00 \times (2.10 + 0.30/2 - 0.00)] \times 1 \text{ m} = 21.38 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

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

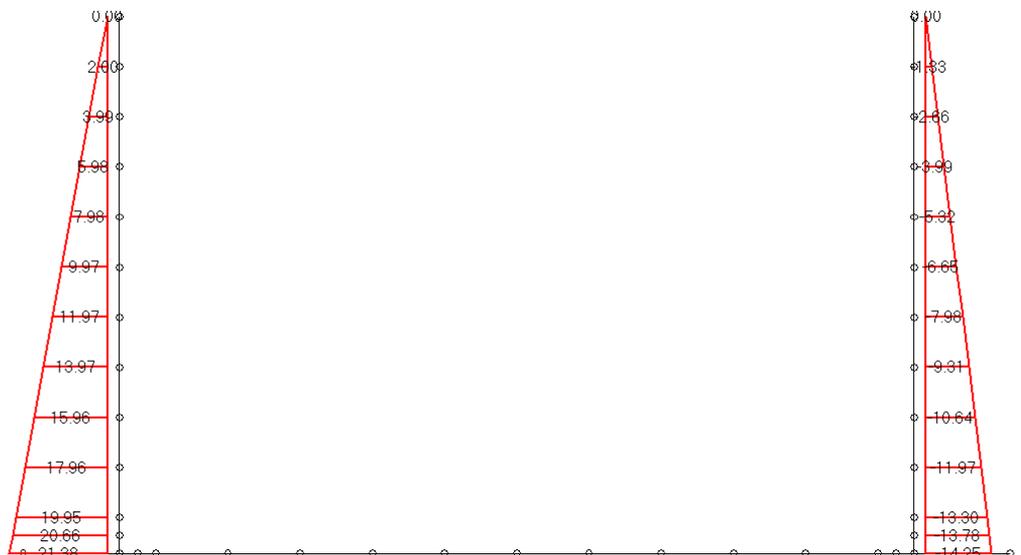
Loading 4: spinta delle terre asimmetrica (k_0 sul piedritto sinistro, k_a sul piedritto destro)

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 :

$$p_{inf} = k_a \times [\gamma_t \times (H_i + H_f/2 - H_{pc})] \times 1 \text{ m (kN/m)} = \dots = 14.25 \text{ kN/m}$$

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



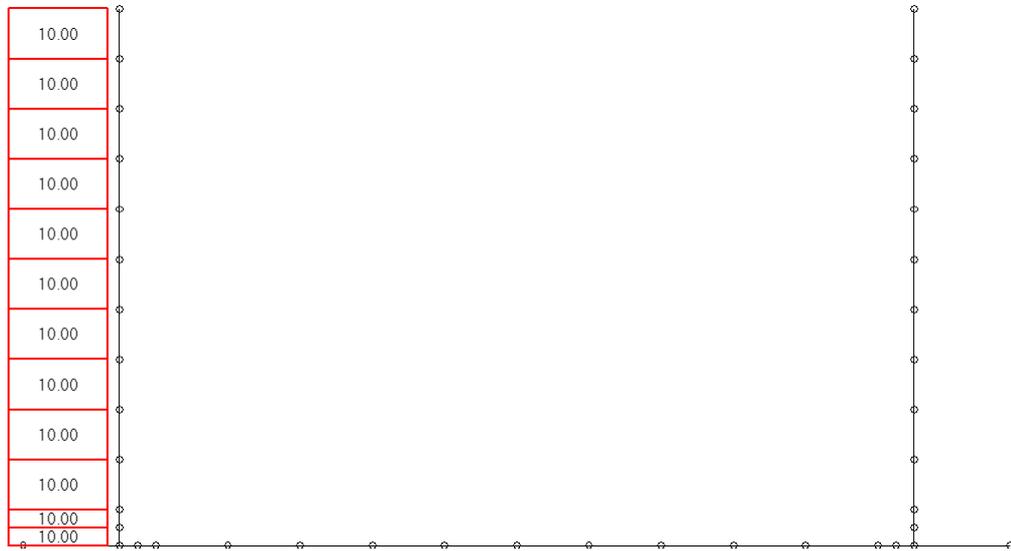
Loading di carico 4 : spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$

6.3 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 manufatto). 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*.



Loading di carico 5 : sovraspinta per $q = 20.0 \text{ kN/mq}$ a sx - $k = k_0$

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

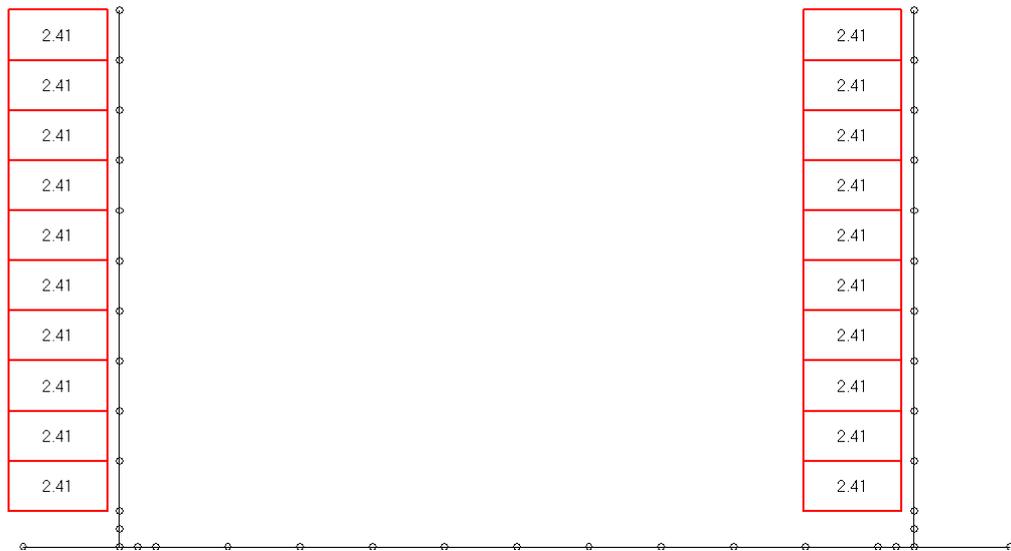
Nel precedente paragrafo 5 si determina il coefficiente sismico orizzontale k_h che correla i pesi strutturali all'azione statica orizzontale equivalente al sisma. In particolare, assunto:

$$k_h = 0.321 = \text{coefficiente sismico orizzontale}$$

agiscono sulle elevazioni del manufatto:

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

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



Loading di carico 6 : sisma H da sx - masse strutturali

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

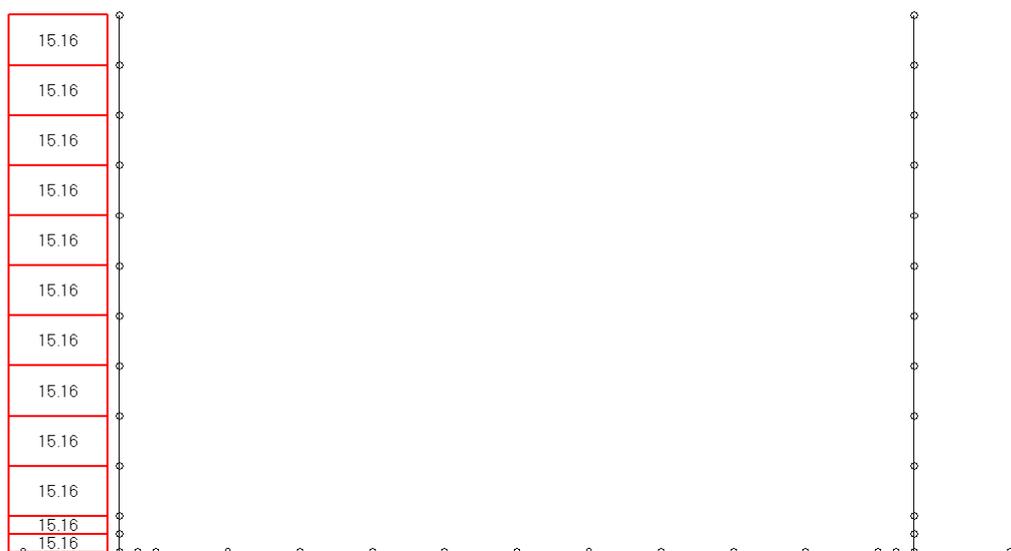
Nel caso di strutture rigide l'incremento dinamico di spinta del terreno in sisma viene valutato con la formula (si rimanda al paragrafo 5) $\delta P_d = \alpha/r \times \gamma_t \times (H_{tot})^2$, con:

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

H_{tot} = altezza da piano campagna al piano medio della soletta inferiore = 2.25 m

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

La pressione agente sul piedritto sinistro vale pertanto $p = \delta P_d / (H_{tot}) = 15.16$ kN/m



Loading di carico 7 : sisma H da sx - sovraspinta terre

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 .

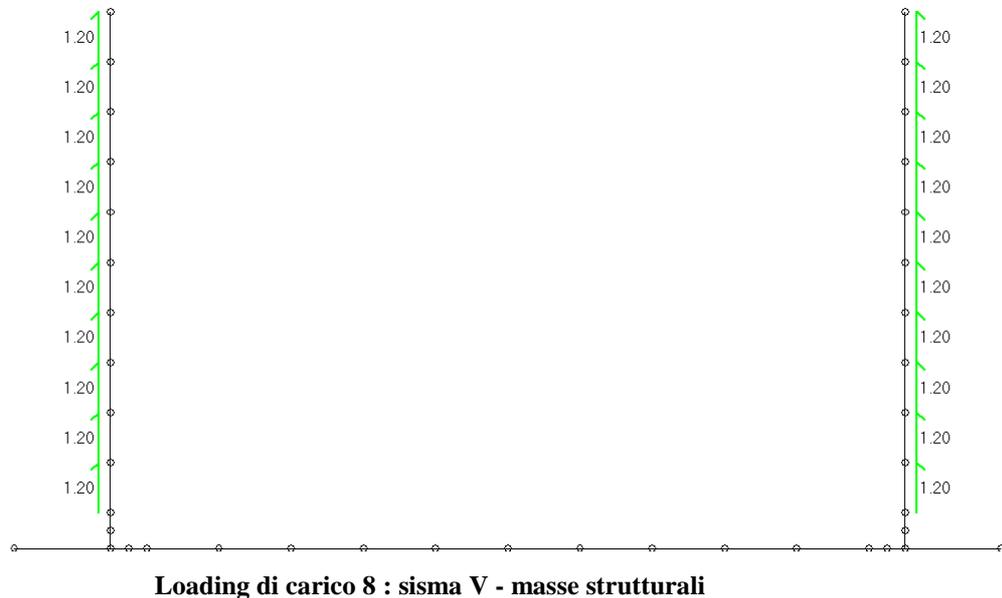
$K_v = 0.160$ = coefficiente sismico verticale

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:

$$p_{\text{idr,max}} = \gamma_w \times H_{\text{fi}} (\times 1 \text{ m}) = 18.00 \text{ kN/m}$$

con:

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

$$H_{\text{fi}} = \text{altezza falda interna} = 1.80 \text{ m} \quad (\text{misurata da estradosso soletta inferiore})$$



Loading di carico 9 : spinta idrostatica acque interne al tombino

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)

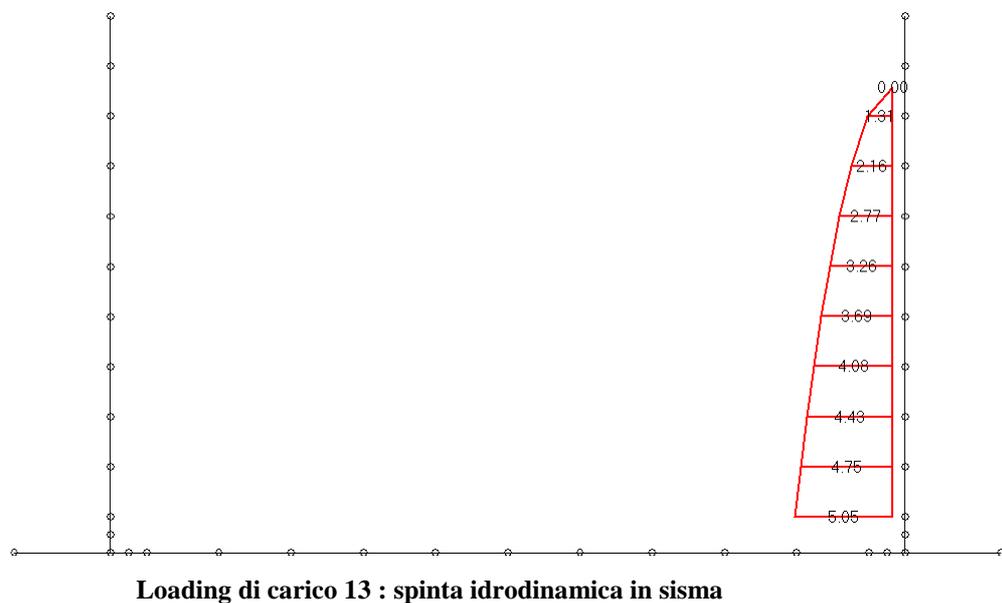
$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ (peso specifico dell'acqua)

Nel caso in esame vale :

$h = 1.80 \text{ m}$

$k_h = 0.321$ (vedi par. 5)

p_{\max} = pressione a intradosso piedritto = 5.05 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).

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:

$$E_1 = 1.00 E_H + 0.30 E_V^+ \quad (\text{sisma orizzontale al 100\%, sisma verticale verso l'alto al 30\%})$$

$$E_2 = 1.00 E_H + 0.30 E_V^- \quad (\text{sisma orizzontale al 100\%, sisma verticale verso il basso al 30\%})$$

$$E_3 = 0.30 E_H + 1.00 E_V^+ \quad (\text{sisma orizzontale al 30\%, sisma verticale verso l'alto al 100\%})$$

$$E_4 = 0.30 E_H + 1.00 E_V^- \quad (\text{sisma orizzontale al 30\%, sisma verticale verso il basso al 100\%})$$

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	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	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	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	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	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	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	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	-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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	-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	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	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	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	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	0.30	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 manufatto 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	40.00
2-3-14-15	7.50
da 4 a 13	30.00
Piedritto di sinistra	
33-35	7.50
57-59	0.00
da 37a 55 (dispari)	21.00
Piedritto di destra	
34-36	7.50
58-60	0.00
da 38 a 56 (pari)	21.00

La rigidzze 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	1500	150	0.300	1
4 e 14	938	94	0.188	1
3 e 15	375	38	0.075	1
2 e 16	1188	119	0.238	1
1 e 17	1000	100	0.200	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).

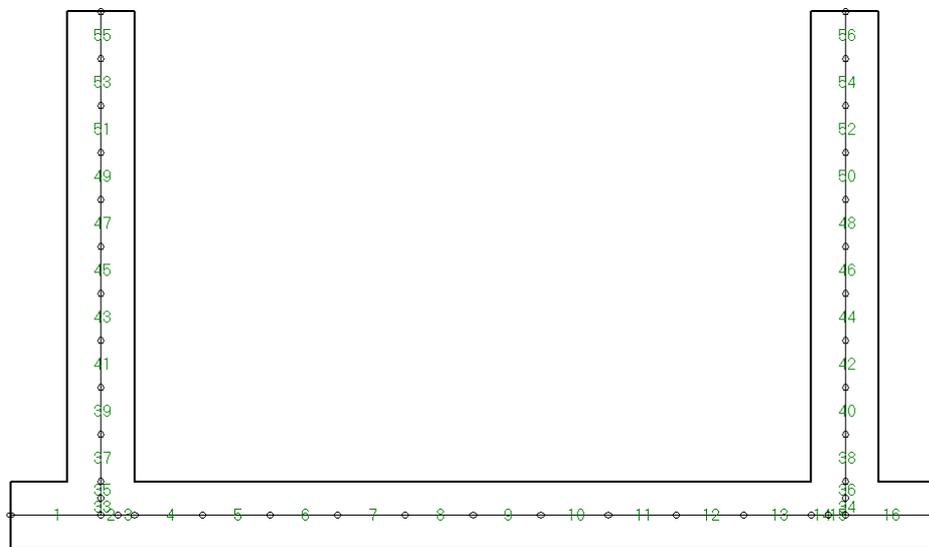


Immagine 2: numerazione delle aste del modello

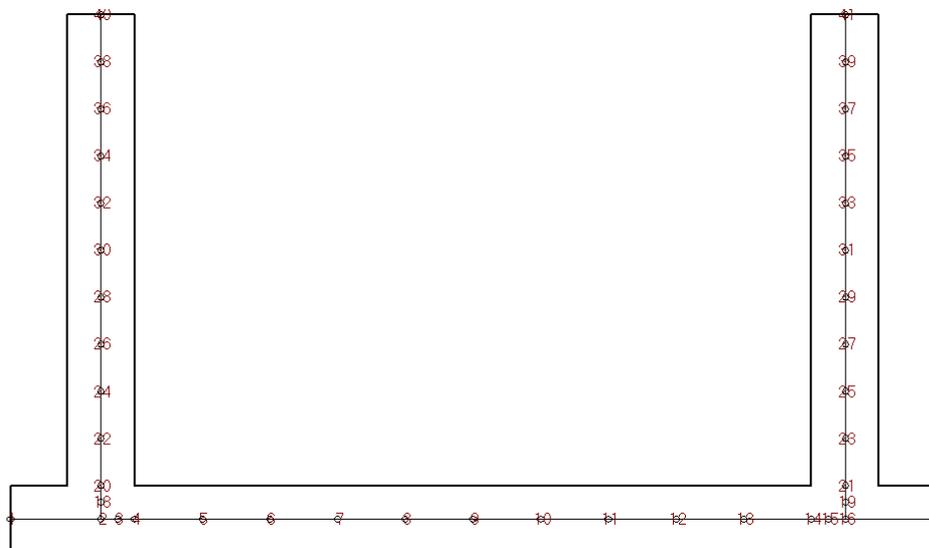


Immagine 3: numerazione dei nodi del modello

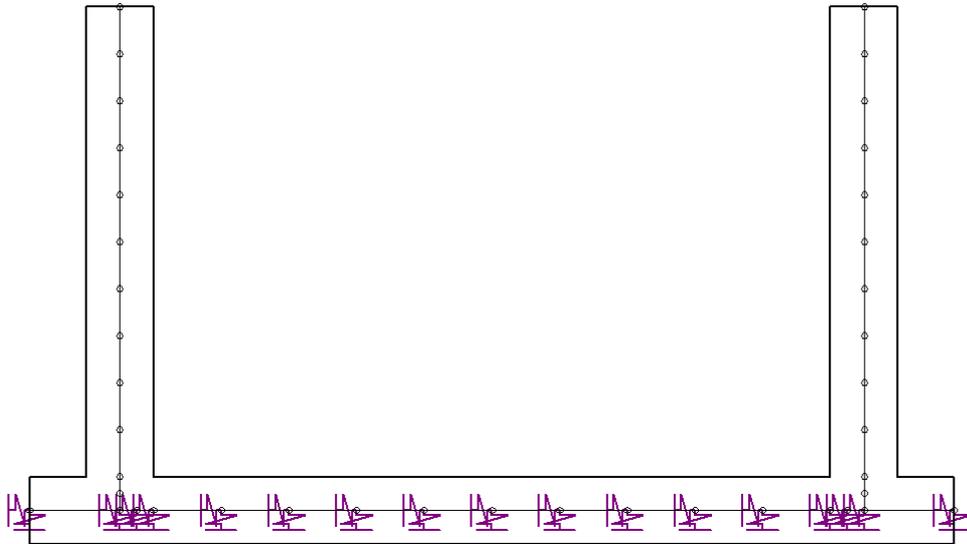


Immagine 4: molle elastiche simulanti il terreno

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),

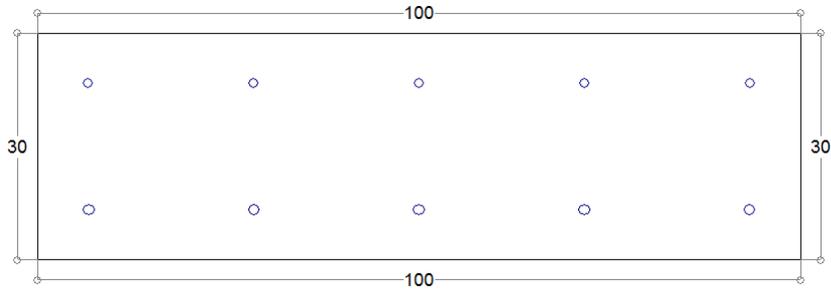
e per i piedritti:

- 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).

9.1 Soletta inferiore

GEOMETRIA DELLA SEZIONE (1 cm = 10 cm)



DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA

5 \varnothing 14 mm a 6.7 cm da intradosso

5 \varnothing 12 mm a 23.4 cm da intradosso

AREA ARMATURE = 13.35 (cm²)

DISTANZA DA INTRADOSSO SEZIONE = 13.77 (cm)

SEZIONE SOLO CALCESTRUZZO

AREA DELLA SEZIONE = 3000.0 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 30.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 15.0 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 225000.0 (cm⁴)

MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 15000.0 (cm³)

MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 15000.0 (cm³)

SEZIONE OMOGENEIZZATA

AREA DELLA SEZIONE = 3186.925 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 30.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 14.92803 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 237992.9 (cm⁴)

MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 15790.43 (cm³)

MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 15942.69 (cm³)

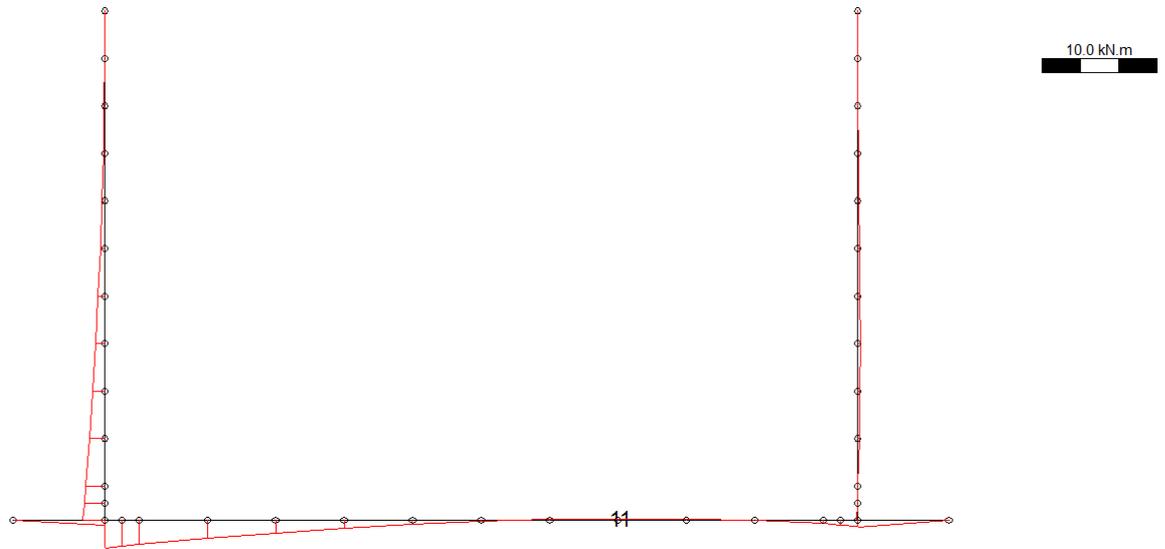
Massimo momento flettente interno

Combinazioni Quasi Permanenti (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 10 (nodo 11)

Combinazione più gravosa: SLE-Q-6 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	0.00	-8.13	2.17	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-19.16	13.13	-1.76	1.00
9) spinta idrostatica acque interne al tombino	16.20	-5.35	-4.99	1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-3.0	-0.4	-4.6	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

MOMENTO DI PROGETTO	=	-0.35	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	0.00	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-0.061	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	2.860	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	5.68	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	20.35	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	3.2863e+04	(cm ⁴)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4 D.M. 17/01/2018)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a trazione
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.14 \text{ N/mm}^2$	tensione corrispondente al momento di formazione della fessura
$e = Y_{\text{bar,cls}} - Y_{\text{bar,omog}} = 0.72 \text{ mm}$	distanza baricentro sezione cls - sezione omogeneizzata
$\sigma_{\text{estr}} = N / A_{\text{omog}} + N \cdot e / W_{\text{omog}} = 0.00$	tensione ad estradosso da sforzo assiale

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{\text{fess}} = -(\sigma_t - \sigma_{\text{estr}}) \cdot W_{\text{omog}} = -34 \text{ kN.m} > M_d = 0 \text{ kN.m}$$

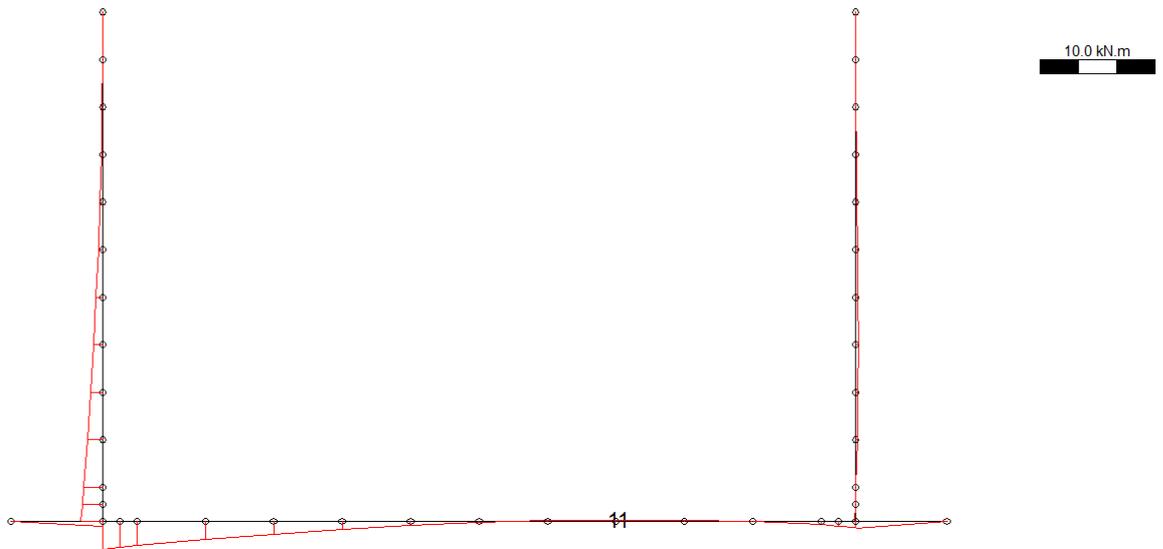
Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

Combinazioni Frequenti (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 10 (nodo 11)

Combinazione più gravosa: SLE-F-6 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	0.00	-8.13	2.17	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-19.16	13.13	-1.76	1.00
9) spinta idrostatica acque interne al tombino	16.20	-5.35	-4.99	1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-3.0	-0.4	-4.6	



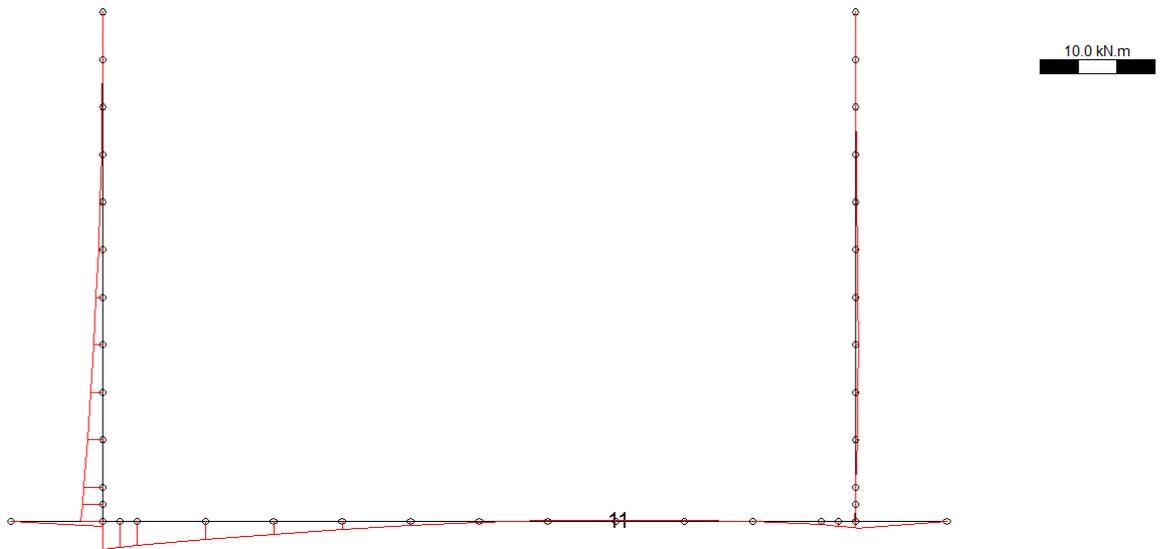
Non si procede alla verifica in quanto le sollecitazioni sono le stesse della combinazione SLE Q.P.

Combinazioni Rare (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 10 (nodo 11)

Combinazione più gravosa: SLE-R-6 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	0.00	-8.13	2.17	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-19.16	13.13	-1.76	1.00
9) spinta idrostatica acque interne al tombino	16.20	-5.35	-4.99	1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-3.0	-0.4	-4.6	



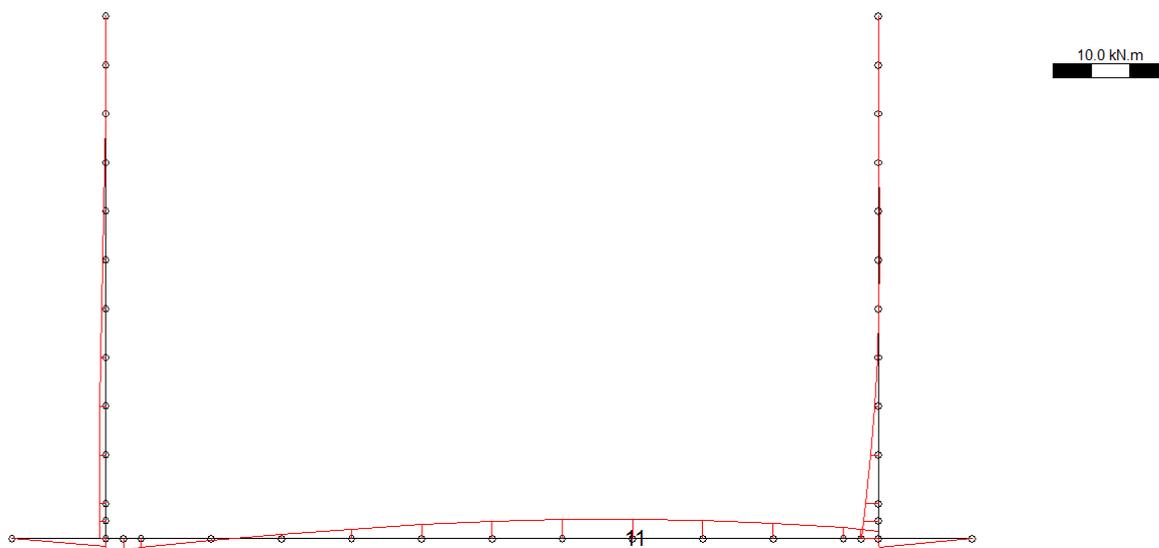
Non si procede alla verifica in quanto le sollecitazioni sono le stesse della combinazione SLE Q.P.

Combinazioni STR-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 10 (nodo 11)

Combinazione più gravosa: STR-A1-6 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	0.00	-8.13	2.17	1.35
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-19.16	13.13	-1.76	1.00
9) spinta idrostatica acque interne al tombino	16.20	-5.35	-4.99	1.35
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	2.7	-5.1	-5.6	



VERIFICA A ROTTURA

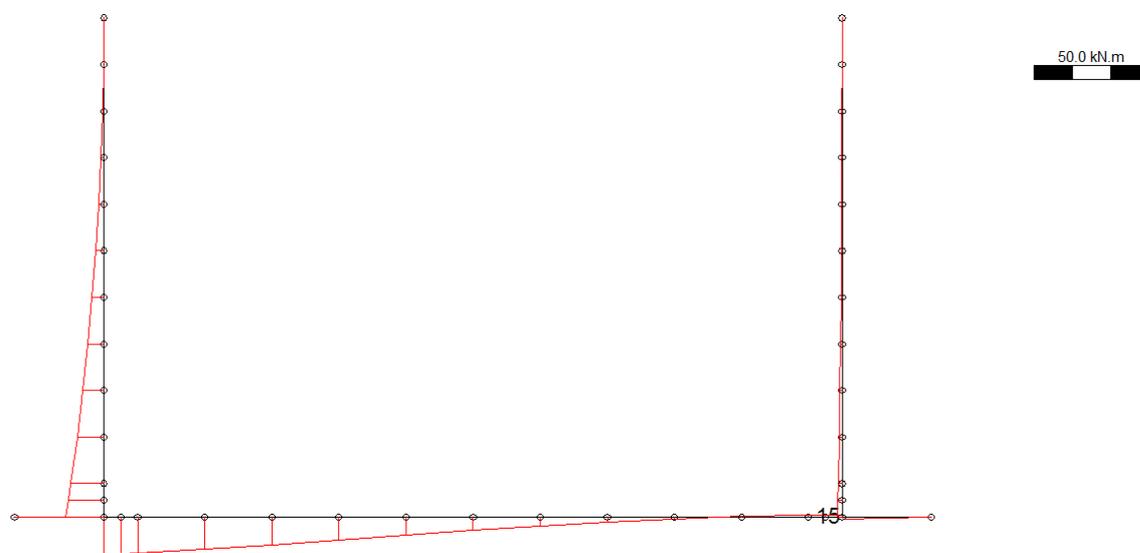
RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO = 14.17 (N/mm²)
RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO = 391.30 (N/mm²)
MOMENTO DI PROGETTO = -5.07 (KN.m)
SFORZO DI PROGETTO = 2.71 (KN)
MOMENTO DI ROTTURA = -61.41 (KN.m)
SFORZO DI ROTTURA = 2.72 (KN.m)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.43 (cm)
DOMINIO 3 , M_r/M_d = 12.11

Combinazioni Sisma-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 14 (nodo 15)

Combinazione più gravosa: SIS-A1-12 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	0.00	-0.25	11.30	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-17.03	12.13	-0.51	1.00
6) sisma H da sx - masse strutturali	3.79	-5.59	-1.95	1.00
7) sisma H da sx - sovraspinta terre	-4.26	1.34	-5.58	1.00
8) sisma V - masse strutturali	0.00	0.04	-1.86	-0.30
9) spinta idrostatica acque interne al tombino	16.20	-10.61	-6.93	1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-1.3	-3.0	-3.1	



VERIFICA A ROTTURA

RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO =	14.17	(N/mm ²)
RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO =	391.30	(N/mm ²)
MOMENTO DI PROGETTO =	-2.99	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO =	0.00	(KN)
MOMENTO DI ROTTURA =	-61.53	(KN.m)
SFORZO DI ROTTURA =	1.47	(KN.m)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO =	4.44	(cm)
DOMINIO 3 , M_r/M_d =	20.57	

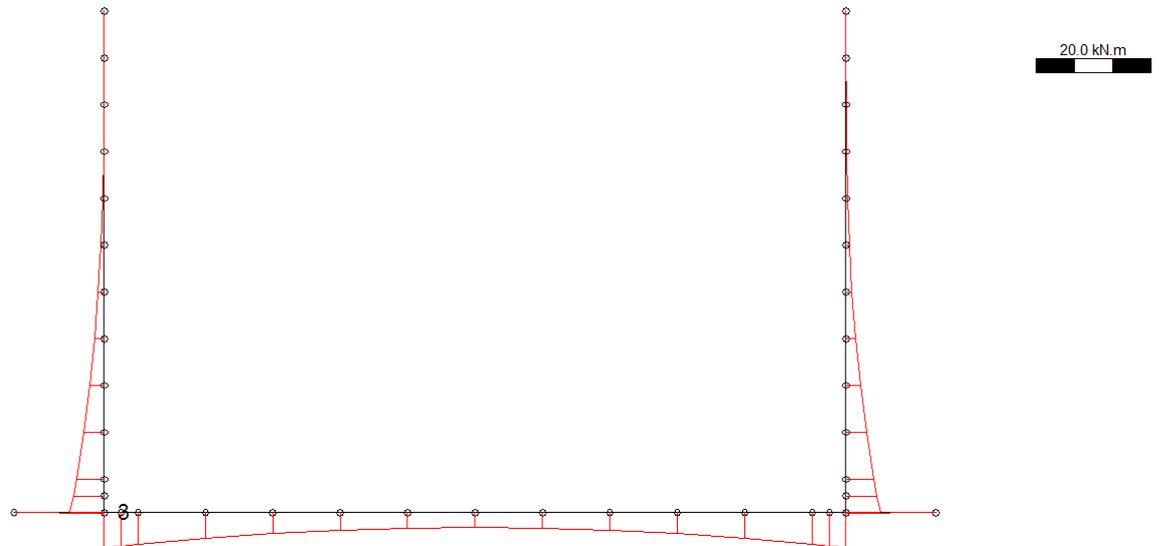
Massimo momento flettente esterno

Combinazioni Quasi Permanenti (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 3 (nodo 3)

Combinazione più gravosa: SLE-Q-1 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	0.00	-0.25	-11.30	1.00
3) spinta terre simmetrica - k = k0	-24.05	17.87	-0.55	1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-24.0	17.6	-11.9	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

MOMENTO DI PROGETTO	=	17.62	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	0.00	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-2.662	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	107.758	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	6.30	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	21.03	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	4.1709e+04	(cm ⁴)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4 D.M. 17/01/2018)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

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

resistenza media a trazione

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.14 \text{ N/mm}^2$$

tensione corrispondente al momento di formazione della fessura

$$e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.72 \text{ mm}$$

distanza baricentro sezione cls - sezione omogeneizzata

$$\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$$

tensione ad intradosso da sforzo assiale

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = + (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 34 \text{ kN.m} > M_d = 18 \text{ kN.m}$$

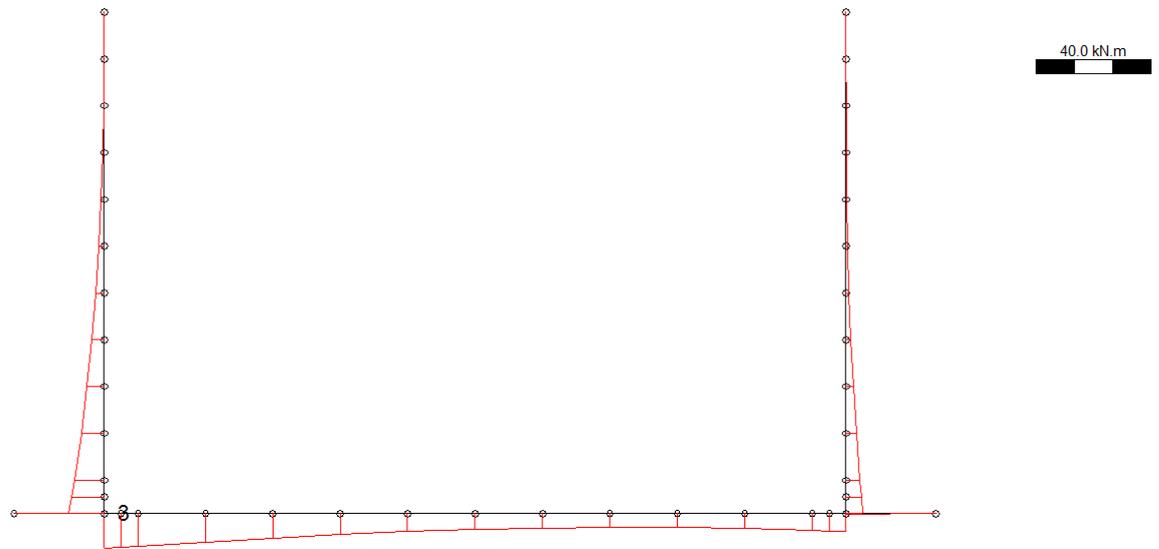
Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

Combinazioni Frequenti (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 3 (nodo 3)

Combinazione più gravosa: SLE-F-1 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	0.00	-0.25	-11.30	1.00
3) spinta terre simmetrica - k = k0	-24.05	17.87	-0.55	1.00
5) sovrappinta per q = 20.0 kN/mq a sx - k = k0	-19.69	24.20	-4.45	0.75
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-38.8	35.8	-15.2	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

MOMENTO DI PROGETTO	=	35.77	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	0.00	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-5.403	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	218.733	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	6.30	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	21.03	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	4.1709e+04	(cm ⁴)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4 D.M. 17/01/2018)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a trazione
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.14 \text{ N/mm}^2$	tensione corrispondente al momento di formazione della fessura
$e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.72 \text{ mm}$	distanza baricentro sezione cls - sezione omogeneizzata
$\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$	tensione ad intradosso da sforzo assiale

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = + (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 34 \text{ kN.m} < Md = 36 \text{ kN.m}$$

Calcolo dell'ampiezza teorica delle fessure (par. C4.1.2.2.4 Circolare 02.02.2009)

Definite le seguenti grandezze:

$$\alpha_e = 6.7 \quad (\text{rapporto } E_s / E_{cls}) ;$$

$k_t = 0.4$	(per carichi di lunga durata) ;
$k_1 = 0.8$	(per barre ad aderenza migliorata) ;
$k_2 = 0.5$	(nel caso di flessione) ;
$k_3 = 3.4$	
$k_4 = 0.425$	
$h = 300 \text{ mm}$	(altezza della sezione) ;
$d = 233 \text{ mm}$	(distanza baric. armatura tesa da lembo compresso) ;
$x = 63 \text{ mm}$	(distanza asse neutro da lembo compresso) ;
$c = (h-d-\phi/2) = 60 \text{ mm}$	(ricoprimento dell'armatura tesa) ;
$A_s = 770 \text{ mm}^2$	(area dell'armatura tesa) ;
$h_{c,ef} = \min [2.5(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2] = 79 \text{ mm}$	(altezza area tesa efficace) ;
$A_{c,eff} = h_{c,ef} * 1000 = 79004 \text{ mm}^2$	(area calcestruzzo teso attorno all'armatura) ;
$\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff} = 0.010$	(densità d'armatura tirante teso) ;
$\sigma_s = 219 \text{ N/mm}^2$	(tensione dell'armatura tesa) ;
$i = 200 \text{ mm}$	(interasse barre d'armatura tesa) ;

si calcola:

$$\varepsilon_{sm} = \text{deformazione unitaria media delle barre d'armatura} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00062$$

$$\Delta_{smax} = \text{distanza massima fra le fessure} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 448 \text{ mm}$$

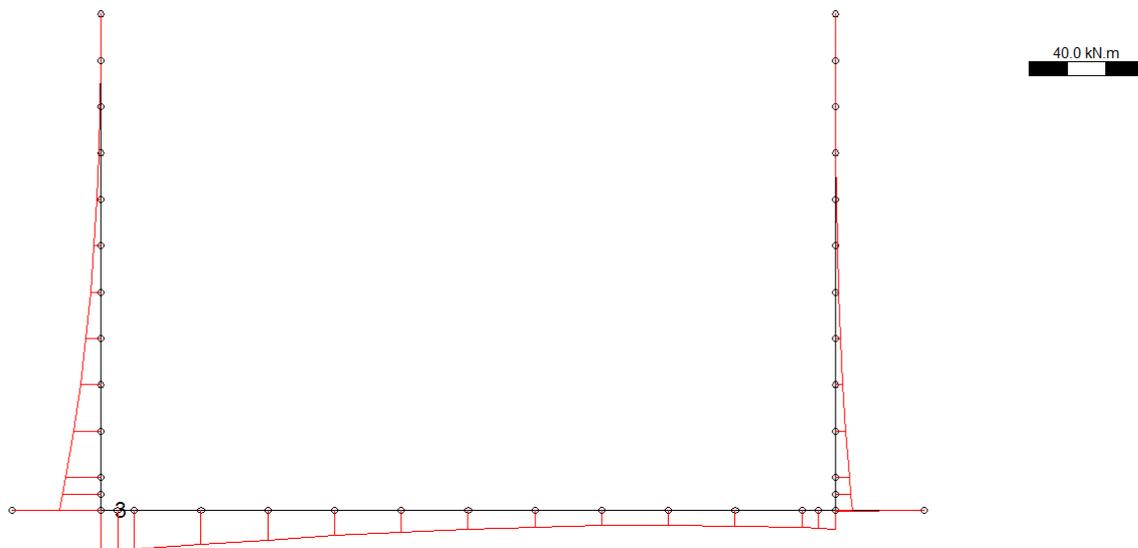
$$w_d = \text{ampiezza teorica delle fessure} = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} = \mathbf{0.28} \text{ mm} < 0.40 \text{ mm}$$

Combinazioni Rare (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 3 (nodo 3)

Combinazione più gravosa: SLE-R-1 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	0.00	-0.25	-11.30	1.00
3) spinta terre simmetrica - k = k0	-24.05	17.87	-0.55	1.00
5) sovraspinta per q = 20.0 kN/mq a sx - k = k0	-19.69	24.20	-4.45	1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-43.7	41.8	-16.3	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

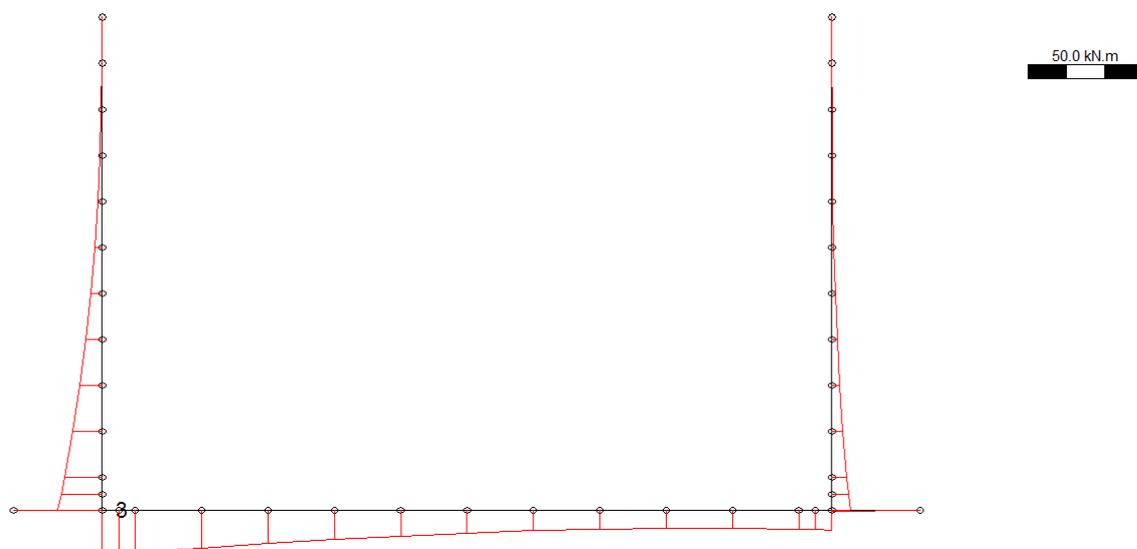
MOMENTO DI PROGETTO	=	41.82	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	0.00	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-6.316	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	255.725	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	6.30	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	21.03	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	4.1709e+04	(cm ⁴)

Combinazioni STR-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 3 (nodo 3)

Combinazione più gravosa: STR-A1-1 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	0.00	-0.25	-11.30	1.00
3) spinta terre simmetrica - k = k0	-24.05	17.87	-0.55	1.35
5) sovraspinta per q = 20.0 kN/mq a sx - k = k0	-19.69	24.20	-4.45	1.35
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-59.0	56.5	-18.1	



VERIFICA A ROTTURA

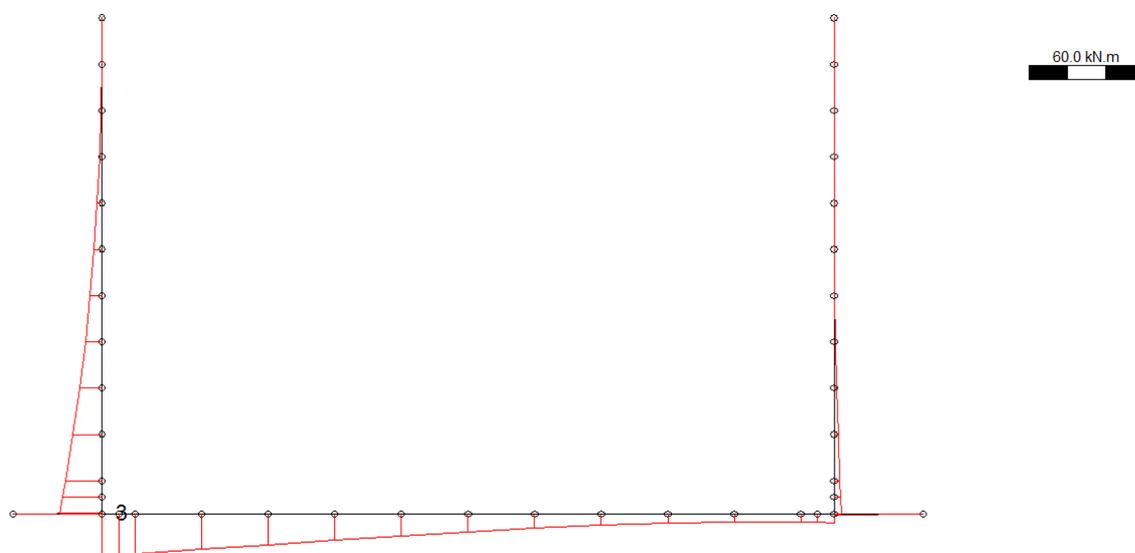
RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO =	14.17	(N/mm ²)
RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO =	391.30	(N/mm ²)
MOMENTO DI PROGETTO =	56.55	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO =	0.00	(KN)
MOMENTO DI ROTTURA =	74.42	(KN.m)
SFORZO DI ROTTURA =	0.07	(KN.m)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO =	4.42	(cm)
DOMINIO 3 , Mr/Md =	1.32	

Combinazioni Sisma-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 3 (nodo 3)

Combinazione più gravosa: SIS-A1-1 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	0.00	-0.25	-11.30	1.00
3) spinta terre simmetrica - $k = k_0$	-24.05	17.87	-0.55	1.00
5) sovraspinta per $q = 20.0$ kN/mq a sx - $k = k_0$	-19.69	24.20	-4.45	0.20
6) sisma H da sx - masse strutturali	-3.79	5.59	-1.95	1.00
7) sisma H da sx - sovraspinta terre	-29.85	36.70	-6.75	1.00
8) sisma V - masse strutturali	0.00	0.04	1.86	0.30
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-61.6	64.8	-20.9	

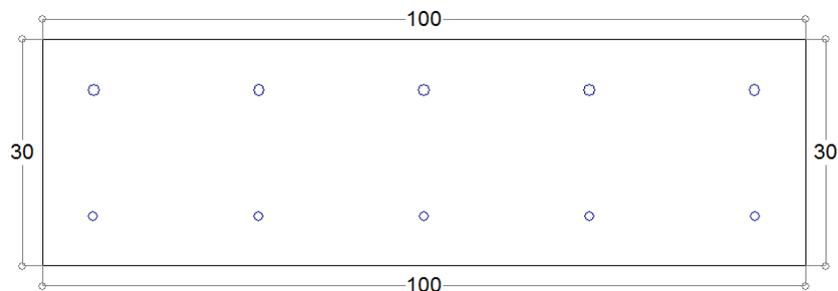


VERIFICA A ROTTURA

RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO =	14.17	(N/mm ²)
RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO =	391.30	(N/mm ²)
MOMENTO DI PROGETTO =	64.76	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO =	0.00	(KN)
MOMENTO DI ROTTURA =	74.42	(KN.m)
SFORZO DI ROTTURA =	0.07	(KN.m)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO =	4.42	(cm)
DOMINIO 3 , M_r/M_d =	1.15	

9.2 Piedritti

GEOMETRIA DELLA SEZIONE (1 cm = 10 cm)



DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA

5 \varnothing 12 mm a 6.6 cm da intradosso

5 \varnothing 14 mm a 23.3 cm da intradosso

AREA ARMATURE = 13.35 (cm²)

DISTANZA DA INTRADOSSO SEZIONE = 16.23 (cm)

SEZIONE SOLO CALCESTRUZZO

AREA DELLA SEZIONE = 3000.0 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 30.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 15.0 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 225000.0 (cm⁴)

MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 15000.0 (cm³)

MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 15000.0 (cm³)

SEZIONE OMOGENEIZZATA

AREA DELLA SEZIONE = 3186.925 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 30.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 15.07197 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 237993.0 (cm⁴)

MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 15942.7 (cm³)

MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 15790.44 (cm³)

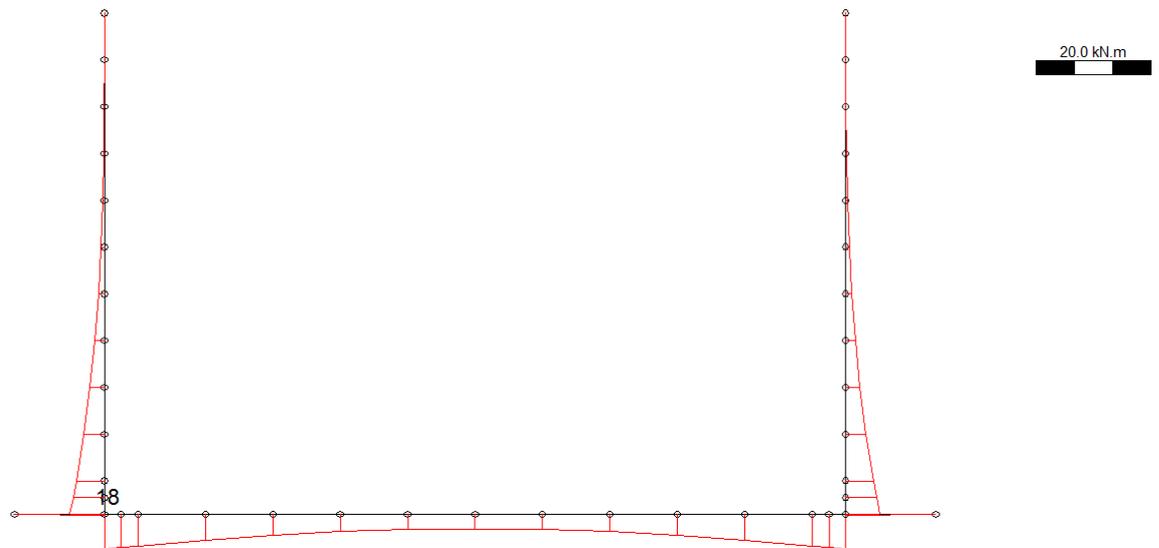
Massimo momento flettente esterno

Combinazioni Quasi Permanenti (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 35 (nodo 18)

Combinazione più gravosa: SLE-Q-1 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-15.75	0.00	0.00	1.00
3) spinta terre simmetrica - k = k0	0.00	-16.29	22.47	1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-15.8	-16.3	22.5	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

MOMENTO DI PROGETTO	=	-16.29	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	0.00	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-2.460	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	99.608	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	6.30	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	21.03	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	4.1709e+04	(cm ⁴)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4 D.M. 17/01/2018)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

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

resistenza media a trazione

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.14 \text{ N/mm}^2$$

tensione corrispondente al momento di formazione della fessura

$$e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = -0.72 \text{ mm}$$

distanza baricentro sezione cls - sezione omogeneizzata

$$\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$$

tensione ad estradosso da sforzo assiale

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = -(\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -34 \text{ kN.m} > M_d = -16 \text{ kN.m}$$

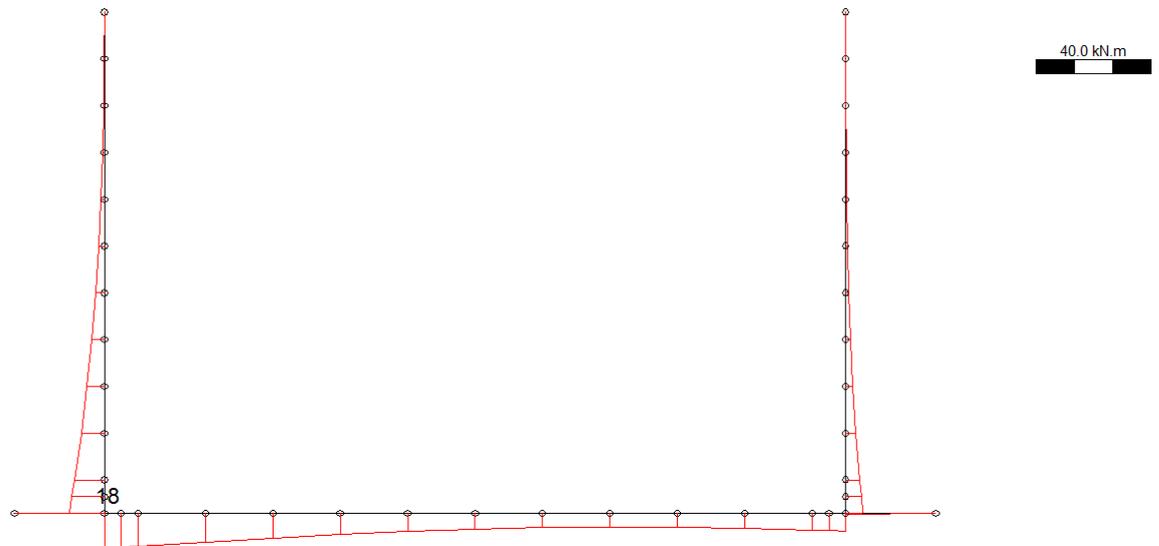
Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

Combinazioni Frequenti (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 35 (nodo 18)

Combinazione più gravosa: SLE-F-1 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-15.75	0.00	0.00	1.00
3) spinta terre simmetrica - k = k0	0.00	-16.29	22.47	1.00
5) sovrappinta per q = 20.0 kN/mq a sx - k = k0	0.00	-23.65	21.75	0.75
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-15.8	-34.0	38.8	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

MOMENTO DI PROGETTO	=	-34.03	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	0.00	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-5.139	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	208.074	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	6.30	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	21.03	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	4.1709e+04	(cm ⁴)

Verifica a fessurazione (par. 4.1.2.2.4 D.M. 17/01/2018)

Si procede al calcolo del momento di formazione della fessura:

$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a trazione
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.14 \text{ N/mm}^2$	tensione corrispondente al momento di formazione della fessura
$e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = -0.72 \text{ mm}$	distanza baricentro sezione cls - sezione omogeneizzata
$\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$	tensione ad estradosso da sforzo assiale

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = -(\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -34 \text{ kN.m} > Md = -34 \text{ kN.m}$$

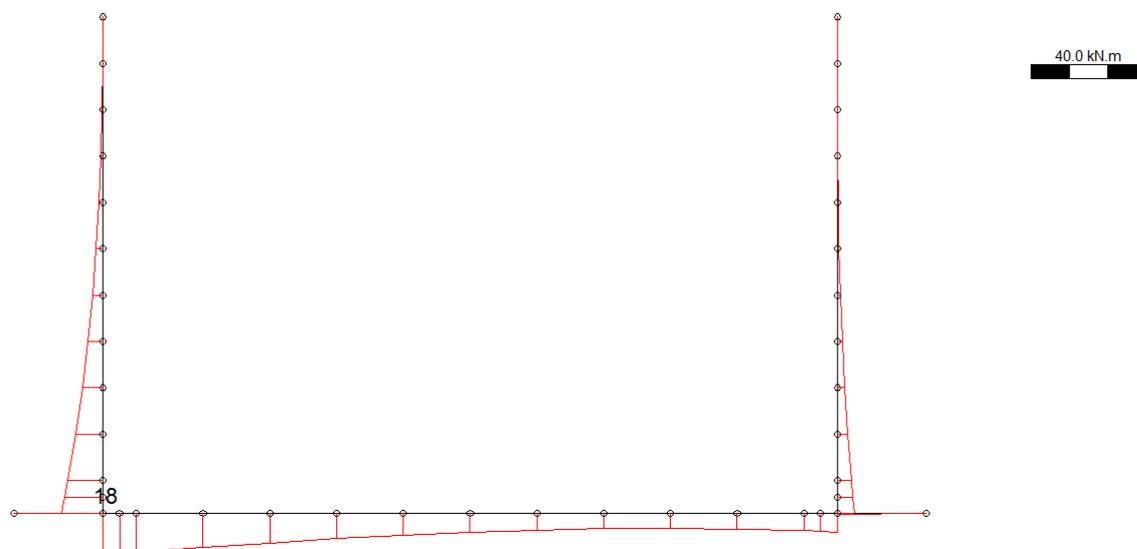
Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

Combinazioni Rare (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 35 (nodo 18)

Combinazione più gravosa: SLE-R-1 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-15.75	0.00	0.00	1.00
3) spinta terre simmetrica - k = k0	0.00	-16.29	22.47	1.00
5) sovraspinta per q = 20.0 kN/mq a sx - k = k0	0.00	-23.65	21.75	1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-15.8	-39.9	44.2	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

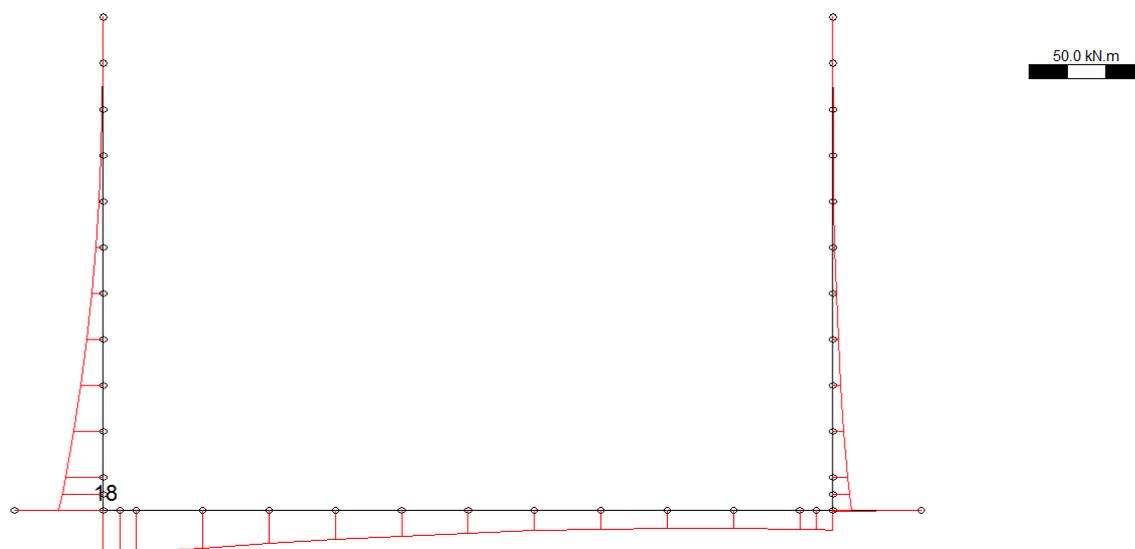
MOMENTO DI PROGETTO	=	-39.94	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	0.00	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-6.032	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	244.230	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	6.30	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	21.03	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	4.1709e+04	(cm ⁴)

Combinazioni STR-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 35 (nodo 18)

Combinazione più gravosa: STR-A1-1 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-15.75	0.00	0.00	1.00
3) spinta terre simmetrica - k = k0	0.00	-16.29	22.47	1.35
5) sovraspinta per q = 20.0 kN/mq a sx - k = k0	0.00	-23.65	21.75	1.35
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-15.8	-53.9	59.7	



VERIFICA A ROTTURA

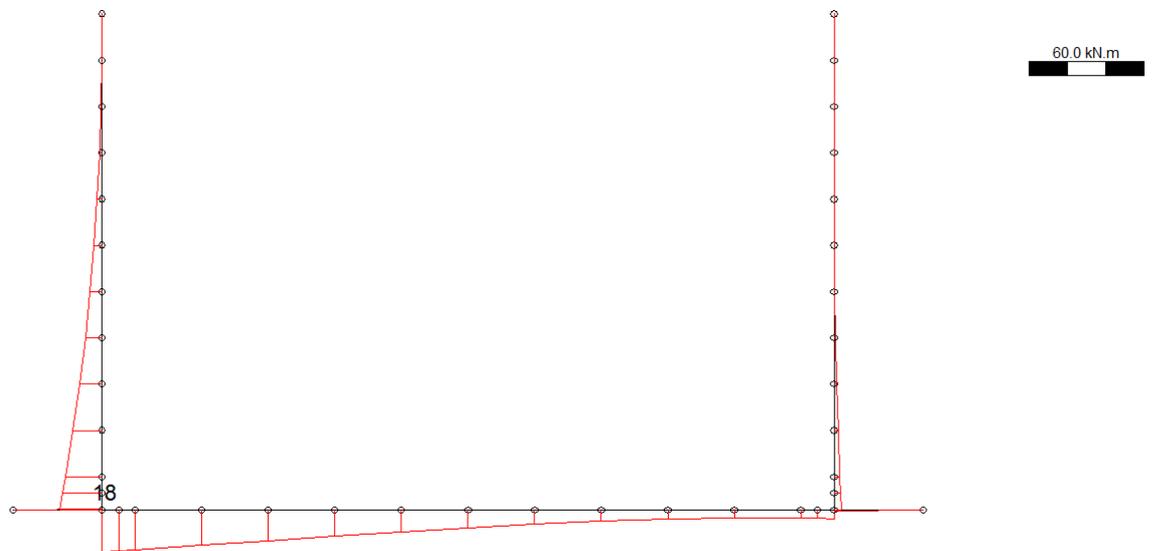
RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO =	14.17	(N/mm ²)
RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO =	391.30	(N/mm ²)
MOMENTO DI PROGETTO =	-53.92	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO =	0.00	(KN)
MOMENTO DI ROTTURA =	-74.42	(KN.m)
SFORZO DI ROTTURA =	0.07	(KN.m)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO =	4.42	(cm)
DOMINIO 3 , Mr/Md =	1.38	

Combinazioni Sisma-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 35 (nodo 18)

Combinazione più gravosa: SIS-A1-1 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-15.75	0.00	0.00	1.00
3) spinta terre simmetrica - $k = k_0$	0.00	-16.29	22.47	1.00
5) sovraspinta per $q = 20.0$ kN/mq a sx - $k = k_0$	0.00	-23.65	21.75	0.20
6) sisma H da sx - masse strutturali	0.00	-5.69	5.05	1.00
7) sisma H da sx - sovraspinta terre	0.00	-35.87	32.98	1.00
8) sisma V - masse strutturali	2.53	0.00	0.00	0.30
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-15.0	-62.6	64.9	



VERIFICA A ROTTURA

RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO =	14.17	(N/mm ²)
RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO =	391.30	(N/mm ²)
MOMENTO DI PROGETTO =	-62.58	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO =	0.00	(KN)
MOMENTO DI ROTTURA =	-74.42	(KN.m)
SFORZO DI ROTTURA =	0.07	(KN.m)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO =	4.42	(cm)
DOMINIO 3 , M_r/M_d =	1.19	

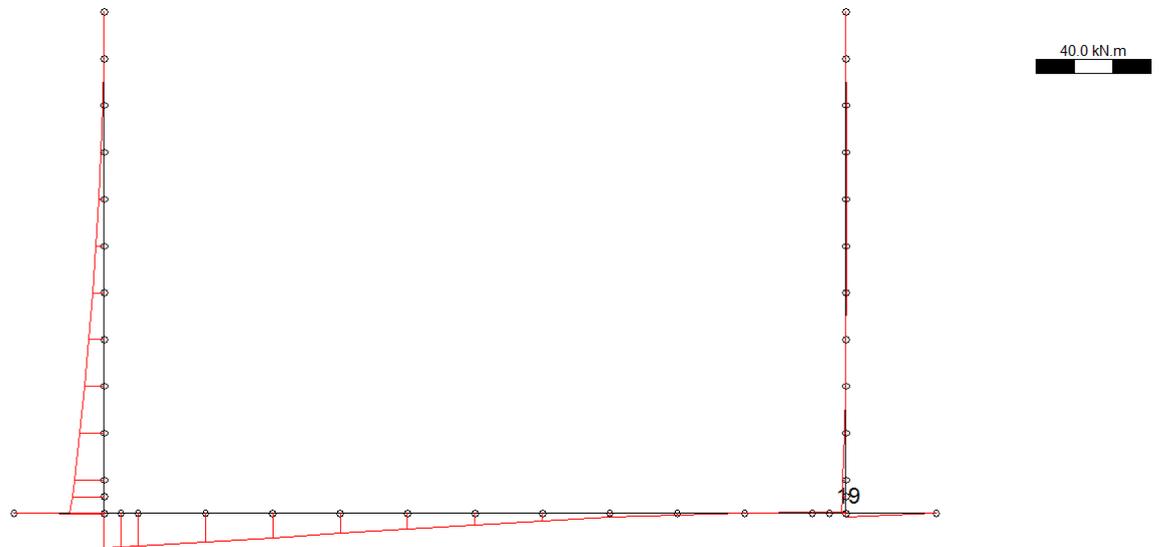
Massimo momento flettente interno

Combinazioni STR-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 36 (nodo 19)

Combinazione più gravosa: STR-A1-6 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-15.75	0.00	0.00	1.35
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	0.00	-10.86	-14.98	1.00
5) sovrappinta per $q = 20.0$ kN/mq a sx - $k = k_0$	0.00	0.00	0.00	1.35
9) spinta idrostatica acque interne al tombino	0.00	10.94	16.20	1.35
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-21.3	3.9	6.9	



VERIFICA A ROTTURA

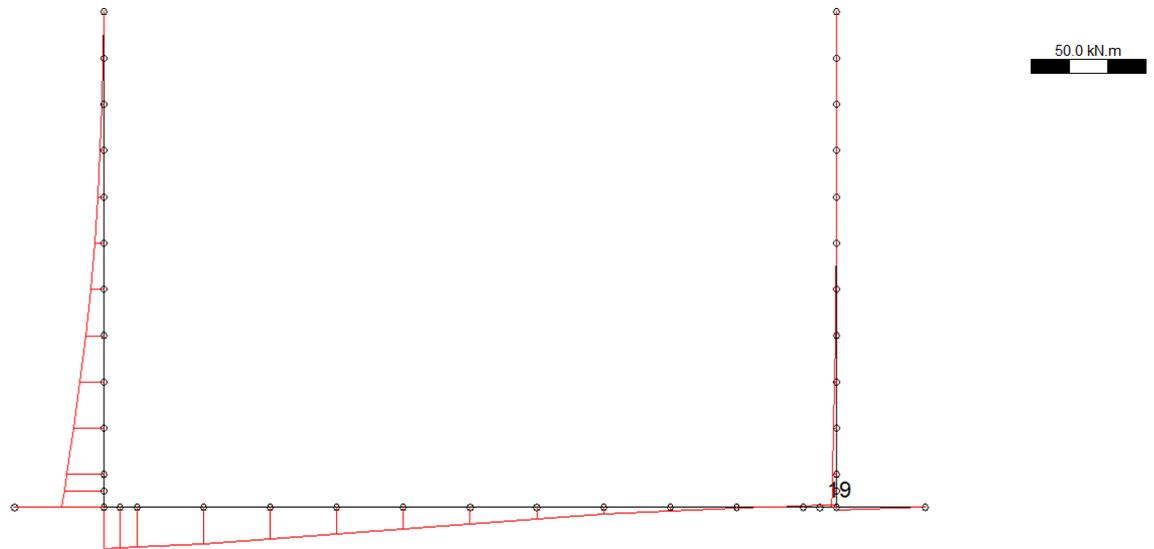
RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO =	14.17	(N/mm ²)
RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO =	391.30	(N/mm ²)
MOMENTO DI PROGETTO =	3.90	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO =	0.00	(KN)
MOMENTO DI ROTTURA =	61.53	(KN.m)
SFORZO DI ROTTURA =	1.47	(KN.m)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO =	4.44	(cm)
DOMINIO 3 , M_r/M_d =	15.77	

Combinazioni Sisma-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 36 (nodo 19)

Combinazione più gravosa: SIS-A1-9 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-15.75	0.00	0.00	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	0.00	-10.86	-14.98	1.00
5) sovraspinta per $q = 20.0$ kN/mq a sx - $k = k_0$	0.00	0.00	0.00	0.20
6) sisma H da sx - masse strutturali	0.00	5.69	5.05	1.00
7) sisma H da sx - sovraspinta terre	0.00	0.00	0.00	1.00
8) sisma V - masse strutturali	2.53	0.00	0.00	0.30
9) spinta idrostatica acque interne al tombino	0.00	10.94	16.20	1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-15.0	5.8	6.3	



VERIFICA A ROTTURA

RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO =	14.17	(N/mm ²)
RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO =	391.30	(N/mm ²)
MOMENTO DI PROGETTO =	5.76	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO =	0.00	(KN)
MOMENTO DI ROTTURA =	61.53	(KN.m)
SFORZO DI ROTTURA =	1.47	(KN.m)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO =	4.44	(cm)
DOMINIO 3 , M_r/M_d =	10.68	

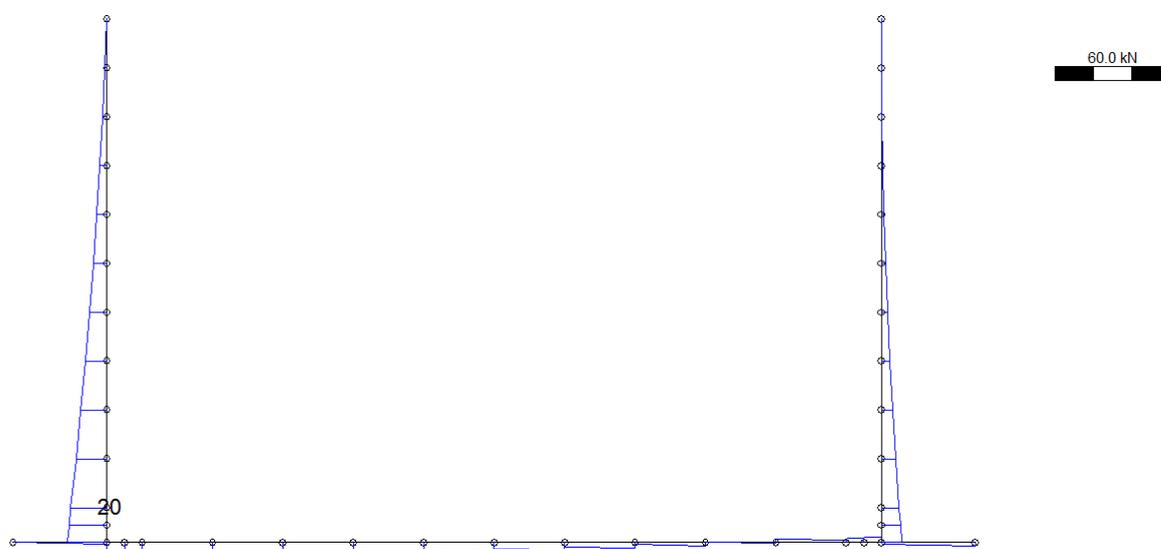
Massimo taglio

Combinazioni STR-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 37 (nodo 20)

Combinazione più gravosa: STR-A1-1 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-15.75	0.00	0.00	1.00
3) spinta terre simmetrica - $k = k_0$	0.00	-14.66	20.95	1.35
5) sovrappinta per $q = 20.0$ kN/mq a sx - $k = k_0$	0.00	-22.05	21.00	1.35
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-15.8	-49.6	56.6	

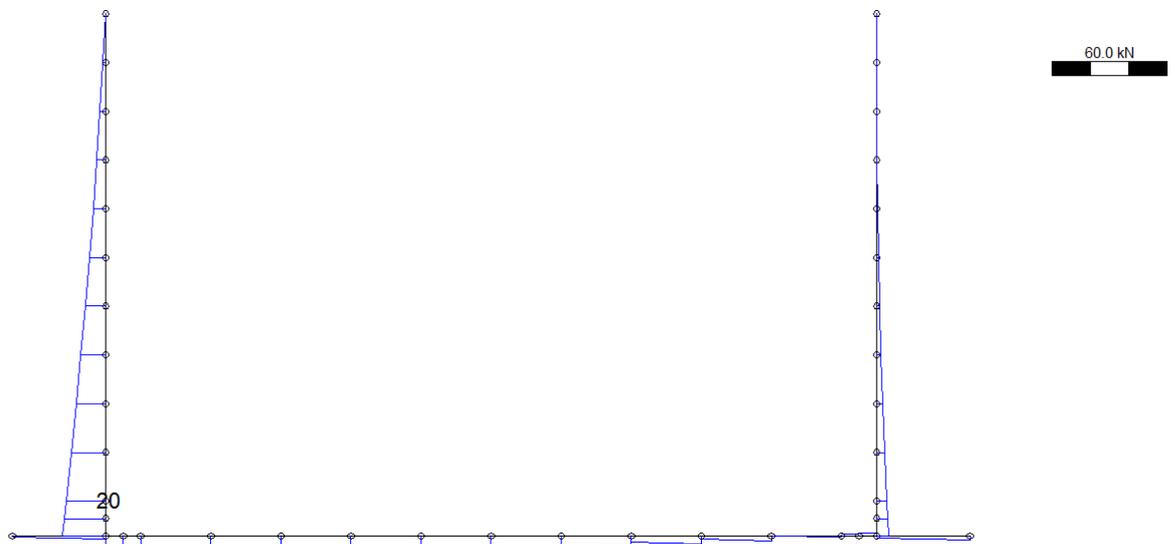


Combinazioni Sisma-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 37 (nodo 20)

Combinazione più gravosa: SIS-A1-1 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-15.75	0.00	0.00	1.00
3) spinta terre simmetrica - k = k0	0.00	-14.66	20.95	1.00
5) sovrappinta per q = 20.0 kN/mq a sx - k = k0	0.00	-22.05	21.00	0.20
6) sisma H da sx - masse strutturali	0.00	-5.31	5.05	1.00
7) sisma H da sx - sovrappinta terre	0.00	-33.44	31.85	1.00
8) sisma V - masse strutturali	2.53	0.00	0.00	0.30
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-15.0	-57.8	62.0	



Resistenza a taglio dell'elemento privo di armature (par. 4.1.2.3.5.1 D.M. 17/01/2018):

$$V_{Rd} = [0.18k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15\sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15\sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

In cui :

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica = 25 Mpa

$\gamma_c = 1.5$

b_w = larghezza sezione = 1000 mm

d = altezza utile della sezione = 233 mm

A_{sl} = area armatura longitudinale tesa = 770 mm²

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.93 \quad (\leq 2)$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = \text{rapporto geom. di armatura longitudinale} = 0.003 \quad (\leq 0.02)$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c = \text{tensione media di compressione} = 0.04 \text{ Mpa} \quad (\leq 0.2 f_{ck} / \gamma_c)$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.468$$

sollecitazioni di progetto:

$$V_{ed} = 62 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = (\text{coefficienti di combinazione unitari}) = 13 \text{ kN}$$

Risulta in base alle formule precedenti: $V_{Rd} = 111 \text{ kN} > V_{ed} = 62 \text{ kN}$

10 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

10.1 LE DIFESE IDRAULICHE IN PIETRAMI

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 $\varphi = 30^\circ$
- 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:

$$\varphi = \text{angolo di attrito} = 30^\circ$$

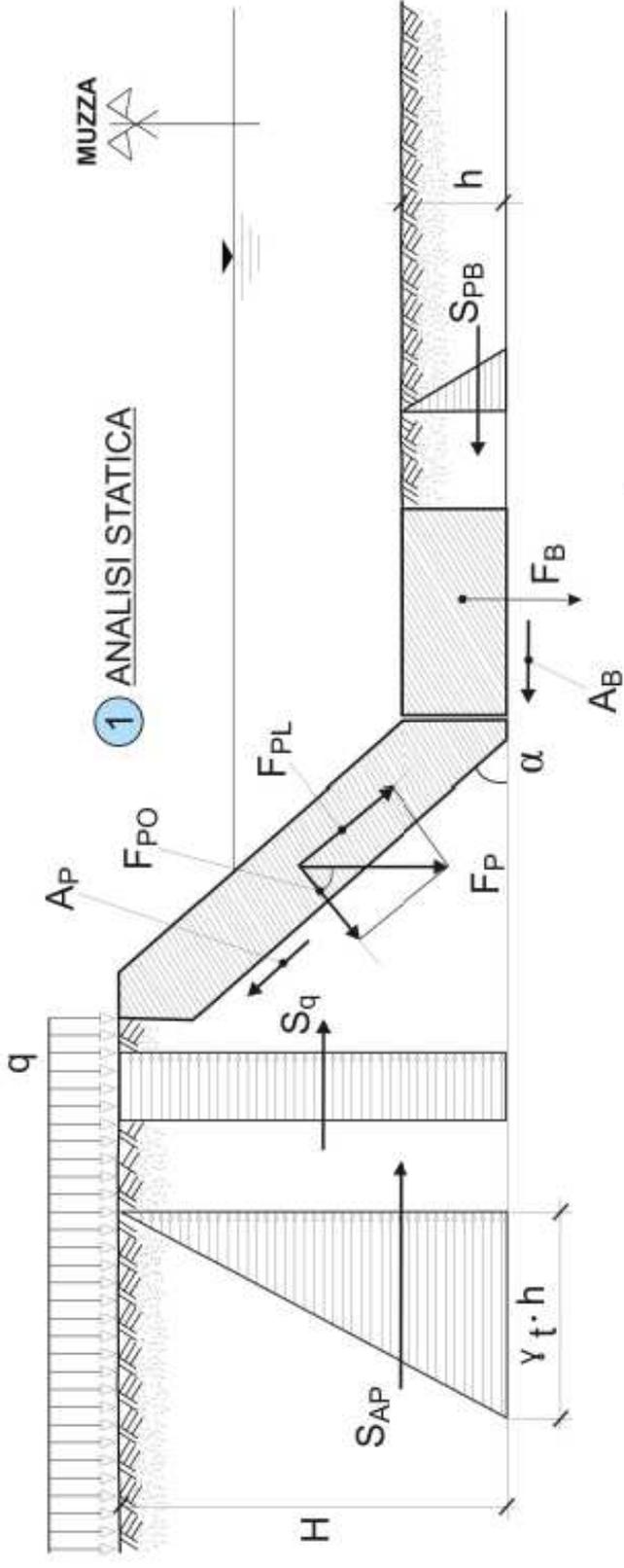
Coefficiente di spinta attiva:

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

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.



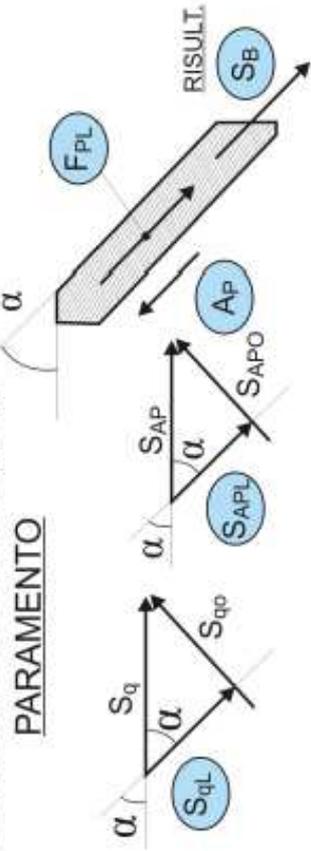
2 EQUILIBRIO LONGITUDINALE

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

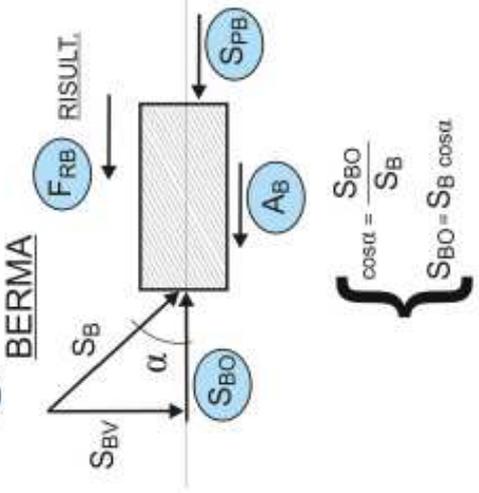
$$S_{qL} = S_q \cos\alpha$$

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

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



3 EQUILIBRIO ORIZZ.



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

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

4 COEFFICIENTE SICUREZZA

$$C_S > 1.5 \Rightarrow F_{BR}/S_{BO}$$

Verifica di stabilità difesa idraulica in pietrame posato a secco

Dati generali e geometrici

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	2,50 m
Spessore paramento		s_p	0,50 m
Angolo di sponda		α	45,00 °
Altezza sponda		$H = L_p \times \text{sen} \alpha$	1,77 m
spessore affond. berma		$h = s_b$	0,50 m
Larghezza berma		B	1,00 m
Lunghezza berma		L_b	1,50 m
Spessore berma		s_b	0,50 m
Coeff. spinta attiva	λ_a	$\text{tg}^2(45 - \varphi/2)$	0,33
Coeff. spinta passiva	λ_p	$\text{tg}^2(45 + \varphi/2)$	3,00

Analisi statica

Forza peso paramento	F_P	$B \times L_p \times s_p \times \gamma_p$	27,50 KN
Comp. peso paramento longitudinale	F_{PL}	$B \times L_p \times s_p \times \gamma_p \times (\text{sen} \alpha)$	19,45 KN
Comp. peso paramento ortogonale	F_{PO}	$B \times L_p \times s_p \times \gamma_p \times (\text{cos} \alpha)$	19,45 KN
Forza peso berma	F_B	$B \times L_b \times s_b \times \gamma_p$	16,50 KN
Forza d'attrito pietrame-geot. param.	A_P	$\mu \times F_{po}$	10,11 KN
Spinta attiva sul paramento	S_{ap}	$1/2 \times \lambda_a \times \gamma_t \times H^2$	9,375 KN
Spinta carico accidentale sul param.	S_q	$1/2 \times \lambda_a \times q \times H$	2,95 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}	$S_{ab} \times \text{cos} \alpha$	6,63 KN
Componente longit. S_q	S_{qL}	$S_q \times \text{cos} \alpha$	2,08 KN

Equilibrio longitud. param.

Forza agente sulla berma	$S_B =$	$S_{APL} + S_{QL} + F_{PL} - A_P$	18,05 KN
Spinte sulla berma			

Comp. orizzontale spinta berma	S_{BO}	$S_B \times \text{cos} \alpha$	12,76 KN
Comp. verticale spinta berma	S_{BV}	$S_B \times \text{sen} \alpha$	12,76 KN
Forza d'attrito pietrame-geot. berma	A_B	$\mu \times (F_B + S_{BV} \times 1/L_B)$	13,00 KN

Equilibrio orizzontale berma

Forza resistente sulla berma	$F_{RB} =$	$S_{pb} + A_B$	19,75 KN
Coefficiente di sicurezza	$C_s > 1,5$	F_{RB} / S_{BO}	1,55