



Consorzio Bonifica Muzza Bassa Lodigiana

via Nino Dall'Oro 4 - 26900 LODI tel. 0371 - 420189 r.a. fax 0371 - 50393

email: cmuzza@muzza.it

**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO FUNZIONALE E
MANUTENZIONE DELLA ROGGIA REGINA CODOGNA E
DEI CANALI AFFERENTI E INTERFERITI NEI COMUNI
DI: LODI - CORNEGLIANO LAUDENSE - SAN MARTINO
IN STRADA - MASSALENGO - CAVENAGO D'ADDA -
IN PROVINCIA DI LODI
LOTTO 1**

PROGETTO ESECUTIVO

**RELAZIONE SPECIALISTICA
SUL CALCOLO DELLE STRUTTURE**

Edizione
Luglio 2018

Il Responsabile del Procedimento
Dott. Ing. Marco Chiesa

I Progettisti
Geom. Ernesto Davidi Dott. Ing. Andrea Mazzi

Sommario

1	INTRODUZIONE.....	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	MATERIALI E TASSI DI LAVORO AMMISSIBILI	7
3.1	Calcestruzzo C 25/30 per fondazioni ed elevazioni.....	7
3.1.1	Stato Limite Ultimo	7
3.1.2	Stato Limite di Esercizio.....	7
3.2	Acciaio in tondi ad aderenza migliorata	8
3.2.1	Stato Limite Ultimo	8
3.2.2	Stato Limite di Esercizio.....	8
4	PARAMETRI GEOTECNICI.....	9
5	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	10
6	ANALISI DEI CARICHI.....	12
6.1	Peso proprio tombino e carichi permanenti portati.....	12
6.2	Spinte delle terre	14
6.3	Carichi veicolari in soletta superiore	16
6.4	Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali	16
6.5	Coazioni termiche e ritiro	17
6.6	Azioni sismiche.....	20
6.7	Spinta idrostatica acque interne allo scatolare	22
6.8	Spinta falda esterna su piedritti e soletta.....	23
6.9	Spinta idrodinamica in sisma	23
7	COMBINAZIONI DI CARICO PER LE VERIFICHE DI RESISTENZA	25
7.1	Combinazioni in scenario d'esercizio dell'opera (allo SLU e allo SLE).....	26
7.2	Combinazioni in scenario sismico (allo SLU)	31
8	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	33
9	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	36
10	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	37
10.1	Verifica a galleggiamento	37
10.2	Calcolo degli scarichi in fondazione.....	37
10.3	Le difese idrauliche in pietrame.....	39
10.3.1	Spinta attiva e spinta passiva	39
11	MANUFATTI AD "U" DI IMBOCCO	43

11.1	Descrizione del Modello di calcolo	44
11.2	Verifiche di resistenza.....	49

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riguarda la sezione tipo di un ponte stradale avente dimensioni interne 6.00 x 2.50 m (larghezza x altezza) previsto in progetto:

Si riportano nel seguito le caratteristiche geometriche del tombino:

B_i = larghezza interna = 6.00 m

H_i = altezza interna = 2.50 m

H_s = spessore soletta superiore = 0.40 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

R_{tot} = ricoprimento totale = 0.60 m

di cui:

H_{pav} = 0.15 m = spessore della pavimentazione stradale;

H_t = 0.45 m = altezza del terreno di ricoprimento;

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

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

S_{pr} = spessore predalles = 0.00 m (valore nullo se non utilizzate)

La falda si trova a 4.00 m dalla quota di scorrimento stradale e pertanto non interessa il manufatto. L'altezza massima dell'acqua all'interno del tombino è pari a 1.80 m (da estradosso soletta inferiore).

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

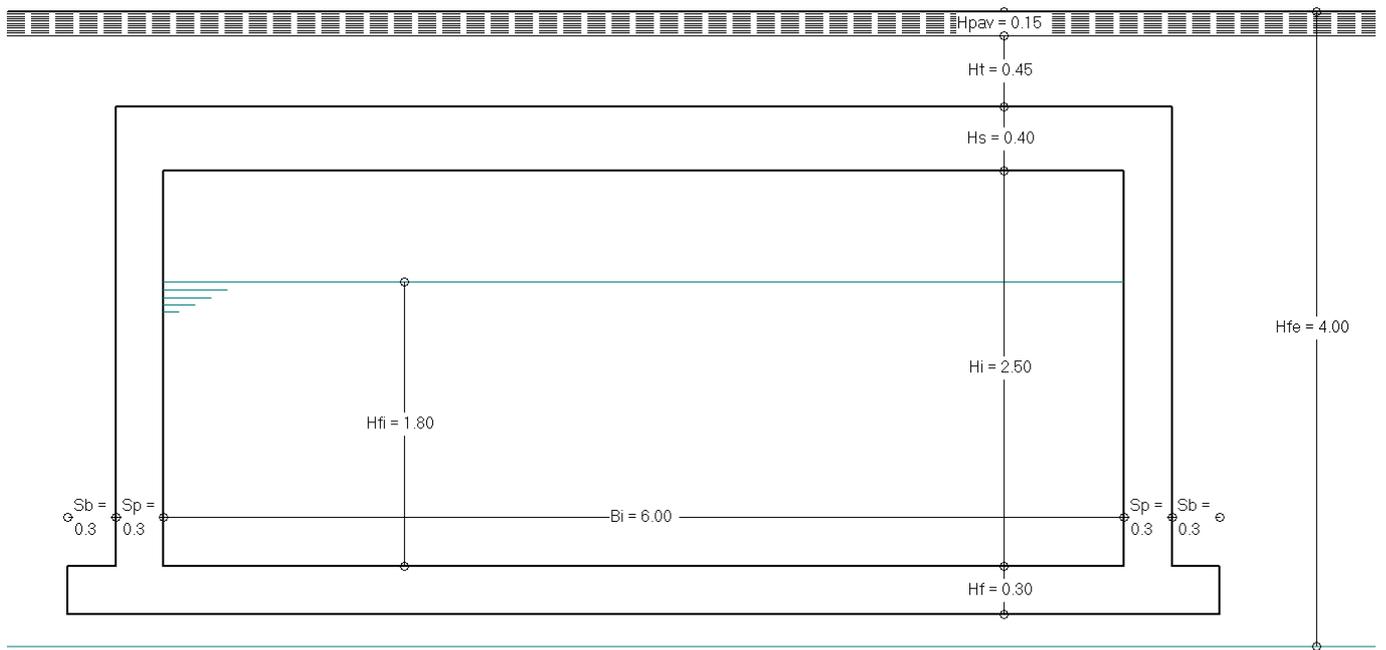


Immagine 1: geometria del tombino

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 e del carico da ricoprimento sulla soletta superiore 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 | $\gamma_{dry} = 20.00$ | [kN/m ³] |
| ▪ peso specifico del terreno saturo d'acqua | $\gamma_{sat} = 21.00$ | [kN/m ³] |
| ▪ coefficiente di sottofondazione | $k_s = 5000$ | [kN/m ³] |

Si assume inoltre, ai fini del calcolo dei carichi permanenti, un peso specifico per la piattaforma stradale pari a $\gamma_{pav} = 22.00$ kN/m³.

5 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

La struttura in esame è caratterizzata dalle seguenti grandezze:

$V_N = 50$ anni vita nominale della struttura

$C_U = 1.0$ classe d'uso della struttura

$V_R = V_N * C_U = 50$ 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)

$H = 3.65 \text{ m}$ (massimo affondamento dell'opera ovvero del piano medio della soletta inferiore rispetto al piano viabile).

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 dello scatolare)

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 superiore (e sulla soletta inferiore nel caso di cunicolo faunistico)
L3	Spinta delle terre simmetrica con coefficiente di spinta a riposo (k_0 su entrambi i piedritti)
L4	Spinta delle terre asimmetrica: da sinistra con coefficiente di spinta a riposo (k_0) e da destra con coefficiente di spinta attiva (k_a)
L5	Sovraccarico da 20 kN/m ² equivalente al transito dei mezzi di cantiere
L6	Spinta da sovraccarico sul piedritto sinistro calcolata con k_0
L7	Variazione termica uniforme sulla soletta superiore ($\Delta = \pm 10^\circ\text{C}$)
L8	Ritiro soletta superiore
L9	Salto termico di 5°C sulla soletta superiore e sui piedritti
L10	Sisma orizzontale da sinistra: oscillazione delle masse strutturali e del terreno sopra la soletta
L11	Sisma orizzontale da sinistra: sovraspinta sismica del terreno
L12	Sisma verticale: oscillazione delle masse strutturali e del terreno di ricoprimento
L13	Pressione idrostatica canale in piena (su fondo e su piedritti)
L14	Pressione falda esterna sui piedritti simmetrica (calcolata con k_0)
L15	Pressione falda esterna sui piedritti asimmetrica (calcolata con k_0 / k_a)
L16	Spinta di Archimede da falda
L17	Spinta idrodinamica su piedritto destro (sisma orizzontale da sinistra)
L18	Spinta idrostatica su setto centrale - <i>non utilizzato</i>
L19	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 tombino 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/m³; si calcola quindi:

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

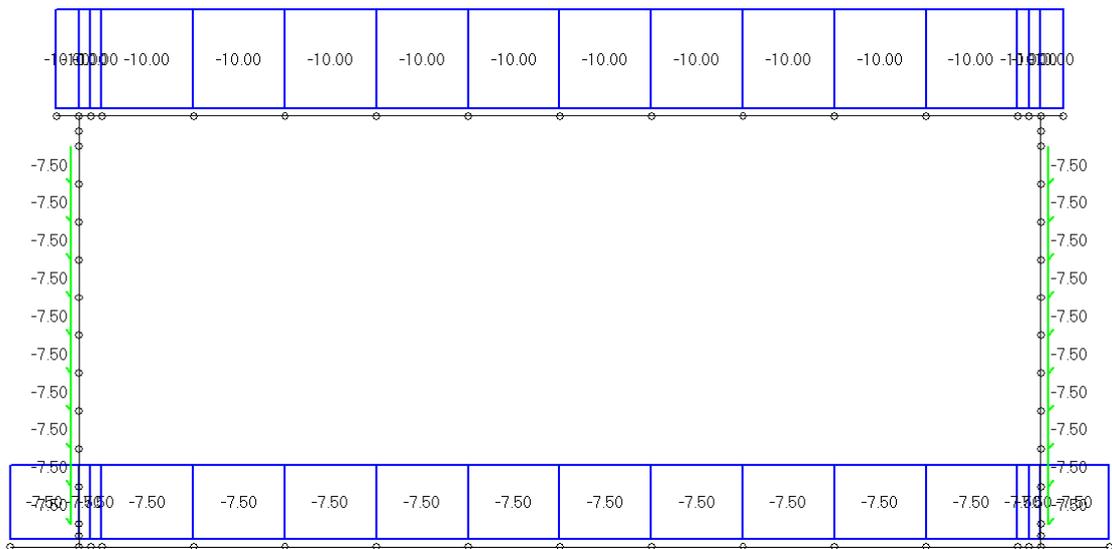
$$\text{Peso soletta inferiore} = 0.30 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 7.50 \text{ kN/m}$$

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

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

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

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 di carico 1 : peso proprio

Loading 2: carichi permanenti agenti sulla soletta superiore

Il carico permanente gravante sulla soletta viene calcolato con le grandezze seguenti

Altezza sovrastruttura stradale = 0.15 m: peso specifico = $\gamma_{pav} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Altezza terreno di ricoprimento = 0.45 m di cui:

0.45 m sopra la falda: peso specifico = $\gamma_{dry} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

0.00 m sotto la falda: peso specifico = $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

e risulta:

$$P_{tot} = 0.15 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 22.00 \text{ kN/m}^3 +$$

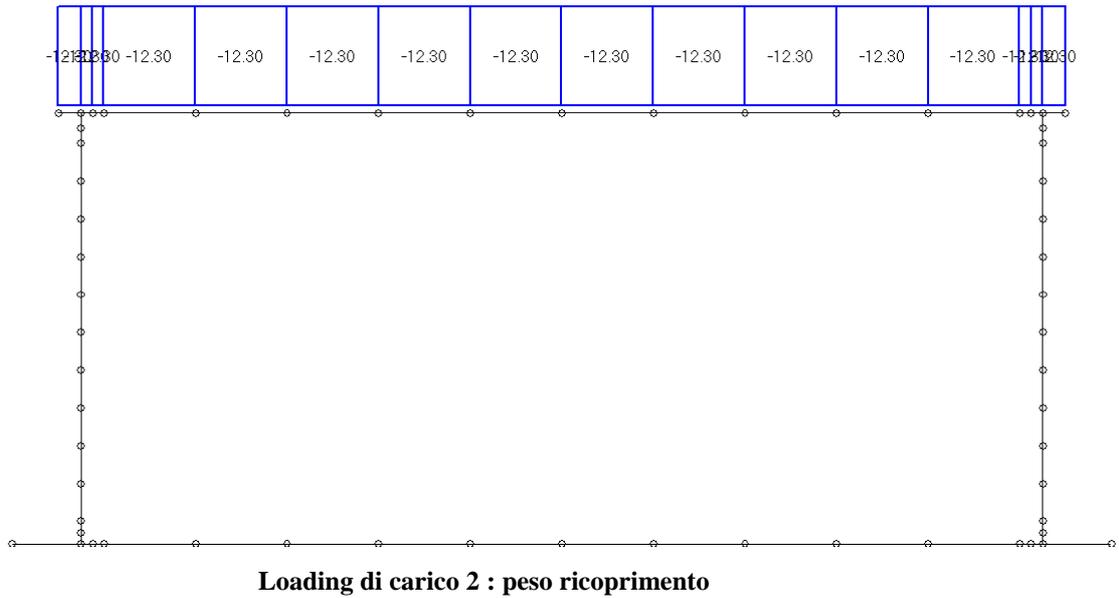
$$0.45 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 20.00 \text{ kN/m}^3 +$$

$$0.00 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 21.00 \text{ kN/m}^3 = w_{terr} = 12.30 \text{ kN/m}$$

Sulla soletta inferiore gravano i seguenti carichi (nulli se assenti):

peso terreno cunicolo faunistico = 0.00 kN/m ($H_{terreno} = 0.00 \text{ m}$)

peso caldana in cls cunicolo idraulico = 0.00 kN/m ($H_{cls} = 0.00 \text{ m}$)



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 14-15. Si immettono i seguenti loadings di carico elementare:

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

Con le notazioni in uso nel presente documento si calcola:

$$p_{\text{sup}} = k_0 \times [\gamma_{\text{pav}} \times H_{\text{pav}} + \gamma_t \times (H_t + H_s/2)] \times 1 \text{ m (kN/m)}$$

$$= 0.500 \times [22.00 \times 0.15 + 20.00 \times (0.45 + 0.40/2)] \times 1 \text{ m} = 8.15 \text{ kN/m}$$

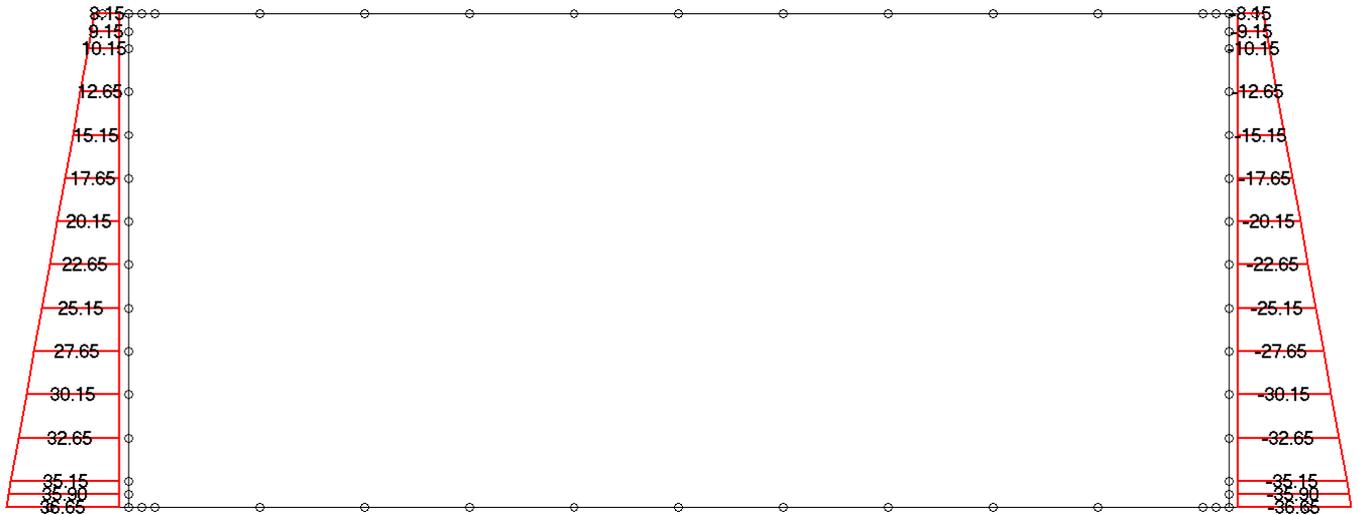
spinta a metro lineare applicata all'altezza della linea d'asse della soletta superiore

$$p_{\text{inf}} = p_{\text{sup}} + k_0 \times [\gamma_t \times (H_s/2 + H_i + H_f/2)] \times 1 \text{ m (kN/m)} =$$

$$= 8.15 + 0.500 \times [20.00 \times (0.40/2 + 2.50 + 0.30/2)] \times 1 \text{ m} = 36.65 \text{ kN/m}$$

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

Il diagramma lineare ottenuto 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.

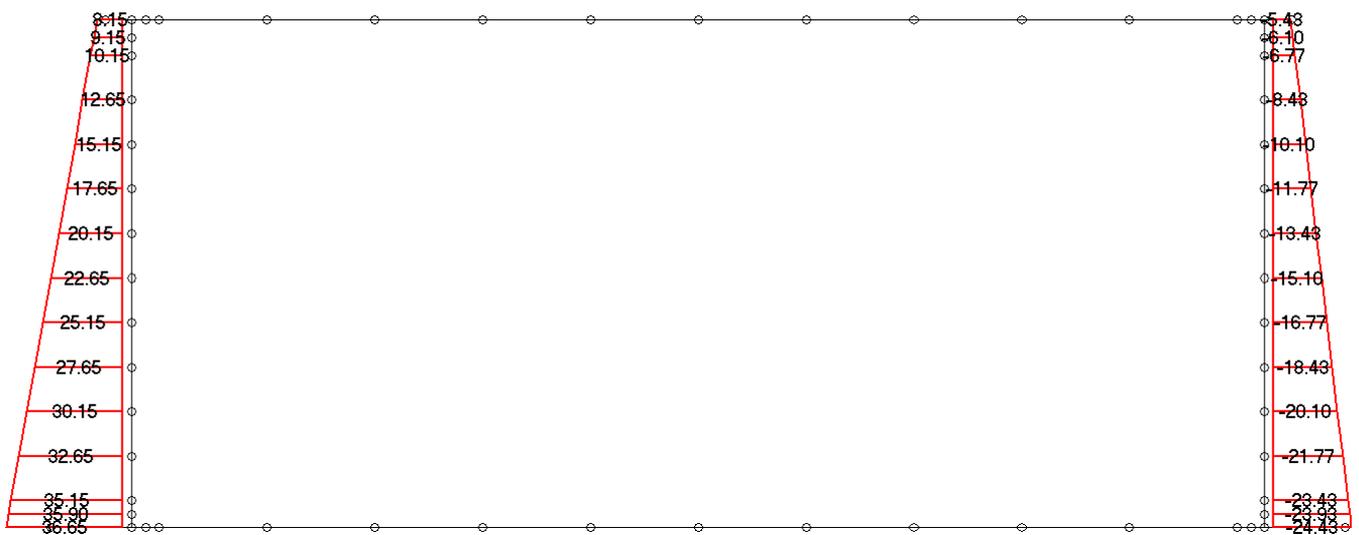
Sul piedritto destro il diagramma delle spinte viene calcolato con il coefficiente k_a :

$$p_{\text{sup}} = k_a \times [\gamma_{\text{pav}} \times H_{\text{pav}} + \gamma_t \times (H_t + H_s/2)] \times 1 \text{ m (kN/m)} = \dots = 5.43 \text{ kN/m}$$

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

$$p_{\text{inf}} = p_{\text{sup}} + k_a \times [\gamma_t \times (H_s/2 + H_i + H_f/2)] \times 1 \text{ m (kN/m)} = \dots = 24.43 \text{ kN/m}$$

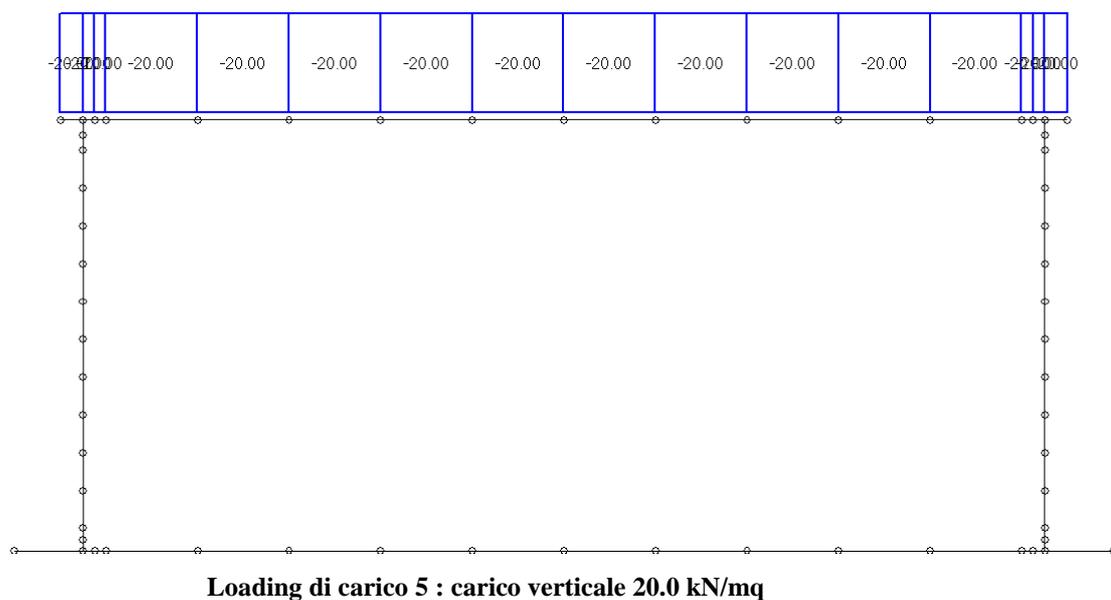
spinta a metro lineare applicata all'altezza della linea d'asse della soletta inferiore



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

6.3 Carichi veicolari in soletta superiore

L'opera in oggetto è assimilabile ad un ponte stradale di III categoria, ponti pedonali. Il carico di riferimento è quello da "folla compatta", pari a 5 kN/m^2 . Essendo tuttavia verosimile che possano transitare al di sopra del manufatto in esame mezzi agricoli o mezzi per manutenzione si considera cautelativamente agente al di sopra della soletta superiore, per tutta l'estensione della stessa, un sovraccarico uniforme di 20.00 kN/m^2 (20.00 kN/m su una striscia unitaria di tombino). Il carico in esame è contemplato nel *loading 5*:

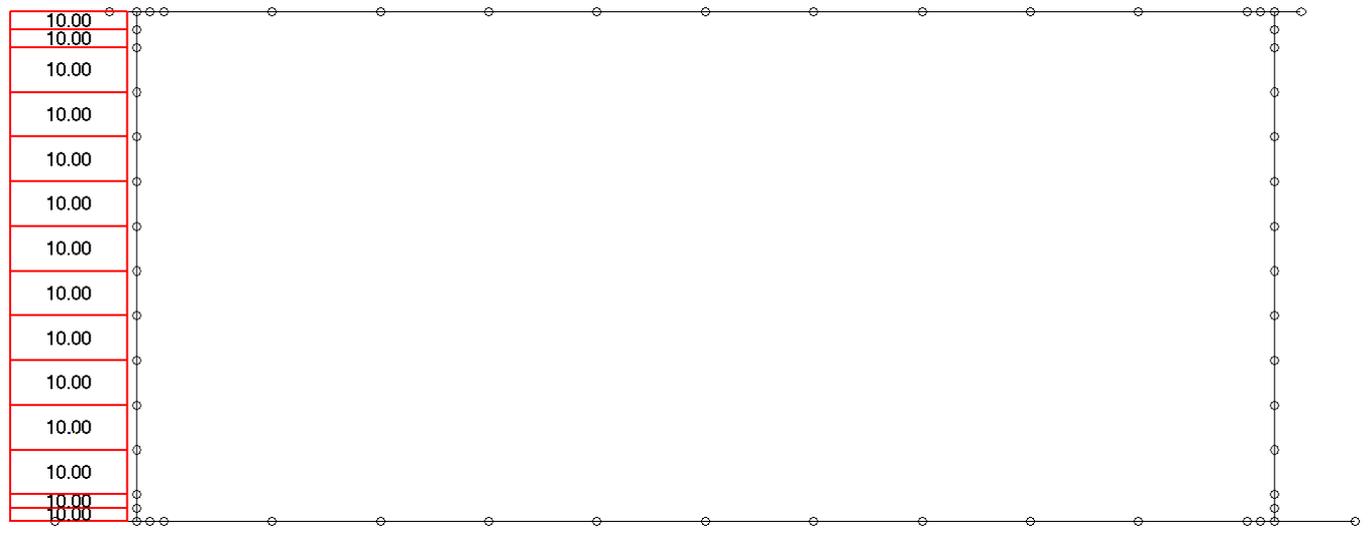


6.4 Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

Si considera la sola spinta agente sul piedritto di sinistra originata da un sovraccarico di 20.00 kN/m^2 a piano viabile (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 6*.



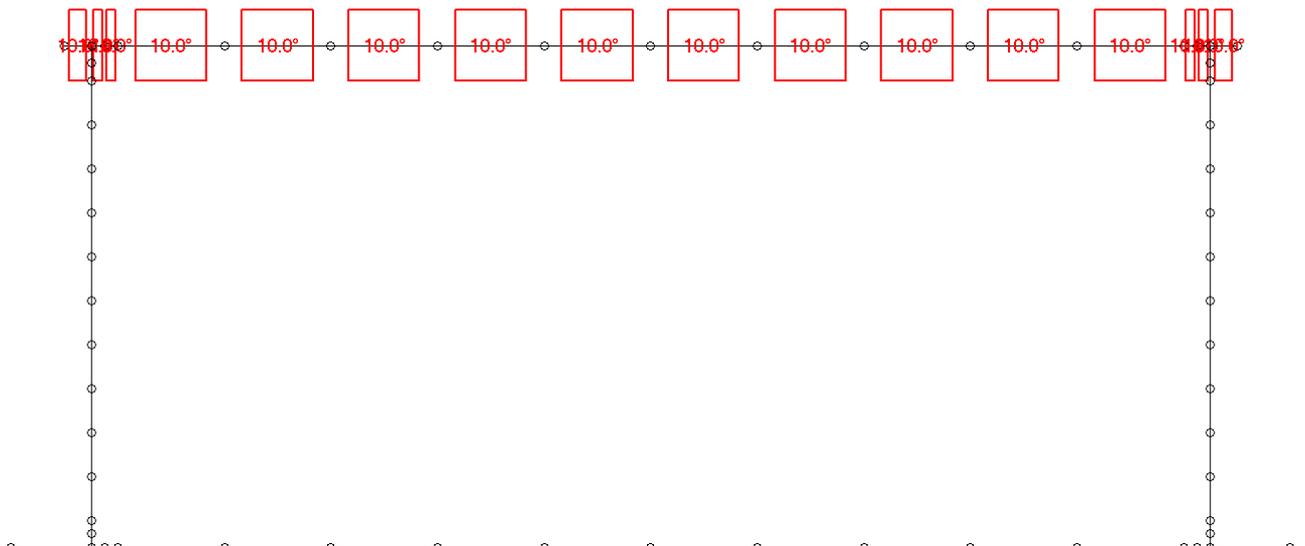
Loading di carico 6 : sovraspinta per $q = 20.0$ kN/mq a sx - $k = k_0$

6.5 Coazioni termiche e ritiro

Vengono considerate le seguenti coazioni.

Loading 7: variazione uniforme di temperatura (riscaldamento/raffred.) pari a $\Delta T = \pm 10^\circ\text{C}$.

Si considera un riscaldamento uniforme della soletta superiore di 10°C , il raffreddamento viene ottenuto nella combinazione dei carichi cambiando il segno al loading 7.



Loading di carico 7 : riscaldamento soletta superiore

Loading 8: ritiro soletta superiore

I fenomeni da ritiro sulla soletta superiore sono tenuti in conto tramite l'applicazione di una variazione uniforme $\Delta T'$ tale da generare $1/3$ della deformazione totale da ritiro. In particolare la

riduzione ad 1/3 degli effetti del ritiro deriva dal fatto che le deformazioni da ritiro si sviluppano in tempi molto lunghi (in contemporanea al *fluage* che riduce le sollecitazioni coattive derivanti da deformazioni imposte).

$$\Delta T_{\text{rit}} = \varepsilon_{\text{cs}} / 3 \times \alpha_t \quad (\text{da assumersi con il segno - : raffreddamento})$$

Il valore della deformazione totale da ritiro viene calcolato utilizzando le formule di cui al par. 11.2.10.6 delle NTC2018.

$$\varepsilon_{\text{cs}} = \varepsilon_{\text{cd}} + \varepsilon_{\text{ca}}$$

dove:

ε_{cs} = deformazione totale per ritiro ,

ε_{cd} = deformazione per ritiro da essiccamento ,

ε_{ca} = deformazione per ritiro autogeno ,

Il termine ε_{cd} (valutato a tempo infinito) è funzione dell'umidità relativa (U) , della resistenza del calcestruzzo (f_{ck}) e dello spessore fittizio del manufatto (h_0) , secondo i parametri k_h e ε_{c0} ricavabili dalle tabelle 11.2.Va e 11.2.Vb delle NTC2018. Nel caso in esame risulta:

$$f_{\text{ck}} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Umidità relativa} = U = 70 \%$$

$$A_c = \text{area trasversale tombino} = 6.30 \text{ m}^2$$

$$u = \text{perimetro della sezione esposta all'aria} = 37.80 \text{ m}$$

$$h_0 = \text{spessore fittizio} = 2A_c/u = 0.33 \text{ m}$$

$$\text{si deduce dalla tabella 11.2.Va} \quad \varepsilon_{\text{c0}} = -0.0003738$$

$$\text{si deduce dalla tabella 11.2.Vb} \quad k_h = 0.74$$

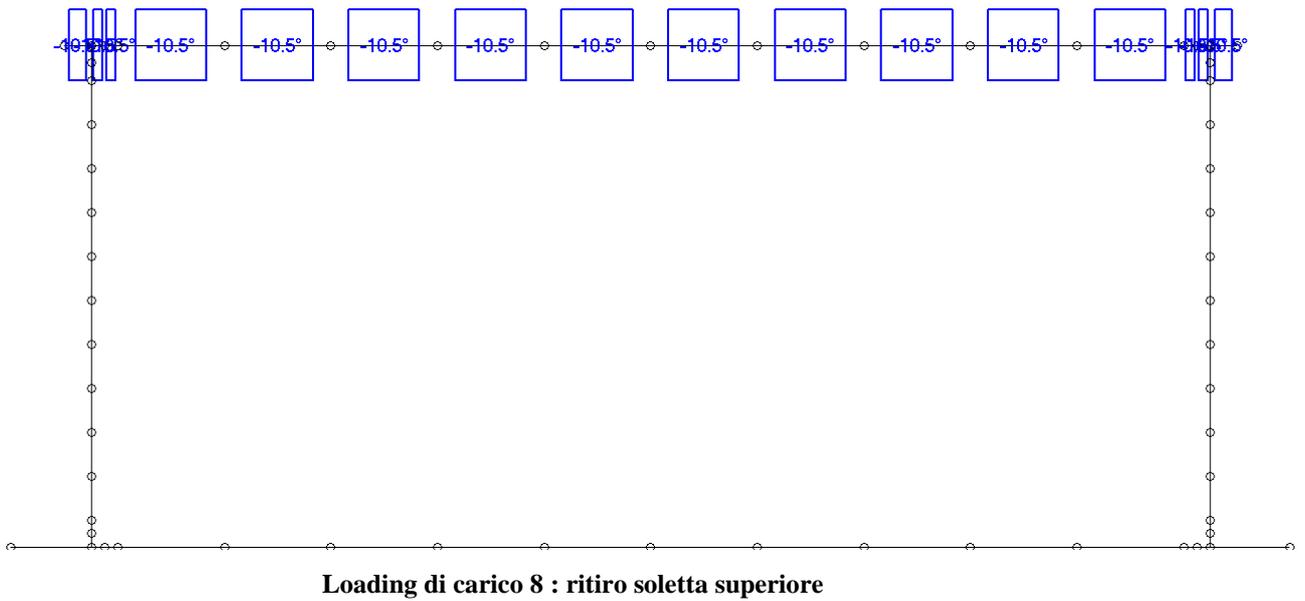
$$\text{si calcola quindi} \quad \varepsilon_{\text{cd},\infty} = k_h \times \varepsilon_{\text{c0}} = -0.0002772$$

Il termine ε_{ca} è funzione della resistenza a compressione del calcestruzzo secondo la formula seguente:

$$\varepsilon_{\text{ca},\infty} = -2.5 (f_{\text{ck}} - 10) \times 10^{-6} = -0.0000375$$

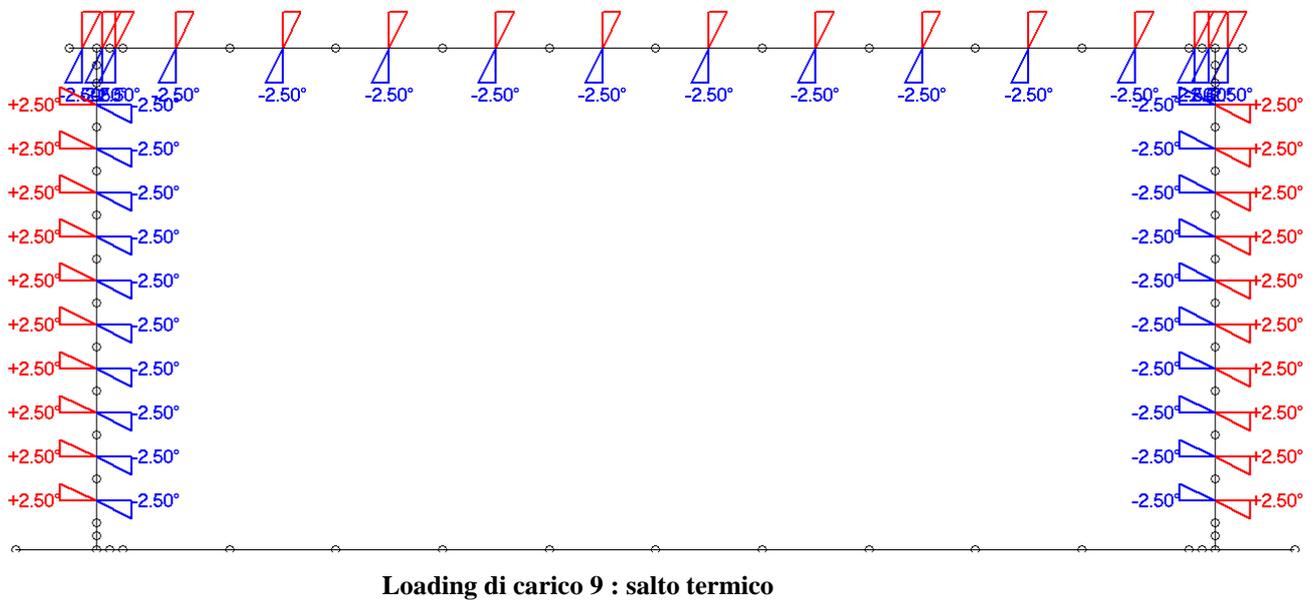
Risulta quindi una variazione termica uniforme equivalente al ritiro pari a:

$$\Delta T_{\text{rit}} = (\varepsilon_{\text{cd}} + \varepsilon_{\text{ca}}) / 3 \times \alpha_t = -10.49 \text{ } ^\circ \text{C}$$



Loading 9: salto termico sulla soletta superiore e sui piedritti

Si considera un salto termico pari a $\Delta T = \pm 5^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore e sui piedritti dello scatolare (+2.5°C lato esterno, -2.5°C lato interno; e viceversa).



6.6 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 10: sisma orizzontale (da sinistra): oscillazione delle masse strutturali e terreno di ricoprimento

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

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

agiscono sulla soletta superiore e sui piedritti:

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

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

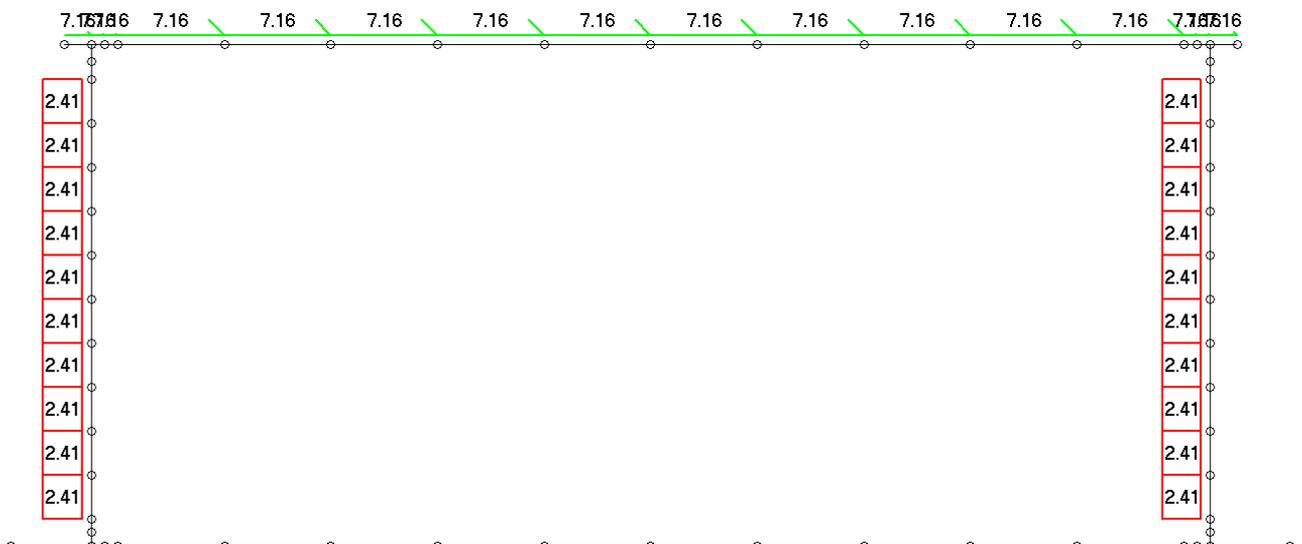
$$f_{\text{ricoprimento}} = k_h \times w_{\text{terr}} = 3.95 \text{ kN/m}$$

$$\text{totale forza d'inerzia su soletta} = 7.16 \text{ kN/m}$$

($w_{\text{terr}} = 12.30 \text{ kN/m}$ determinato nel precedente par. 6.1)

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

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



Loading di carico 10 : sisma H da sx - masse strutt. e ricoprim.

Loading 11: sisma orizzontale (da sinistra): incremento dinamico della spinta del terreno

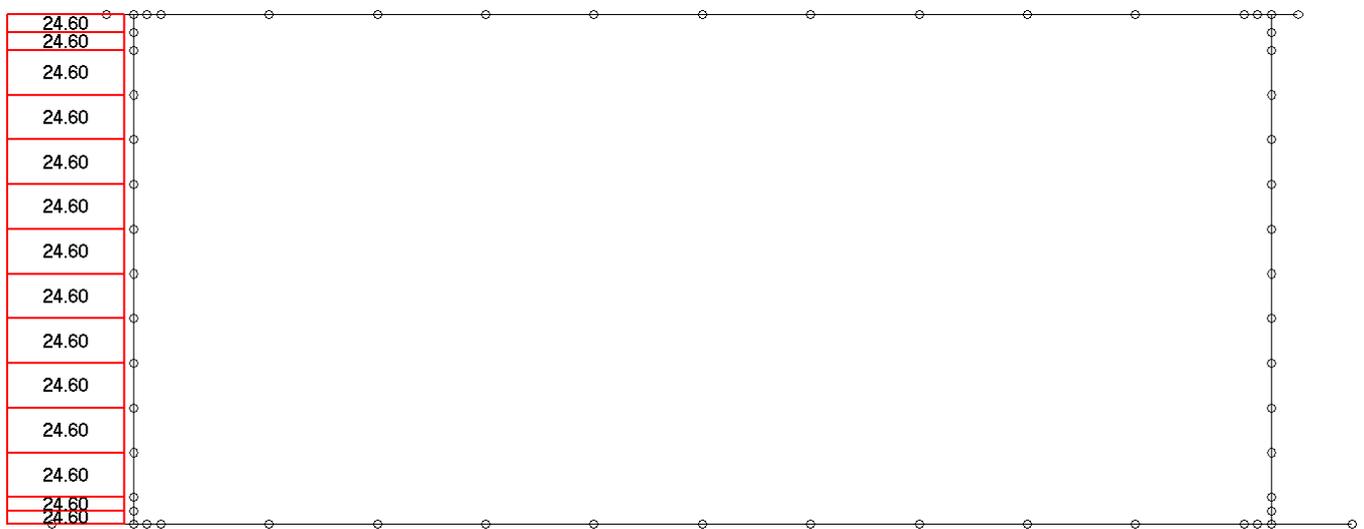
Nel caso di strutture rigide l'incremento dinamico di spinta del terreno in sisma viene valutato con la formula (si rimanda al paragrafo 5) $\delta P_d = \alpha/r \times \gamma_t \times (H_{tot})^2$, con:

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

H_{tot} = altezza dal piano stradale al piano medio della soletta inferiore = 3.65 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 $p = \delta P_d / (H_{tot}) = 24.60$ kN/m



Loading di carico 11 : sisma H da sx - sovraspinta terre

Loading 12: sisma verticale (verso l'alto): oscillazione delle masse strutturali e del terreno di ricoprimento

La forza statica equivalente al sisma verticale è calcolata come specificato per il loading 10 ma utilizzando il coefficiente k_v in luogo del coefficiente k_h .

$K_v = 0.160$ = coefficiente sismico verticale

agiscono sulla soletta superiore e sui piedritti:

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

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

$$f_{ricoprimento} = k_v \times w_{terr} = 1.97 \text{ kN/m}$$

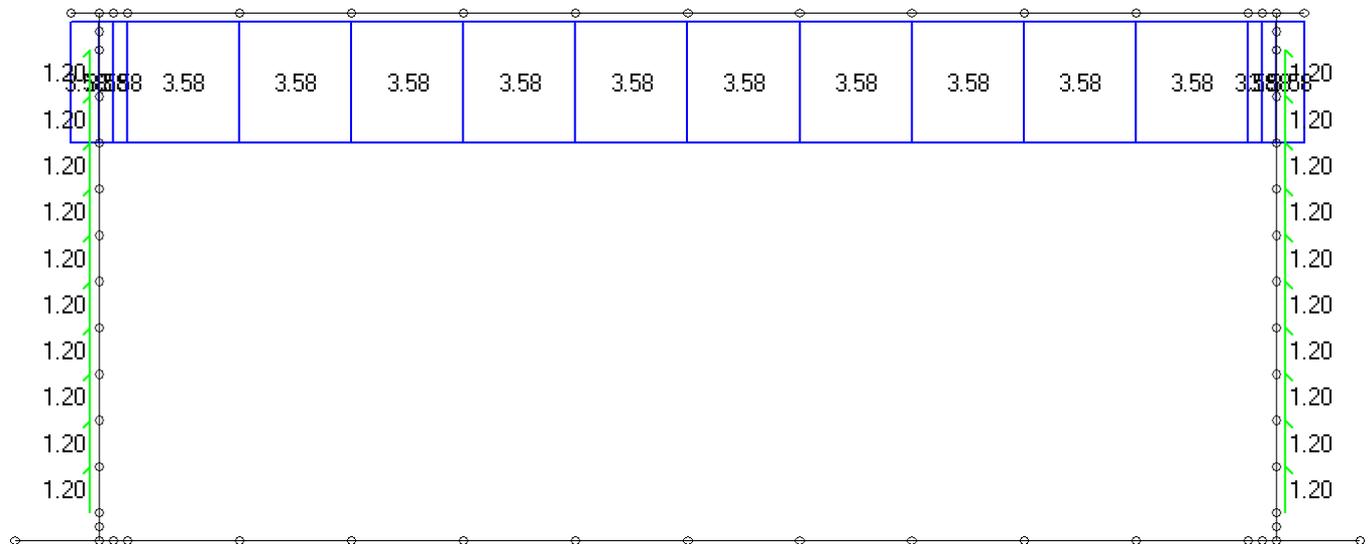
$$\text{totale forza d'inerzia su soletta} = 3.58 \text{ kN/m}$$

($w_{terr} = 12.30$ kN/m determinato nel precedente par. 6.1)

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

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

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.



Loading di carico 12 : sisma V - masse strutt. e ricoprim.

6.7 Spinta idrostatica acque interne allo scatolare

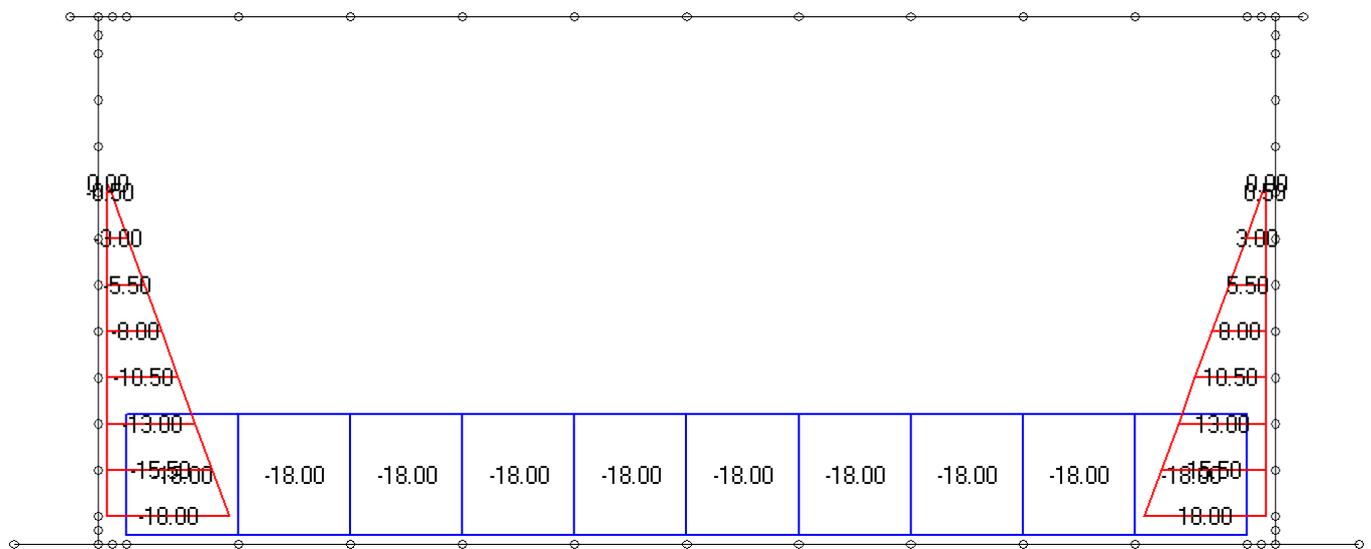
Nel *Loading 13* si considerano le spinte esercitate dall'acqua interna al tombino sui piedritti e sulla soletta inferiore. La pressione idraulica massima sui piedritti e sul fondo vale:

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

con:

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

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



Loading di carico 13 : spinta idrostatica acque interne al tombino

6.8 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 14, 15, 16* non sono pertanto utilizzati.

6.9 Spinta idrodinamica in sisma

Nel *loading 17* si immette la spinta idrodinamica dell'acqua interna allo scatolare in presenza di sisma orizzontale, effetto che si somma alla pressione idrostatica valutata nel *loading 13*. 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)

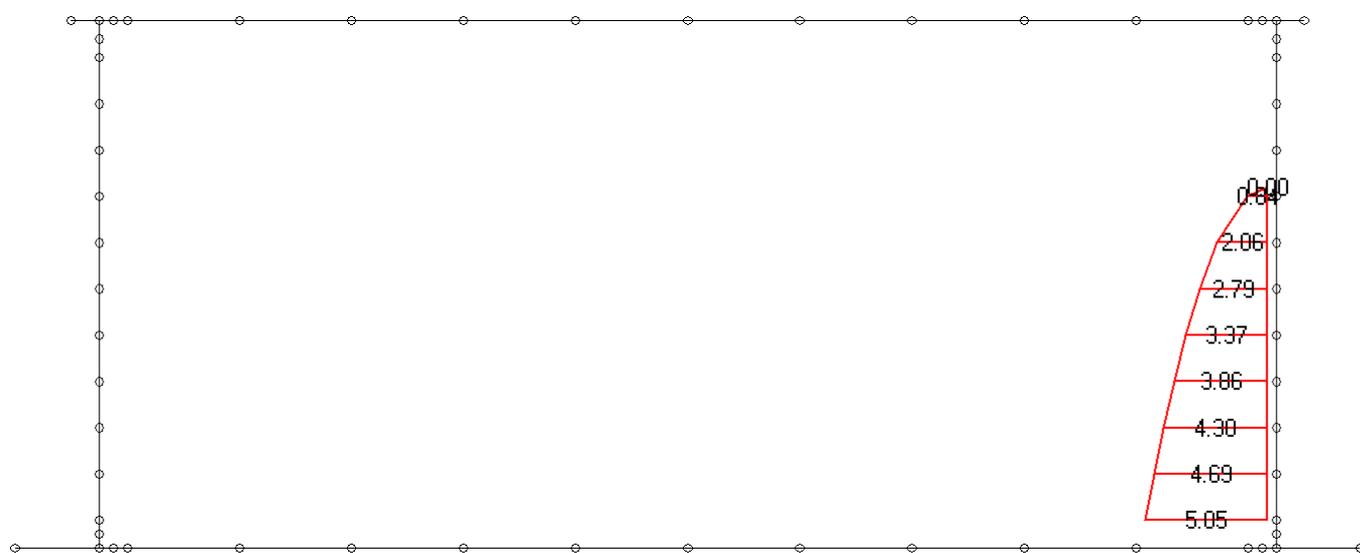
$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ (peso specifico dell'acqua)

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.



Loading di carico 17 : spinta idrodinamica in sisma

I *loadings* 18 e 19 contemplano la spinta idrodinamica ed idrostatica sul setto centrale dei tombini idraulico-faunistici e non sono di interesse per il caso in esame.

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 dello scatolare ;
- 2) SIS-STR: combinazioni in scenario sismico allo SLU da utilizzarsi nelle verifiche strutturali dello scatolare ;
- 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	Peso ricoprimento + asfalto	L2	1.35	1.00	---	---	---	
G1	Spinta delle terre K0 simmetrica	L3	1.35	1.00	---	---	---	
G1	Spinta delle terre K0 asimmetrica	L4	1.35	1.00	---	---	---	
Q	Sovraccarico da transito veicoli (su soletta superiore)	L5	1.35	0.00	0.75	0.75	0.00 /0.20	
Q	Spinta da sovraccarico k0 piedritto Sx	L6	1.35	0.00	0.75	0.75	0.00 /0.20	
T (ϵ_3)	DT +10° uniforme soletta superiore	L7	1.20	-1.20	0.60	0.60	0.50	
R (ϵ_2)	Ritiro e viscosità soletta superiore	L8	1.20	0.00	1.00	1.00	1.00	
T (ϵ_3)	DT $\pm 2.5^\circ$ salto termico sol. sup. e piedr.	L9	1.20	-1.20	0.60	0.60	0.50	
E	Sisma da sx: masse strutturali + terreno	L10	1.00	1.00	---	---	---	
E	Delta spinta sismica terreno piedritto Sx	L11	1.00	1.00	---	---	---	
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali+terreno	L12	1.00	-1.00	---	---	---	
G1	Pressione idrostatica canale in piena sui piedritti esterni/su piedritto centrale	L13/L18	1.35	1.00	---	---	---	
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L14	1.35	1.00	---	---	---	
G1	Pressione falda K0 asimmetrica	L15	1.35	1.00	---	---	---	
G1	Spinta di archimede da falda	L16	1.35	1.00	---	---	---	
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx /su piedritto centrale	L17/L19	1.00	1.00	---	---	---	

Si noti che ai loadings di carico 5 e 6 , rispettivamente sovraccarico su soletta e spinta da sovraccarico, si associano i coefficienti di combinazione ψ propri dello schema di carico 1 (carico tandem, si veda la tabella 5.1.V del D.M. 17/01/2018).

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)

Occorre premettere che in presenza dei carichi da traffico (condizione d'esercizio dell'opera) la spinta delle terre sul manufatto viene in tutti i casi considerata in 2 scenari alternativi:

- spinta a riposo sui piedritti simmetrica (al fine di indurre sullo scatolare le massime pressioni orizzontali);
- spinta a riposo sui piedritti asimmetrica (spinta a riposo sul piedritto sinistro e spinta attiva sul piedritto destro) al fine di indurre uno squilibrio di spinta.

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).

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 .

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

$G_1 + R + Q + \psi_{0e3} T$ (carico da traffico veicolare Q principale)

$G_1 + R + T + \psi_{01} Q$ (azioni termiche T principali)

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	1.00
G1	Peso ricoprimento + pav.	L2	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	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	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Sovraccarico su soletta superiore	L5	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Spinta da sovraccarico K0 sx	L6	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T (e3)	DT +10° uniforme soletta superiore	L7	1.00	-1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
R (e2)	Ritiro e viscosità soletta superiore	L8	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T (e3)	DT ±2.5° salto termico sol. sup. e piedr.	L9	1.00	-1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
E	Sisma da sx: masse strutturali + terreno	L10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Delta spinta sismica terreno da sx	L11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali+terreno	L12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L13	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L14	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda K0 / Ka asimmetrica	L15	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L16	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx	L17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_0						
			Sfav.	Fav.	RARA13	RARA14	RARA15	RARA16	RARA17	RARA18	
G1	Peso proprio struttura	L1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Peso ricoprimento + pav.	L2	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	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	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Sovraccarico su soletta superiore	L5	1.00	0.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Q	Spinta da sovraccarico K0 sx	L6	1.00	0.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
T (e3)	DT +10° uniforme soletta superiore	L7	1.00	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
R (e2)	Ritiro e viscosità soletta superiore	L8	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T (e3)	DT ±2.5° salto termico sol. sup. e piedr.	L9	1.00	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E	Sisma da sx: masse strutturali + terreno	L10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Delta spinta sismica terreno da sx	L11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali+terreno	L12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L13	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L14	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda K0 / Ka asimmetrica	L15	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L16	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx	L17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

NOTA:

le combinazioni RARA1 – RARA6 sono relative al carico veicolare Q principale

le combinazioni RARA13 – RARA18 sono relative al carico termico T principale

Combinazioni SLU tipo A1-STR – Gruppo 1

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{E2} R + \gamma_{Q1} Q + \gamma_{E3} \psi_{0E3} T$$

(carico da traffico veicolare Q principale)

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{E2} R + \gamma_{E3} T + \gamma_{Q1} \psi_{01} Q$$

(azioni termiche T principali)

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 + pav.	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	Sovraccarico su soletta superiore	L5	1.35	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Spinta da sovraccarico K0 sx	L6	1.35	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T (e3)	DT +10° uniforme soletta superiore	L7	1.20	-1.20	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
R (e2)	Ritiro e viscosità soletta superiore	L8	1.20	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T (e3)	DT ±2.5° salto termico sol. sup. e piedr.	L9	1.20	-1.20	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
E	Sisma da sx: masse strutturali + terreno	L10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Delta spinta sismica terreno da sx	L11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali+terreno	L12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L13	1.35	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L14	1.35	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda K0 / Ka asimmetrica	L15	1.35	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L16	1.35	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx	L17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_0					
			Sfav.	Fav.	STR13	STR14	STR15	STR16	STR17	STR18
G1	Peso proprio struttura	L1	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Peso ricoprimento + pav.	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	Sovraccarico su soletta superiore	L5	1.35	0.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Q	Spinta da sovraccarico K0 sx	L6	1.35	0.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
T (e3)	DT +10° uniforme soletta superiore	L7	1.20	-1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
R (e2)	Ritiro e viscosità soletta superiore	L8	1.20	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T (e3)	DT ±2.5° salto termico sol. sup. e piedr.	L9	1.20	-1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E	Sisma da sx: masse strutturali + terreno	L10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Delta spinta sismica terreno da sx	L11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali+terreno	L12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L13	1.35	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L14	1.35	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda K0 / Ka asimmetrica	L15	1.35	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L16	1.35	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx	L17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

NOTA:

le combinazioni STR1 – STR6 sono relative al carico veicolare Q principale

le combinazioni STR13 – STR18 sono relative al carico termico T principale

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 dello scatolare (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:

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

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

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

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

Come già discusso nel caso delle combinazioni di cui al par. 6.2 si considerano i 2 scenari alternativi:

- spinta a riposo sui piedritti simmetrica (al fine di indurre sullo scatolare le massime pressioni orizzontali);
- spinta a riposo sul piedritto sinistro e spinta attiva sul piedritto destro (al fine di indurre uno squilibrio di spinta concorde al sisma).

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

$$G_1 + E + \psi_{21} Q + \psi_{2\epsilon 3} T$$

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 + pav	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	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Sovraccarico su soletta superiore	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
Q	Spinta da sovraccarico K0 sx	L6	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
T ($\epsilon 3$)	DT +10° uniforme soletta superiore	L7	1.00	-1.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
R ($\epsilon 2$)	Ritiro e viscosità soletta superiore	L8	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T ($\epsilon 3$)	DT $\pm 2.5^\circ$ salto termico sol. sup. e piedr.	L9	1.00	-1.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
E	Sisma da sx: masse strutturali + terreno	L10	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	L11	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 faldo: masse strutturali+terreno	L12	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	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
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L14	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	L15	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L16	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	L17	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 + pav	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	Sovraccarico su soletta superiore	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
Q	Spinta da sovraccarico K0 sx	L6	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
T ($\epsilon 3$)	DT +10° uniforme soletta superiore	L7	1.00	-1.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
R ($\epsilon 2$)	Ritiro e viscosità soletta superiore	L8	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T ($\epsilon 3$)	DT $\pm 2.5^\circ$ salto termico sol. sup. e piedr.	L9	1.00	-1.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
E	Sisma da sx: masse strutturali + terreno	L10	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	L11	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 faldo: masse strutturali+terreno	L12	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	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
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L14	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	L15	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L16	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	L17	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	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 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 superiore	4000.00	533333.40	31476	Da 17 a 32
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	60.00
Soletta superiore	
17 e 32	15.00
18-19-30-31	7.50
da 20 a 29	60.00
Piedritto di sinistra	
33-35	7.50
57-59	10.00
da 37a 55 (dispari)	25.00
Piedritto di destra	
34-36	7.50
58-60	10.00
da 38 a 56 (pari)	25.00

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	3000	300	0.600	1
4 e 14	1688	169	0.338	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:

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

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).

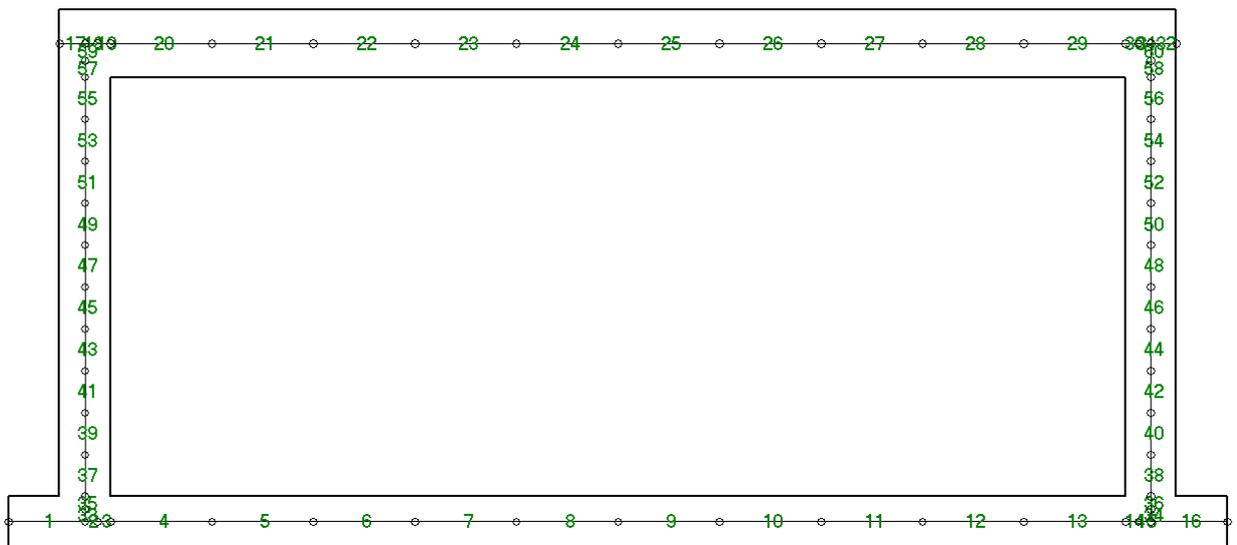


Immagine 2: numerazione delle aste del modello

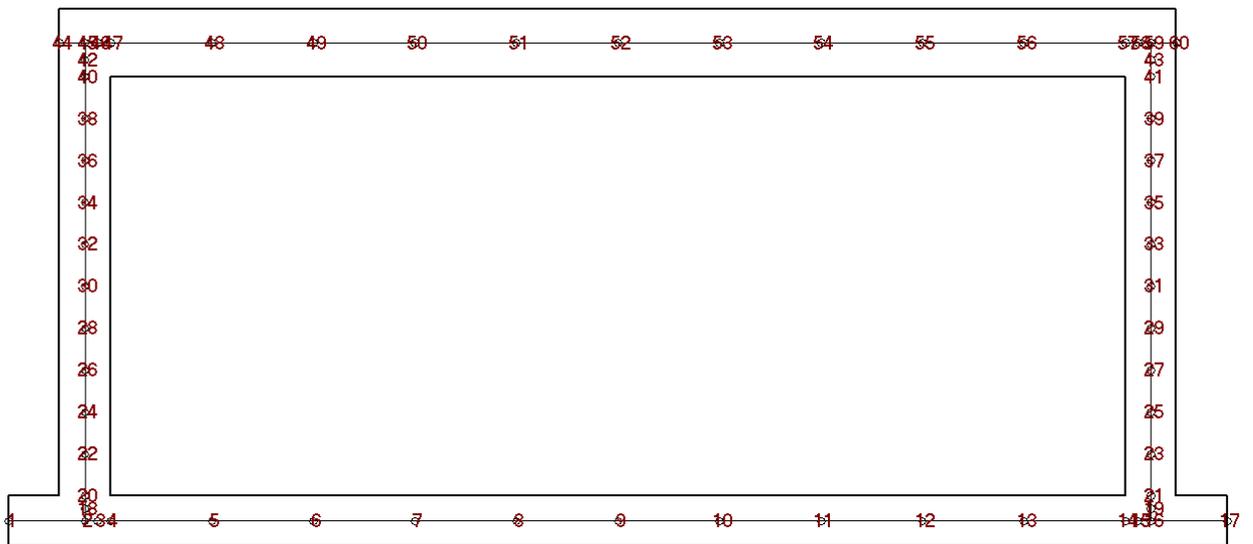


Immagine 3: numerazione dei nodi del modello

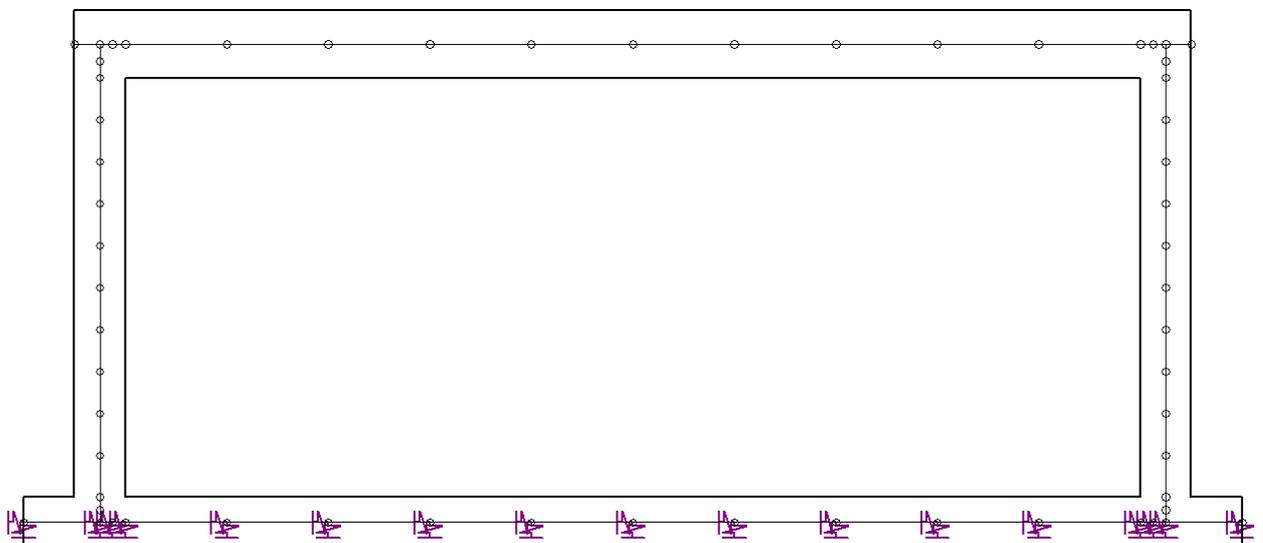


Immagine 4: molle elastiche simulanti il terreno

9 VERIFICHE DI RESISTENZA

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di resistenza delle solette e dei piedritti componenti la sezione scatolare:

- controllo dei tassi di lavoro di acciaio e calcestruzzo (SLE ; comb. Q.P., Freq. e Rare),
- verifica a fessurazione (SLE ; comb. Q. Perm. e Frequenti),
- verifica a rottura per presso flessione (SLU ; STR + SISMA),
- verifica a rottura per taglio (SLU ; STR + SISMA).

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 le solette le combinazioni dei carichi cui corrisponde:

- il massimo momento flettente esterno (che tende le fibre esterne del tombino),
- il massimo momento flettente interno (che tende le fibre interne del tombino),
- il massimo taglio;

in aggiunta per i piedritti si determina altresì:

- la combinazione M/N con massima eccentricità a lato esterno,
- la combinazione M/N con massima eccentricità a lato interno.

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

10 VERIFICHE GEOTECNICHE

10.1 Verifica a galleggiamento

La verifica a galleggiamento viene condotta con riferimento allo stato limite di equilibrio (EQU)

La verifica a galleggiamento non è necessaria in quanto il livello di falda è al di sotto della quota di imposta dello scatolare.

10.2 Calcolo degli scarichi in fondazione

Considerando il tipo di struttura e la natura del terreno di fondazione, ai fini della verifica della portanza del terreno stesso, non si ritengono significativi gli squilibri dovuti a spinte orizzontali non simmetriche o ad azioni orizzontali applicate alla sommità dello scatolare quali frenatura o sisma. Al proposito si fa notare che dette spinte (o azioni) sono state applicate sul telaio piano schematizzante la canna scatolare senza considerare in alcun modo l'effetto di contenimento laterale esercitato dal terreno di rinfiacco al fine di massimizzare gli effetti flessionali agenti sui piedritti (e sulle solette) del tombino.

Pertanto nel seguito le pressioni agenti sul terreno di fondazione vengono calcolate in presenza dei soli carichi verticali:

- peso proprio sezione scatolare (loading 1 par. 6 ; G_1)
- peso terreno di ricoprimento e pavimentazione stradale (loading 2 par. 6 ; G_2)
- carichi accidentali da traffico (loading 5 par. 6 ; Q)
- peso acque interne allo scatolare (loading 13 par. 6 ; G_3)

senza tenere in conto la presenza di azioni orizzontali.

Ai fini della combinazione dei carichi verranno utilizzati i seguenti coefficienti di norma:

$$A1-STR: \quad 1.35 (G_1 + G_2 + G_3) + 1.35 Q$$

$$A2-GEO: \quad G_1 + G_2 + G_3 + 1.15 Q$$

Nelle tabelle seguenti, si fornisce per entrambi gli scenari di norma elencati e per ognuna delle due “condizioni di verifica” sopra descritte:

- nella prima colonna il carico considerato ;
- nella seconda colonna la reazione verticale (agente su un metro di fondazione) indotta dal carico in esame (N, [kN]);

- nella terza colonna il momento (agente su un metro di fondazione) indotto dal carico in esame (M, [kN.m]);
- nella quarta colonna l'eccentricità della reazione verticale ($e=M/N$, [m]);
- nella quinta colonna il coefficiente di combinazione del carico in esame.

Si riportano quindi nell'ultima riga:

- il carico N_{tot} agente ad intradosso fondazione (ogni metro di canna) nella combinazione in esame ;
- il momento M_{tot} agente ad intradosso fondazione (ogni metro di canna) nella combinazione in esame ;
- l'eccentricità della reazione verticale $e = M_{tot} / N_{tot}$;
- la pressione di contatto terreno/fondazione valutate con la teoria di *Mayerhof* :

$$\sigma_{terr} = N_{tot} / (B_i + 2 \times S_p + 2 \times S_b - 2 \times e) \quad [\text{kPa}]$$

Condizione A1-STR - massimo sforzo verticale

(massima pressione fondazione/terreno)

Carico	N [kN]	M [kN.m]	e [m]	coeff.
peso proprio	158	0	0.0000	1.35
peso ricoprimento	81	0	0.0000	1.35
carico verticale 20.0 kN/mq	132	0	0.0000	1.35
spinta idrostatica acque interne al tombino	108	0	0.0000	1.35
	Ntot [kN]	Mtot [kN.m]	e [m]	sigma [kPa]
Risultante =	646	0	0.0000	89.8

Condizione A2-GEO - massimo sforzo verticale

(massima pressione fondazione/terreno)

Carico	N [kN]	M [kN.m]	e [m]	coeff.
peso proprio	158	0	0.0000	1.00
peso ricoprimento	81	0	0.0000	1.00
carico verticale 20.0 kN/mq	132	0	0.0000	1.15
spinta idrostatica acque interne al tombino	108	0	0.0000	1.00
	Ntot [kN]	Mtot [kN.m]	e [m]	sigma [kPa]
Risultante =	498	0	0.0000	69.2

10.3 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: $\gamma_t = 20,00 \text{ KN/m}^3$
- 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.

10.3.1 Spinta attiva e spinta passiva

Calcolo dei coefficienti con la teoria di Rankine:

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

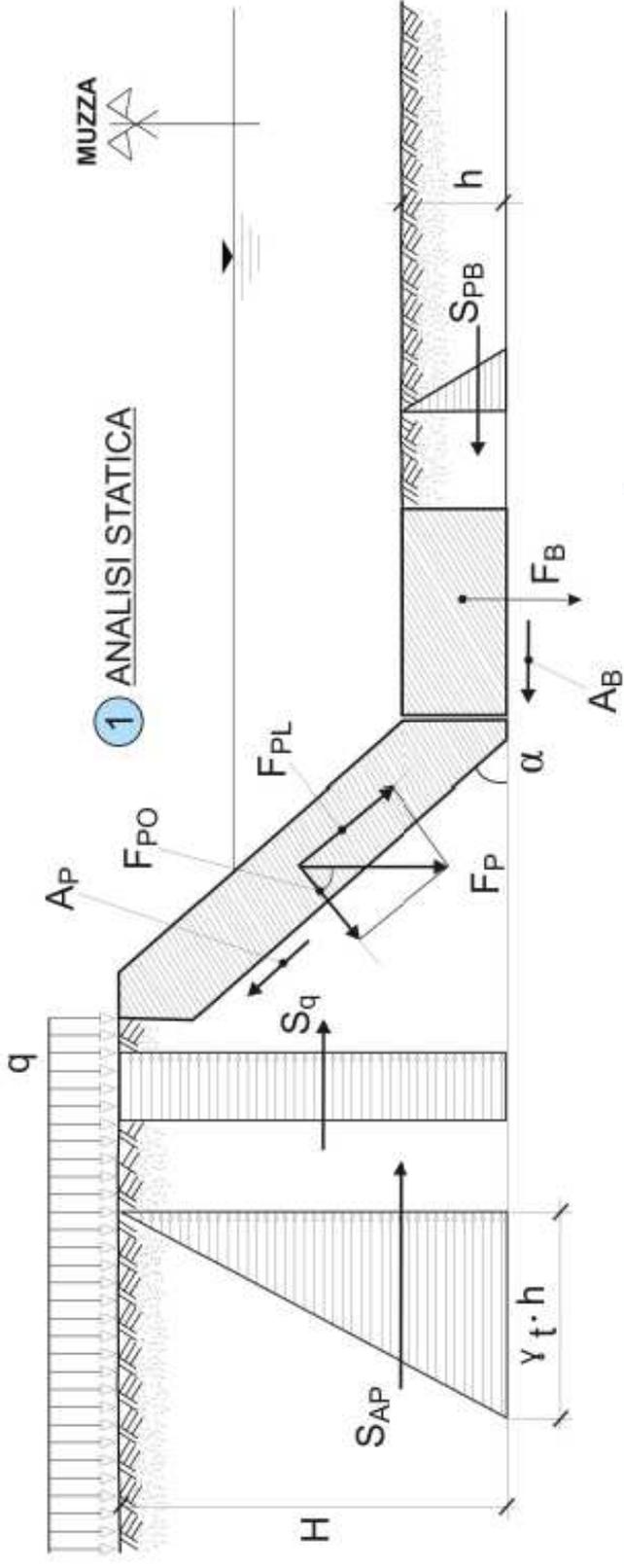
Coefficiente di spinta attiva:

$$\lambda_a = \tan^2(45 - \varphi/2) = 0,33$$

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.



1 ANALISI STATICA

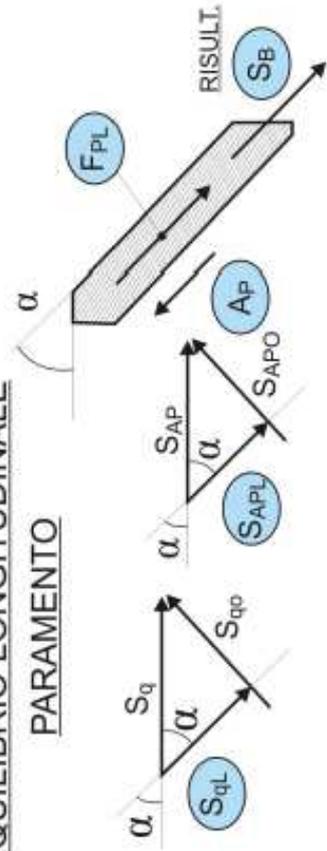
2 EQUILIBRIO LONGITUDINALE PARAMENTO

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

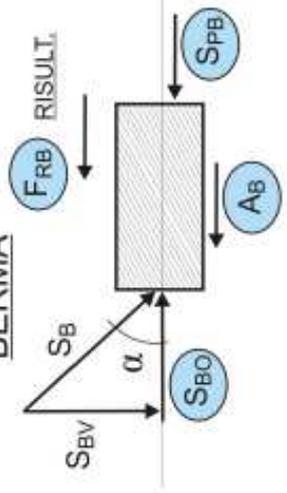
$$S_{qL} = S_q \cos \alpha$$

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

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



3 EQUILIBRIO ORIZZ. BERMA



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

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

4 COEFFICIENTE SICUREZZA

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

Verifica di stabilità difesa idraulica in pietrame posato a secco

<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		33,00	°
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		3,00	m
Spessore paramento	S_p		0,40	m
Angolo di sponda	α		45,00	°
Altezza sponda	$H = L_p \times \sin \alpha$		2,12	m
spessore affond. berma	$h = S_b$		0,60	m
Larghezza berma	B		1,00	m
Lunghezza berma	L_b		1,00	m
Spessore berma	S_b		0,60	m
Coeff. spinta attiva	λ_a	$tg^2(45 - \varphi/2)$	0,29	
Coeff. spinta passiva	λ_p	$tg^2(45 + \varphi/2)$	3,39	
<u>Analisi statica</u>				
Forza peso paramento	F_P	$B \times L_p \times S_p \times \gamma_p$	26,40	KN
Comp. peso paramento longitudinale	F_{PL}	$B \times L_p \times S_p \times \gamma_p \times (\sin \alpha)$	18,67	KN
Comp. peso paramento ortogonale	F_{PO}	$B \times L_p \times S_p \times \gamma_p \times (\cos \alpha)$	18,67	KN
Forza peso berma	F_B	$B \times L_b \times S_b \times \gamma_p$	13,20	KN
Forza d'attrito pietrame-geot. param.	A_P	$\mu \times F_{po}$	9,71	KN
Spinta attiva sul paramento	S_{ap}	$1/2 \times \lambda_a \times \gamma_t \times H^2$	11,94	KN
Spinta carico accidentale sul param.	S_q	$1/2 \times \lambda_a \times q \times H$	3,13	KN
Spinta passiva sulla berma	S_{pb}	$1/2 \times \lambda_p \times \gamma_t \times h^2$	10,99	KN
Componente longit. S_{ap}	S_{apL}	$S_{ab} \times \cos \alpha$	8,44	KN
Componente longit. S_q	S_{qL}	$S_q \times \cos \alpha$	2,21	KN
<u>Equilibrio longitud. param.</u>				
Forza agente sulla berma	$S_B =$	$S_{APL} + S_{QL} + F_{PL} - A$	19,61	KN
Spinte sulla berma				
Comp. orizzontale spinta berma	S_{BO}	$S_B \times \cos \alpha$	13,87	KN
Comp. verticale spinta berma	S_{BV}	$S_B \times \sin \alpha$	13,87	KN
Forza d'attrito pietrame-geot. berma	A_B	$\mu \times (F_B + S_{BV} \times 1/L_B)$	14,08	KN
<u>Equilibrio orizzontale berma</u>				
Forza resistente sulla berma	$F_{RB} =$	$S_{pb} + A_B$	25,07	KN
Coefficiente di sicurezza	$C_s > 1,5$	F_{RB} / S_{BO}	1,81	

11 MANUFATTI AD “U” DI IMBOCCO

Nel presente paragrafo si riportano i risultati salienti del calcolo dei manufatti ad U di imbocco del tombino. Si considera la sezione degli imbocchi caratterizzata dalla altezza massima delle pareti , schematizzata nell’immagine seguente:

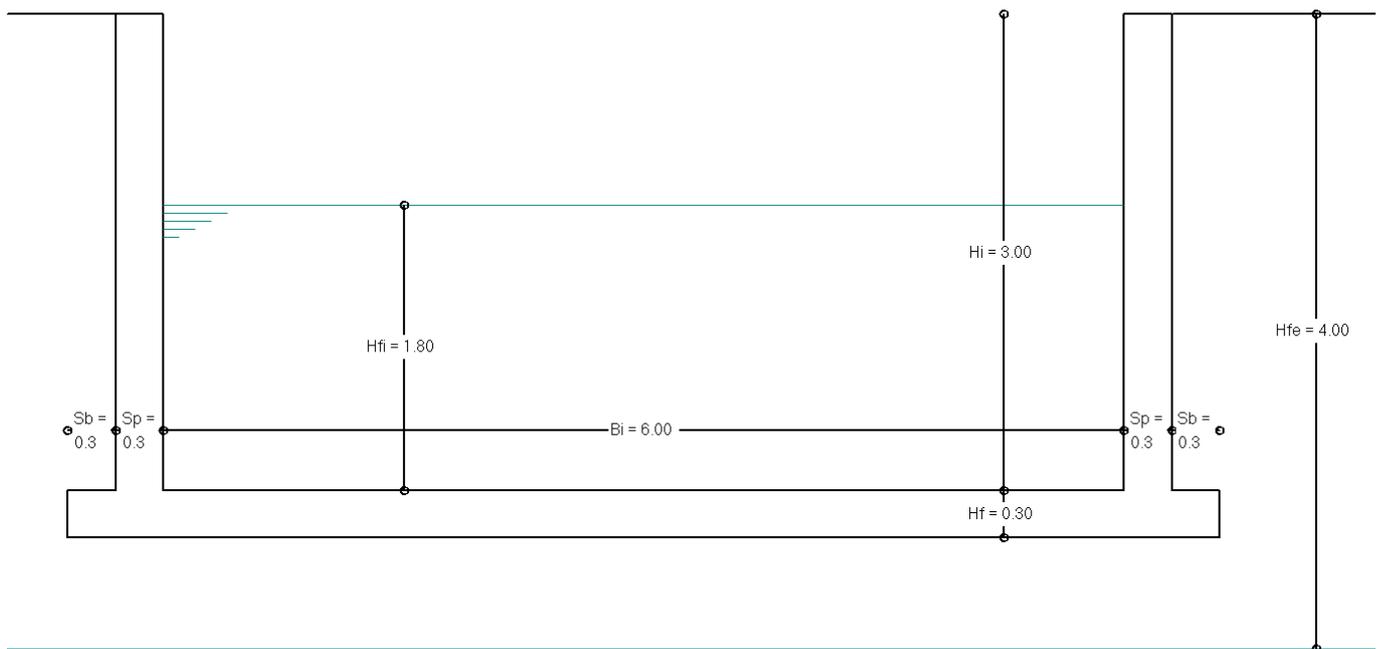


Immagine 1: geometria del tombino

In particolare le dimensioni che caratterizzano i manufatti di imbocco sono le seguenti:

B_i	= larghezza interna	= 6.00 m
H_i	= altezza interna	= 3.00 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_{fe}	= 4.00 m	= profondità falda da piano campagna ;
H_{fi}	= 1.80 m	= livello idrico interno ;
H_{ti}	= 0.00 m	= altezza terreno nel cunicolo faunistico ;

11.1 Descrizione del Modello di calcolo

La mesh del calcolo 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 55 (dispari)
Aste del piedritto di destra	3000.00	225000.00	31476	Da 34 a 56 (pari)
Aste del setto interno	0.00	0.00	31476	Da 61 a 67

La rigidzze delle molle elastiche ubicate nei nodi della soletta inferiore sono determinate sulla base del coefficiente di sottofondazione come già illustrato nel precedente paragrafo 8.

Nelle pagine seguenti si riportano le viste illustrative:

- della geometria del reticolo di calcolo (numerazione aste e nodi) ,
- dei carichi inseriti sul modello.

Si sottolinea al proposito che si applicano ai manufatti di imbocco le condizioni di carico descritte (con riferimento alla sezione scatolare del tombino) nel precedente paragrafo 6, eccezion fatta per i carichi da peso del terreno di ricoprimento e per i carichi veicolari.

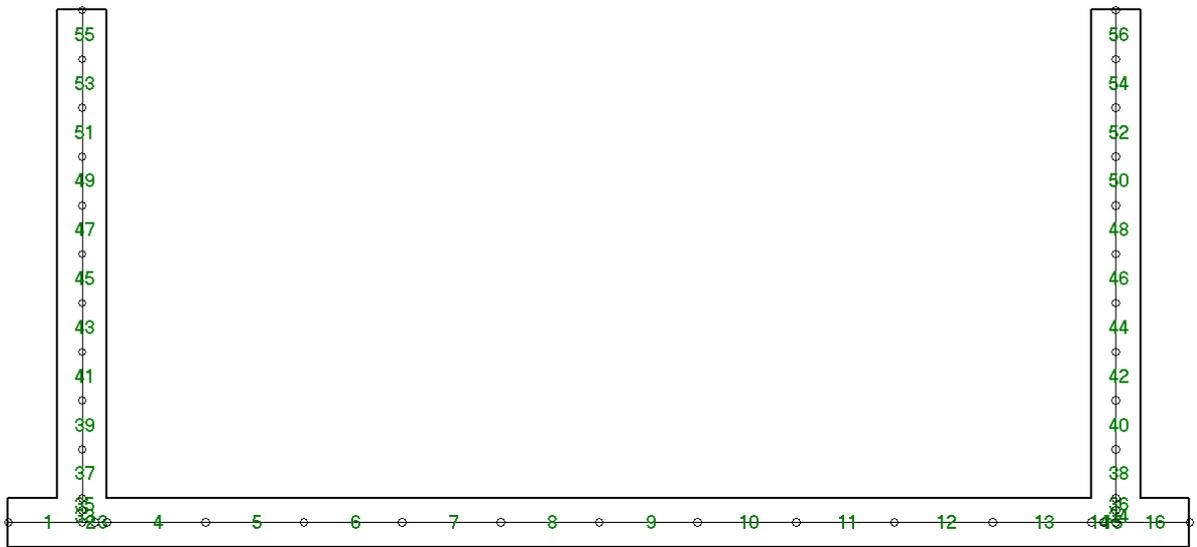


Immagine 2: numerazione delle aste del modello

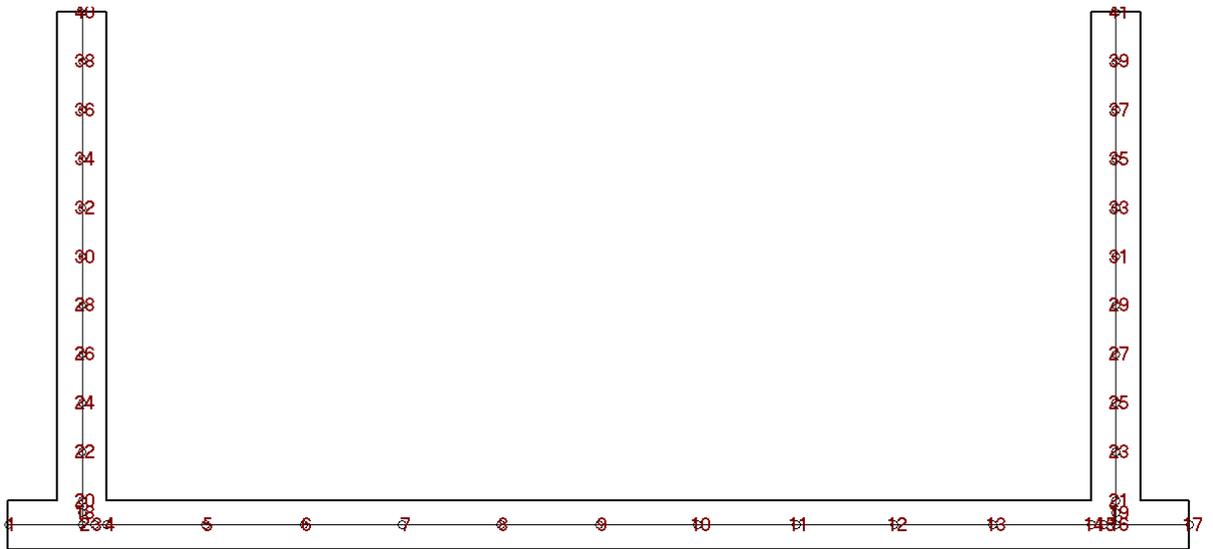


Immagine 3: numerazione dei nodi del modello

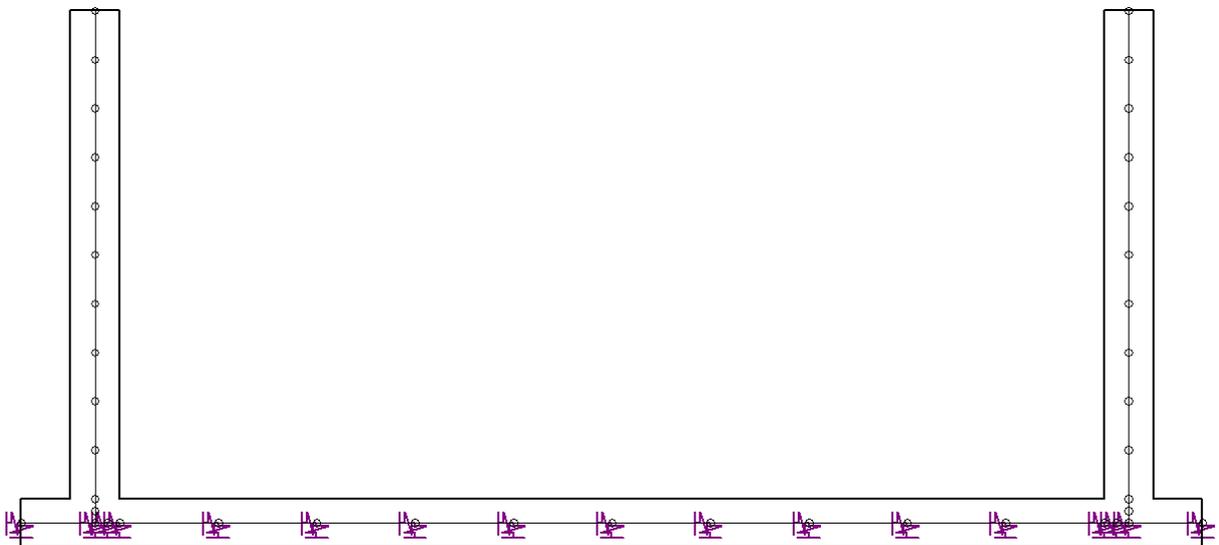
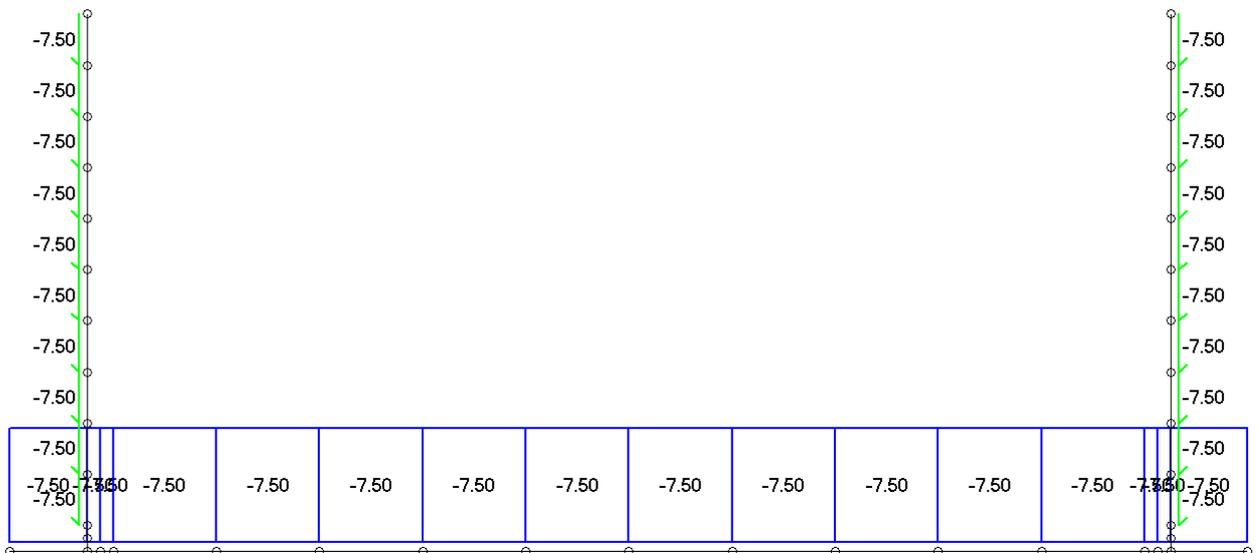


Immagine 4: molle elastiche simulanti il terreno



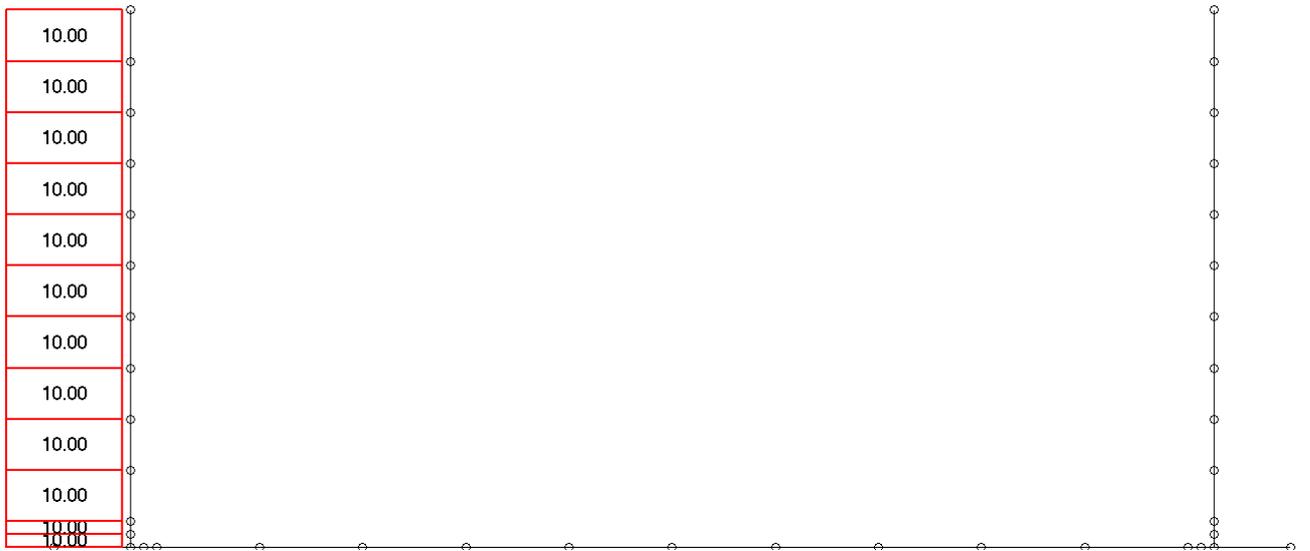
Loading di carico 1 : peso proprio



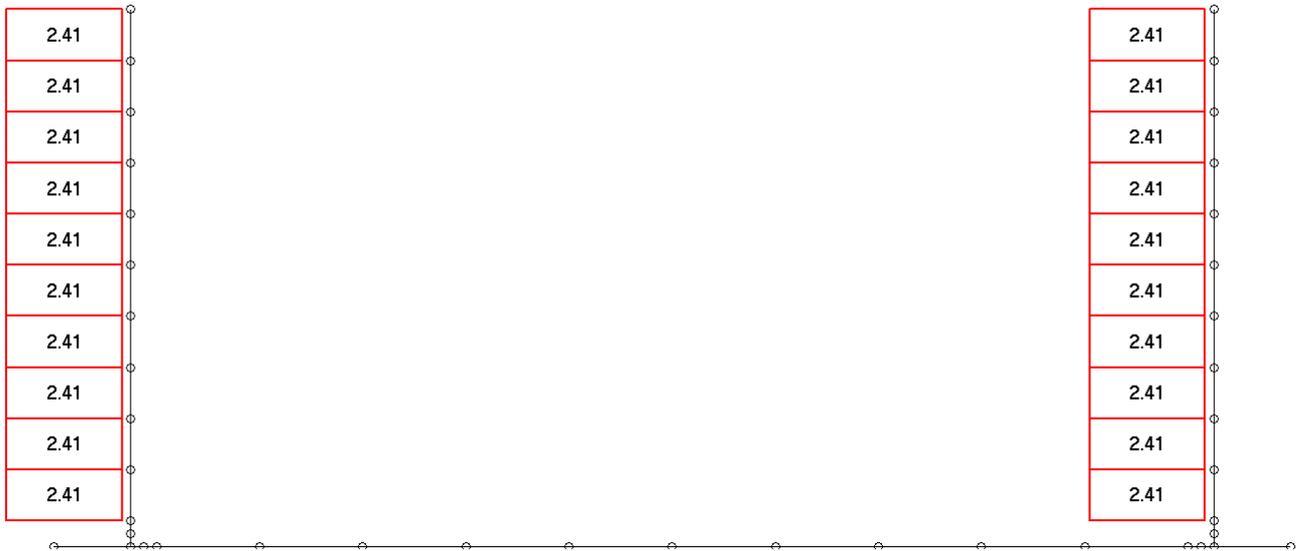
Loading di carico 3 : spinta terre simmetrica - $k = k_0$



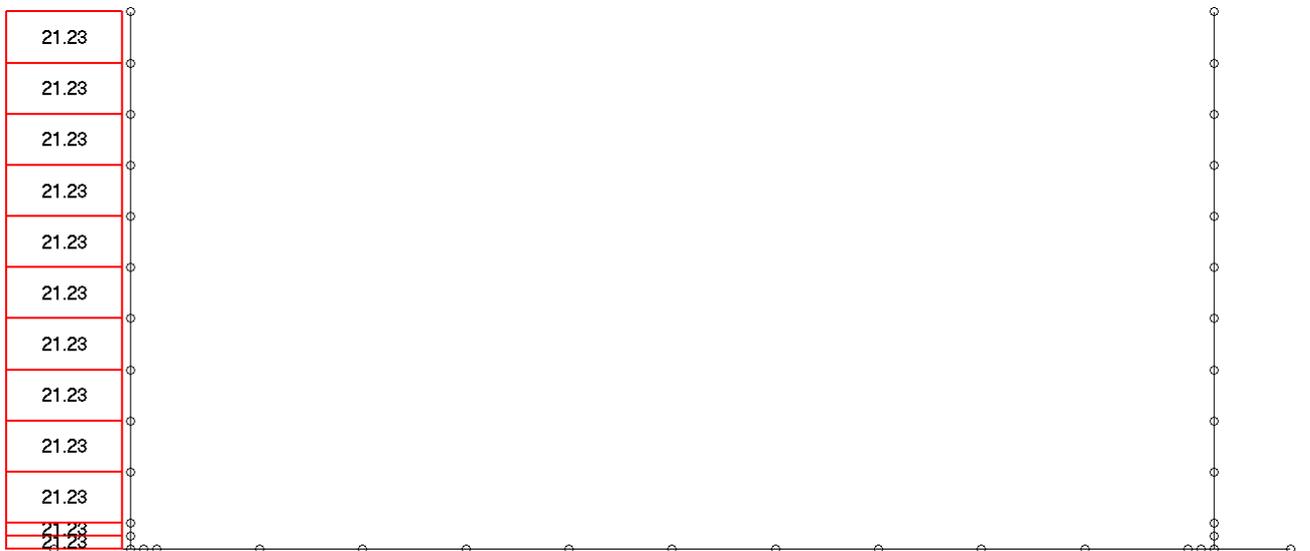
Loading di carico 4 : spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$



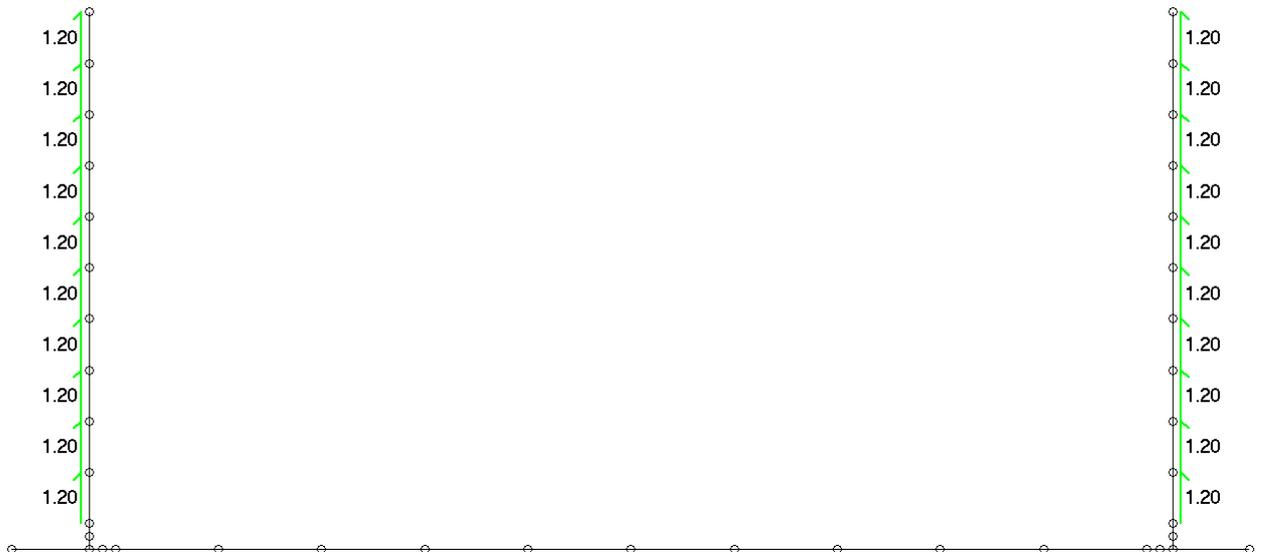
Loading di carico 6 : sovraspinta per $q = 20.0$ kN/mq a sx - $k = k0$



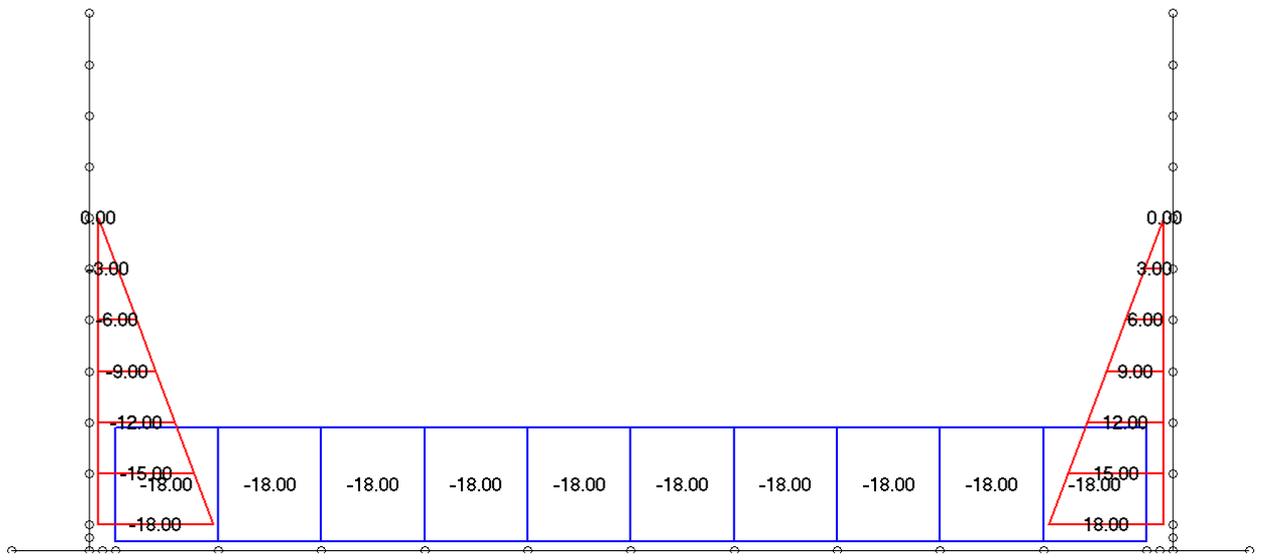
Loading di carico 10 : sisma H da sx - masse strutt. e ricoprim.



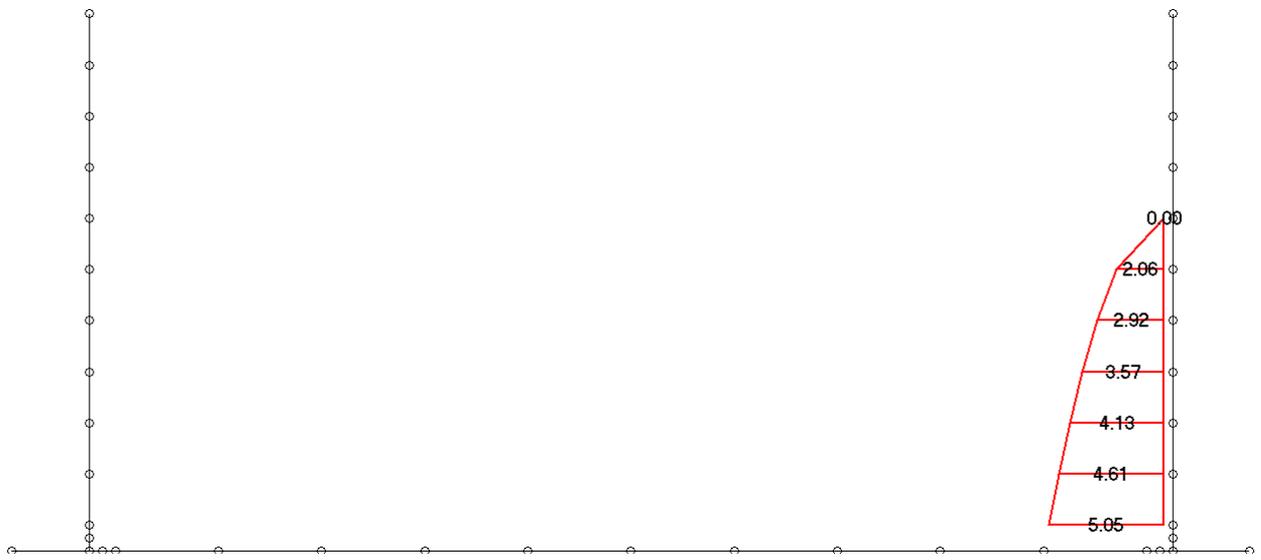
Loading di carico 11 : sisma H da sx - sovraspinta terre



Loading di carico 12 : sisma V - masse strutt. e ricoprim.



Loading di carico 13 : spinta idrostatica acque interne al tombino



Loading di carico 17 : spinta idrodinamica in sisma

11.2 Verifiche di resistenza

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di resistenza della soletta inferiore e dei piedritti componenti i manufatti ad U di imbocco del tombino.

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 esterne del tombino),
- il massimo momento flettente interno (che tende le fibre interne del tombino),

e per i piedritti:

- il massimo momento flettente esterno (che tende le fibre esterne del tombino),
- il massimo taglio;

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