

CONSORZIO BONIFICA MUZZA BASSA LODIGIANA

Lodi: Via Nino dall'Oro n° 4 - tel. 0371/420189 - fax: 0371/50393
e-mail cmuzza@muzza.it PEC: consorzio.muzza@pec.regione.lombardia.it



**Convenzione tra Regione Lombardia e Consorzio Bonifica Muzza Bassa Lodigiana per attività da svolgersi sul reticolo idrico principale presente all'interno del territorio comprensoriale.
Programma di attività ed interventi di cui alla
Delibera X/7759 del 17/01/2018**



Regione Lombardia

Attività n. C.1 - Nuova realizzazione di aree di laminazione per il colatore Sillaro nell'ambito del relativo bacino idrografico, per la mitigazione del rischio idraulico insistente sui terreni di Lodivecchio, Pieve Fissiraga, Borgo San Giovanni, Villanova del Sillaro e Borghetto Lodigiano

PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONE SPECIALISTICA CALCOLI DELLE STRUTTURE E DEGLI IMPIANTI Manufatto A - Area 2

Edizione:
Luglio 2020

Il Responsabile del Procedimento
Dott. Ing. Marco Chiesa

I Progettisti: dott. ing. Marco Chiesa

geom. Ernesto Davidi

dott. ing. Andrea Mazzi

dott. ing. Giuseppe Meazza

aree laminazione Sillaro

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 tombino e carichi permanenti portati.....	11
6.2	Spinte delle terre	13
6.3	Carichi veicolari in soletta superiore	15
6.4	Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali.....	18
6.5	Frenatura/Accelerazione dei veicoli	18
6.6	Coazioni termiche e ritiro	19
6.7	Azioni sismiche.....	22
6.8	Spinta idrostatica acque interne allo scatolare.....	25
6.9	Spinta falda esterna su piedritti e soletta	26
6.10	Spinta idrodinamica in sisma	26
7	COMBINAZIONI DI CARICO PER LE VERIFICHE DI RESISTENZA.....	28
7.1	Combinazioni in scenario d'esercizio dell'opera (allo SLU e allo SLE).....	29
7.2	Combinazioni in scenario sismico (allo SLU)	34
8	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	36
9	VERIFICHE DI RESISTENZA	39
9.1	Soletta superiore	40
9.2	Soletta inferiore	55
9.3	Piedritti	70
10	VERIFICHE GEOTECNICHE	93
10.1	Verifica a galleggiamento	93
10.2	Calcolo degli scarichi in fondazione	93

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione strutturale viene analizzata la sezione di una canna del manufatto A di immissione dal colatore Sillaro, sottopasso idraulico alla strada provinciale n.188, previsto tra gli interventi dell'area n°2 di Pieve Fissiraga.

Si riportano nel seguito le caratteristiche geometriche del tombino:

B_i	= larghezza interna	= 1.50 m
H_i	= altezza interna	= 0.40 m
H_s	= spessore soletta superiore	= 0.25 m
H_f	= spessore soletta inferiore	= 0.25 m
S_p	= spessore piedritti	= 0.25 m
S_b	= sbordo laterale alla base	= 0.10 m
R_{tot}	= ricoprimento totale	= 0.20 m

di cui:

H_{pav}	= 0.20 m	= spessore della pavimentazione stradale ;
H_t	= 0.00 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 1.50 m dalla quota di scorrimento stradale e pertanto non interessa il manufatto. L'altezza massima dell'acqua all'interno del tombino è pari a 0.40 m (da estradosso soletta inferiore).

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

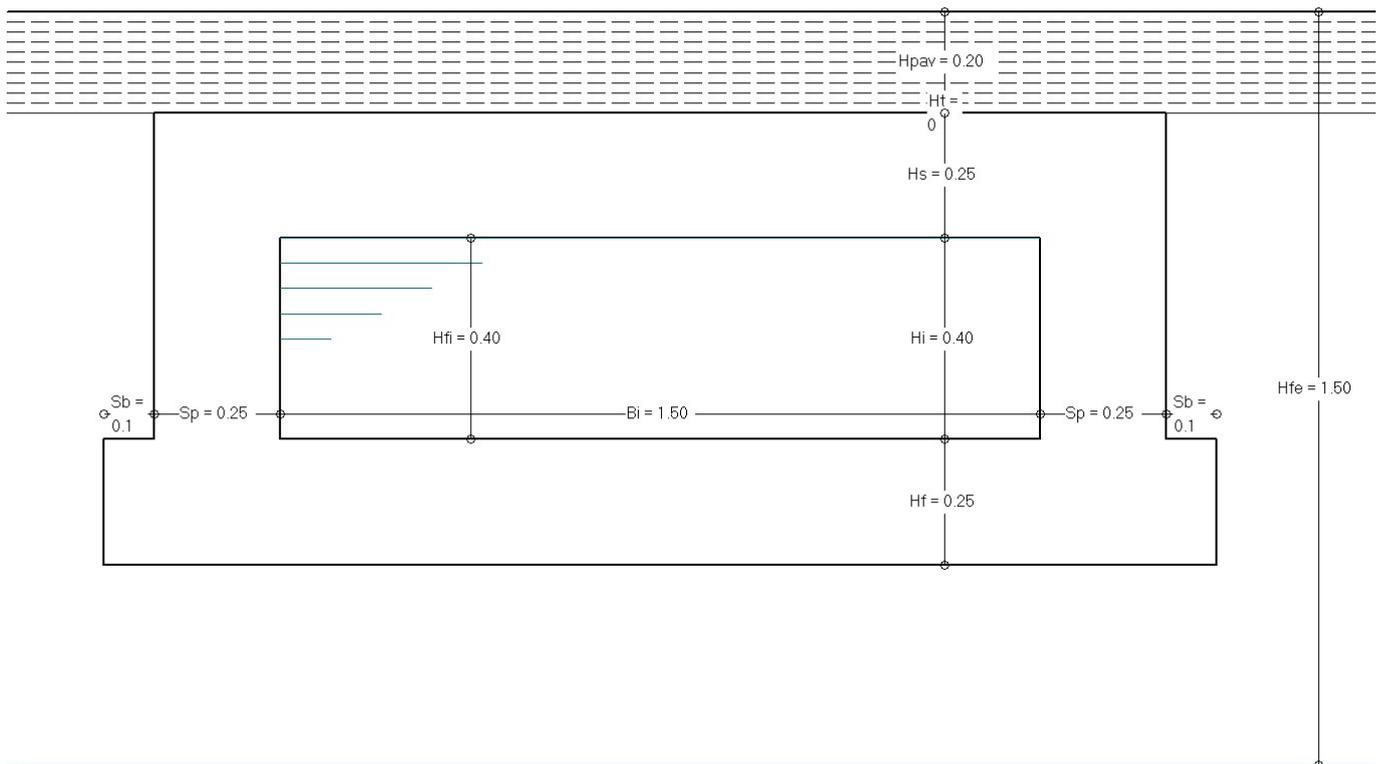


Immagine 1: geometria del tombino

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

$$\gamma_c = 1.5 \quad (\text{coefficiente di sicurezza})$$

$$\alpha_{cc} = 0.85 \quad (\text{coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata})$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * 25 / 1.5 = 14.17 \text{ N/mm}^2 \text{ (resistenza di calcolo a compressione)}$$

$$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza media a trazione})$$

$$f_{ctk(0.05)} = 0.7 * f_{ctm} = 1.80 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza caratteristica a trazione: frattile 5\%})$$

$$f_{ctd} = f_{ctk(0.05)} / \gamma_c = 1.20 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{resistenza a trazione di calcolo})$$

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

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:

$V_N = 100$ 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:

$a_g = 0.072$ g accelerazione orizzontale massima del sito (al suolo / valore normalizzato a g);

$F_0 = 2.568$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^* = 0.289$ s periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

La categoria di suolo di riferimento risulta essere la **[CatTer]**. 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 $S_s = 1.800$.

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:

$$k_h = \beta_m \frac{S_s \cdot S_T \cdot a_g}{g} = 0.130$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.065$$

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)
 $H = 0.98 \text{ m}$ (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: $k_h = 0.130$ (coefficiente sismico)
 $\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$ (peso specifico dell'acqua)
 $h = 0.40 \text{ m}$ (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	Carico mobile veicolare sulla soletta superiore, posizione per massimo momento in mezzeria soletta
L6	Carico mobile veicolare sulla soletta superiore, posizione per massimo taglio all'attacco del piedritto sinistro
L7	Carico mobile veicolare sulla soletta superiore, posizione per massimo taglio all'attacco del piedritto destro
L8	Spinta da carico veicolare sul piedritto sinistro calcolata con k_0
L9	Frenatura/Accelerazione convogli stradali da sinistra
L10	Variazione termica uniforme sulla soletta superiore ($\Delta = \pm 10^\circ\text{C}$)
L11	Ritiro soletta superiore
L12	Salto termico di 5°C sulla soletta superiore e sui piedritti
L13	Sisma orizzontale da sinistra: oscillazione delle masse strutturali e del terreno sopra la soletta
L14	Sisma orizzontale da sinistra: oscillazione delle masse dei convogli stradali
L15	Sisma orizzontale da sinistra: sovraspinta sismica del terreno
L16	Sisma verticale: oscillazione delle masse strutturali e del terreno di ricoprimento
L17	Sisma verticale: oscillazione delle masse dei convogli stradali
L18	Pressione idrostatica canale in piena (su fondo e su piedritti)
L19	Pressione falda esterna sui piedritti simmetrica (calcolata con k_0)
L20	Pressione falda esterna sui piedritti asimmetrica (calcolata con k_0 / k_a)
L21	Spinta di Archimede da falda
L22	Spinta idrodinamica su piedritto destro (sisma orizzontale da sinistra)
L23	Spinta idrostatica su setto centrale - <i>non utilizzato</i>
L24	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/m^3 ; si calcola quindi:

$$\text{Peso soletta superiore} = 0.25 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6.25 \text{ kN/m}$$

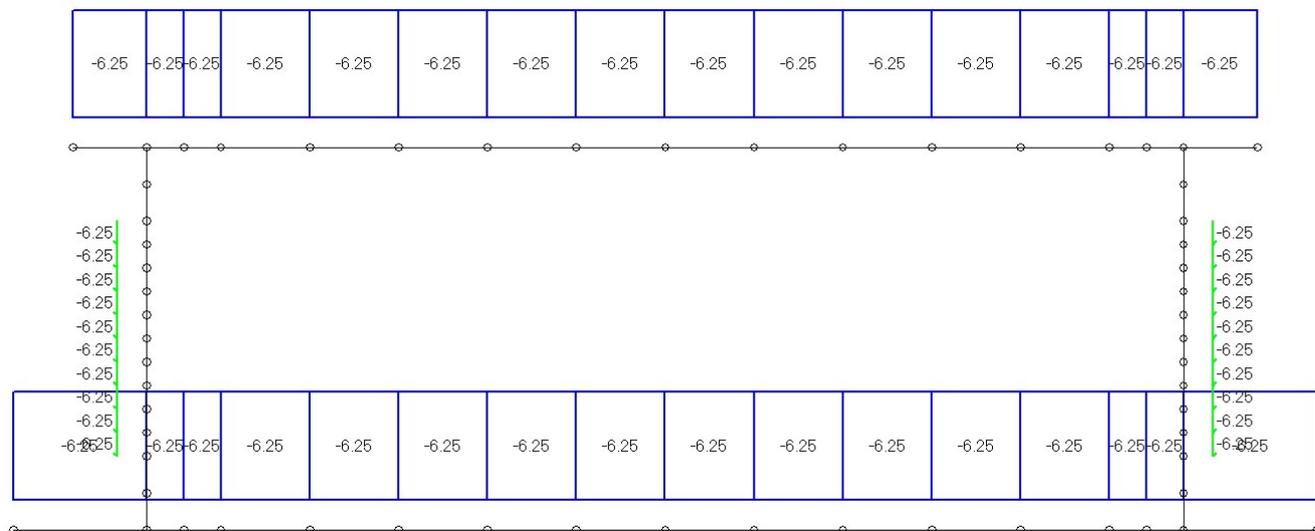
$$\text{Peso soletta inferiore} = 0.25 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6.25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso piedritti} = 0.25 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6.25 \text{ kN/m}$$

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

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

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 = 0.20 m : peso specifico = $\gamma_{pav} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

Altezza terreno di ricoprimento = 0.00 m di cui:

0.00 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:

$$P_{tot} = 0.20 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 22.00 \text{ kN/m}^3 +$$

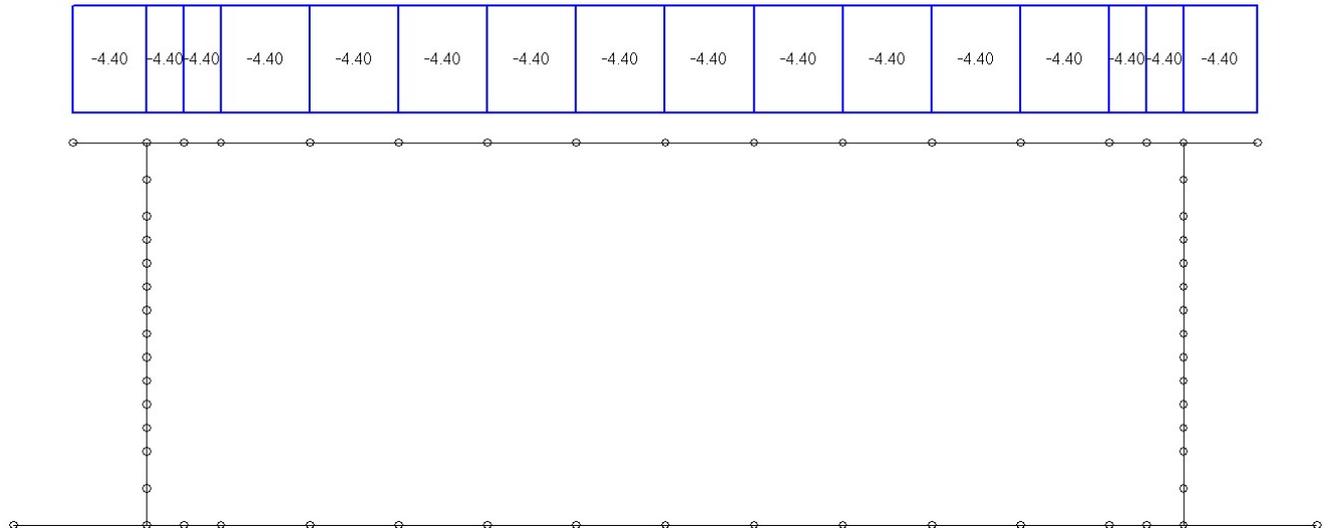
$$0.00 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 20.00 \text{ kN/m}^3 +$$

$$0.00 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 21.00 \text{ kN/m}^3 = w_{terr} = 4.40 \text{ kN/m}$$

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 ($H_{cls} = 0.00 \text{ m}$)



Loading di carico 2 : peso ricoprimento

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 19-20. 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:

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

$$= 0.500 \times [22.00 \times 0.20 + 20.00 \times (0.00 + 0.25/2)] \times 1 \text{ m} = 3.45 \text{ kN/m}$$

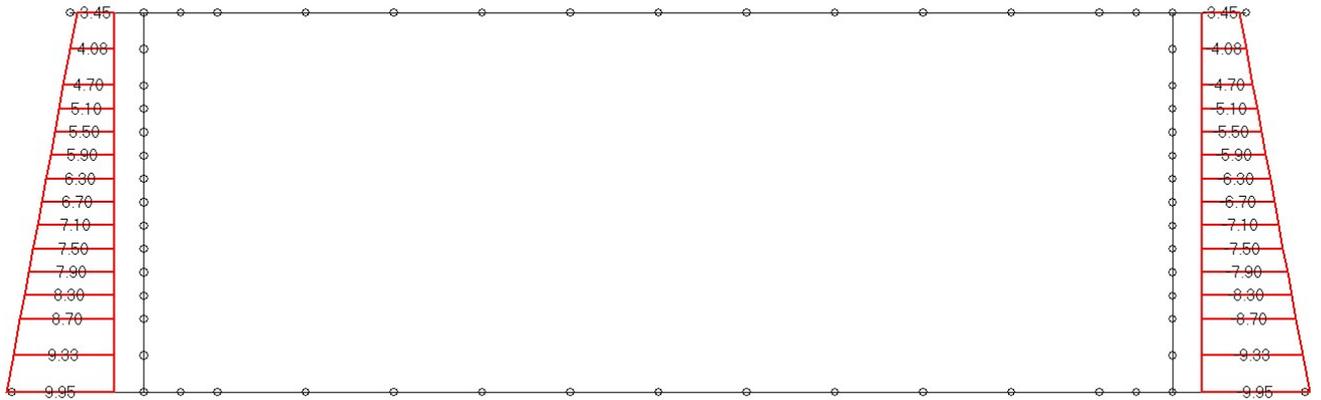
spinta a metro lineare applicata all'altezza della linea d'asse della soletta superiore

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

$$= 3.45 + 0.500 \times [20.00 \times (0.25/2 + 0.40 + 0.25/2)] \times 1 \text{ m} = 9.95 \text{ kN/m}$$

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 = k0

Loading 4: spinta delle terre asimmetrica (k₀ sul piedritto sinistro, k_a sul piedritto destro)

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

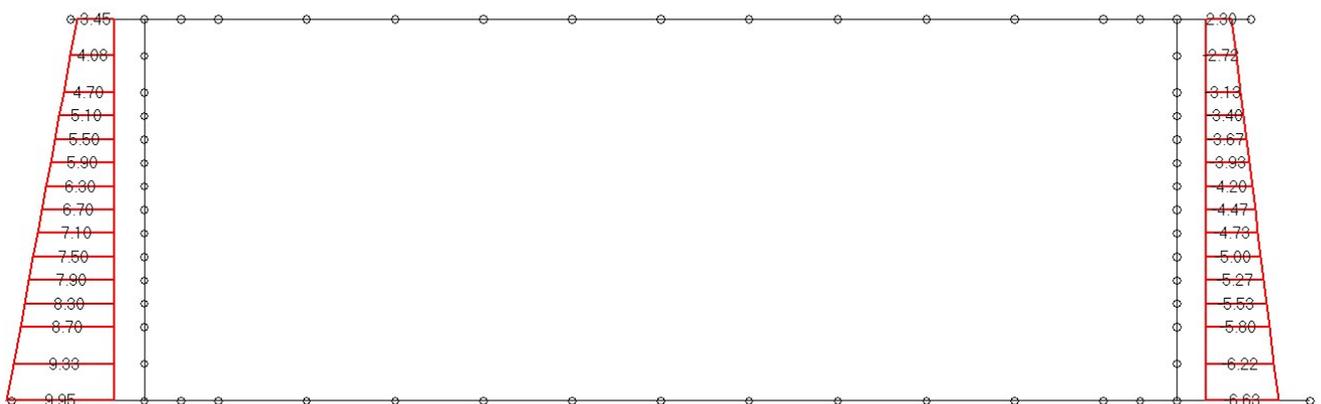
Sul piedritto destro il diagramma delle spinte viene calcolato con il coefficiente k_a :

$$p_{sup} = k_a \times [\gamma_{pav} \times H_{pav} + \gamma_t \times (H_t + H_s/2)] \times 1 \text{ m (kN/m)} = \dots = 2.30 \text{ kN/m}$$

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

$$p_{inf} = p_{sup} + k_a \times [\gamma_t \times (H_s/2 + H_i + H_i/2)] \times 1 \text{ m (kN/m)} = \dots = 6.63 \text{ kN/m}$$

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



Loading di carico 4 : spinta terre asimmetrica - k = k0 / K_a

6.3 Carichi veicolari in soletta superiore

I casi di carico L5, L6, L7 sono relativi agli effetti indotti sulla soletta superiore dai carichi veicolari agenti in corrispondenza della sovrastruttura stradale. I carichi di riferimento sono descritti nel paragrafo 5.1.3.3 del D.M. 17/01/2018.

In particolare lo *schema di carico 1* è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti ; i carichi concentrati sono pari a:

$Q_{1k} = 300$ kN ad asse ($300 + 300 = 600$ kN) su corsia n.1 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

$Q_{2k} = 200$ kN ad asse ($200 + 200 = 400$ kN) su corsia n.2 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

$Q_{3k} = 100$ kN ad asse ($100 + 100 = 200$ kN) su corsia n.3 di larghezza convenzionale pari a 3 m ;

Si ipotizza che tali carichi siano applicati su un'impronta rettangolare pari a 2.4 x 1.60 m (1.6 m sviluppo parallelo alla corsia di traffico, 2.4 m sviluppo perpendicolare), ovvero pari all'ingombro complessivo esterno del tandem. Per quanto riguarda i carichi uniformemente distribuiti (associati ai carichi tandem) si considera prudenzialmente il carico $q_{1k} = 9$ kN/m² applicato a tutte le colonne di carico (la norma prevede l'applicazione dalla seconda alla n-esima corsia di un carico ridotto da 2.5 kN/m²).

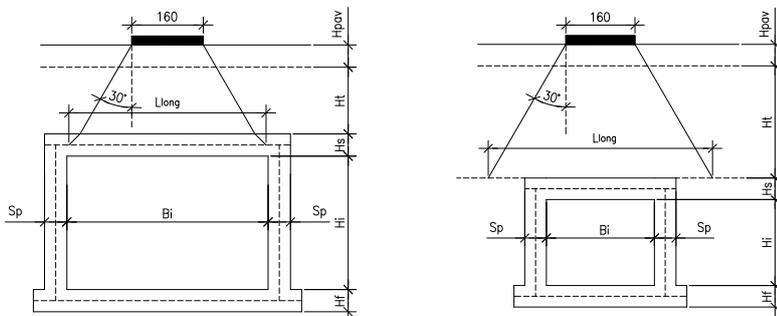
I carichi tandem vengono posizionati ortogonalmente all'asse del tombino e vengono ripartiti sia in direzione longitudinale che trasversale dal piano stradale al piano medio della soletta superiore. Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 30° attraverso il rilevato stradale (in accordo al punto C5.1.3.3.7.1 della circolare ministeriale del 02/02/2009) e con un angolo di 45° nella soletta superiore del tombino. L'effetto dei carichi tandem sulla soletta superiore viene pertanto messo in conto attraverso la determinazione di un carico equivalente distribuito q_{eq} a cui si somma il carico uniforme $q_{1k} = 9$ kN/m².

Diffusione del carico tandem in direzione longitudinale (parallela all'asse autostradale)

La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{long} = 1.6 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_{pav} + H_t) + \tan 45^\circ \times H_s/2] \quad \text{se } L_{long} \leq B_i + 2 \times S_p$$

$$L_{long} = 1.6 \text{ m} + 2 \times \tan 30^\circ \times (H_{pav} + H_t) \quad \text{se } L_{long} > B_i + 2 \times S_p$$

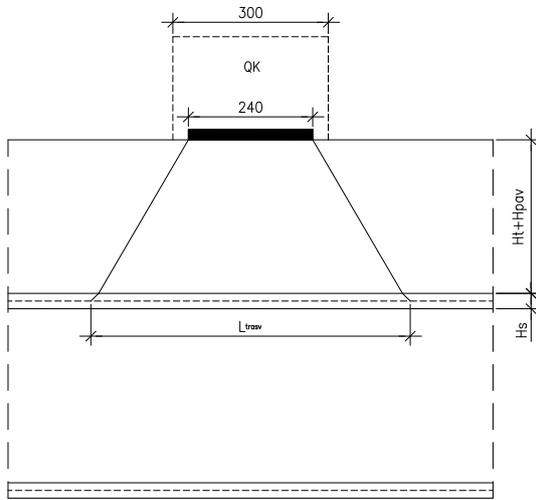


Nel caso in esame risulta $L_{long} = 2.00 \text{ m} = B_i + 2 \times S_p = 2.00 \text{ m}$

Diffusione del carico tandem in direzione trasversale (ortogonale all'asse autostradale)

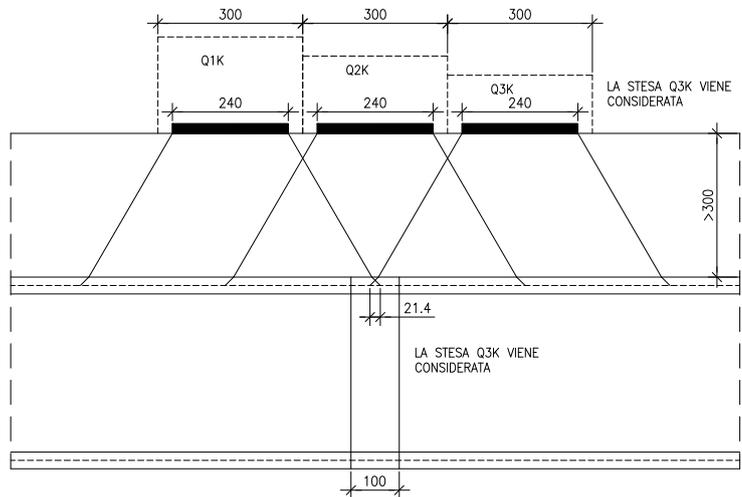
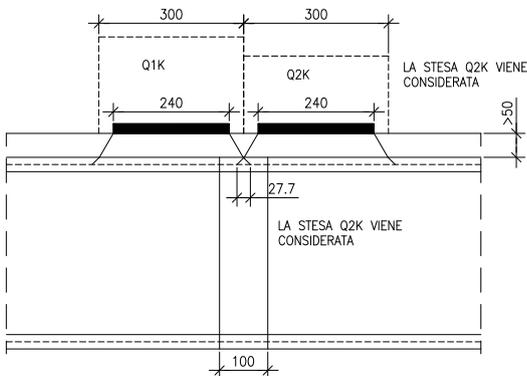
La larghezza di diffusione del carico tandem in direzione trasversale L_{trasv} è pari a:

$$L_{trasv} = 2.4 \text{ m} + 2 \times [\tan 30^\circ \times (H_{pav} + H_t) + \tan 45^\circ \times H_s/2] = 2.88 \text{ m}$$



Sovrapposizione delle stese di carico presenti al di sopra del tombino

Operativamente si considerano due o più stese di carico quando si configura una sovrapposizione dei relativi coni di almeno 20 cm (si vedano al proposito le due figure seguenti).



Semplificando gli intervalli entro cui agiscono sulla striscia unitaria di calcolo 1, 2 o 3 carichi tandem, si possono considerare i seguenti scenari:

- $R_{tot} \leq 0.5 \text{ m}$ si considera l'effetto di 1 stesa di carico
- $0.5 < R_{tot} \leq 3 \text{ m}$ si considera l'effetto di 2 stese
- $R_{tot} > 3 \text{ m}$ si considera l'effetto di 3 stese

Occorre ovviamente tenere presente anche il numero massimo di corsie compatibili con la larghezza della sede stradale ai sensi della tabella 5.1.I del D.M. 17/01/2018. Nel caso del tombino in esame si calcola:

Larghezza carreggiata stradale = 11.50 m → sono presenti 3 corsie convenzionali

Ricoprimento tombino = 0.20 → si considera 1 sola stesa

Calcolo del carico distribuito equivalente al tandem

Avendo definito L_{long} e L_{trasv} si può valutare l'intensità del carico q_{eq} equivalente all'effetto indotto dai carichi tandem sulla soletta superiore:

$$q_{eq} = 2 \times Q_{1k} / (L_{long} \times L_{trasv}) = 104.13 \text{ kN/m}$$

cui si sovrappone il carico $q = 9 \text{ kN/m}$ uniforme su tutta la soletta (corrispondente al carico q_{1k}).

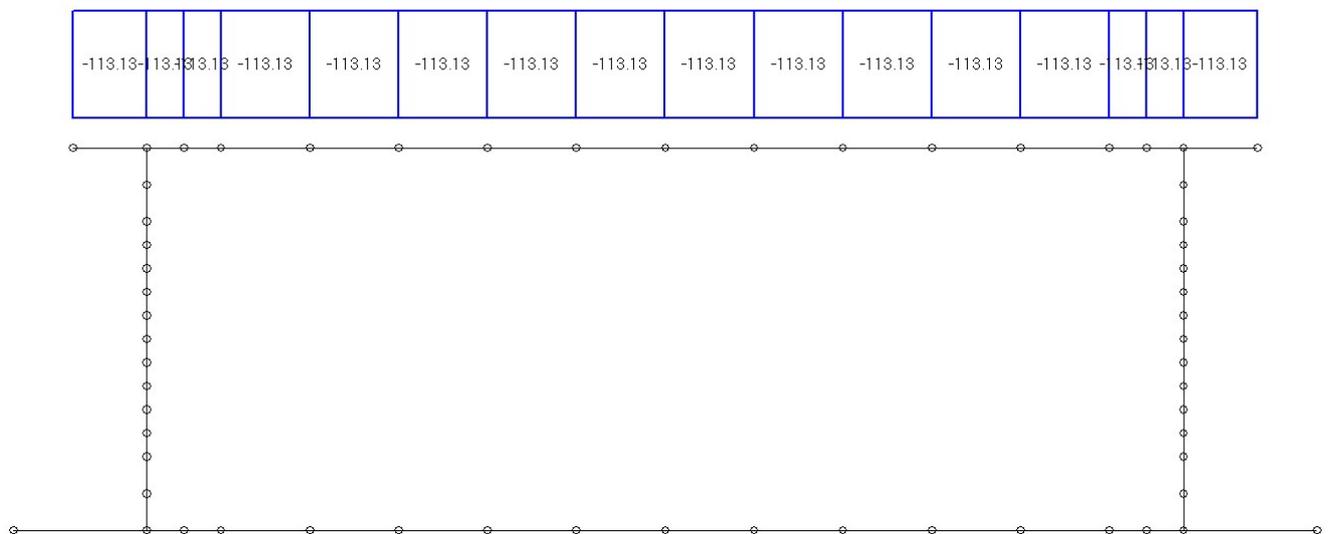
(NOTA: carichi in kN/m perché riferiti alla striscia unitaria di tombino)

La posizione del carico q_{eq} equivalente al tandem viene variata nei casi di carico L5-L7 per massimizzare:

Loading 5: il momento in mezzeria soletta ,

Loading 6: il taglio nella soletta a filo piedritto sinistro ,

Loading 7: il taglio nella soletta a filo piedritto destro ,



Loading di carico 5 : veicolari per max. momento soletta

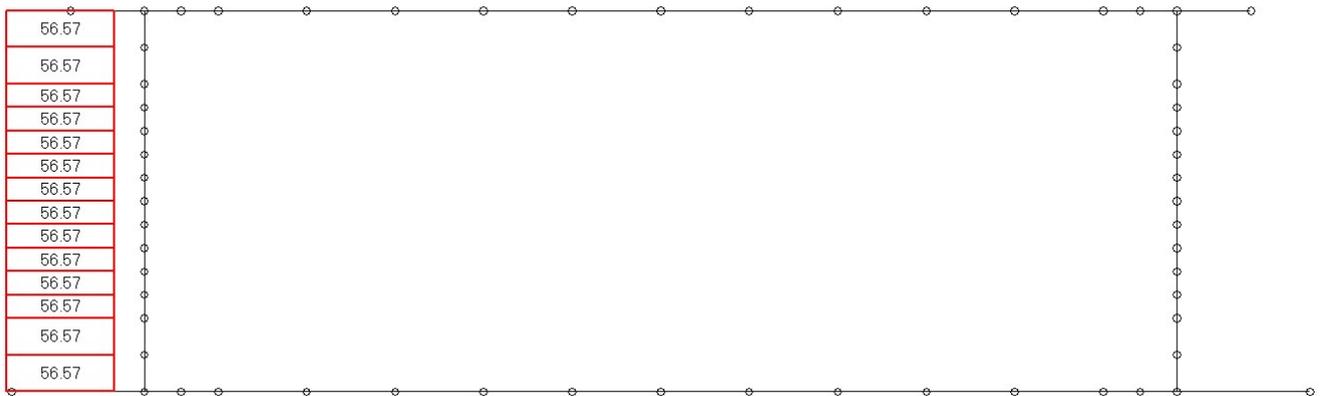
NOTA: essendo la lunghezza di ripartizione longitudinale maggiore della larghezza del tombino i loadings di carico 6 e 7 coincidono con il loading 5.

6.4 Spinte sui piedritti indotte dai sovraccarichi accidentali

Si considera la sola spinta agente sul piedritto di sinistra. La pressione verticale agente a livello del baricentro della soletta superiore generata dai mezzi pesanti risulta di 104.13 kN/m, valore cui va sommato il carico distribuito da 9 kN/m. Considerando quindi un coefficiente di spinta a riposo pari a 0.500 si ottiene un valore di:

$$q_{acc} = 0.500 * (104.13 + 9.00) \text{ kN/m} = 56.57 \text{ kN/m}$$

Detta pressione risulta uniformemente applicata su tutta l'altezza del piedritto nel *loading 8*.



Loading di carico 8 : sovraspinta veicolare - tandem a sx - k = k0

6.5 Frenatura/Accelerazione dei veicoli

La forza di frenatura q_3 (o di accelerazione cambiando il verso d'azione) è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e risulta pari a (si veda il paragrafo 5.1.3.5 del D.M. 17/01/2018):

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 \times 2 \times Q_{1k} + 0.10 q_{1k} \times w_1 \times L \leq 900 \text{ kN}$$

dove:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$w_1 = 3.00 \text{ m} \quad (\text{larghezza della corsia})$$

$$L = 2 \times S_p + B_i = 2.00 \text{ m} \quad (\text{larghezza della soletta compresi i piedritti})$$

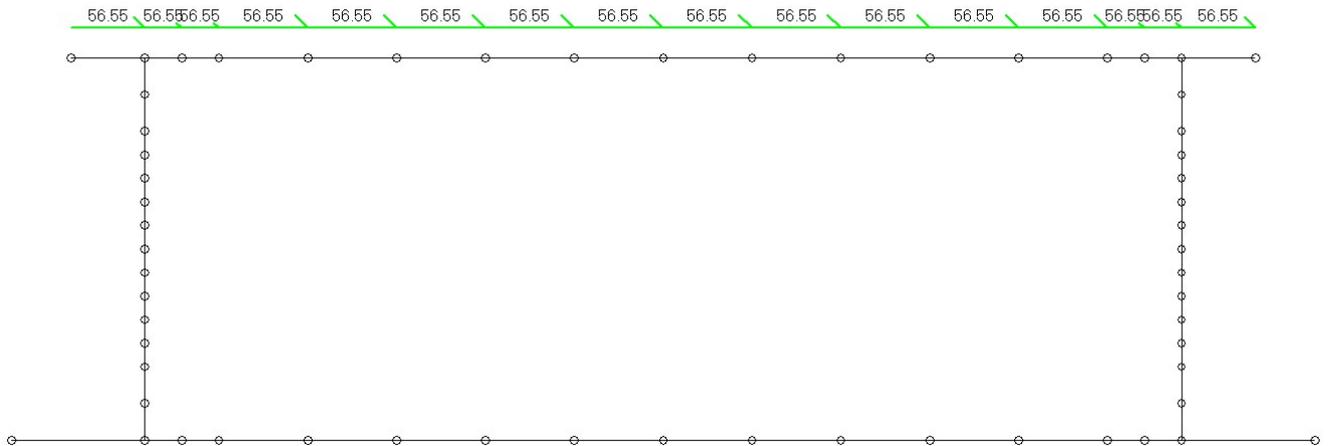
risulta nel caso in esame $q_3 = 365.40 \text{ kN}$.

L'azione derivante dalla frenatura viene considerata tramite un carico equivalente pari a:

$$f = q_3 / (L \times B) = 56.55 \text{ kN/m} \quad (\text{applicata nel loading 9})$$

$$\text{con } q_3 \text{ ed } L \text{ definiti in precedenza, } B = 3.0 \text{ m} + 2 \times \tan 30^\circ \times R_{tot} = 3.23 \text{ m}$$

(l'azione di frenatura viene diffusa in direzione trasversale con le formule già utilizzate per i sovraccarichi verticali)



Loading di carico 9 : frenatura/accelerazione convogli

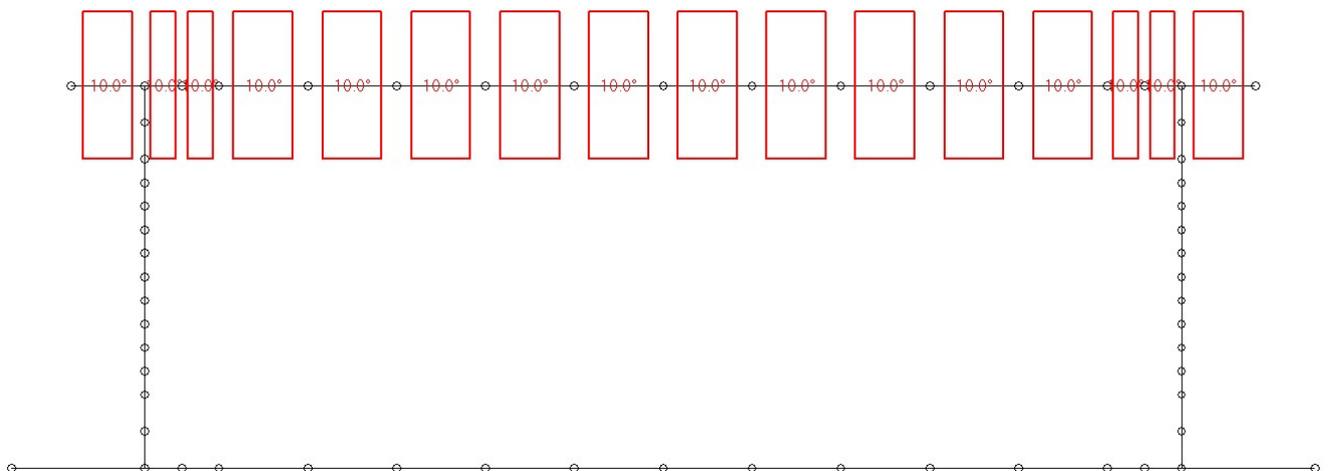
Nelle combinazioni di carico evidenziate nel seguito si tiene conto della possibile azione di *accelerazione* del traffico invertendo il segno del coefficiente di combinazione del loading 9.

6.6 Coazioni termiche e ritiro

Vengono considerate le seguenti coazioni.

Loading 10: 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 10.



Loading di carico 10 : riscaldamento soletta superiore

Loading 11: 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:

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

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

$$A_c = \text{area trasversale tombino} = 1.25 \text{ m}^2$$

$$u = \text{perimetro della sezione esposta all'aria} = 10.00 \text{ m}$$

$$h_0 = \text{spessore fittizio} = 2A_c/u = 0.25 \text{ m}$$

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

$$\text{si deduce dalla tabella 11.2.Vb} \quad k_h = 0.80$$

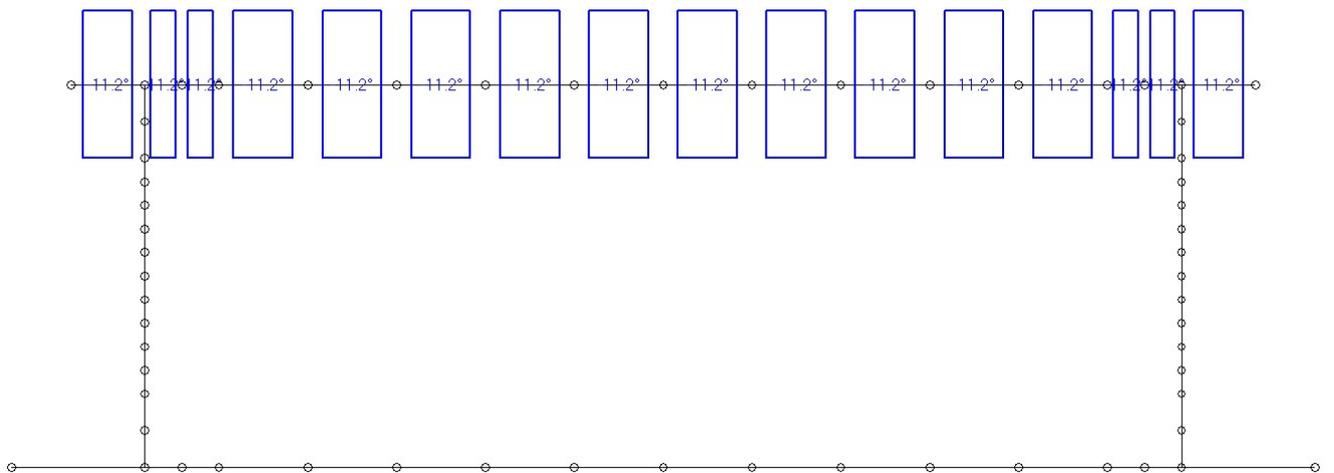
$$\text{si calcola quindi} \quad \varepsilon_{\text{cd},\infty} = k_h \times \varepsilon_{\text{c0}} = -0.0002990$$

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:

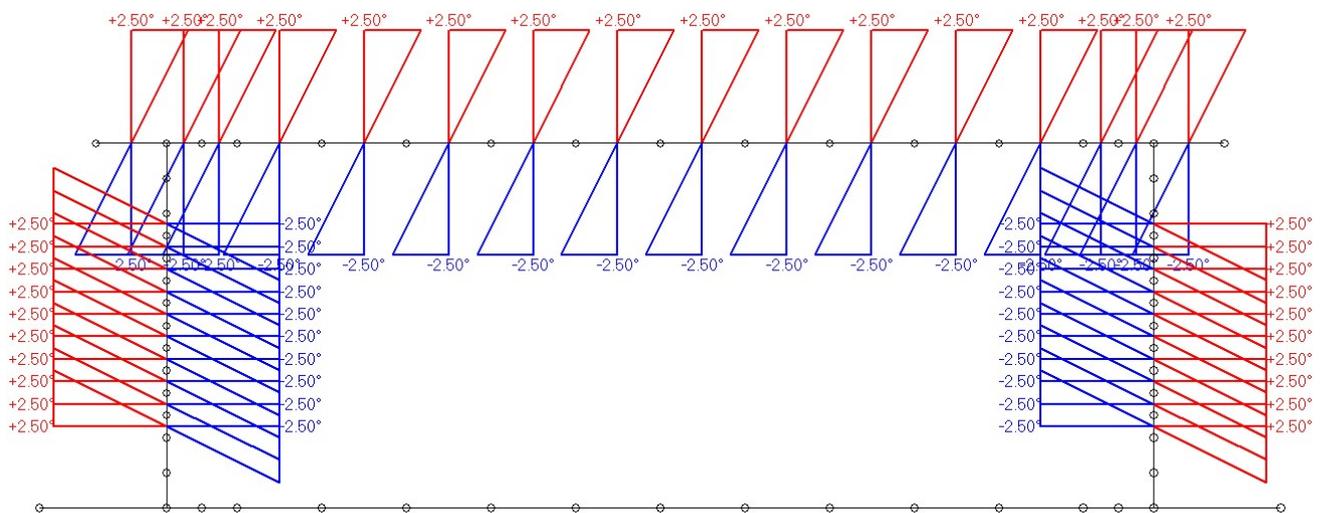
$$\Delta T_{\text{rit}} = (\varepsilon_{\text{cd}} + \varepsilon_{\text{ca}}) / 3 \times \alpha_t = -11.22 \text{ } ^\circ \text{C}$$



Loading di carico 11 : ritiro soletta superiore

Loading 12: 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).



Loading di carico 12 : salto termico

6.7 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 13: 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:

$$k_h = 0.130 = \text{coefficiente sismico orizzontale}$$

agiscono sulla soletta superiore e sui piedritti:

$$f_{\text{soletta}} = 0.25 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times k_h = 0.81 \text{ kN/m}$$

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

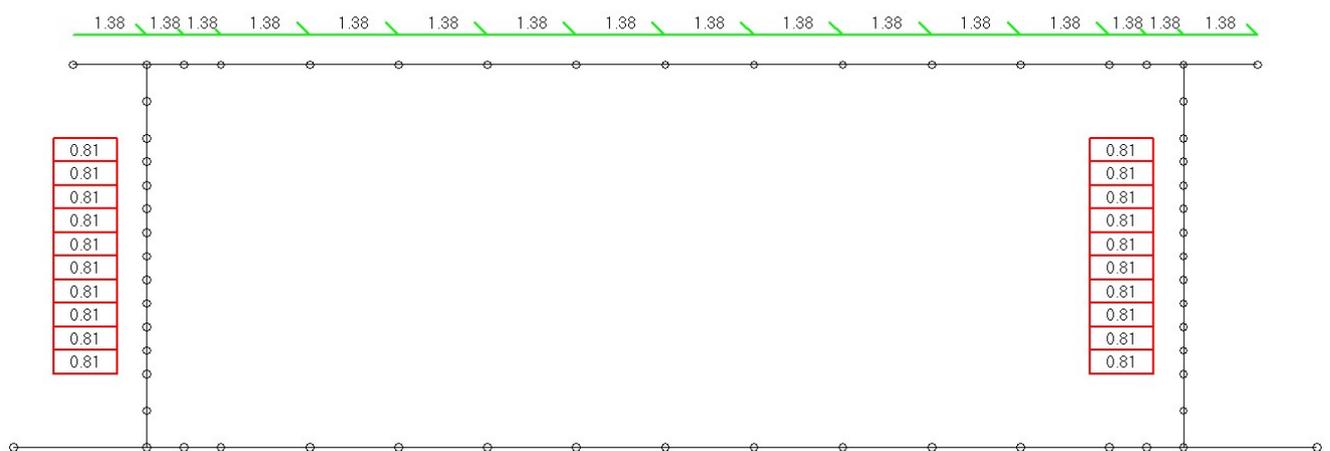
$$f_{\text{ricoprimento}} = k_h \times W_{\text{terr}} = 0.57 \text{ kN/m}$$

$$\text{totale forza d'inerzia su soletta} = 1.38 \text{ kN/m}$$

($W_{\text{terr}} = 4.40 \text{ kN/m}$ determinato nel precedente par. 6.1)

$$f_{\text{piedritti}} = 0.25 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times k_h = 0.81 \text{ kN/m}$$

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



Loading di carico 13 : sisma H da sx - masse strutt. e ricoprim.

Loading 14: sisma orizzontale (da sinistra): oscillazione delle masse dei convogli stradali

Si applica alle masse dei convogli ferroviari il coefficiente $\psi_{2j} = 0.20$.

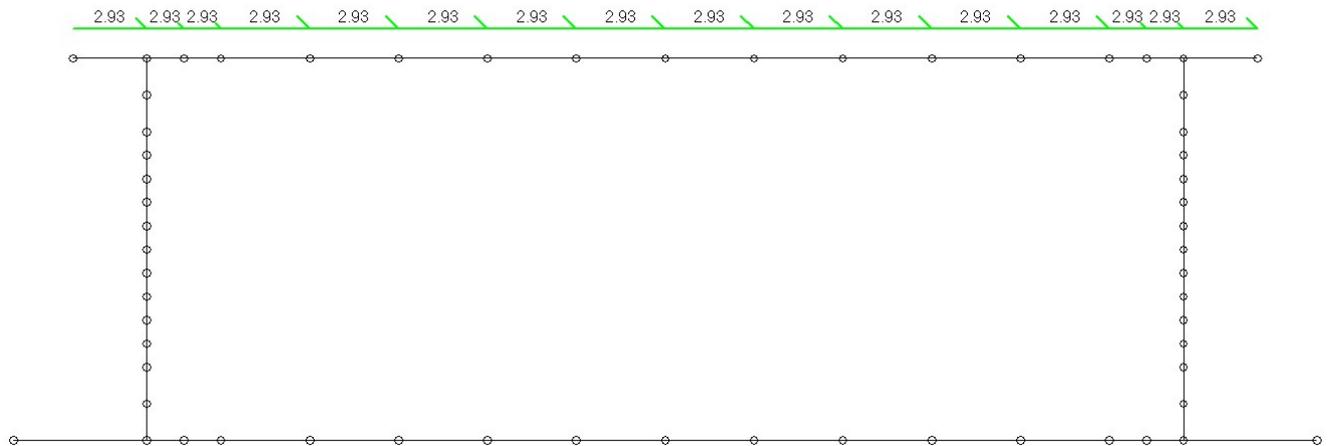
In precedenza si è calcolato il carico agente sulla soletta superiore del tombino da traffico ferroviario pari :

- carico equivalente al tandem: 104.13 kN/m, su 2.00 m di soletta,
- carico uniformemente ripartito: 9 kN/m, su 2.00 m di soletta.

corrispondenti ad una risultante verticale di 226.27 kN.

La forza d'inerzia che interessa la soletta superiore vale pertanto:

$$f_{\text{convogli}} = 0.20 \times k_h \times 226.27 \text{ kN} / 2.00 \text{ m} = 2.93 \text{ kN/m}$$



Loading di carico 14 : sisma H da sx - masse convogli stradali

Loading 15: sisma orizzontale (da sinistra): incremento dinamico della spinta del terreno

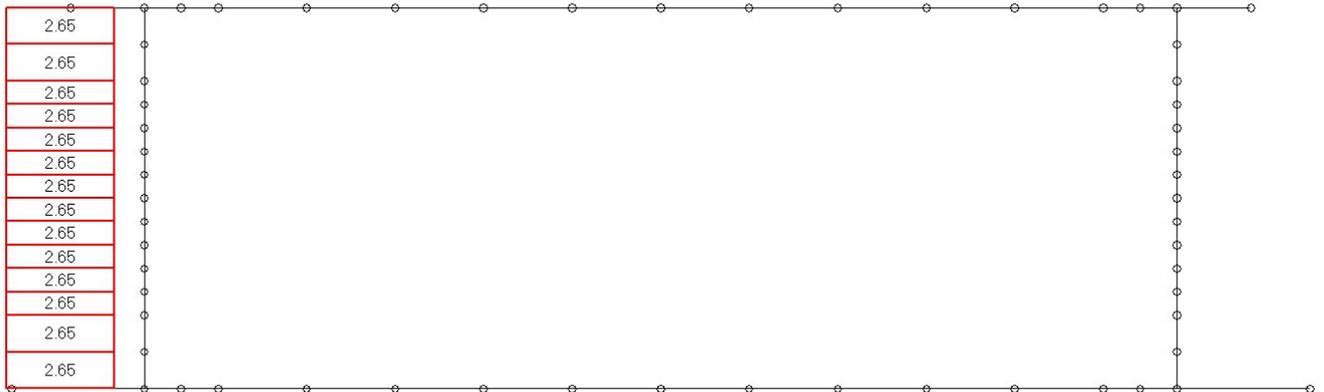
Nel caso di strutture rigide l'incremento dinamico di spinta del terreno in sisma viene valutato con la formula (si rimanda al paragrafo 5) $\delta P_d = \alpha/r \times \gamma_t \times (H_{\text{tot}})^2$, con:

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

$$H_{\text{tot}} = \text{altezza dal piano stradale al piano medio della soletta inferiore} = 0.98 \text{ m}$$

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

$$\text{La pressione agente sul piedritto sinistro vale pertanto } p = \delta P_d / (H_{\text{tot}}) = 2.65 \text{ kN/m}$$



Loading di carico 15 : sisma H da sx - sovraspinta terre

Loading 16: 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 13 ma utilizzando il coefficiente k_v in luogo del coefficiente k_h .

$K_v = 0.065$ = coefficiente sismico verticale

agiscono sulla soletta superiore e sui piedritti:

$$f_{\text{soletta}} = 0.25 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times k_v = 0.41 \text{ kN/m}$$

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

$$f_{\text{ricoprimento}} = k_v \times w_{\text{terr}} = 0.29 \text{ kN/m}$$

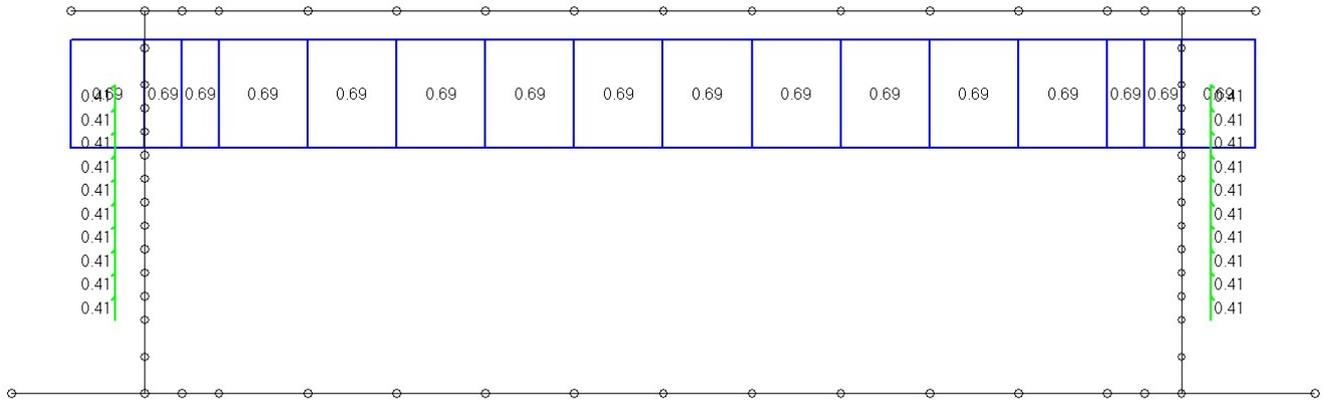
$$\text{totale forza d'inerzia su soletta} = 0.69 \text{ kN/m}$$

($w_{\text{terr}} = 4.40 \text{ kN/m}$ determinato nel precedente par. 6.1)

$$f_{\text{piedritti}} = 0.25 \times 1.0 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times k_v = 0.41 \text{ kN/m}$$

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

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.

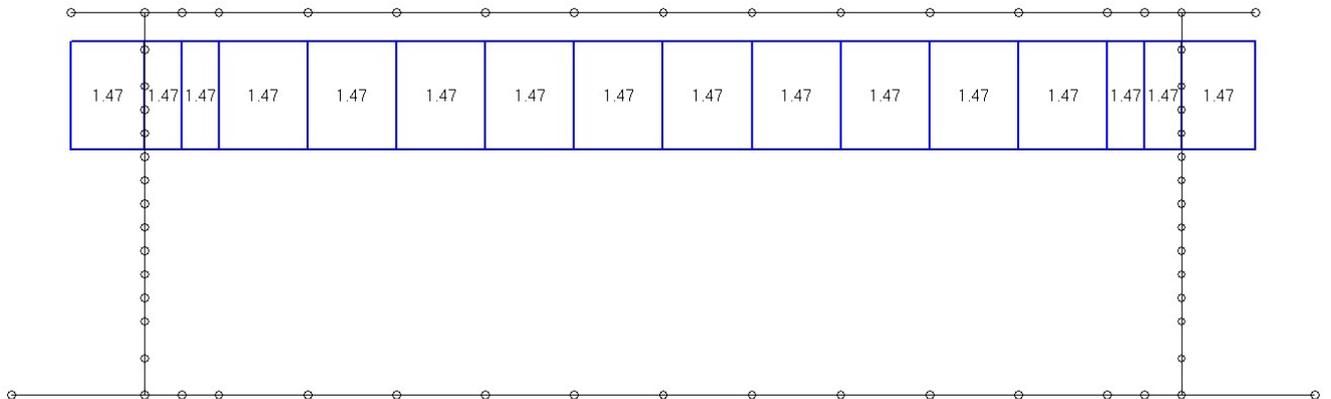


Loading di carico 16 : sisma V - masse strutt. e ricoprim.

Loading 17: sisma verticale (verso l'alto) : oscillazione delle masse dei convogli stradali

Operando analogamente a quanto fatto per il loading 14 si determina l'azione inerziale verticale dovuta all'oscillazione dei convogli in:

$$f_{\text{convogli}} = 0.20 \times k_v \times 226.27 \text{ kN} / 2.00 \text{ m} = 1.47 \text{ kN/m}$$



Loading di carico 17 : sisma V - masse convogli stradali

6.8 Spinta idrostatica acque interne allo scatolare

Nel *Loading 18* 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:

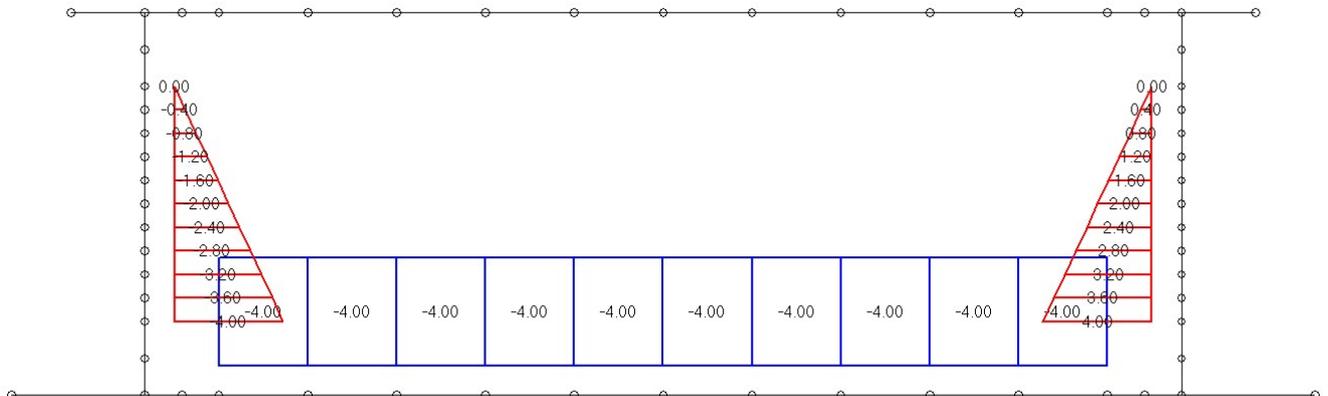
$$p_{\text{idr,max}} = \gamma_w \times H_{\text{fi}} (\times 1 \text{ m}) = 4.00 \text{ kN/m}$$

con:

$$\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

(peso specifico dell'acqua)

H_{fi} = altezza falda interna = 0.40 m (misurata da estradosso soletta inferiore)



Loading di carico 18 : spinta idrostatica acque interne al tombino

6.9 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* 19, 20, 21 non sono pertanto utilizzati.

6.10 Spinta idrodinamica in sisma

Nel *loading* 22 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* 18. 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)

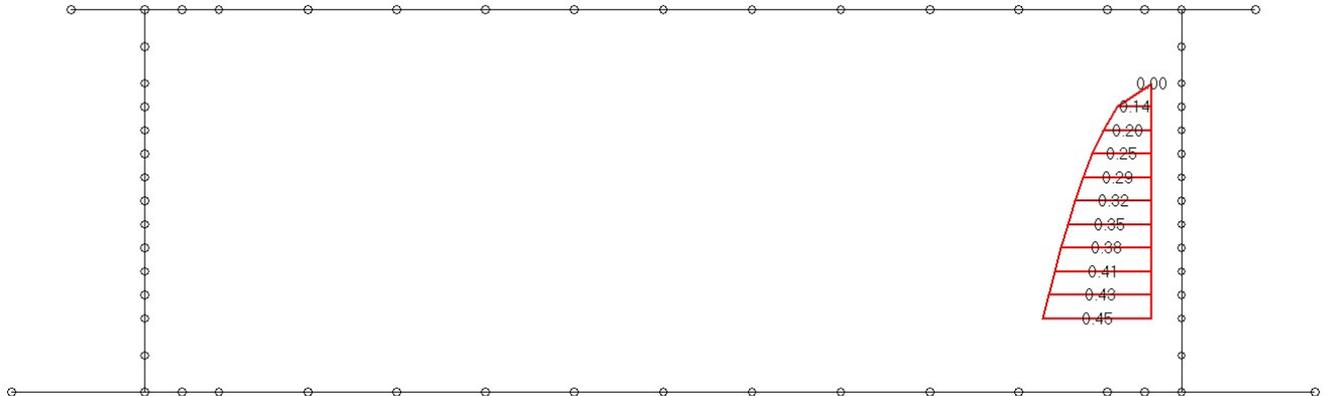
$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ (peso specifico dell'acqua)

Nel caso in esame vale :

$h = 0.40 \text{ m}$

$k_h = 0.130$ (vedi par. 5)

$p_{max} =$ pressione a intradosso piedritto = 0.45 kN/m .



Loading di carico 22 : spinta idrodinamica in sisma

I *loadings* 23 e 24 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-L7	1.35	0.00	0.75	0.75	0.00 /0.20
Q	Spinta da sovraccarico k0 piedritto Sx	L8	1.35	0.00	0.75	0.75	0.00 /0.20
Q	Frenatura /avviamento veicoli stradali	L9	1.35	-1.35	0.00	0.00	0.00 /0.20
T (ϵ_3)	DT +10° uniforme soletta superiore	L10	1.20	-1.20	0.60	0.60	0.50
R (ϵ_2)	Ritiro e viscosità soletta superiore	L11	1.20	0.00	1.00	1.00	1.00
T (ϵ_3)	DT $\pm 2.5^\circ$ salto termico sol. sup. e piedr.	L12	1.20	-1.20	0.60	0.60	0.50
E	Sisma da sx: masse strutturali + terreno	L13	1.00	1.00	---	---	---
E	Sisma da sx: masse convogli	L14	1.00	1.00	---	---	---
E	Delta spinta sismica terreno piedritto Sx	L15	1.00	1.00	---	---	---
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali+terreno	L16	1.00	-1.00	---	---	---
E	Sisma vert. verso l'alto: masse convogli	L17	1.00	-1.00	---	---	---
G1	Pressione idrostatica canale in piena sui piedritti esterni/su piedritto centrale	L18/L23	1.35	1.00	---	---	---
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L19	1.35	1.00	---	---	---
G1	Pressione falda K0 asimmetrica	L20	1.35	1.00	---	---	---

G1	Spinta di archimede da falda	L21	1.35	1.00	---	---	---
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx /su piedritto centrale	L22/L24	1.00	1.00	---	---	---

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico saranno considerati i gruppi di carico di cui alla tabella 5.1.IV del D.M. 17/01/2018. In particolare si considerano i gruppi di carico 1 e 2a, gli unici di interesse per il manufatto in esame:

	L5 – carico verticale su soletta	L6 – spinta da sovraccarico su piedritto SX	L7 – frenatura
Gruppo 1	1.00 (valore caratteristico)	1.00 (valore caratteristico)	0.00
Gruppo 2a	0.75 (valore frequente)	0.75 (valore frequente)	1.00 (valore caratteristico)

Per i loading da traffico veicolare (L5, L6, L7) si assume in sisma $\psi_2 = 0.2$ secondo quanto indicato nel paragrafo 5.1.3.12 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)

$G_1 + R + Q + \psi_{0\epsilon 3} T$ (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 kD simmetrica	L3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Spinta delle terre kD / Ka asimmetrica	L4	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 1	L5	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 2	L6	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 3	L7	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Spinta da convogli strad. kD sx	L8	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Fren/Av (da sx)	L9	1.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T ($\epsilon 3$)	DT +10° uniforme soletta superiore	L10	1.00	-1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
R ($\epsilon 2$)	Ritiro e viscosità soletta superiore	L11	1.00	0.00	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.	L12	1.00	-1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L18	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda kD simmetrica	L19	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda kD / Ka asimmetrica	L20	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L21	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_0						
			Sfav.	Fav.	RARA7	RARA8	RARA9	RARA10	RARA11	RARA12	
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 kD simmetrica	L3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Spinta delle terre kD / Ka asimmetrica	L4	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 1	L5	1.00	0.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Q	Acc. convogli strad. - posizione 2	L6	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 3	L7	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Spinta da convogli strad. kD sx	L8	1.00	0.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Q	Fren/Av (da sx)	L9	1.00	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T ($\epsilon 3$)	DT +10° uniforme soletta superiore	L10	1.00	-1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
R ($\epsilon 2$)	Ritiro e viscosità soletta superiore	L11	1.00	0.00	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.	L12	1.00	-1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L18	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda kD simmetrica	L19	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda kD / Ka asimmetrica	L20	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L21	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	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 kD simmetrica	L3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Spinta delle terre kD / Ka asimmetrica	L4	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 1	L5	1.00	0.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Q	Acc. convogli strad. - posizione 2	L6	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 3	L7	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Spinta da convogli strad. kD sx	L8	1.00	0.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Q	Fren/Av (da sx)	L9	1.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T ($\epsilon 3$)	DT +10° uniforme soletta superiore	L10	1.00	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
R ($\epsilon 2$)	Ritiro e viscosità soletta superiore	L11	1.00	0.00	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.	L12	1.00	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L18	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda kD simmetrica	L19	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda kD / Ka asimmetrica	L20	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L21	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00

NOTE:

le combinazioni RARA1 – RARA6 sono relative al carico veicolare Q/gruppo1 principale

le combinazioni RARA7 – RARA12 sono relative al carico veicolare Q/gruppo2a principale

le combinazioni RARA13 – RARA18 sono relative al carico termico T principale – Q/gruppo1 acc. Secondario

nelle combinazioni RARA19-RARA36 si utilizza il loading L6 in luogo del loading L5 (differente posizione tandem)

nelle combinazioni RARA37-RARA54 si utilizza il loading L7 in luogo del loading L5 (differente posizione tandem)

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

$G_1 + R + \psi_{11} Q + \psi_{2\epsilon 3} T$ (carico da traffico veicolare Q principale)

$G_1 + R + \psi_{13} T + \psi_{21} Q$ (azioni termiche T principali)

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_1/ψ_2						
			Sfav.	Fav.	FREQ1	FREQ2	FREQ3	FREQ4	FREQ5	FREQ6	
G1	Peso proprio struttura	L1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	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	Acc. convogli strad. - posizione 1	L5	1.00	0.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Q	Acc. convogli strad. - posizione 2	L6	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 3	L7	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Spinta da convogli strad. K0 sx	L8	1.00	0.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Q	Fren/Av (da sx)	L9	1.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T ($\epsilon 3$)	DT +10° uniforme soletta superiore	L10	1.00	-1.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
R ($\epsilon 2$)	Ritiro e viscosità soletta superiore	L11	1.00	0.00	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.	L12	1.00	-1.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L18	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L19	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda K0 / Ka asimmetrica	L20	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L21	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_1/ψ_2						
			Sfav.	Fav.	FREQ7	FREQ8	FREQ9	FREQ10	FREQ11	FREQ12	
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	Acc. convogli strad. - posizione 1	L5	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 2	L6	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 3	L7	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Spinta da convogli strad. K0 sx	L8	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Fren/Av (da sx)	L9	1.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T ($\epsilon 3$)	DT +10° uniforme soletta superiore	L10	1.00	-1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
R ($\epsilon 2$)	Ritiro e viscosità soletta superiore	L11	1.00	0.00	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.	L12	1.00	-1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L18	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L19	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda K0 / Ka asimmetrica	L20	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L21	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00

NOTE:

le combinazioni FREQ1 – FREQ 6 sono relative al carico veicolare Q/ gruppo1 principale

le combinazioni FREQ 7 – FREQ12 sono relative al carico termico T principale

nelle combinazioni FREQ13-FREQ18 si utilizza il loading L6 in luogo del loading L5 (differente posizione tandem)

nelle combinazioni FREQ19-FREQ24 si utilizza il loading L7 in luogo del loading L5 (differente posizione tandem)

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

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

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_2						
			Sfav.	Fav.	Q.PERM1	Q.PERM2	Q.PERM3	Q.PERM4	Q.PERM5	Q.PERM6	
G1	Peso proprio struttura	L1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	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	Acc. convogli strad. - posizione 1	L5	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 2	L6	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 3	L7	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Spinta da convogli strad. K0 sx	L8	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Fren/Av (da sx)	L9	1.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T ($\epsilon 3$)	DT +10° uniforme soletta superiore	L10	1.00	-1.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
R ($\epsilon 2$)	Ritiro e viscosità soletta superiore	L11	1.00	0.00	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.	L12	1.00	-1.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L18	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda K0 simmetrica	L19	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda K0 / Ka asimmetrica	L20	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L21	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00

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 KD simmetrica	L3	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
G1	Spinta delle terre KD / Ka asimmetrica	L4	1.35	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 1	L5	1.35	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 2	L6	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 3	L7	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Spinta da convogli strad. KD sx	L8	1.35	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	Fren/Aw (da sx)	L9	1.35	-1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T (E3)	DT +10° uniforme soletta superiore	L10	1.20	-1.20	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
R (E2)	Ritiro e viscosità soletta superiore	L11	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.	L12	1.20	-1.20	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L18	1.35	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda KD simmetrica	L19	1.35	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda KD / Ka asimmetrica	L20	1.35	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L21	1.35	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_0					
			Sfav.	Fav.	STR7	STR8	STR9	STR10	STR11	STR12
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 KD simmetrica	L3	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
G1	Spinta delle terre KD / Ka asimmetrica	L4	1.35	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 1	L5	1.35	0.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Q	Acc. convogli strad. - posizione 2	L6	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 3	L7	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Spinta da convogli strad. KD sx	L8	1.35	0.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Q	Fren/Aw (da sx)	L9	1.35	-1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T (E3)	DT +10° uniforme soletta superiore	L10	1.20	-1.20	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
R (E2)	Ritiro e viscosità soletta superiore	L11	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.	L12	1.20	-1.20	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L18	1.35	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda KD simmetrica	L19	1.35	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda KD / Ka asimmetrica	L20	1.35	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L21	1.35	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	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 KD simmetrica	L3	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
G1	Spinta delle terre KD / Ka asimmetrica	L4	1.35	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 1	L5	1.35	0.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Q	Acc. convogli strad. - posizione 2	L6	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 3	L7	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Spinta da convogli strad. KD sx	L8	1.35	0.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Q	Fren/Aw (da sx)	L9	1.35	-1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T (E3)	DT +10° uniforme soletta superiore	L10	1.20	-1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
R (E2)	Ritiro e viscosità soletta superiore	L11	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.	L12	1.20	-1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L18	1.35	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda KD simmetrica	L19	1.35	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G1	Pressione falda KD / Ka asimmetrica	L20	1.35	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
G1	Spinta di archimede da falda	L21	1.35	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00

NOTE:

le combinazioni STR1 – STR6 sono relative al carico veicolare Q/gruppo1 principale

le combinazioni STR7 – STR12 sono relative al carico veicolare Q/gruppo2a principale

le combinazioni STR13 – STR18 sono relative al carico termico T principale – Q/gruppo1 acc. Secondario

nelle combinazioni RARA19-RARA36 si utilizza il loading L6 in luogo del loading L5 (differente posizione tandem)

nelle combinazioni RARA37-RARA54 si utilizza il loading L7 in luogo del loading L5 (differente posizione tandem)

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:

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

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

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

$E_4 = 0.30 E_H + 1.00 E_V^-$ (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).

Il sisma verticale viene introdotto nel modello tramite i loading L14 ed L15 (sisma verticale agente verso l'alto); il sisma verticale diretto verso il basso viene ottenuto utilizzando un coefficiente ψ di combinazione negativo.

Nella combinazione sismica si considera (sia come effetto inerziale che come effetto statico) il carico da traffico stradale moltiplicato per $\psi_{2j} = 0.20$.

Combinazioni SLU-SISMA

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

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_0													
			Stav.	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	1.00
G1	Peso ricopimento + 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	1.00	1.00
G1	Spinta delle terre kD 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	0.00
G1	Spinta delle terre kD / 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	1.00	1.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 1	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	0.20
Q	Acc. convogli strad. - posizione 2	L6	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Acc. convogli strad. - posizione 3	L7	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q	Spinta da convogli strad. kD sx	L8	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	0.20
Q	Fren/Avv (da sx)	L9	1.00	-1.00	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	0.20
T ($\epsilon 3$)	DT +10° uniforme soletta superiore	L10	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	0.50	0.50
R ($\epsilon 2$)	Ritiro e viscosità soletta superiore	L11	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	1.00	1.00
T ($\epsilon 3$)	DT $\pm 2.5^\circ$ salto termico sol. sup. e piedr.	L12	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	0.50	0.50
E	Sisma da sx. masse strutturali + terreno	L13	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	1.00
E	Sisma da sx. masse convogli strad.	L14	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	1.00
E	Delta spinta sismica terreno da sx	L15	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	1.00
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali+terreno	L16	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	-0.30
E	Sisma vert. verso l'alto: masse convogli strad.	L17	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	-0.30
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L18	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda kD simmetrica	L19	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
G1	Pressione falda kD / Ka asimmetrica	L20	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	1.00
G1	Spinta di archimede da falda	L21	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	1.00
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx	L22	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	0.00	1.00

Sigla	Carico	Loading	Coeff. γ		Coeff. ψ_0															
			Stav.	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	1.00	1.00	
G1	Peso ricopimento + 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	1.00	1.00	1.00	
G1	Spinta delle terre kD 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	0.00	0.00	
G1	Spinta delle terre kD / 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	1.00	1.00	1.00	
Q	Acc. convogli strad. - posizione 1	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	0.20	0.20	
Q	Acc. convogli strad. - posizione 2	L6	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q	Acc. convogli strad. - posizione 3	L7	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Q	Spinta da convogli strad. kD sx	L8	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	0.20	0.20	
Q	Fren/Avv (da sx)	L9	1.00	-1.00	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	0.20	0.20	
T ($\epsilon 3$)	DT +10° uniforme soletta superiore	L10	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	0.50	0.50	0.50	
R ($\epsilon 2$)	Ritiro e viscosità soletta superiore	L11	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	1.00	1.00	1.00	
T ($\epsilon 3$)	DT $\pm 2.5^\circ$ salto termico sol. sup. e piedr.	L12	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	0.50	0.50	0.50	
E	Sisma da sx. masse strutturali + terreno	L13	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	0.30	0.30	
E	Sisma da sx. masse convogli strad.	L14	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	0.30	0.30	
E	Delta spinta sismica terreno da sx	L15	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	0.30	0.30	
E	Sisma vert. verso l'alto: masse strutturali+terreno	L16	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	-1.00	-1.00	
E	Sisma vert. verso l'alto: masse convogli strad.	L17	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	-1.00	-1.00	
G1	Pressione idrostatica canale in piena	L18	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	
G1	Pressione falda kD simmetrica	L19	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	
G1	Pressione falda kD / Ka asimmetrica	L20	1.00	1.00	0.00	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	1.00	
G1	Spinta di archimede da falda	L21	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	1.00	0.00	
E	Spinta idrodinamica sismica su piedritto dx	L22	1.00	1.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.30	0.00	0.30	

NOTE

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 $0.30 E_H \pm 1.00 E_V$

nelle combinazioni RARA25-RARA48 si utilizza il loading L6 in luogo del loading L5 (differente posizione tandem)

nelle combinazioni RARA49-RARA72 si utilizza il loading L7 in luogo del loading L5 (differente posizione tandem)

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	2500.00	130208.30	31476	Da 17 a 32
Aste della soletta inferiore	2500.00	130208.30	31476	Da 1 a 16
Aste del piedritto di sinistra	2500.00	130208.30	31476	Da 33 a 59 (dispari)
Aste del piedritto di destra	2500.00	130208.30	31476	Da 34 a 60 (pari)

Le lunghezze delle aste sono le seguenti :

Aste	Lunghezza (cm)
Soletta inferiore	
1 e 16	22.50
2-3-14-15	6.25
da 4 a 13	15.00
Soletta superiore	
17 e 32	12.50
18-19-30-31	6.25
da 20 a 29	15.00
Piedritto di sinistra	
33-35	6.25
57-59	6.25
da 37a 55 (dispari)	4.00
Piedritto di destra	
34-36	6.25
58-60	6.25
da 38 a 56 (pari)	4.00

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

Nodo	Ky (kN/m)	Kx (kN/m)	Δx (m)	Δz (m)
da 5 a 13	750	75	0.150	1
4 e 14	531	53	0.106	1
3 e 15	313	31	0.063	1
2 e 16	719	72	0.144	1
1 e 17	563	56	0.113	1

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

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

con:

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

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

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

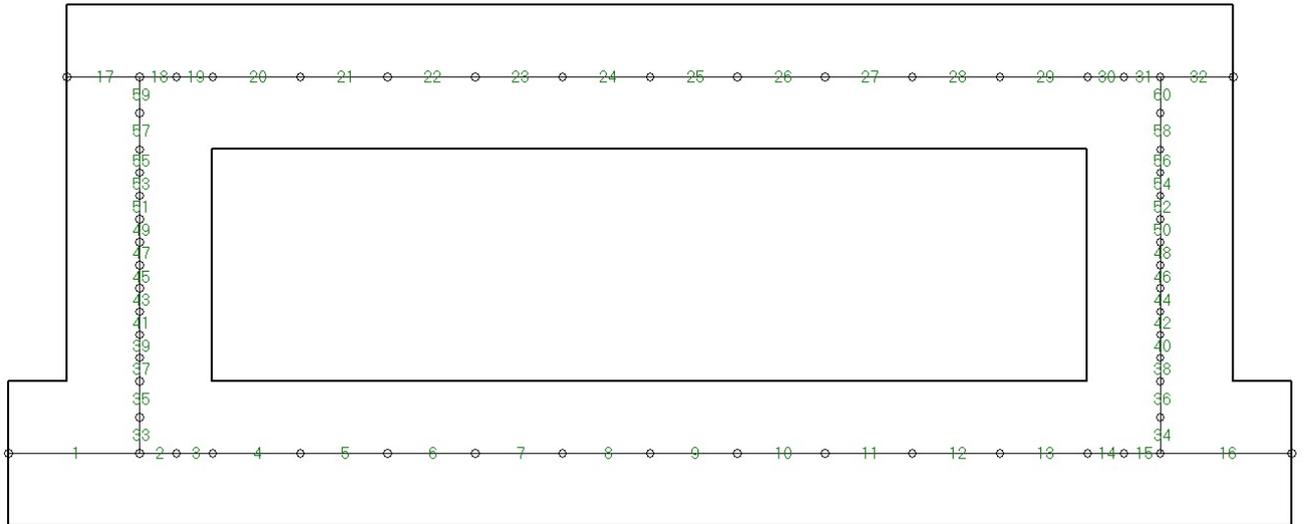


Immagine 2: numerazione delle aste del modello

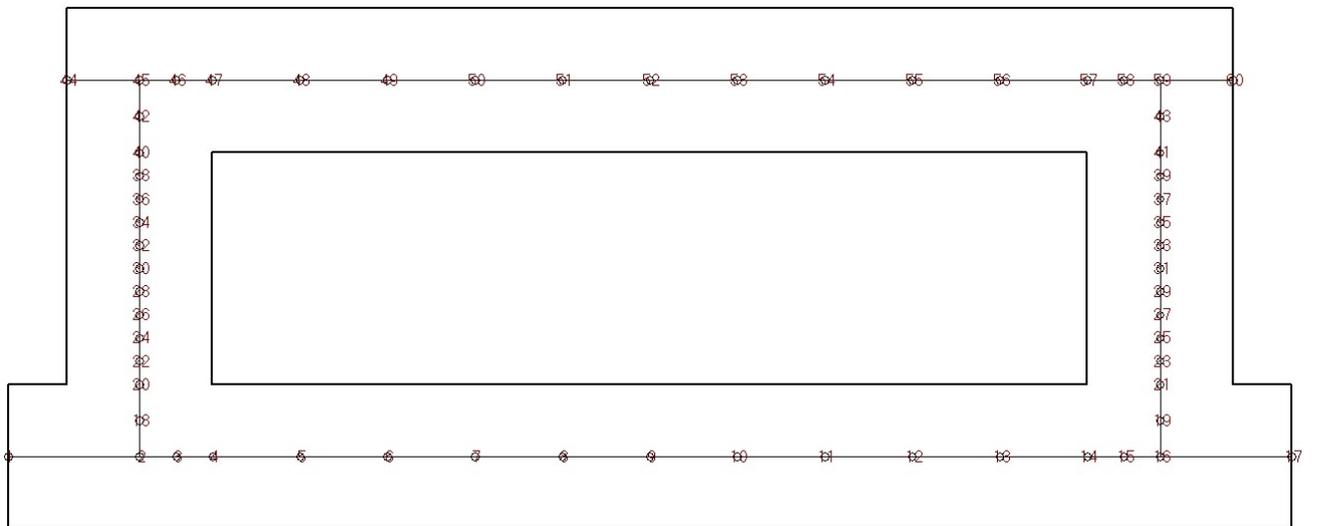


Immagine 3: numerazione dei nodi del modello

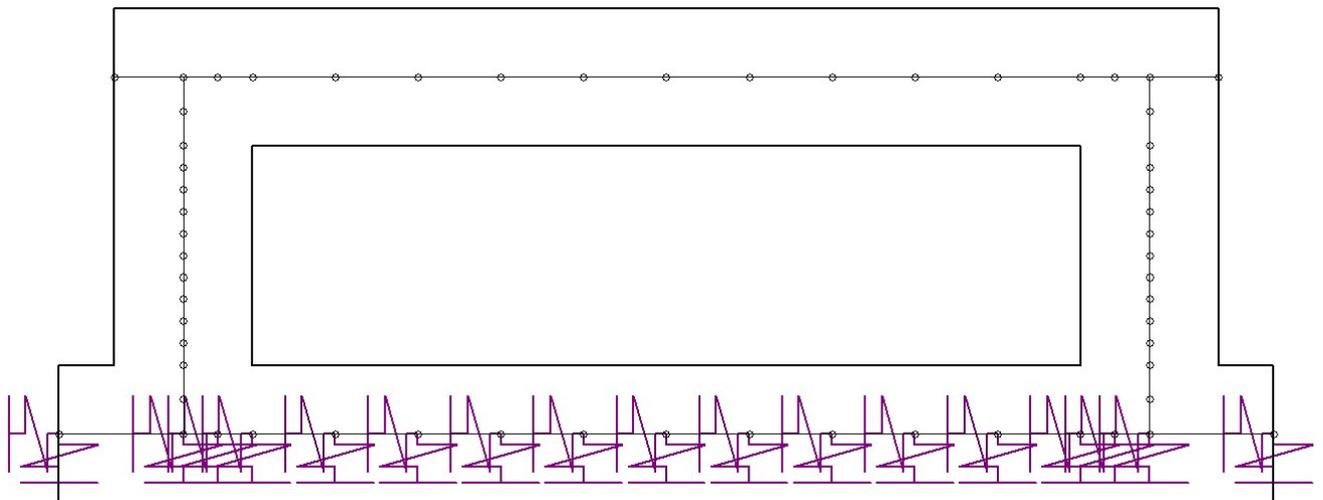


Immagine 4: molle elastiche simulanti il terreno

9 VERIFICHE DI RESISTENZA

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche di resistenza 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 di permanenza in campo elastico in sisma (SLU ; 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;

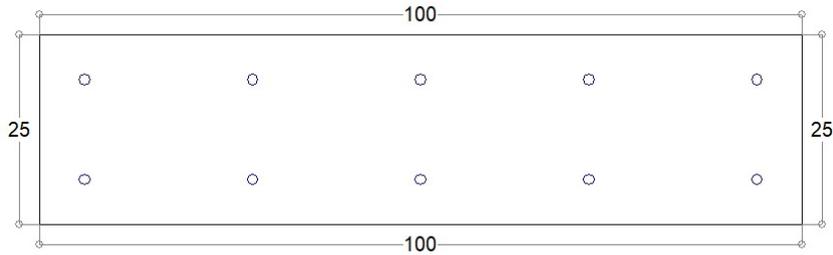
in aggiunta per i piedritti si determina altresì:

- 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).

9.1 Soletta superiore

GEOMETRIA DELLA SEZIONE (1 cm = 10 cm)



DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA

5.00 \varnothing 14 mm a 5.9 cm da intradosso

5.00 \varnothing 14 mm a 19.1 cm da intradosso

AREA ARMATURE = 15.39 (cm²)

DISTANZA DA INTRADOSSO SEZIONE = 12.50 (cm)

SEZIONE SOLO CALCESTRUZZO

AREA DELLA SEZIONE = 2500.0 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 25.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 12.5 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 130208.3 (cm⁴)

MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 10416.67 (cm³)

MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 10416.67 (cm³)

SEZIONE OMOGENEIZZATA

AREA DELLA SEZIONE = 2715.513 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 25.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 12.5 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 139596.1 (cm⁴)

MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 11167.69 (cm³)

MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 11167.69 (cm³)

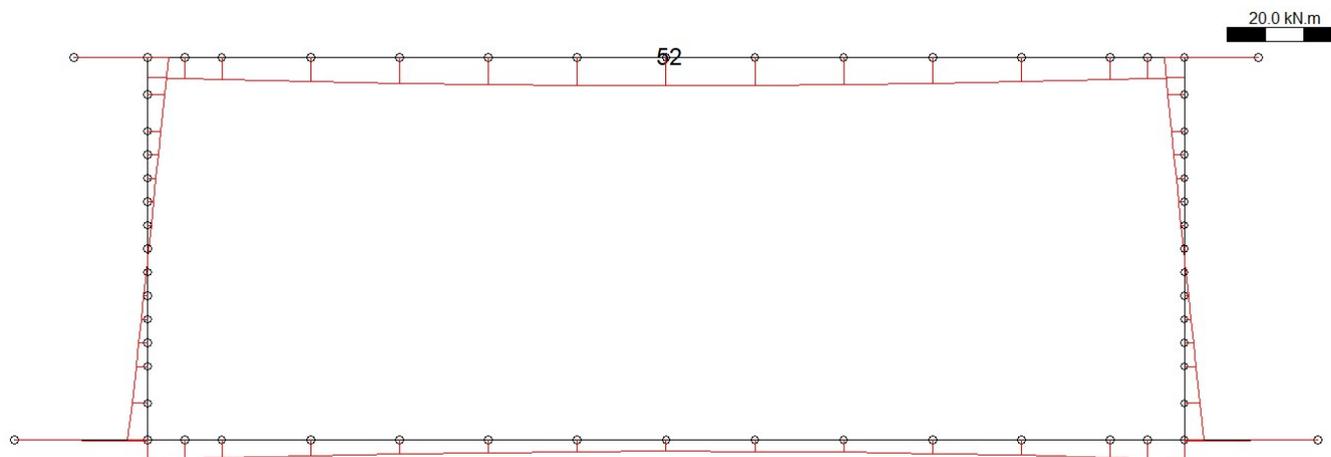
Massimo momento flettente interno

Combinazioni Quasi Permanenti (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 24 (nodo 52)

Combinazione più gravosa: SLE-Q-4 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	0.33	1.23	0.00	1.00
2) peso ricoprimento	-0.23	0.85	0.00	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-1.53	-0.06	-0.09	1.00
10) riscaldamento soletta superiore	-16.57	-5.38	0.00	-0.50
11) ritiro soletta superiore	18.59	6.03	0.00	1.00
12) salto termico	10.74	7.85	0.00	0.50
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	30.8	14.7	-0.1	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

MOMENTO DI PROGETTO	=	14.66	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	30.82	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-3.106	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	132.076	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	4.98	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	16.78	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.6895e+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

$$e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ mm}$$

distanza baricentro sezione cls - sezione omogeneizzata

$$\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.11$$

tensione ad intradosso da sforzo assiale

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = + (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 23 \text{ kN.m} > M_d = 15 \text{ kN.m}$$

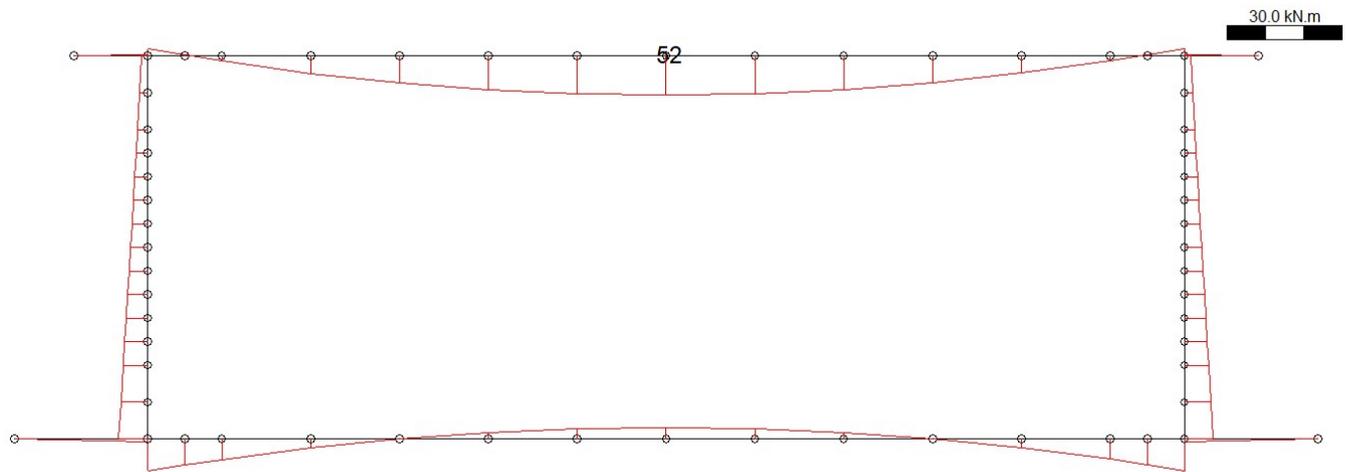
Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

Combinazioni Frequenti (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 24 (nodo 52)

Combinazione più gravosa: SLE-F-4 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	0.33	1.23	0.00	1.00
2) peso ricoprimento	-0.23	0.85	0.00	1.00
4) spinta terre asimmetrica - k = k0 / Ka	-1.53	-0.06	-0.09	1.00
5) veicolari per max. momento soletta	-6.00	21.73	0.00	0.75
10) riscaldamento soletta superiore	-16.57	-5.38	0.00	-0.50
11) ritiro soletta superiore	18.59	6.03	0.00	1.00
12) salto termico	10.74	7.85	0.00	0.50
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	26.3	31.0	-0.1	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

MOMENTO DI PROGETTO	=	30.97	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	26.33	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-6.512	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	251.283	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	5.35	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	16.93	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.6904e+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

$$e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ mm}$$

distanza baricentro sezione cls - sezione omogeneizzata

$$\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.10$$

tensione ad intradosso da sforzo assiale

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = + (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 23 \text{ kN.m} < M_d = 31 \text{ kN.m}$$

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

Definite le seguenti grandezze:

$\alpha_e = 6.7$	(rapporto E_s / E_{cls}) ;
$k_t = 0.6 / 0.4$	(per carichi di <u>breve / lunga</u> durata) ;
$k_1 = 0.8$	(per barre ad aderenza migliorata) ;
$k_2 = 0.5$	(nel caso di flessione) ;
$k_3 = 3.4$	
$k_4 = 0.425$	
$h = 250 \text{ mm}$	(altezza della sezione) ;
$d = 191 \text{ mm}$	(distanza baric. armatura tesa da lembo compresso) ;
$x = 53 \text{ mm}$	(distanza asse neutro da lembo compresso) ;
$c = 52 \text{ mm}$	(ricoprimento dell'armatura tesa) ;
$A_s = 770 \text{ mm}^2$	(area dell'armatura tesa) ;
$h_{c,ef} = \min [2.5(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2] = 66 \text{ mm}$	(altezza area tesa efficace) ;
$A_{c,eff} = h_{c,ef} * 1000 = 65511 \text{ mm}^2$	(area calcestruzzo teso attorno all'armatura) ;
$\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff} = 0.012$	(densità d'armatura tirante teso) ;
$\sigma_s = 251 \text{ N/mm}^2$	(tensione dell'armatura tesa) ;
$\phi = 14. \text{ mm}$	(diametro equivalente barre d'armatura tesa) ;

si calcola:

$$\epsilon_{sm} = \text{deformazione unitaria media delle barre d'armatura} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00072 / 0.00075 \text{ (*)}$$

$$\Delta_{smax} = \text{distanza massima fra le fessure} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 379 \text{ mm}$$

$$w_d = \text{ampiezza teorica delle fessure} = \epsilon_{sm} * \Delta_{smax} = \mathbf{0.27 - 0.28} \text{ (*) mm} < 0.40 \text{ mm}$$

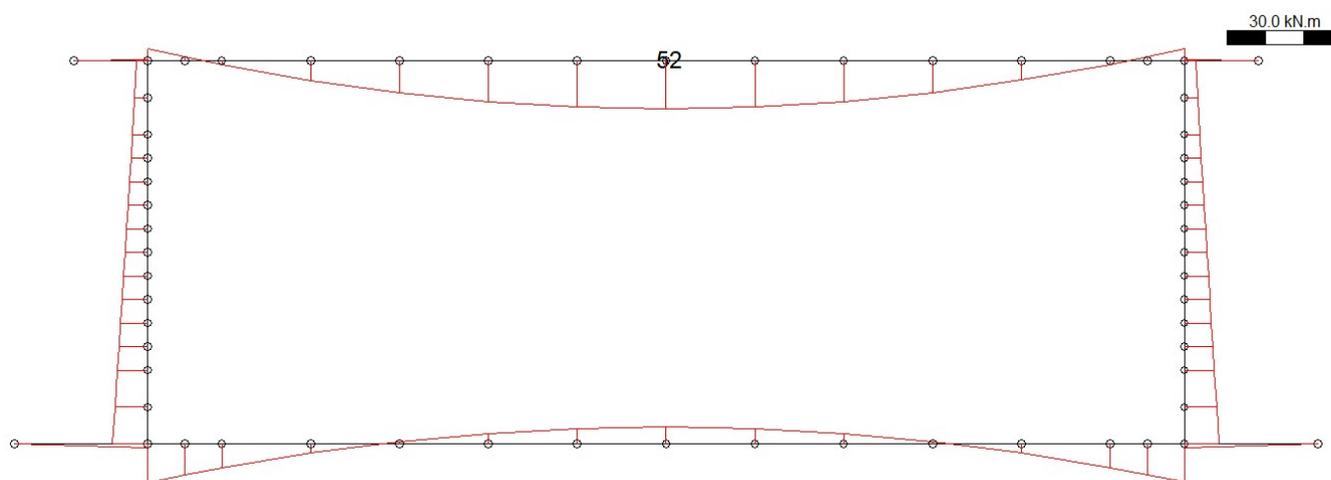
(*) = valori validi per carichi di breve durata / lunga durata

Combinazioni Rare (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 24 (nodo 52)

Combinazione più gravosa: SLE-R-4 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	0.33	1.23	0.00	1.00
2) peso ricoprimento	-0.23	0.85	0.00	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-1.53	-0.06	-0.09	1.00
5) veicolari per max. momento soletta	-6.00	21.73	0.00	1.00
10) riscaldamento soletta superiore	-16.57	-5.38	0.00	-0.60
11) ritiro soletta superiore	18.59	6.03	0.00	1.00
12) salto termico	10.74	7.85	0.00	0.60
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	27.6	37.7	-0.1	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

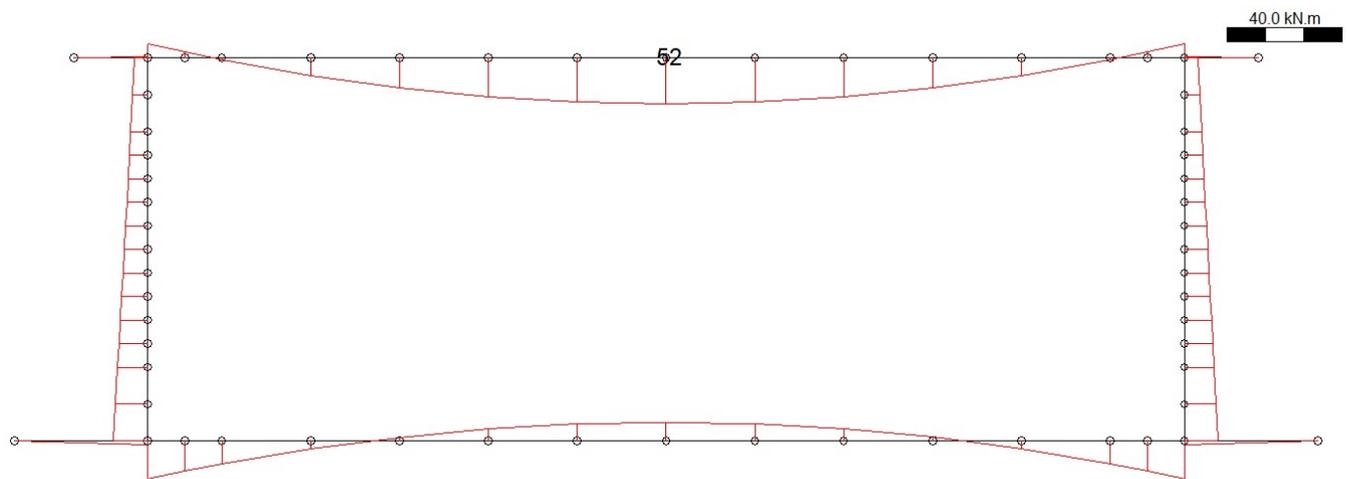
MOMENTO DI PROGETTO	=	37.72	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	27.56	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-7.944	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	302.681	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	5.40	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	16.94	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.6904e+04	(cm ⁴)

Combinazioni STR-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 24 (nodo 52)

Combinazione più gravosa: STR-A1-4 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	0.33	1.23	0.00	1.35
2) peso ricoprimento	-0.23	0.85	0.00	1.35
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-1.53	-0.06	-0.09	1.00
5) veicolari per max. momento soletta	-6.00	21.73	0.00	1.35
10) riscaldamento soletta superiore	-16.57	-5.38	0.00	-0.72
11) ritiro soletta superiore	18.59	6.03	0.00	1.20
12) salto termico	10.74	7.85	0.00	0.72
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	32.5	48.8	-0.1	



VERIFICA A ROTTURA

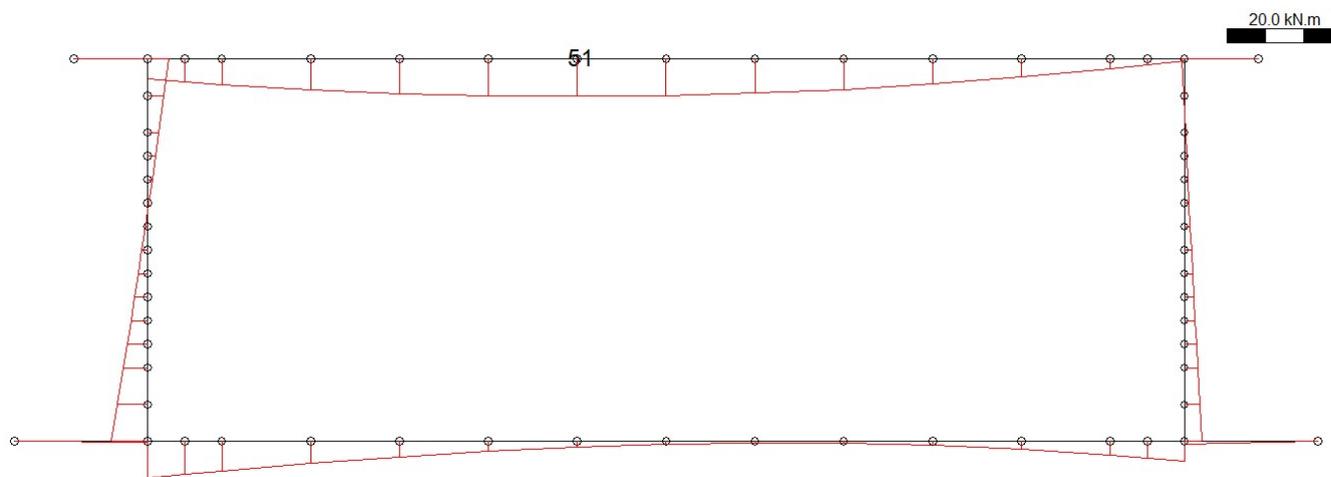
RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO = 14.17 (N/mm²)
RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO = 391.30 (N/mm²)
MOMENTO DI PROGETTO = 48.85 (KN.m)
SFORZO DI PROGETTO = 32.49 (KN)
MOMENTO DI ROTTURA = 57.75 (KN.m)
SFORZO DI ROTTURA = 32.57 (KN.m)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.25 (cm)
DOMINIO 3 , M_r/M_d = 1.18

Combinazioni Sisma-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 23 (nodo 51)

Combinazione più gravosa: SIS-A1-22 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	0.33	1.16	0.94	1.00
2) peso ricoprimento	-0.23	0.80	0.66	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-1.53	-0.04	-0.09	1.00
5) veicolari per max. momento soletta	-6.00	20.46	16.97	0.20
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	-9.19	0.16	-2.86	0.20
9) frenatura/accelerazione convogli	8.48	3.19	-21.28	0.20
10) riscaldamento soletta superiore	-16.57	-5.38	0.00	-0.50
11) ritiro soletta superiore	18.59	6.03	0.00	1.00
12) salto termico	10.74	7.85	0.00	0.50
13) sisma H da sx - masse strutt. e ricoprим.	0.21	0.08	-0.57	0.30
14) sisma H da sx - masse convogli stradali	0.44	0.17	-1.10	0.30
15) sisma H da sx - sovraspinta terre	-0.43	0.01	-0.13	0.30
16) sisma V - masse strutt. e ricoprим.	-0.01	-0.13	-0.10	-1.00
17) sisma V - masse convogli stradali	0.08	-0.27	-0.22	-1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	29.5	19.8	-0.1	



VERIFICA A ROTTURA

RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO =	14.17	(N/mm ²)
RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO =	391.30	(N/mm ²)
MOMENTO DI PROGETTO =	19.79	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO =	29.48	(KN)
MOMENTO DI ROTTURA =	57.98	(KN.m)
SFORZO DI ROTTURA =	29.50	(KN.m)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO =	4.26	(cm)
DOMINIO 3 , M_r/M_d =	2.93	

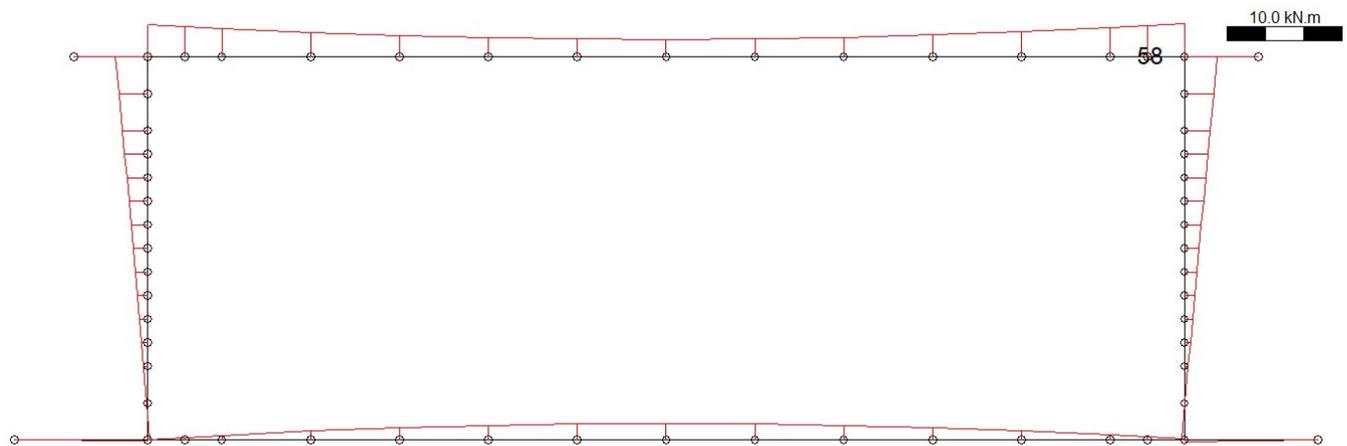
Massimo momento flettente esterno

Combinazioni Quasi Permanenti (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 30 (nodo 58)

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	0.33	-0.83	-5.08	1.00
2) peso ricoprimento	-0.23	-0.61	-3.58	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-1.53	-0.13	-0.09	1.00
10) riscaldamento soletta superiore	-16.57	-5.38	0.00	0.50
12) salto termico	10.74	7.85	0.00	-0.50
18) spinta idrostatica acque interne al tombino	-0.16	-0.01	0.00	1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-15.2	-8.2	-8.7	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

MOMENTO DI PROGETTO	=	-8.19	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	0.00	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-1.716	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	61.435	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	5.64	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	16.92	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.6905e+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
$e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ mm}$	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:

$$M_{fess} = -(\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -24 \text{ kN.m} > M_d = -8 \text{ kN.m}$$

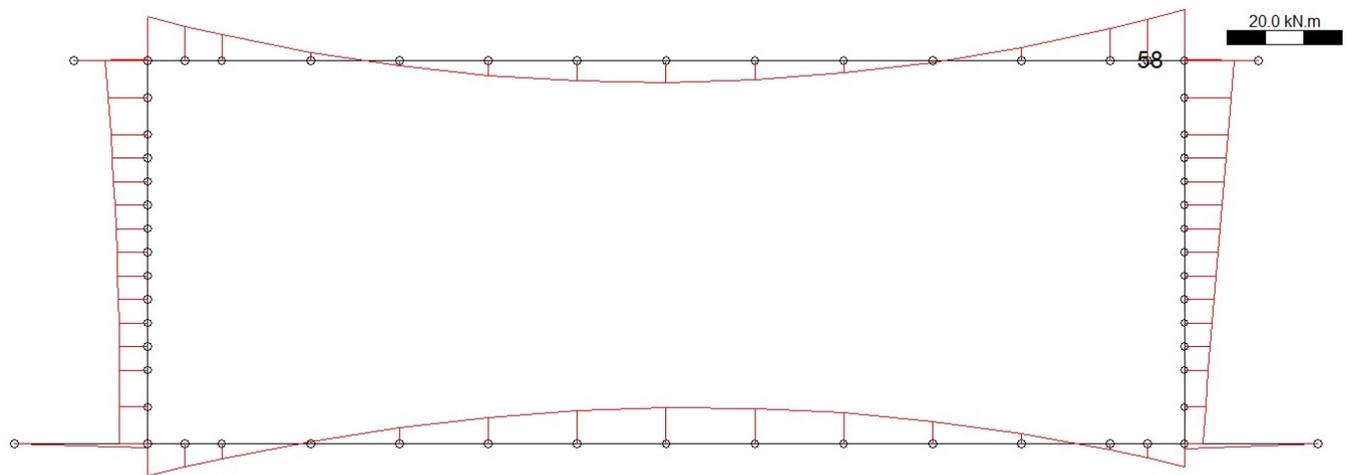
Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

Combinazioni Frequenti (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 30 (nodo 58)

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	0.33	-0.83	-5.08	1.00
2) peso ricoprimento	-0.23	-0.61	-3.58	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-1.53	-0.13	-0.09	1.00
5) veicolari per max. momento soletta	-6.00	-15.61	-91.92	0.75
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	-9.19	-2.59	-2.86	0.75
10) riscaldamento soletta superiore	-16.57	-5.38	0.00	0.50
12) salto termico	10.74	7.85	0.00	-0.50
18) spinta idrostatica acque interne al tombino	-0.16	-0.01	0.00	1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-26.6	-21.8	-79.8	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

MOMENTO DI PROGETTO	=	-21.84	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	0.00	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-4.578	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	163.882	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	5.64	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	16.92	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.6905e+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
$e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ mm}$	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:

$$M_{fess} = -(\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -24 \text{ kN.m} > M_d = -22 \text{ kN.m}$$

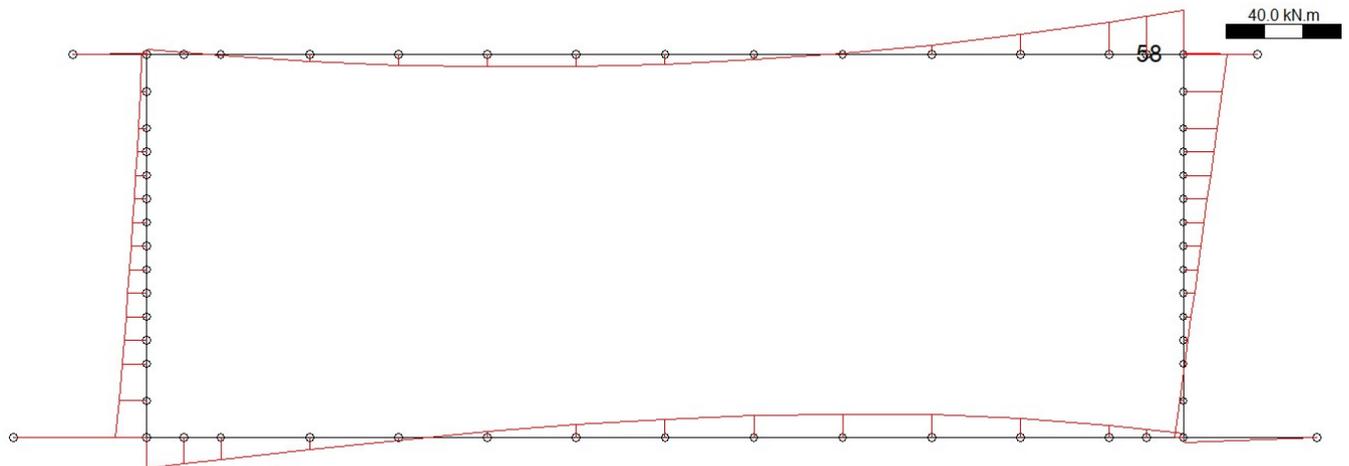
Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

Combinazioni Rare (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 30 (nodo 58)

Combinazione più gravosa: SLE-R-12 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	0.33	-0.83	-5.08	1.00
2) peso ricoprimento	-0.23	-0.61	-3.58	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-1.53	-0.13	-0.09	1.00
5) veicolari per max. momento soletta	-6.00	-15.61	-91.92	0.75
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	-9.19	-2.59	-2.86	0.75
9) frenatura/accelerazione convogli	-45.94	-17.29	-21.28	1.00
10) riscaldamento soletta superiore	-16.57	-5.38	0.00	0.60
12) salto termico	10.74	7.85	0.00	-0.60
18) spinta idrostatica acque interne al tombino	-0.16	-0.01	0.00	1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-75.3	-40.4	-101.1	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

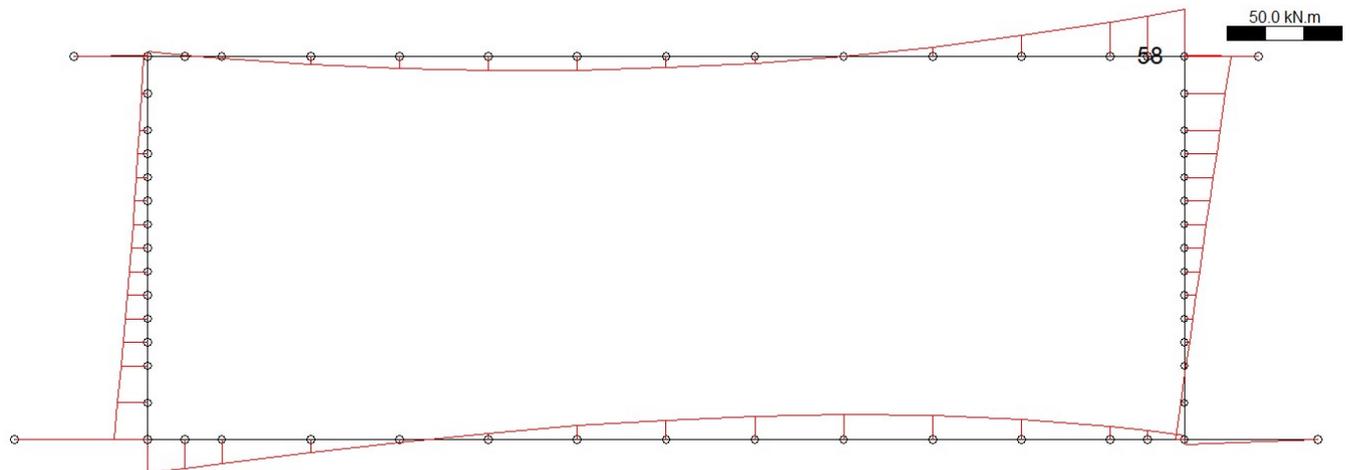
MOMENTO DI PROGETTO	=	-40.45	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	0.00	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-8.479	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	303.544	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	5.64	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	16.92	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.6905e+04	(cm ⁴)

Combinazioni STR-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 30 (nodo 58)

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

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	0.33	-0.83	-5.08	1.35
2) peso ricoprimento	-0.23	-0.61	-3.58	1.35
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-1.53	-0.13	-0.09	1.35
5) veicolari per max. momento soletta	-6.00	-15.61	-91.92	1.01
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	-9.19	-2.59	-2.86	1.01
9) frenatura/accelerazione convogli	-45.94	-17.29	-21.28	1.35
10) riscaldamento soletta superiore	-16.57	-5.38	0.00	0.72
12) salto termico	10.74	7.85	0.00	-0.72
18) spinta idrostatica acque interne al tombino	-0.16	-0.01	0.00	1.35
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-99.2	-53.4	-136.5	



VERIFICA A ROTTURA

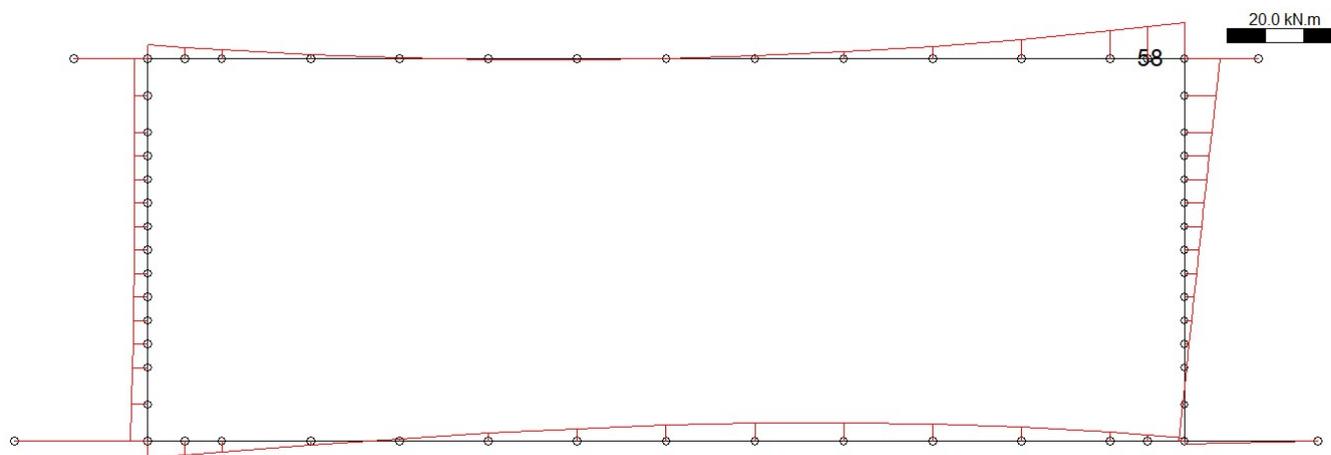
RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO = 14.17 (N/mm²)
 RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO = 391.30 (N/mm²)
 MOMENTO DI PROGETTO = -53.42 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -60.38 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = -2.42 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.37 (cm)
 DOMINIO 3 , $M_r/M_d = 1.13$

Combinazioni Sisma-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 30 (nodo 58)

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	0.33	-0.83	-5.08	1.00
2) peso ricoprimento	-0.23	-0.61	-3.58	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-1.53	-0.13	-0.09	1.00
5) veicolari per max. momento soletta	-6.00	-15.61	-91.92	0.20
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	-9.19	-2.59	-2.86	0.20
9) frenatura/accelerazione convogli	-45.94	-17.29	-21.28	0.20
10) riscaldamento soletta superiore	-16.57	-5.38	0.00	0.50
12) salto termico	10.74	7.85	0.00	-0.50
13) sisma H da sx - masse strutt. e ricoprим.	-1.12	-0.46	-0.57	1.00
14) sisma H da sx - masse convogli stradali	-2.38	-0.90	-1.10	1.00
15) sisma H da sx - sovraspinta terre	-0.43	-0.12	-0.13	1.00
16) sisma V - masse strutt. e ricoprим.	-0.01	0.09	0.56	-0.30
17) sisma V - masse convogli stradali	0.08	0.20	1.19	-0.30
18) spinta idrostatica acque interne al tombino	-0.16	-0.01	0.00	1.00
22) spinta idrodinamica in sisma	0.03	0.00	-0.01	1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-31.4	-16.9	-34.3	



VERIFICA A ROTTURA

RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO = 14.17 (N/mm²)
 RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO = 391.30 (N/mm²)
 MOMENTO DI PROGETTO = -16.86 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -60.38 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = -2.42 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.37 (cm)
 DOMINIO 3 , M_r/M_d = 3.58

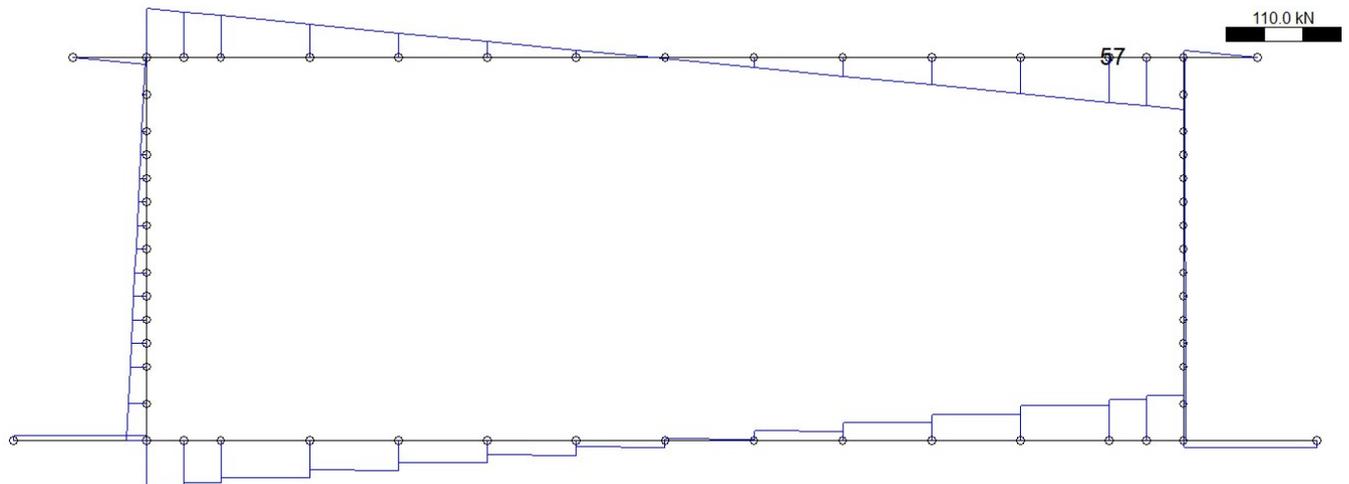
Massimo taglio

Combinazioni STR-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 29 (nodo 57)

Combinazione più gravosa: STR-A1-4 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	0.33	-0.53	-4.69	1.35
2) peso ricoprimento	-0.23	-0.39	-3.30	1.35
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-1.53	-0.12	-0.09	1.35
5) veicolari per max. momento soletta	-6.00	-10.08	-84.85	1.35
8) sovrappinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	-9.19	-2.42	-2.86	1.35
10) riscaldamento soletta superiore	-16.57	-5.38	0.00	-0.72
11) ritiro soletta superiore	18.59	6.03	0.00	1.20
12) salto termico	10.74	7.85	0.00	-0.72
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	4.1	-12.8	-129.3	



Resistenza a taglio dell'elemento dotato di armature trasversali (par. 4.1.2.3.5.2 D.M. 17/01/2018):

resistenza a "taglio trazione": $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg\theta)$

resistenza a "taglio compressione": $V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \cotg\theta / (1 + \cotg^2\theta)$

In cui :

A_{sw} = area delle staffe = $\phi 12 / 40 \text{ cm} = 283 \text{ mm}^2 / \text{m}$

s = passo delle staffe = 320 mm

d = altezza utile della sezione = 191 mm

b_w = larghezza sezione = 1000 mm

f_{yd} = resistenza di progetto dell'acciaio = $450 / 1.15 \text{ Mpa} = 391 \text{ Mpa}$

f_{cd} = resistenza cilindrica di progetto del calcestruzzo = $0.85 \cdot 25 / 1.5 \text{ Mpa} = 14.17 \text{ Mpa}$

$f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$ = resistenza di progetto ridotta del calcestruzzo = 7.08 Mpa

$\alpha_c = 2.506$ (per una compress. media pari a $\sigma_{cp} = -0.03$ Mpa, cfr. par. 4.1.2.1.3.2 delle NTC 2008)

sollecitazioni di progetto:

$$V_{ed} = 129 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = (\text{coefficienti di combinazione unitari}) = -8 \text{ kN}$$

Nel caso in esame, assumendo $\cotg\theta = 2.50$, si ricava:

resistenza a "taglio trazione": $V_{Rsd} = 149 \text{ kN} > V_{ed} = 129 \text{ kN}$

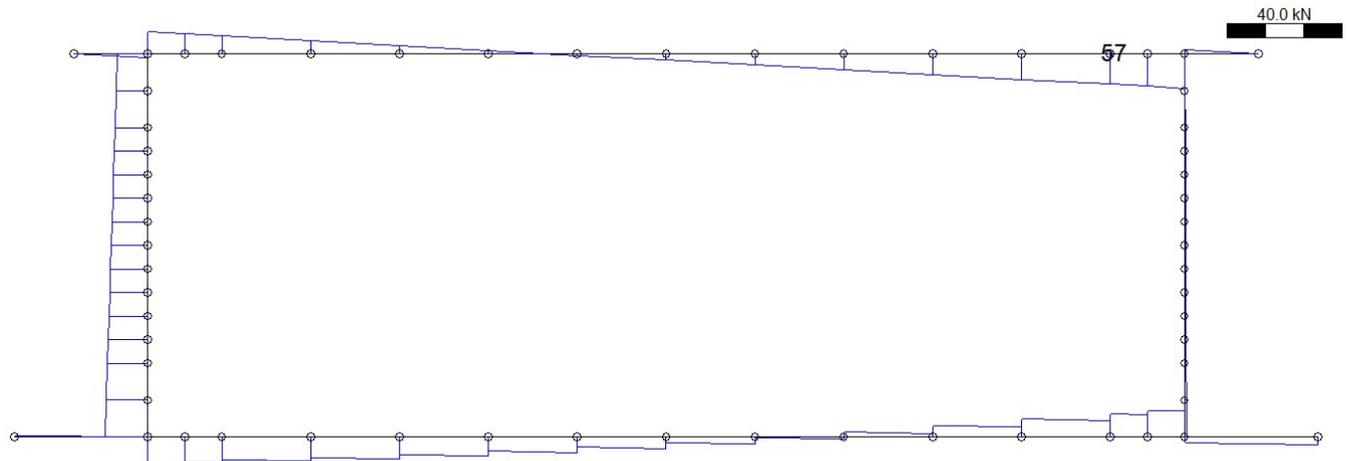
resistenza a "taglio compressione": $V_{Rcd} = 1052 \text{ kN} > V_{ed} = 129 \text{ kN}$

Combinazioni Sisma-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 29 (nodo 57)

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	0.33	-0.53	-4.69	1.00
2) peso ricoprimento	-0.23	-0.39	-3.30	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-1.53	-0.12	-0.09	1.00
5) veicolari per max. momento soletta	-6.00	-10.08	-84.85	0.20
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	-9.19	-2.42	-2.86	0.20
9) frenatura/accelerazione convogli	-42.41	-15.96	-21.28	0.20
10) riscaldamento soletta superiore	-16.57	-5.38	0.00	-0.50
11) ritiro soletta superiore	18.59	6.03	0.00	1.00
12) salto termico	10.74	7.85	0.00	-0.50
13) sisma H da sx - masse strutt. e ricoprим.	-1.04	-0.42	-0.57	1.00
14) sisma H da sx - masse convogli stradali	-2.20	-0.83	-1.10	1.00
15) sisma H da sx - sovraspinta terre	-0.43	-0.11	-0.13	1.00
16) sisma V - masse strutt. e ricoprим.	-0.01	0.06	0.52	-0.30
17) sisma V - masse convogli stradali	0.08	0.13	1.10	-0.30
18) spinta idrostatica acque interne al tombino	-0.16	-0.01	0.00	1.00
22) spinta idrodinamica in sisma	0.03	0.00	-0.01	1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	4.7	-3.4	-32.2	



9.2 Soletta inferiore

GEOMETRIA DELLA SEZIONE (1 cm = 10 cm)



DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA

5.00 \varnothing 14 mm a 5.9 cm da intradosso

5.00 \varnothing 12 mm a 19.2 cm da intradosso

AREA ARMATURE = 13.35 (cm²)

DISTANZA DA INTRADOSSO SEZIONE = 11.53 (cm)

SEZIONE SOLO CALCESTRUZZO

AREA DELLA SEZIONE = 2500.0 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 25.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 12.5 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 130208.3 (cm⁴)

MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 10416.67 (cm³)

MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 10416.67 (cm³)

SEZIONE OMOGENEIZZATA

AREA DELLA SEZIONE = 2686.925 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 25.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 12.43272 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 138443.9 (cm⁴)

MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 11016.22 (cm³)

MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 11135.45 (cm³)

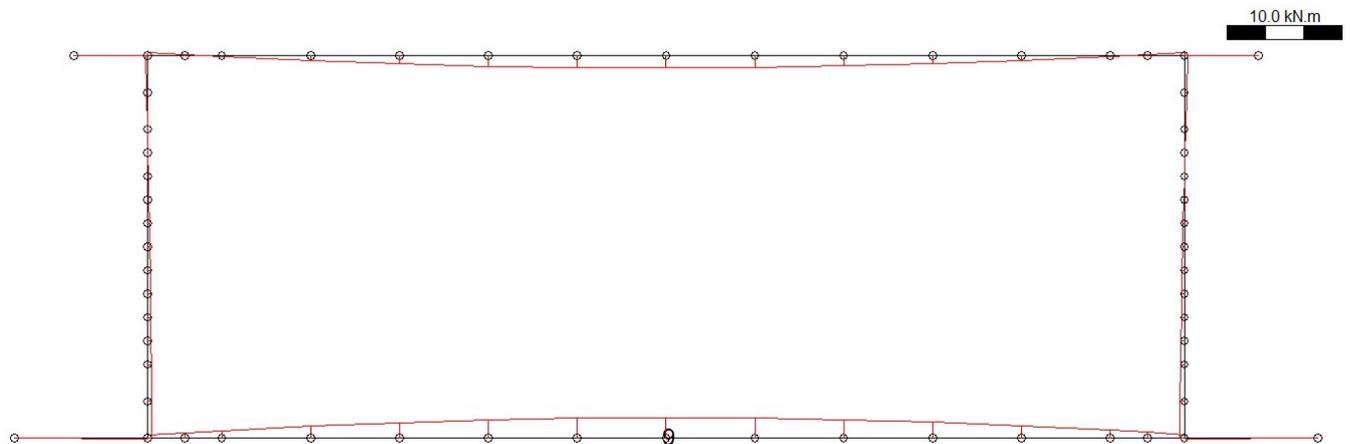
Massimo momento flettente interno

Combinazioni Quasi Permanenti (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 8 (nodo 9)

Combinazione più gravosa: SLE-Q-4 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-0.33	-1.51	-1.06	1.00
2) peso ricoprimento	0.23	-0.77	-0.30	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-2.15	0.05	-0.18	1.00
10) riscaldamento soletta superiore	16.57	-5.36	0.01	0.50
12) salto termico	-10.74	-0.86	0.00	0.50
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	0.7	-5.3	-1.5	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

MOMENTO DI PROGETTO	=	-5.34	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	0.66	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-1.274	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	53.509	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	5.05	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	16.53	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.1359e+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

$$e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.67 \text{ mm}$$

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:

$$M_{fess} = -(\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -24 \text{ kN.m} > M_d = -5 \text{ kN.m}$$

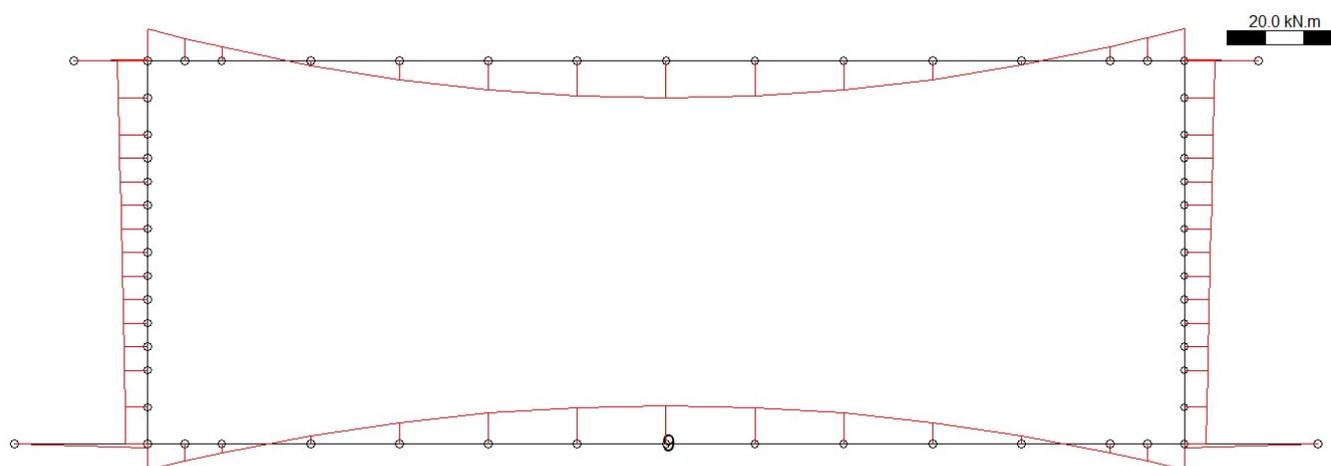
Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

Combinazioni Frequenti (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 8 (nodo 9)

Combinazione più gravosa: SLE-F-4 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-0.33	-1.51	-1.06	1.00
2) peso ricoprimento	0.23	-0.77	-0.30	1.00
4) spinta terre asimmetrica - k = k0 / Ka	-2.15	0.05	-0.18	1.00
5) veicolari per max. momento soletta	5.99	-19.88	-7.69	0.75
10) riscaldamento soletta superiore	16.57	-5.36	0.01	0.50
12) salto termico	-10.74	-0.86	0.00	0.50
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	5.2	-20.3	-7.3	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

MOMENTO DI PROGETTO	=	-20.25	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	5.16	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-4.835	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	205.688	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	5.00	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	16.53	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.1359e+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

$$e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.67 \text{ mm}$$

distanza baricentro sezione cls - sezione omogeneizzata

$$\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.02$$

tensione ad estradosso da sforzo assiale

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = -(\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -23 \text{ kN.m} > M_d = -20 \text{ kN.m}$$

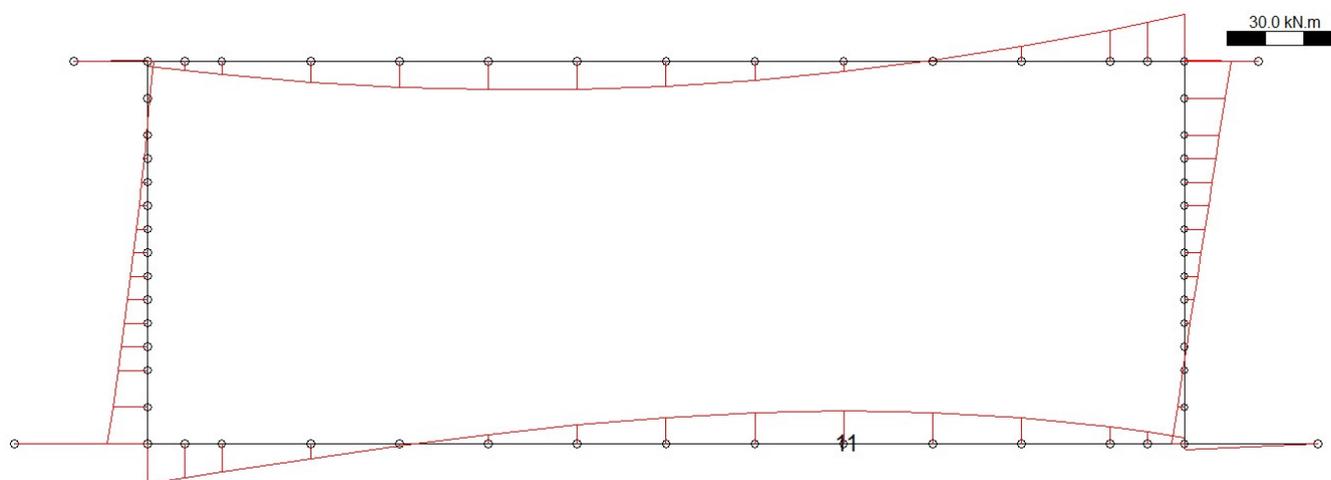
Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

Combinazioni Rare (SLE)

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

Combinazione più gravosa: SLE-R-10 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-0.33	-1.15	1.32	1.00
2) peso ricoprimento	0.23	-0.59	0.90	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-1.95	0.00	-0.17	1.00
5) veicolari per max. momento soletta	5.99	-15.27	23.07	0.75
8) sovrappinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	-5.43	-1.24	-4.89	0.75
9) frenatura/accelerazione convogli	11.57	-8.21	-26.44	1.00
10) riscaldamento soletta superiore	16.57	-5.36	-0.03	0.60
12) salto termico	-10.74	-0.86	0.00	0.60
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	13.4	-26.1	-10.8	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

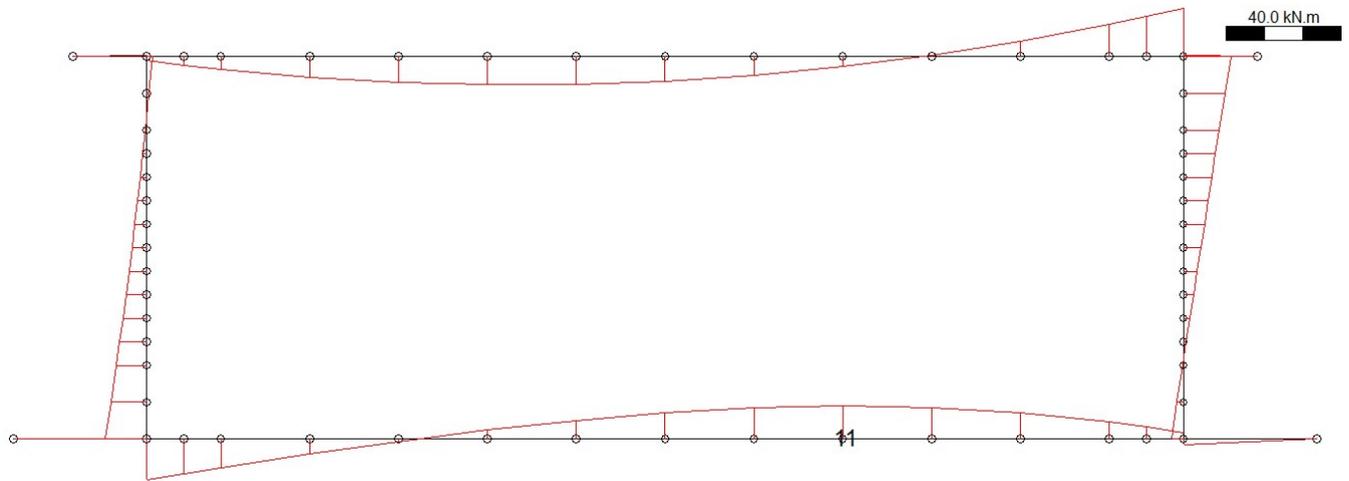
MOMENTO DI PROGETTO	=	-26.07	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	13.43	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-6.249	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	271.212	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	4.93	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	16.52	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.1359e+04	(cm ⁴)

Combinazioni STR-A1 (SLU)

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

Combinazione più gravosa: STR-A1-10 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-0.33	-1.15	1.32	1.35
2) peso ricoprimento	0.23	-0.59	0.90	1.35
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-1.95	0.00	-0.17	1.35
5) veicolari per max. momento soletta	5.99	-15.27	23.07	1.01
8) sovrappinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	-5.43	-1.24	-4.89	1.01
9) frenatura/accelerazione convogli	11.57	-8.21	-26.44	1.35
10) riscaldamento soletta superiore	16.57	-5.36	-0.03	0.72
12) salto termico	-10.74	-0.86	0.00	0.72
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	17.6	-34.6	-14.5	



VERIFICA A ROTTURA

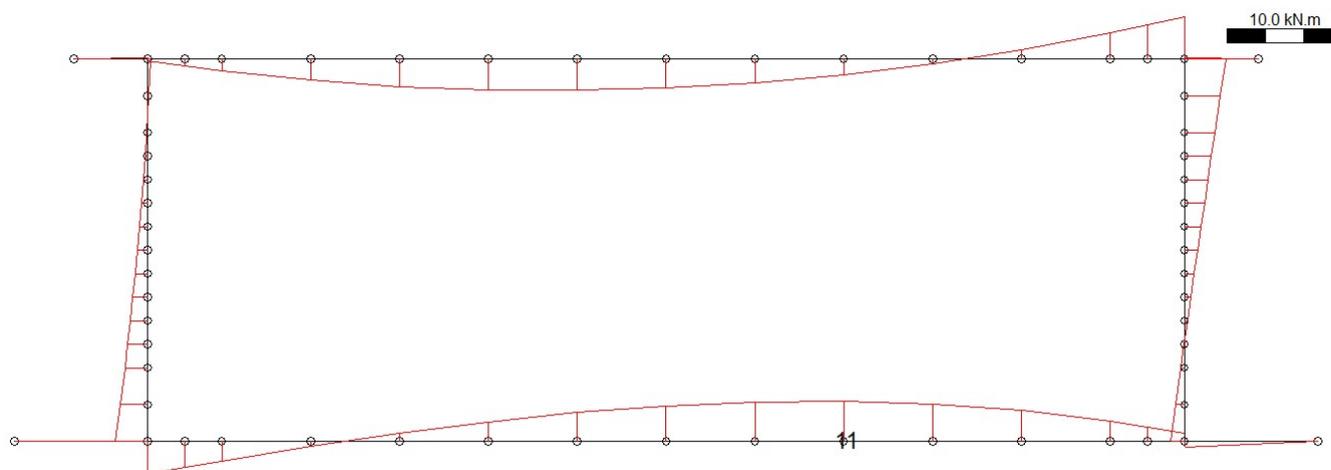
RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO =	14.17	(N/mm ²)
RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO =	391.30	(N/mm ²)
MOMENTO DI PROGETTO =	-34.63	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO =	17.61	(KN)
MOMENTO DI ROTTURA =	-47.83	(KN.m)
SFORZO DI ROTTURA =	17.55	(KN.m)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO =	4.04	(cm)
DOMINIO 3 , M_r/M_d =	1.38	

Combinazioni Sisma-A1 (SLU)

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

Combinazione più gravosa: SIS-A1-10 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-0.33	-1.15	1.32	1.00
2) peso ricoprimento	0.23	-0.59	0.90	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-1.95	0.00	-0.17	1.00
5) veicolari per max. momento soletta	5.99	-15.27	23.07	0.20
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	-5.43	-1.24	-4.89	0.20
9) frenatura/accelerazione convogli	11.57	-8.21	-26.44	0.20
10) riscaldamento soletta superiore	16.57	-5.36	-0.03	0.50
12) salto termico	-10.74	-0.86	0.00	0.50
13) sisma H da sx - masse strutt. e ricopr.	0.35	-0.23	-0.73	1.00
14) sisma H da sx - masse convogli stradali	0.60	-0.43	-1.37	1.00
15) sisma H da sx - sovraspinta terre	-0.25	-0.06	-0.23	1.00
16) sisma V - masse strutt. e ricopr.	0.01	0.11	-0.17	-0.30
17) sisma V - masse convogli stradali	-0.08	0.20	-0.30	-0.30
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	4.0	-10.6	-1.8	



VERIFICA A ROTTURA

RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO =	14.17	(N/mm ²)
RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO =	391.30	(N/mm ²)
MOMENTO DI PROGETTO =	-10.60	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO =	4.00	(KN)
MOMENTO DI ROTTURA =	-48.85	(KN.m)
SFORZO DI ROTTURA =	4.00	(KN.m)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO =	4.09	(cm)
DOMINIO 3 , M_r/M_d =	4.61	

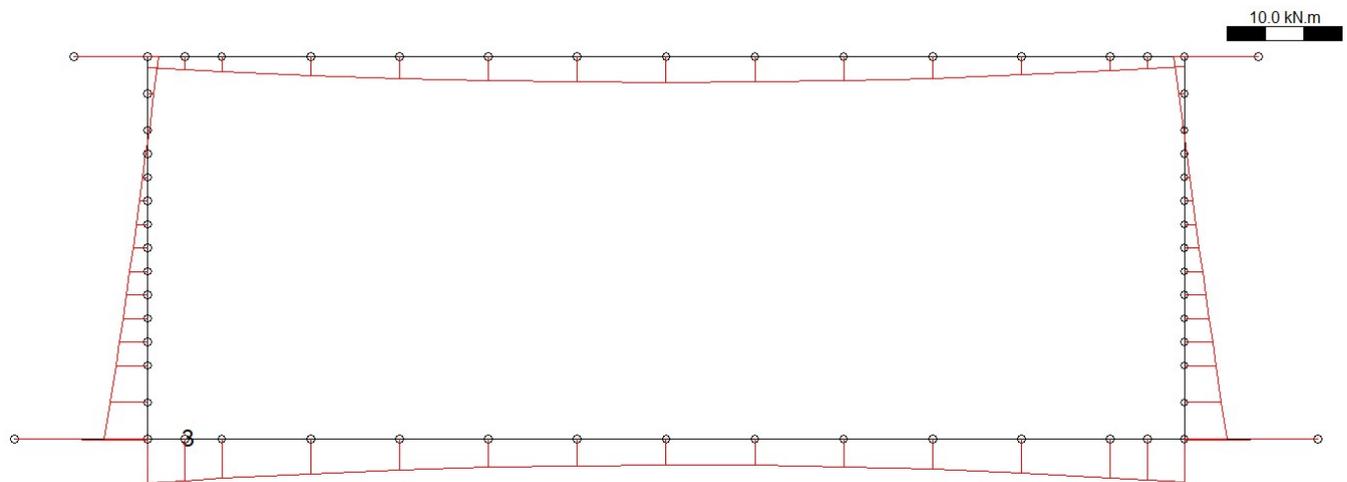
Massimo momento flettente esterno

Combinazioni Quasi Permanenti (SLE)

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

Combinazione più gravosa: SLE-Q-4 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-0.33	1.11	-6.01	1.00
2) peso ricoprimento	0.23	0.54	-3.12	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-2.62	0.16	-0.04	1.00
10) riscaldamento soletta superiore	16.57	-5.39	0.05	-0.50
11) ritiro soletta superiore	-18.59	6.04	-0.06	1.00
12) salto termico	-10.74	-0.86	0.01	-0.50
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-24.2	11.0	-9.3	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

MOMENTO DI PROGETTO	=	10.98	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	0.00	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-2.292	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	82.566	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	5.62	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	17.06	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.6899e+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

$$e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.67 \text{ mm}$$

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:

$$M_{fess} = + (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 24 \text{ kN.m} > M_d = 11 \text{ kN.m}$$

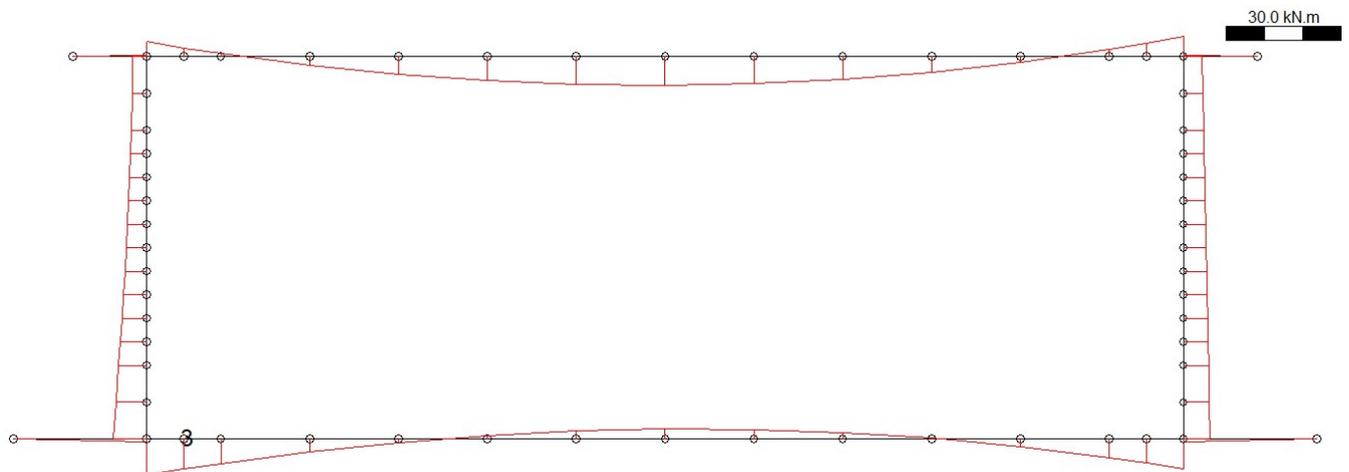
Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

Combinazioni Frequenti (SLE)

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

Combinazione più gravosa: SLE-F-4 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-0.33	1.11	-6.01	1.00
2) peso ricoprimento	0.23	0.54	-3.12	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-2.62	0.16	-0.04	1.00
5) veicolari per max. momento soletta	5.99	13.99	-80.25	0.75
8) sovrappinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	-22.25	3.34	-1.15	0.75
10) riscaldamento soletta superiore	16.57	-5.39	0.05	-0.50
11) ritiro soletta superiore	-18.59	6.04	-0.06	1.00
12) salto termico	-10.74	-0.86	0.01	-0.50
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-36.4	24.0	-70.3	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

MOMENTO DI PROGETTO	=	23.98	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	0.00	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-5.005	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	180.304	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	5.62	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	17.06	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.6899e+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

$$e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.67 \text{ mm}$$

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:

$$M_{fess} = + (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 24 \text{ kN.m} < M_d = 24 \text{ kN.m}$$

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

Definite le seguenti grandezze:

$\alpha_e = 6.7$	(rapporto E_s / E_{cls}) ;
$k_t = 0.6 / 0.4$	(per carichi di <u>breve / lunga</u> durata) ;
$k_1 = 0.8$	(per barre ad aderenza migliorata) ;
$k_2 = 0.5$	(nel caso di flessione) ;
$k_3 = 3.4$	
$k_4 = 0.425$	
$h = 250$ mm	(altezza della sezione) ;
$d = 191$ mm	(distanza baric. armatura tesa da lembo compresso) ;
$x = 56$ mm	(distanza asse neutro da lembo compresso) ;
$c = 52$ mm	(ricoprimento dell'armatura tesa) ;
$A_s = 770$ mm ²	(area dell'armatura tesa) ;
$h_{c,eff} = \min [2.5(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2] = 65$ mm	(altezza area tesa efficace) ;
$A_{c,eff} = h_{c,eff} * 1000 = 64616$ mm ²	(area calcestruzzo teso attorno all'armatura) ;
$\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff} = 0.012$	(densità d'armatura tirante teso) ;
$\sigma_s = 180$ N/mm ²	(tensione dell'armatura tesa) ;
$\phi = 14$ mm	(diametro equivalente barre d'armatura tesa) ;

si calcola:

$$\varepsilon_{sm} = \text{deformazione unitaria media delle barre d'armatura} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.00052 / 0.00052 (*)$$

$$\Delta_{smax} = \text{distanza massima fra le fessure} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 377 \text{ mm}$$

$$w_d = \text{ampiezza teorica delle fessure} = \varepsilon_{sm} * \Delta_{smax} = \mathbf{0.19 - 0.19} (*) \text{ mm} < 0.40 \text{ mm}$$

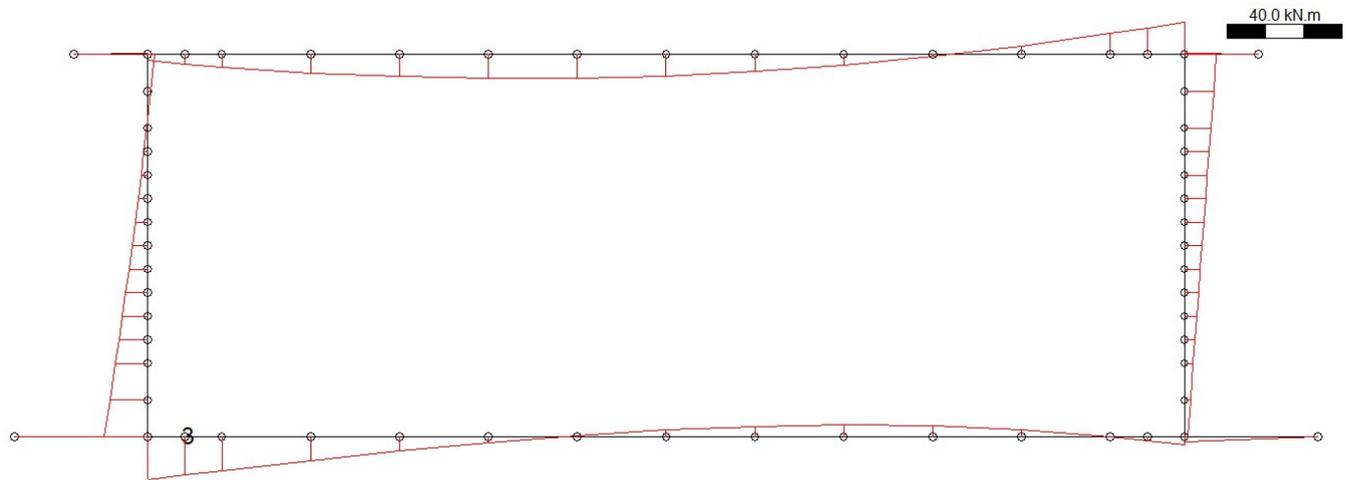
(*) = valori validi per carichi di breve durata / lunga durata

Combinazioni Rare (SLE)

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

Combinazione più gravosa: SLE-R-10 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-0.33	1.11	-6.01	1.00
2) peso ricoprimento	0.23	0.54	-3.12	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-2.62	0.16	-0.04	1.00
5) veicolari per max. momento soletta	5.99	13.99	-80.25	0.75
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	-22.25	3.34	-1.15	0.75
9) frenatura/accelerazione convogli	-40.16	15.90	-3.36	1.00
10) riscaldamento soletta superiore	16.57	-5.39	0.05	-0.60
11) ritiro soletta superiore	-18.59	6.04	-0.06	1.00
12) salto termico	-10.74	-0.86	0.01	-0.60
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-77.2	40.5	-73.7	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

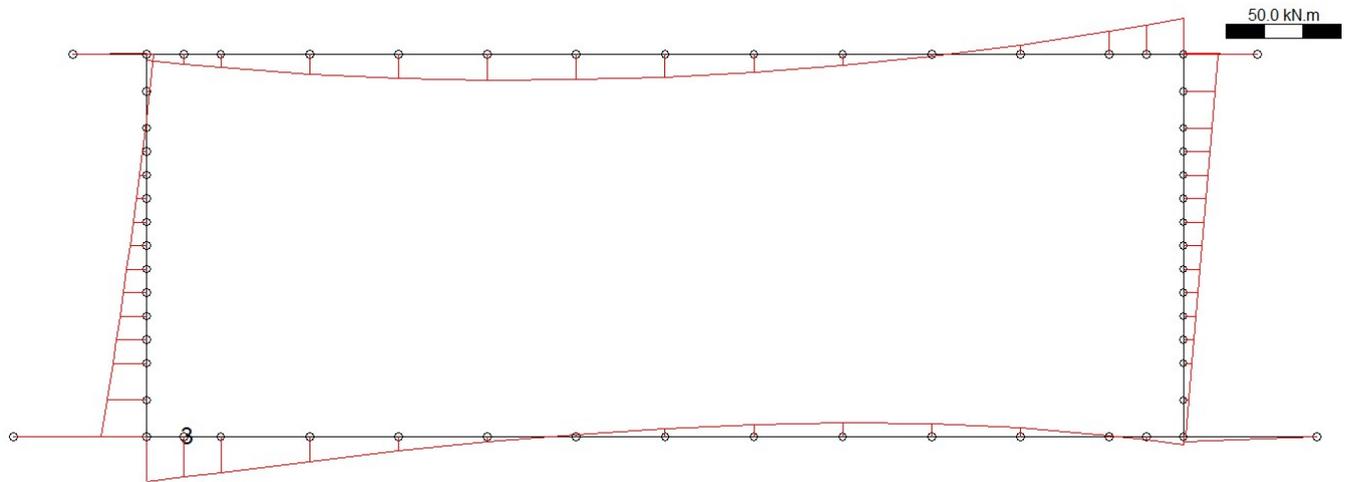
MOMENTO DI PROGETTO	=	40.50	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	0.00	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-8.455	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	304.574	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	5.62	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	17.06	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.6899e+04	(cm ⁴)

Combinazioni STR-A1 (SLU)

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

Combinazione più gravosa: STR-A1-10 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-0.33	1.11	-6.01	1.35
2) peso ricoprimento	0.23	0.54	-3.12	1.35
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-2.62	0.16	-0.04	1.35
5) veicolari per max. momento soletta	5.99	13.99	-80.25	1.01
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	-22.25	3.34	-1.15	1.01
9) frenatura/accelerazione convogli	-40.16	15.90	-3.36	1.35
10) riscaldamento soletta superiore	16.57	-5.39	0.05	-0.72
11) ritiro soletta superiore	-18.59	6.04	-0.06	1.20
12) salto termico	-10.74	-0.86	0.01	-0.72
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-100.9	53.2	-99.4	



VERIFICA A ROTTURA

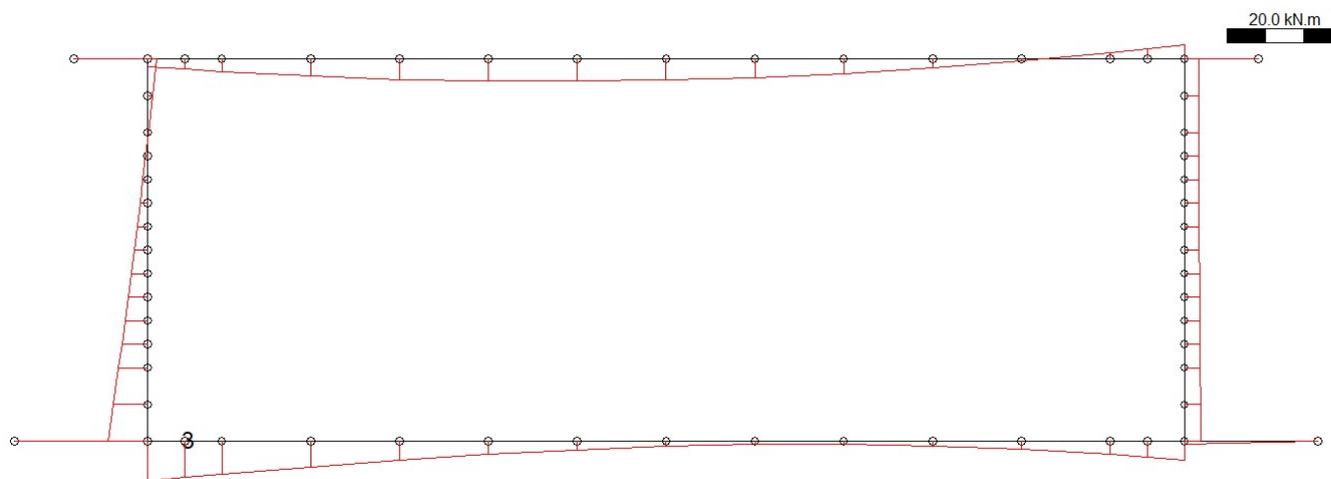
RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO = 14.17 (N/mm²)
 RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO = 391.30 (N/mm²)
 MOMENTO DI PROGETTO = 53.21 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = 59.35 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = -0.11 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.11 (cm)
 DOMINIO 3 , $M_r/M_d = 1.12$

Combinazioni Sisma-A1 (SLU)

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

Combinazione più gravosa: SIS-A1-10 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-0.33	1.11	-6.01	1.00
2) peso ricoprimento	0.23	0.54	-3.12	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-2.62	0.16	-0.04	1.00
5) veicolari per max. momento soletta	5.99	13.99	-80.25	0.20
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	-22.25	3.34	-1.15	0.20
9) frenatura/accelerazione convogli	-40.16	15.90	-3.36	0.20
10) riscaldamento soletta superiore	16.57	-5.39	0.05	-0.50
11) ritiro soletta superiore	-18.59	6.04	-0.06	1.00
12) salto termico	-10.74	-0.86	0.01	-0.50
13) sisma H da sx - masse strutt. e ricoprim.	-1.21	0.44	-0.11	1.00
14) sisma H da sx - masse convogli stradali	-2.08	0.82	-0.17	1.00
15) sisma H da sx - sovraspinta terre	-1.04	0.16	-0.05	1.00
16) sisma V - masse strutt. e ricoprim.	0.01	-0.11	0.60	-0.30
17) sisma V - masse convogli stradali	-0.08	-0.18	1.04	-0.30
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-39.8	19.1	-27.0	



VERIFICA A ROTTURA

RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO = 14.17 (N/mm²)
 RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO = 391.30 (N/mm²)
 MOMENTO DI PROGETTO = 19.14 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 0.00 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = 59.35 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = -0.11 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.11 (cm)
 DOMINIO 3 , M_r/M_d = 3.10

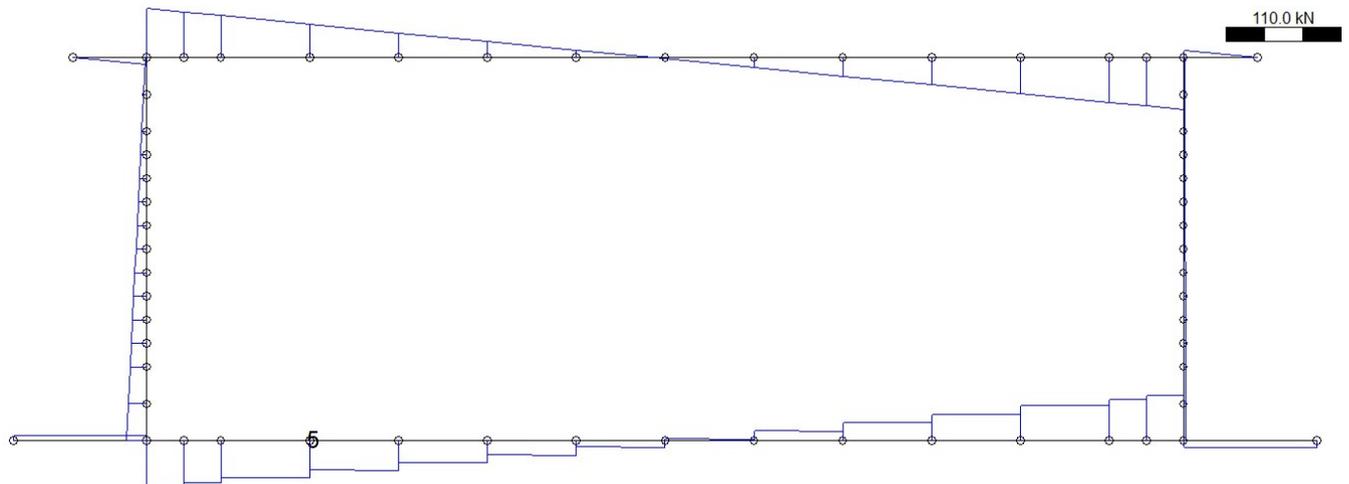
Massimo taglio

Combinazioni STR-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 4 (nodo 5)

Combinazione più gravosa: STR-A1-4 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-0.33	-0.08	-5.83	1.35
2) peso ricoprimento	0.23	-0.06	-2.70	1.35
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-2.55	0.14	-0.08	1.35
5) veicolari per max. momento soletta	5.99	-1.42	-69.30	1.35
8) sovrappinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	-20.47	2.94	-2.21	1.35
10) riscaldamento soletta superiore	16.57	-5.38	0.06	-0.72
11) ritiro soletta superiore	-18.59	6.03	-0.06	1.20
12) salto termico	-10.74	-0.86	0.01	-0.72
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-49.6	13.8	-108.3	



Resistenza a taglio dell'elemento dotato di armature trasversali (par. 4.1.2.3.5.2 D.M. 17/01/2018):

resistenza a "taglio trazione": $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg\theta)$

resistenza a "taglio compressione": $V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \cotg\theta / (1 + \cotg^2\theta)$

In cui :

A_{sw} = area delle staffe = $\phi 12 / 40 \text{ cm} = 283 \text{ mm}^2 / \text{m}$

s = passo delle staffe = 320 mm

d = altezza utile della sezione = 191 mm

b_w = larghezza sezione = 1000 mm

f_{yd} = resistenza di progetto dell'acciaio = $450 / 1.15 \text{ Mpa} = 391 \text{ Mpa}$

f_{cd} = resistenza cilindrica di progetto del calcestruzzo = $0.85 \cdot 25 / 1.5 \text{ Mpa} = 14.17 \text{ Mpa}$

$f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$ = resistenza di progetto ridotta del calcestruzzo = 7.08 Mpa

$\alpha_c = 1.000$ (per una compress. media pari a $\sigma_{cp} = 0.00$ Mpa, cfr. par. 4.1.2.1.3.2 delle NTC 2008)

sollecitazioni di progetto:

$$V_{ed} = 108 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = (\text{si assume cautelativamente}) = 0 \text{ kN}$$

Nel caso in esame, assumendo $\cotg\theta = 2.50$, si ricava:

resistenza a "taglio trazione": $V_{Rsd} = 149 \text{ kN} > V_{ed} = 108 \text{ kN}$

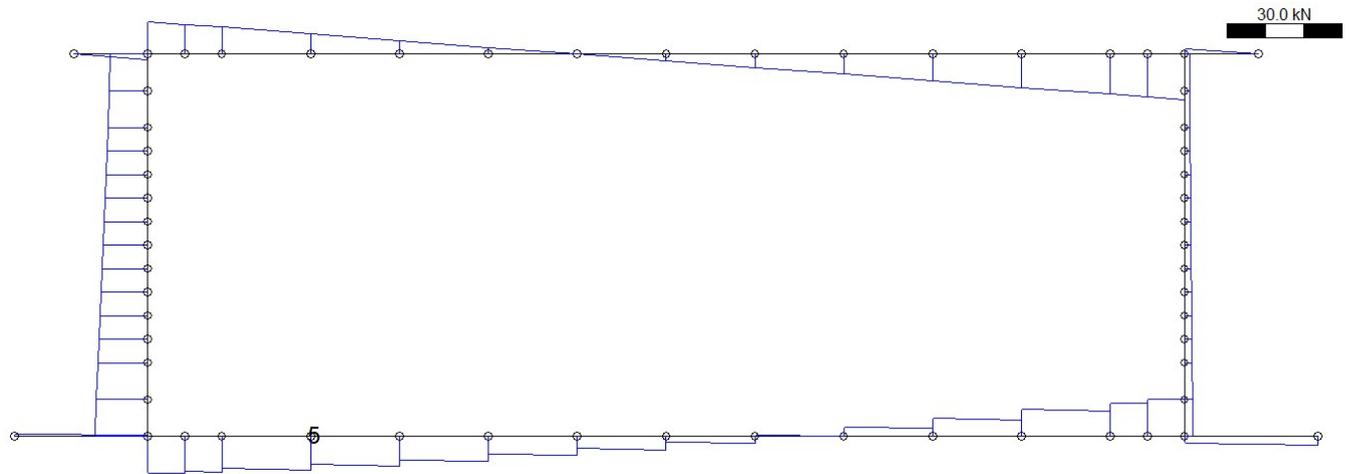
resistenza a "taglio compressione": $V_{Rcd} = 420 \text{ kN} > V_{ed} = 108 \text{ kN}$

Combinazioni Sisma-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 4 (nodo 5)

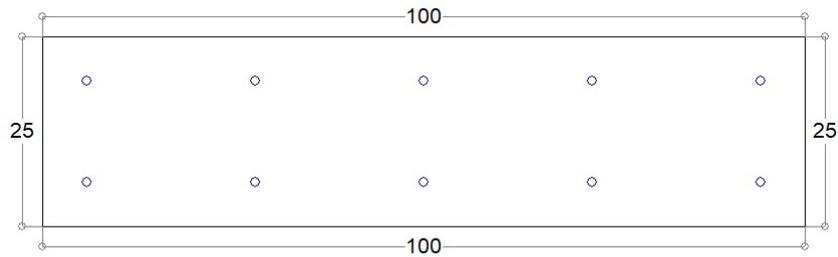
Combinazione più gravosa: SIS-A1-22 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-0.33	-0.08	-5.83	1.00
2) peso ricoprimento	0.23	-0.06	-2.70	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-2.55	0.14	-0.08	1.00
5) veicolari per max. momento soletta	5.99	-1.42	-69.30	0.20
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	-20.47	2.94	-2.21	0.20
9) frenatura/accelerazione convogli	-34.70	14.21	-9.89	0.20
10) riscaldamento soletta superiore	16.57	-5.38	0.06	-0.50
11) ritiro soletta superiore	-18.59	6.03	-0.06	1.00
12) salto termico	-10.74	-0.86	0.01	-0.50
13) sisma H da sx - masse strutt. e ricoprим.	-1.05	0.40	-0.28	0.30
14) sisma H da sx - masse convogli stradali	-1.80	0.74	-0.51	0.30
15) sisma H da sx - sovraspinta terre	-0.96	0.14	-0.10	0.30
16) sisma V - masse strutt. e ricoprим.	0.01	0.01	0.52	-1.00
17) sisma V - masse convogli stradali	-0.08	0.02	0.90	-1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-35.1	12.7	-26.7	



9.3 Piedritti

GEOMETRIA DELLA SEZIONE (1 cm = 10 cm)



DESCRIZIONE DELL'ARMATURA ORDINARIA

5.00 \varnothing 12 mm a 5.8 cm da intradosso

5.00 \varnothing 12 mm a 19.2 cm da intradosso

AREA ARMATURE = 11.31 (cm²)

DISTANZA DA INTRADOSSO SEZIONE = 12.50 (cm)

SEZIONE SOLO CALCESTRUZZO

AREA DELLA SEZIONE = 2500.0 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 25.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 12.5 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 130208.3 (cm⁴)

MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 10416.67 (cm³)

MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 10416.67 (cm³)

SEZIONE OMOGENEIZZATA

AREA DELLA SEZIONE = 2658.336 (cm²)

ALTEZZA DELLA SEZIONE = 25.0 (cm)

DISTANZA BARICENTRO DA INTRADOSSO = 12.5 (cm)

MOMENTO D'INERZIA BARICENTRICO = 137316.1 (cm⁴)

MODULO DI RESISTENZA SUPERIORE = 10985.29 (cm³)

MODULO DI RESISTENZA INFERIORE = 10985.29 (cm³)

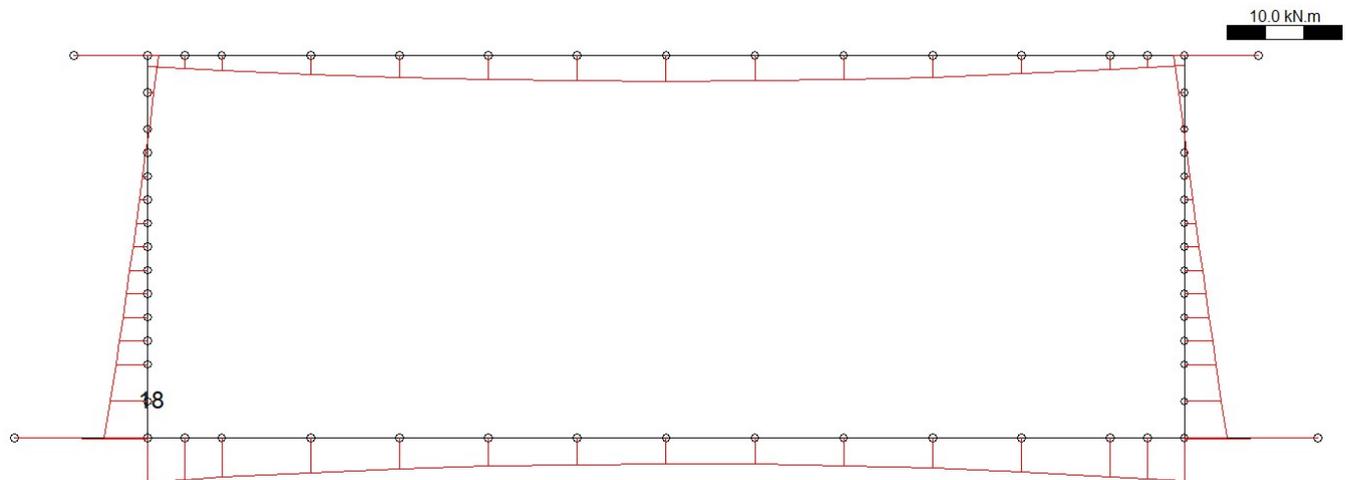
Massimo momento flettente esterno

Combinazioni Quasi Permanenti (SLE)

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

Combinazione più gravosa: SLE-Q-4 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-8.75	-1.31	0.33	1.00
2) peso ricoprimento	-4.40	-0.67	-0.23	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	0.09	-0.01	2.23	1.00
10) riscaldamento soletta superiore	0.00	4.36	-16.57	-0.50
11) ritiro soletta superiore	0.00	-4.89	18.59	1.00
12) salto termico	0.00	1.54	10.74	-0.50
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-13.1	-9.8	23.8	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

MOMENTO DI PROGETTO	=	-9.83	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	-13.06	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-2.280	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	85.343	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	5.49	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	16.74	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.1327e+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

$$e = Y_{\text{bar,cls}} - Y_{\text{bar,omog}} = 0.00 \text{ mm}$$

distanza baricentro sezione cls - sezione omogeneizzata

$$\sigma_{\text{estr}} = N / A_{\text{omog}} + N \cdot e / W_{\text{omog}} = -0.05$$

tensione ad estradosso da sforzo assiale

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{\text{fess}} = -(\sigma_t - \sigma_{\text{estr}}) \cdot W_{\text{omog}} = -24 \text{ kN.m} > M_d = -10 \text{ kN.m}$$

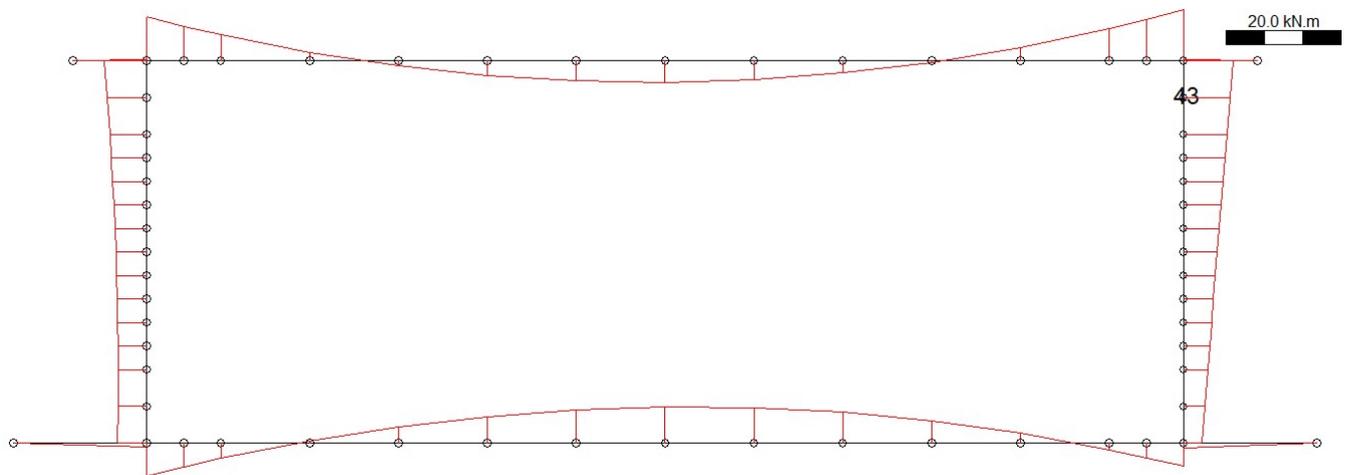
Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

Combinazioni Frequenti (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 58 (nodo 43)

Combinazione più gravosa: SLE-F-4 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-6.25	-1.13	-0.33	1.00
2) peso ricoprimento	-4.40	-0.79	0.23	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-0.09	-0.04	1.37	1.00
5) veicolari per max. momento soletta	-113.13	-20.32	6.00	0.75
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	-2.86	-2.20	9.19	0.75
10) riscaldamento soletta superiore	0.00	-4.34	16.57	0.50
12) salto termico	0.00	7.18	-10.74	-0.50
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-97.7	-24.6	26.3	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

MOMENTO DI PROGETTO	=	-24.61	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	-97.74	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-5.405	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	153.338	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	6.64	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	15.93	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.1442e+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

$$e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ mm}$$

distanza baricentro sezione cls - sezione omogeneizzata

$$\sigma_{est} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = -0.37$$

tensione ad estradosso da sforzo assiale

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = -(\sigma_t - \sigma_{est}) \cdot W_{omog} = -28 \text{ kN.m} > M_d = -25 \text{ kN.m}$$

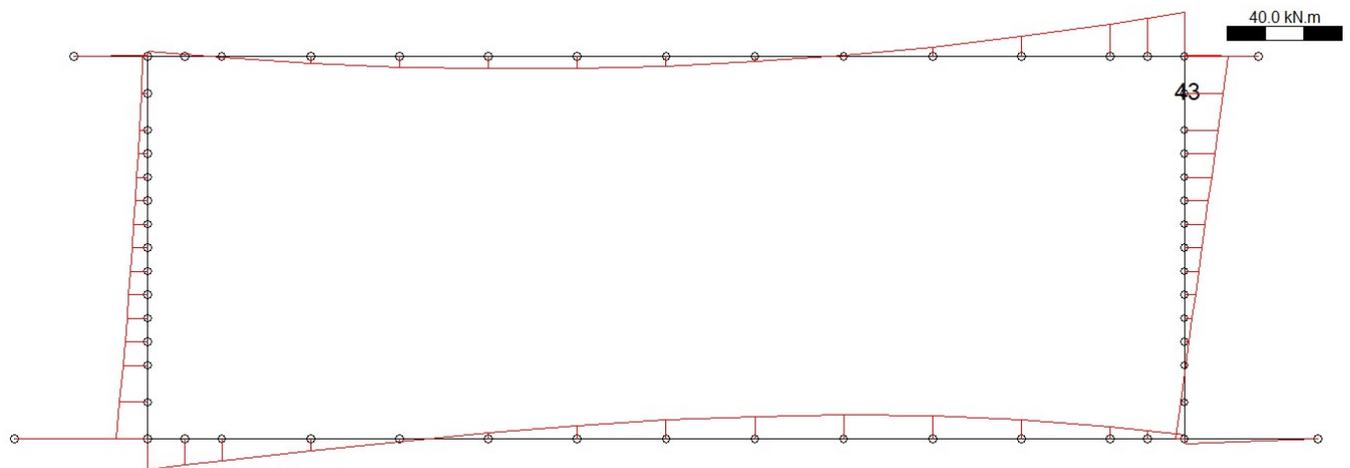
Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

Combinazioni Rare (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 58 (nodo 43)

Combinazione più gravosa: SLE-R-10 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-6.25	-1.13	-0.33	1.00
2) peso ricoprimento	-4.40	-0.79	0.23	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-0.09	-0.04	1.37	1.00
5) veicolari per max. momento soletta	-113.13	-20.32	6.00	0.75
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	-2.86	-2.20	9.19	0.75
9) frenatura/accelerazione convogli	-21.28	-15.08	56.55	1.00
10) riscaldamento soletta superiore	0.00	-4.34	16.57	0.60
12) salto termico	0.00	7.18	-10.74	-0.60
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-119.0	-40.8	85.6	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

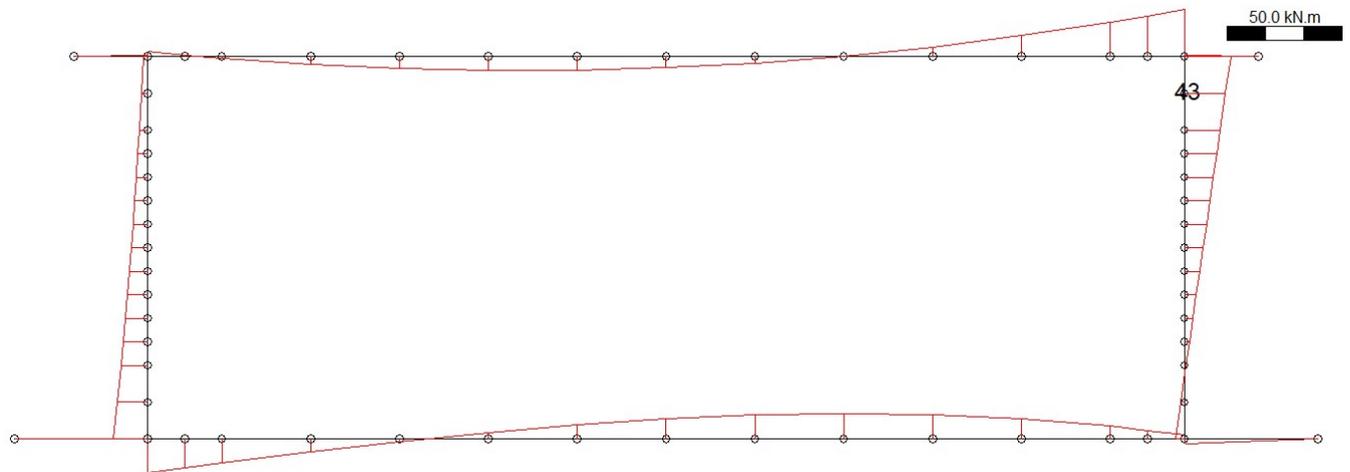
MOMENTO DI PROGETTO	=	-40.85	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	-119.01	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-9.192	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	294.137	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	6.13	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	16.36	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.1363e+04	(cm ⁴)

Combinazioni STR-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 58 (nodo 43)

Combinazione più gravosa: STR-A1-10 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-6.25	-1.13	-0.33	1.35
2) peso ricoprimento	-4.40	-0.79	0.23	1.35
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-0.09	-0.04	1.37	1.35
5) veicolari per max. momento soletta	-113.13	-20.32	6.00	1.01
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	-2.86	-2.20	9.19	1.01
9) frenatura/accelerazione convogli	-21.28	-15.08	56.55	1.35
10) riscaldamento soletta superiore	0.00	-4.34	16.57	0.72
12) salto termico	0.00	7.18	-10.74	-0.72
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-160.7	-54.1	113.1	



VERIFICA A ROTTURA

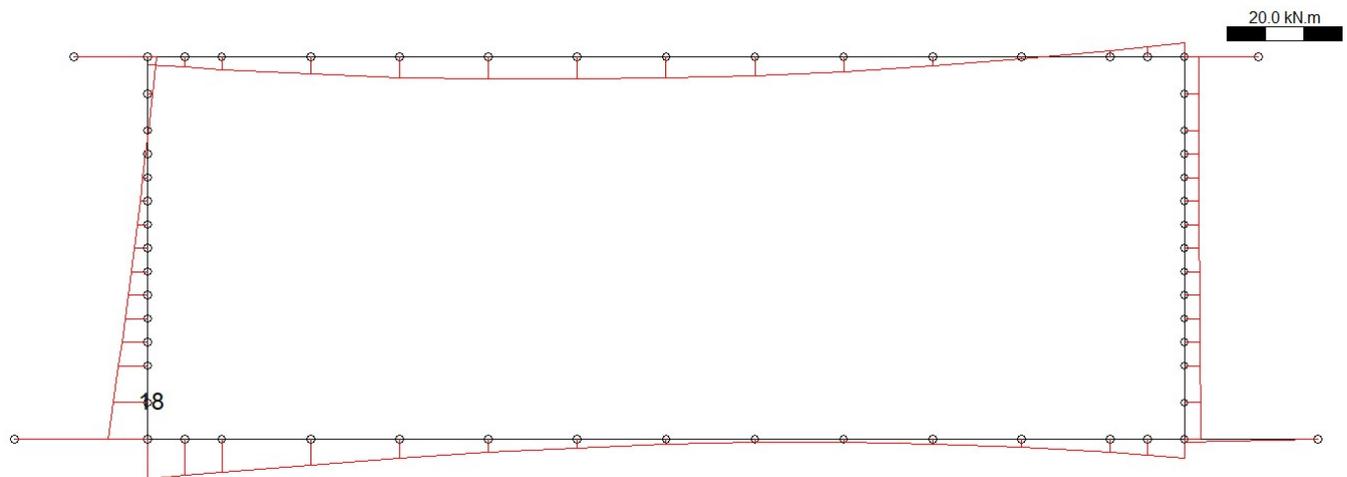
RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO = 14.17 (N/mm²)
 RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO = 391.30 (N/mm²)
 MOMENTO DI PROGETTO = -54.11 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = -160.67 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -60.55 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = -160.74 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.44 (cm)
 DOMINIO 3 , M_r/M_d = 1.12

Combinazioni Sisma-A1 (SLU)

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

Combinazione più gravosa: SIS-A1-10 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-8.75	-1.31	0.33	1.00
2) peso ricoprimento	-4.40	-0.67	-0.23	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	0.09	-0.01	2.23	1.00
5) veicolari per max. momento soletta	-113.13	-17.17	-6.00	0.20
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	2.86	-2.13	24.04	0.20
9) frenatura/accelerazione convogli	21.28	-14.60	56.55	0.20
10) riscaldamento soletta superiore	0.00	4.36	-16.57	-0.50
11) ritiro soletta superiore	0.00	-4.89	18.59	1.00
12) salto termico	0.00	1.54	10.74	-0.50
13) sisma H da sx - masse strutt. e ricopr. e	0.57	-0.40	1.70	1.00
14) sisma H da sx - masse convogli stradali	1.10	-0.76	2.93	1.00
15) sisma H da sx - sovraspinta terre	0.13	-0.10	1.13	1.00
16) sisma V - masse strutt. e ricopr. e	0.85	0.13	-0.01	-0.30
17) sisma V - masse convogli stradali	1.47	0.22	0.08	-0.30
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-29.7	-18.0	44.5	



VERIFICA A ROTTURA

RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO =	14.17	(N/mm ²)
RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO =	391.30	(N/mm ²)
MOMENTO DI PROGETTO =	-17.97	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO =	-29.75	(KN)
MOMENTO DI ROTTURA =	-50.40	(KN.m)
SFORZO DI ROTTURA =	-29.78	(KN.m)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO =	3.92	(cm)
DOMINIO 3 , M_r/M_d =	2.80	

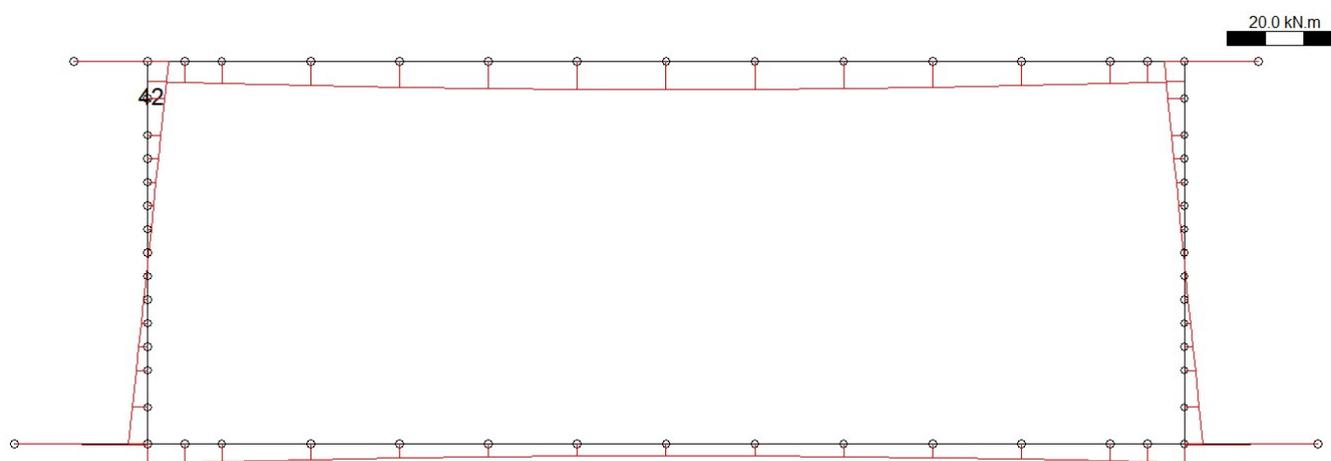
Massimo momento flettente interno

Combinazioni Quasi Permanenti (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 57 (nodo 42)

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	-6.25	-1.13	0.33	1.00
2) peso ricoprimento	-4.40	-0.79	-0.23	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	0.09	0.11	-1.29	1.00
10) riscaldamento soletta superiore	0.00	-4.34	-16.57	-0.50
11) ritiro soletta superiore	0.00	4.87	18.59	1.00
12) salto termico	0.00	7.18	10.74	0.50
18) spinta idrostatica acque interne al tombino	0.00	0.00	-0.16	1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-10.6	8.8	30.9	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

MOMENTO DI PROGETTO	=	8.82	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	-10.56	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-2.051	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	77.713	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	5.44	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	16.76	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.1326e+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

$$e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ mm}$$

distanza baricentro sezione cls - sezione omogeneizzata

$$\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = -0.04$$

tensione ad intradosso da sforzo assiale

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = + (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 24 \text{ kN.m} > M_d = 9 \text{ kN.m}$$

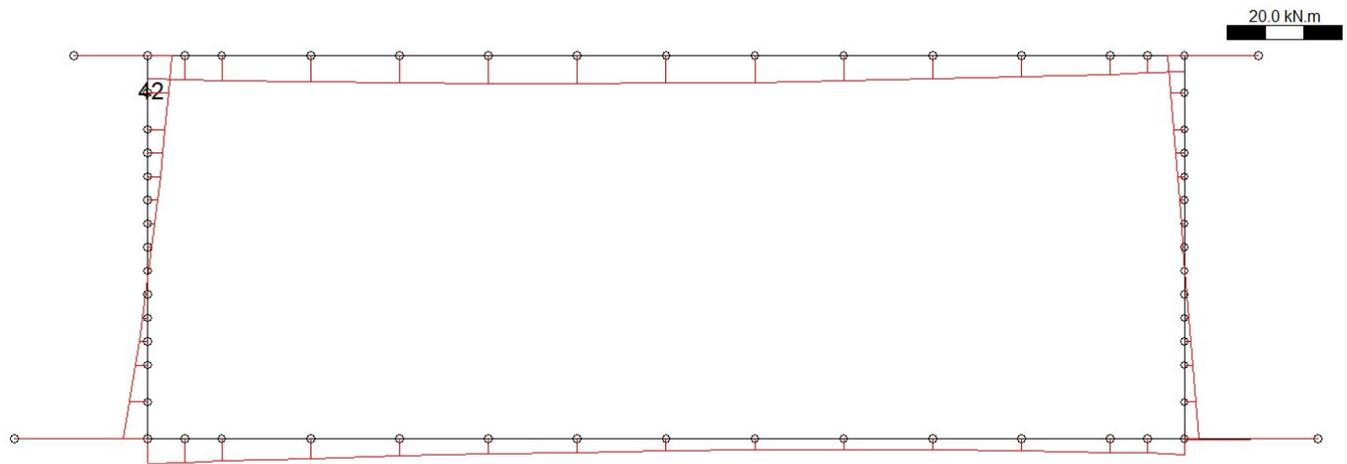
Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

Combinazioni Frequenti (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 57 (nodo 42)

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	-6.25	-1.13	0.33	1.00
2) peso ricoprimento	-4.40	-0.79	-0.23	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	0.09	0.11	-1.29	1.00
8) sovraspinta veicolare - tandem a sx - $k = k_0$	2.86	2.70	-5.65	0.75
10) riscaldamento soletta superiore	0.00	-4.34	-16.57	-0.50
11) ritiro soletta superiore	0.00	4.87	18.59	1.00
12) salto termico	0.00	7.18	10.74	0.50
18) spinta idrostatica acque interne al tombino	0.00	0.00	-0.16	1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-8.4	10.8	26.7	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

MOMENTO DI PROGETTO	=	10.84	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	-8.41	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-2.538	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	99.891	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	5.30	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	16.80	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.1325e+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

$$e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ mm}$$

distanza baricentro sezione cls - sezione omogeneizzata

$$\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = -0.03$$

tensione ad intradosso da sforzo assiale

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{fess} = + (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 24 \text{ kN.m} > M_d = 11 \text{ kN.m}$$

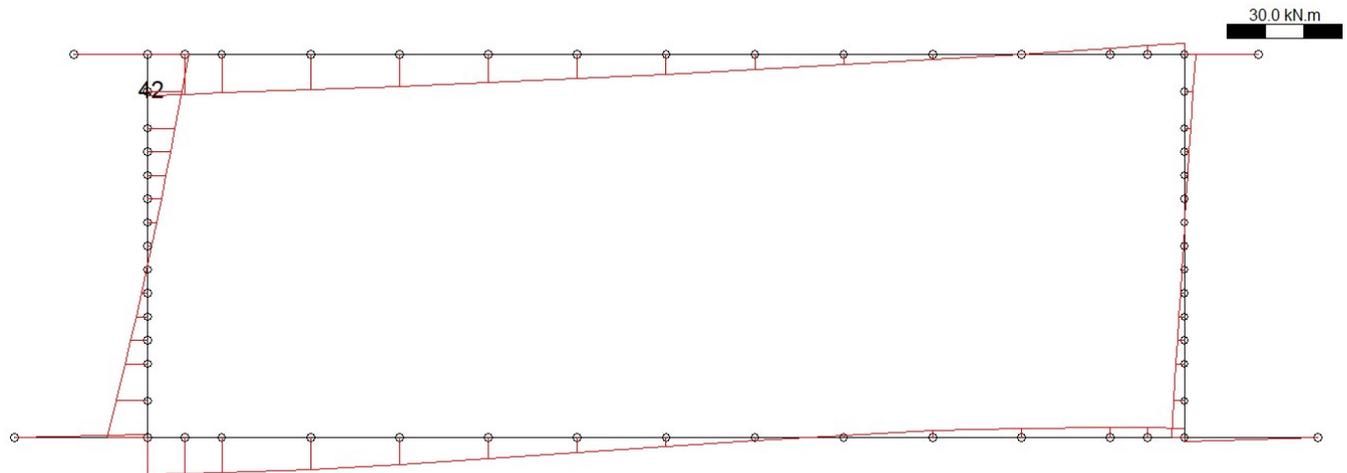
Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

Combinazioni Rare (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 57 (nodo 42)

Combinazione più gravosa: SLE-R-12 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-6.25	-1.13	0.33	1.00
2) peso ricoprimento	-4.40	-0.79	-0.23	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	0.09	0.11	-1.29	1.00
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	2.86	2.70	-5.65	0.75
9) frenatura/accelerazione convogli	21.28	15.08	56.55	1.00
10) riscaldamento soletta superiore	0.00	-4.34	-16.57	-0.60
11) ritiro soletta superiore	0.00	4.87	18.59	1.00
12) salto termico	0.00	7.18	10.74	0.60
18) spinta idrostatica acque interne al tombino	0.00	0.00	-0.16	1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	12.9	27.1	85.9	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

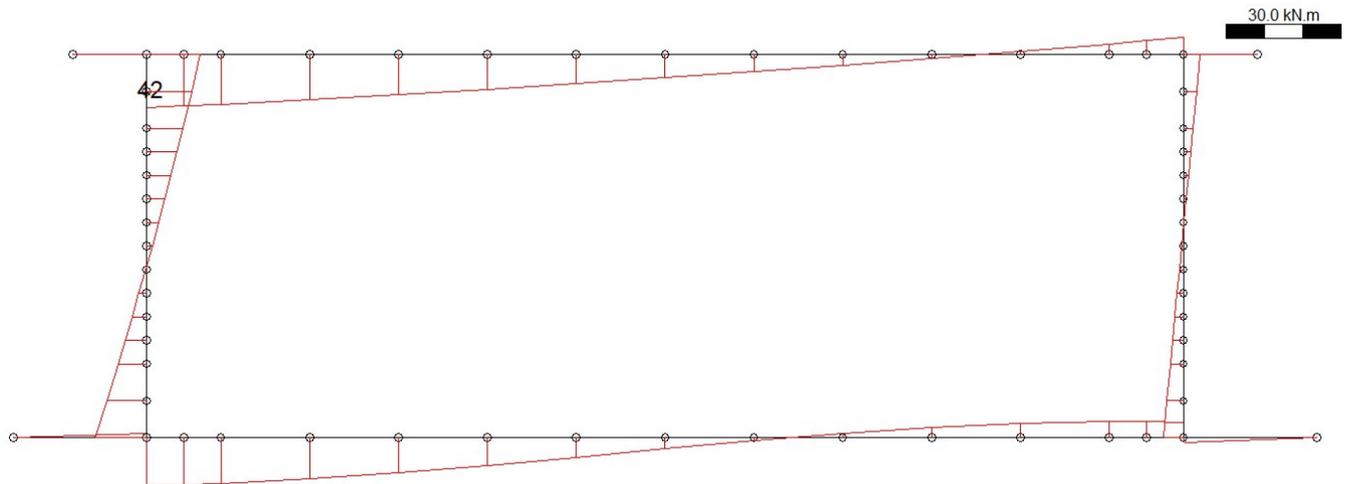
MOMENTO DI PROGETTO	=	27.08	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	12.86	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-6.420	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	282.387	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	4.88	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	16.82	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.1324e+04	(cm ⁴)

Combinazioni STR-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 57 (nodo 42)

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

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-6.25	-1.13	0.33	1.00
2) peso ricoprimento	-4.40	-0.79	-0.23	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	0.09	0.11	-1.29	1.35
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	2.86	2.70	-5.65	1.01
9) frenatura/accelerazione convogli	21.28	15.08	56.55	1.35
10) riscaldamento soletta superiore	0.00	-4.34	-16.57	-0.72
11) ritiro soletta superiore	0.00	4.87	18.59	1.20
12) salto termico	0.00	7.18	10.74	0.72
18) spinta idrostatica acque interne al tombino	0.00	0.00	-0.16	1.35
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	21.1	35.5	110.7	



VERIFICA A ROTTURA

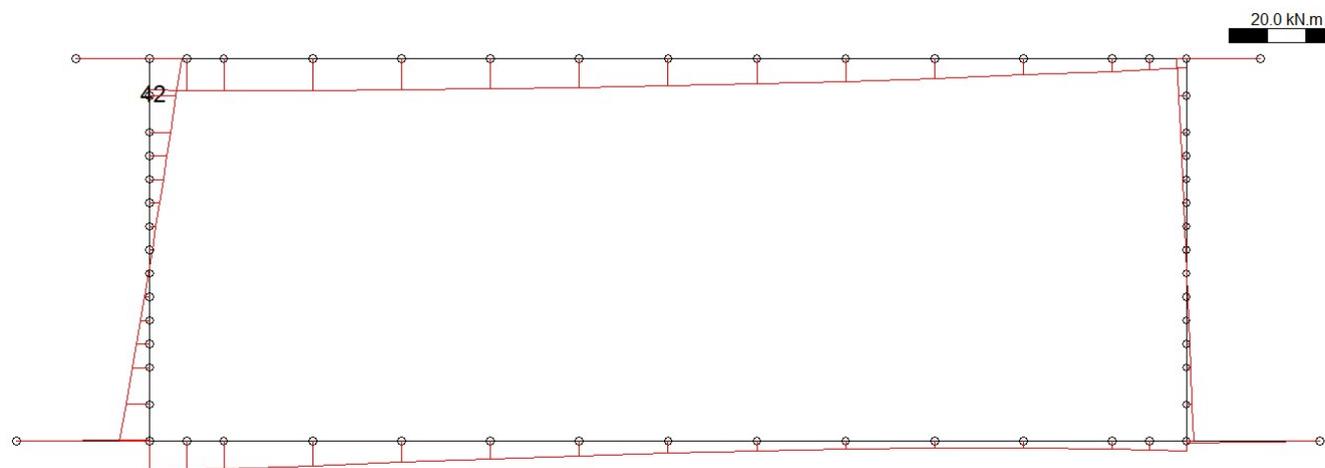
RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO = 14.17 (N/mm²)
 RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO = 391.30 (N/mm²)
 MOMENTO DI PROGETTO = 35.46 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 21.09 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = 46.23 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = 21.18 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 3.67 (cm)
 DOMINIO 3 , M_r/M_d = 1.30

Combinazioni Sisma-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 57 (nodo 42)

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	-6.25	-1.13	0.33	1.00
2) peso ricoprimento	-4.40	-0.79	-0.23	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	0.09	0.11	-1.29	1.00
8) sovraspinta veicolare - tandem a sx - $k = k_0$	2.86	2.70	-5.65	0.20
9) frenatura/accelerazione convogli	21.28	15.08	56.55	0.20
10) riscaldamento soletta superiore	0.00	-4.34	-16.57	-0.50
11) ritiro soletta superiore	0.00	4.87	18.59	1.00
12) salto termico	0.00	7.18	10.74	0.50
13) sisma H da sx - masse strutt. e ricopr. e	0.57	0.41	1.38	1.00
14) sisma H da sx - masse convogli stradali	1.10	0.78	2.93	1.00
15) sisma H da sx - sovraspinta terre	0.13	0.13	-0.27	1.00
16) sisma V - masse strutt. e ricopr. e	0.69	0.12	-0.01	0.30
17) sisma V - masse convogli stradali	1.47	0.26	0.08	0.30
18) spinta idrostatica acque interne al tombino	0.00	0.00	-0.16	1.00
22) spinta idrodinamica in sisma	0.01	0.01	0.03	1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-3.3	13.8	45.2	



VERIFICA A ROTTURA

RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO = 14.17 (N/mm²)
 RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO = 391.30 (N/mm²)
 MOMENTO DI PROGETTO = 13.82 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = -3.27 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = 48.34 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = -3.26 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 3.83 (cm)
 DOMINIO 3 , $M_r/M_d = 3.50$

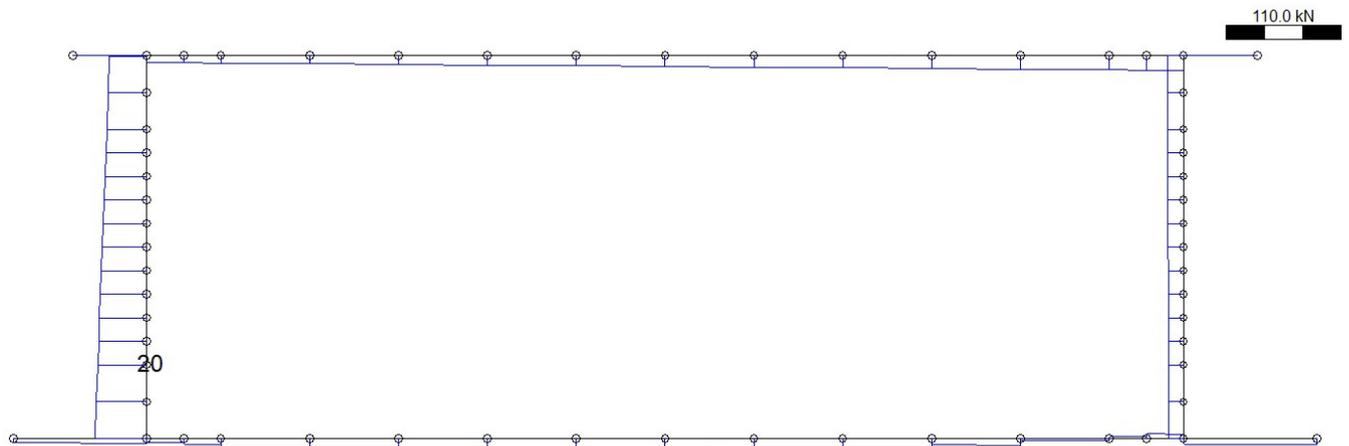
Massimo taglio

Combinazioni STR-A1 (SLU)

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

Combinazione più gravosa: STR-A1-10 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-8.75	-1.29	0.33	1.35
2) peso ricoprimento	-4.40	-0.68	-0.23	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	0.09	0.11	1.66	1.35
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	2.86	-0.74	20.51	1.01
9) frenatura/accelerazione convogli	21.28	-11.07	56.55	1.35
10) riscaldamento soletta superiore	0.00	3.32	-16.57	-0.72
11) ritiro soletta superiore	0.00	-3.73	18.59	1.20
12) salto termico	0.00	2.21	10.74	0.72
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	15.5	-23.2	141.5	



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

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

In cui :

f_{ck} = resistenza caratteristica cilindrica = 25 Mpa

$$\gamma_c = 1.5$$

b_w = larghezza sezione = 1000 mm

d = altezza utile della sezione = 192 mm

A_{sl} = area armatura longitudinale tesa = 565 mm²

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 2.00 \quad (\leq 2)$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = \text{rapporto geom. di armatura longitudinale} = 0.003 \quad (\leq 0.02)$$

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

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.495$$

sollecitazioni di progetto:

$$V_{ed} = 142 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = (\text{coefficienti di combinazione unitari}) = -11 \text{ kN}$$

Risulta in base alle formule precedenti: $V_{Rd} = 94 \text{ kN} < V_{ed} = 142 \text{ kN}$

Resistenza a taglio dell'elemento dotato di armature trasversali (par. 4.1.2.3.5.2 D.M. 17/01/2018):

resistenza a "taglio trazione": $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg\theta)$

resistenza a "taglio compressione": $V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \cotg\theta / (1 + \cotg^2\theta)$

In cui :

$$A_{sw} = \text{area delle staffe} = \phi 12 / 20 \text{ cm} = 565 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$s = \text{passo delle staffe} = 500 \text{ mm}$$

$$d = \text{altezza utile della sezione} = 192 \text{ mm}$$

$$b_w = \text{larghezza sezione} = 1000 \text{ mm}$$

$$f_{yd} = \text{resistenza di progetto dell'acciaio} = 450 / 1.15 \text{ Mpa} = 391 \text{ Mpa}$$

$$f_{cd} = \text{resistenza cilindrica di progetto del calcestruzzo} = 0.85 \cdot 25 / 1.5 \text{ Mpa} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$f'_{cd} = 0.5 f_{cd} = \text{resistenza di progetto ridotta del calcestruzzo} = 7.08 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_c = 2.508 \quad (\text{per una compress. media pari a } \sigma_{cp} = -0.04 \text{ Mpa, cfr. par. 4.1.2.1.3.2 delle NTC 2008})$$

sollecitazioni di progetto:

$$V_{ed} = 142 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = (\text{coefficienti di combinazione unitari}) = -11 \text{ kN}$$

Nel caso in esame, assumendo $\cotg\theta = 2.50$, si ricava:

resistenza a "taglio trazione": $V_{Rsd} = 191 \text{ kN} > V_{ed} = 142 \text{ kN}$

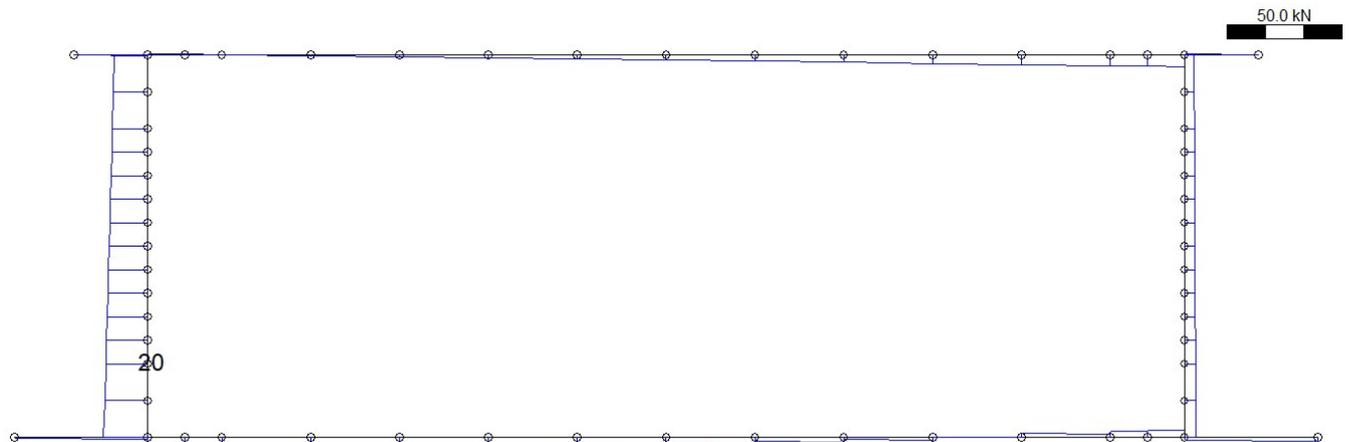
resistenza a "taglio compressione": $V_{Rcd} = 1058 \text{ kN} > V_{ed} = 142 \text{ kN}$

Combinazioni Sisma-A1 (SLU)

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

Combinazione più gravosa: SIS-A1-7 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-8.75	-1.29	0.33	1.00
2) peso ricoprimento	-4.40	-0.68	-0.23	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	0.09	0.11	1.66	1.00
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	2.86	-0.74	20.51	0.20
9) frenatura/accelerazione convogli	21.28	-11.07	56.55	0.20
10) riscaldamento soletta superiore	0.00	3.32	-16.57	-0.50
11) ritiro soletta superiore	0.00	-3.73	18.59	1.00
12) salto termico	0.00	2.21	10.74	0.50
13) sisma H da sx - masse strutt. e ricoprим.	0.57	-0.29	1.70	1.00
14) sisma H da sx - masse convogli stradali	1.10	-0.57	2.93	1.00
15) sisma H da sx - sovraspinta terre	0.13	-0.03	0.96	1.00
16) sisma V - masse strutt. e ricoprим.	0.85	0.13	-0.01	0.30
17) sisma V - masse convogli stradali	1.47	0.23	0.08	0.30
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-5.7	-9.3	55.0	



Coppia M/N con massima eccentricità esterna

Combinazioni Quasi Permanenti (SLE)

La combinazione di verifica coincide con la combinazione che genera il massimo momento flettente.

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

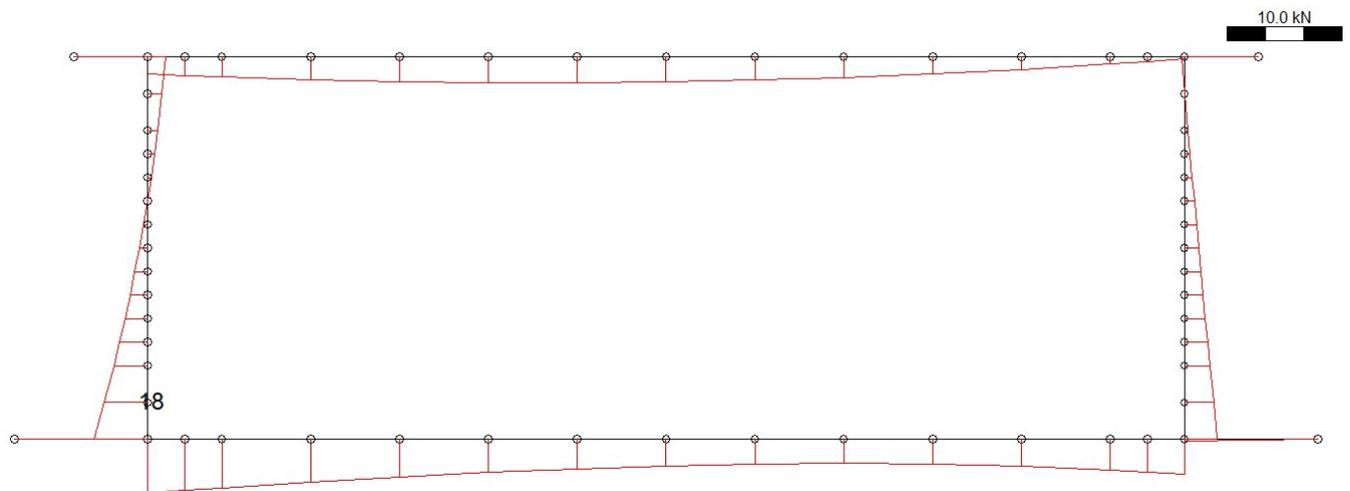
Combinazione più gravosa: SLE-Q-4

Combinazioni Frequenti (SLE)

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

Combinazione più gravosa: SLE-F-4 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-8.75	-1.31	0.33	1.00
2) peso ricoprimento	-4.40	-0.67	-0.23	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	0.09	-0.01	2.23	1.00
8) sovrappinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	2.86	-2.13	24.04	0.75
10) riscaldamento soletta superiore	0.00	4.36	-16.57	-0.50
11) ritiro soletta superiore	0.00	-4.89	18.59	1.00
12) salto termico	0.00	1.54	10.74	-0.50
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-10.9	-11.4	41.9	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

MOMENTO DI PROGETTO	=	-11.42	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	-10.91	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-2.660	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	103.388	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	5.35	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	16.79	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.1325e+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

$$e = Y_{\text{bar,cls}} - Y_{\text{bar,omog}} = 0.00 \text{ mm}$$

distanza baricentro sezione cls - sezione omogeneizzata

$$\sigma_{\text{estr}} = N / A_{\text{omog}} + N \cdot e / W_{\text{omog}} = -0.04$$

tensione ad estradosso da sforzo assiale

Il momento di formazione della fessura è pari a:

$$M_{\text{fess}} = -(\sigma_t - \sigma_{\text{estr}}) \cdot W_{\text{omog}} = -24 \text{ kN.m} > M_d = -11 \text{ kN.m}$$

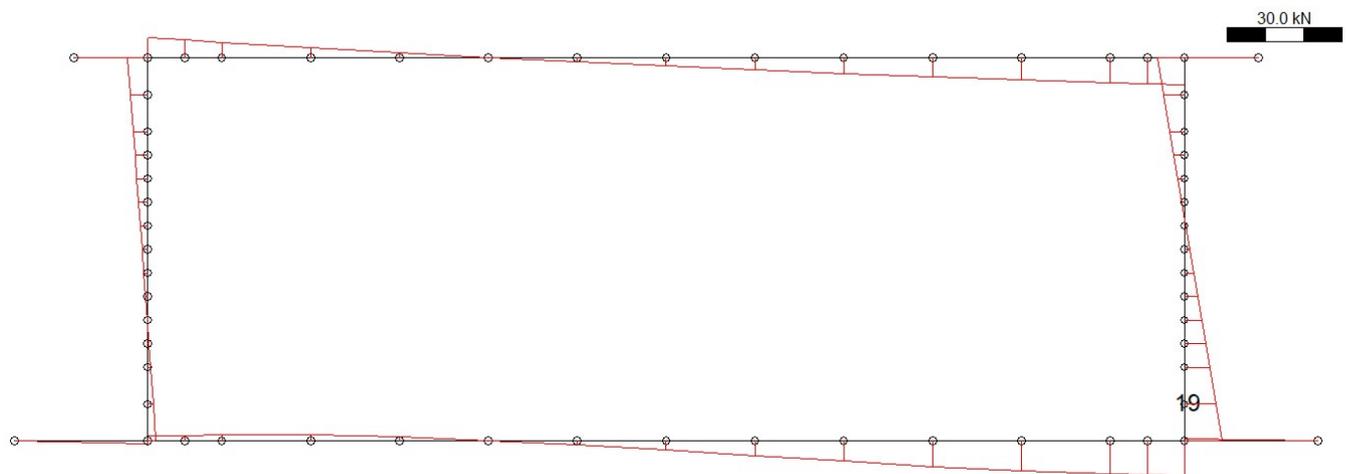
Il momento di formazione della fessura è superiore al momento di progetto.

Combinazioni Rare (SLE)

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

Combinazione più gravosa: SLE-R-28 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-8.75	-1.31	-0.33	1.00
2) peso ricoprimento	-4.40	-0.67	0.23	1.00
4) spinta terre asimmetrica - k = k0 / Ka	-0.09	0.14	-0.97	1.00
9) frenatura/accelerazione convogli	-21.28	14.60	56.55	-1.00
10) riscaldamento soletta superiore	0.00	4.36	16.57	-0.60
11) ritiro soletta superiore	0.00	-4.89	-18.59	1.00
12) salto termico	0.00	1.54	-10.74	-0.60
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	8.0	-24.9	-79.7	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

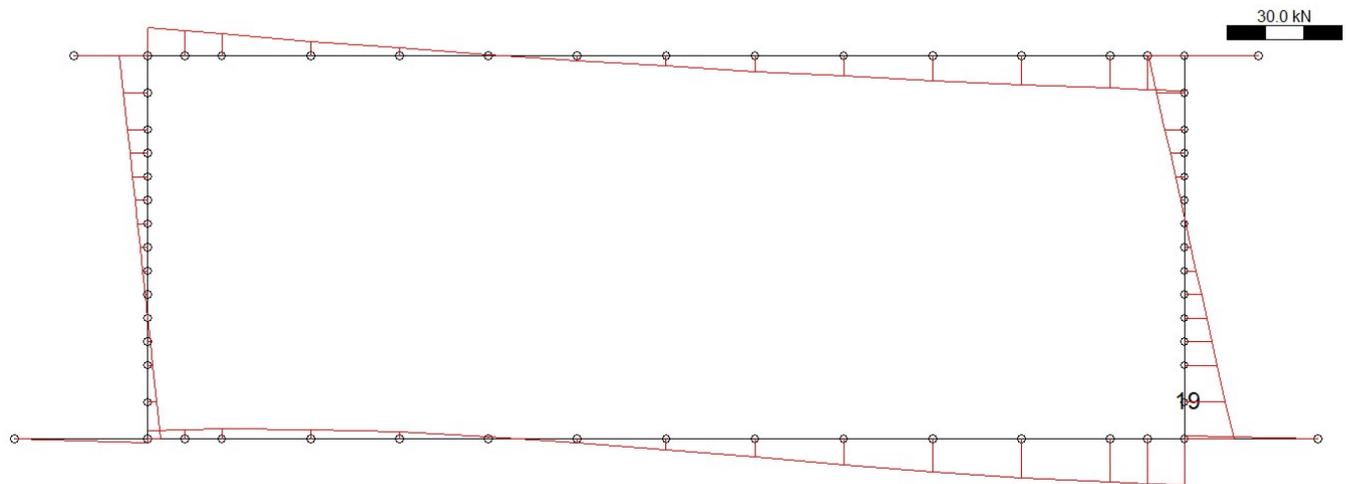
MOMENTO DI PROGETTO	=	-24.87	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	8.04	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-5.890	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	255.615	(N/mm ²)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO	=	4.93	(cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO	=	16.83	(cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO	=	2.1324e+04	(cm ⁴)

Combinazioni STR-A1 (SLU)

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

Combinazione più gravosa: STR-A1-28 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-8.75	-1.31	-0.33	1.35
2) peso ricoprimento	-4.40	-0.67	0.23	1.35
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-0.09	0.14	-0.97	1.00
9) frenatura/accelerazione convogli	-21.28	14.60	56.55	-1.35
10) riscaldamento soletta superiore	0.00	4.36	16.57	-0.72
11) ritiro soletta superiore	0.00	-4.89	-18.59	1.20
12) salto termico	0.00	1.54	-10.74	-0.72
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	10.9	-32.4	-104.0	



VERIFICA A ROTTURA

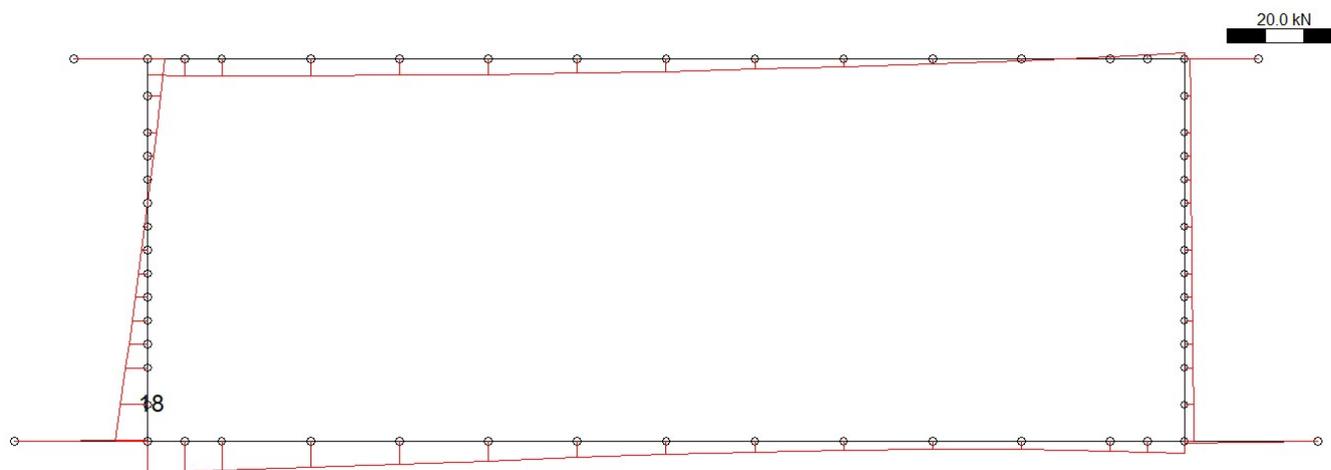
RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO = 14.17 (N/mm²)
 RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO = 391.30 (N/mm²)
 MOMENTO DI PROGETTO = -32.36 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = 10.88 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = -47.20 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = 10.91 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 3.76 (cm)
 DOMINIO 3 , M_r/M_d = 1.46

Combinazioni Sisma-A1 (SLU)

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

Combinazione più gravosa: SIS-A1-7 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-8.75	-1.31	0.33	1.00
2) peso ricoprimento	-4.40	-0.67	-0.23	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	0.09	-0.01	2.23	1.00
8) sovraspinta veicolari - tandem a sx - $k = k_0$	2.86	-2.13	24.04	0.20
9) frenatura/accelerazione convogli	21.28	-14.60	56.55	0.20
10) riscaldamento soletta superiore	0.00	4.36	-16.57	-0.50
11) ritiro soletta superiore	0.00	-4.89	18.59	1.00
12) salto termico	0.00	1.54	10.74	-0.50
13) sisma H da sx - masse strutt. e ricopr.	0.57	-0.40	1.70	1.00
14) sisma H da sx - masse convogli stradali	1.10	-0.76	2.93	1.00
15) sisma H da sx - sovraspinta terre	0.13	-0.10	1.13	1.00
16) sisma V - masse strutt. e ricopr.	0.85	0.13	-0.01	0.30
17) sisma V - masse convogli stradali	1.47	0.22	0.08	0.30
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-5.7	-14.3	45.7	



VERIFICA A ROTTURA

RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO =	14.17	(N/mm ²)
RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO =	391.30	(N/mm ²)
MOMENTO DI PROGETTO =	-14.33	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO =	-5.73	(KN)
MOMENTO DI ROTTURA =	-48.53	(KN.m)
SFORZO DI ROTTURA =	-5.72	(KN.m)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO =	3.84	(cm)
DOMINIO 3 , M_r/M_d =	3.39	

Coppia M/N con massima eccentricità interna

Combinazioni Quasi Permanenti (SLE)

La combinazione di verifica coincide con la combinazione che genera il massimo momento flettente.

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 57 (nodo 42)

Combinazione più gravosa: SLE-Q-6

Combinazioni Frequenti (SLE)

La combinazione di verifica coincide con la combinazione che genera il massimo momento flettente.

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 57 (nodo 42)

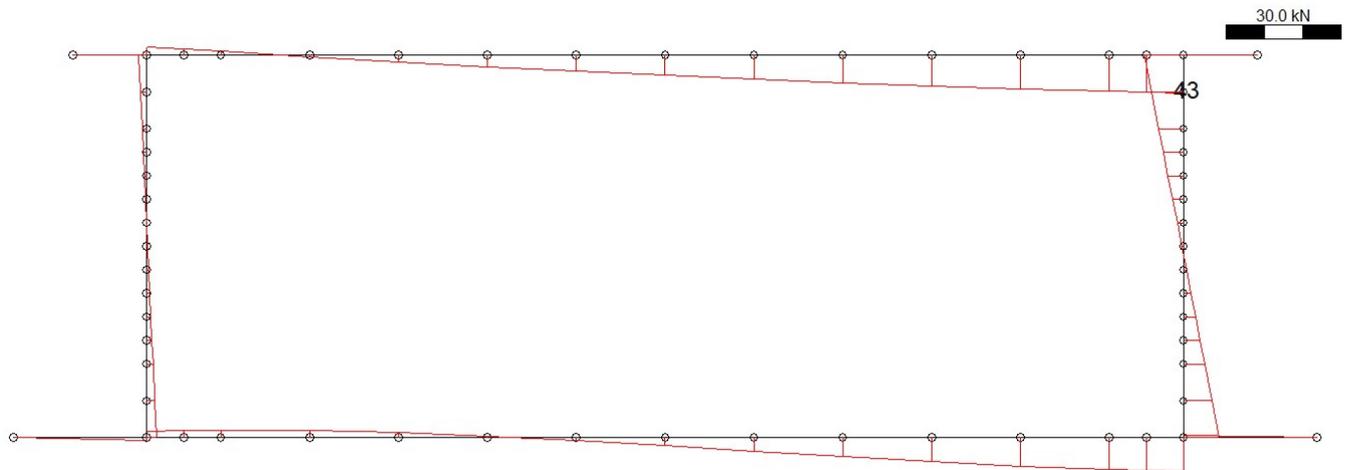
Combinazione più gravosa: SLE-F-6

Combinazioni Rare (SLE)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 58 (nodo 43)

Combinazione più gravosa: SLE-R-30 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-6.25	-1.13	-0.33	1.00
2) peso ricoprimento	-4.40	-0.79	0.23	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-0.09	-0.04	1.37	1.00
9) frenatura/accelerazione convogli	-21.28	-15.08	56.55	-1.00
10) riscaldamento soletta superiore	0.00	-4.34	16.57	-0.60
11) ritiro soletta superiore	0.00	4.87	-18.59	1.00
12) salto termico	0.00	7.18	-10.74	0.60
18) spinta idrostatica acque interne al tombino	0.00	0.00	0.16	1.00
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	10.5	24.9	-90.1	



VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA

MOMENTO DI PROGETTO	=	24.90	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO	=	10.54	(KN)
COMPRESSIONE MASSIMA CLS	=	-5.911	(N/mm ²)
TRAZIONE MASSIMA ACCIAIO	=	258.251	(N/mm ²)

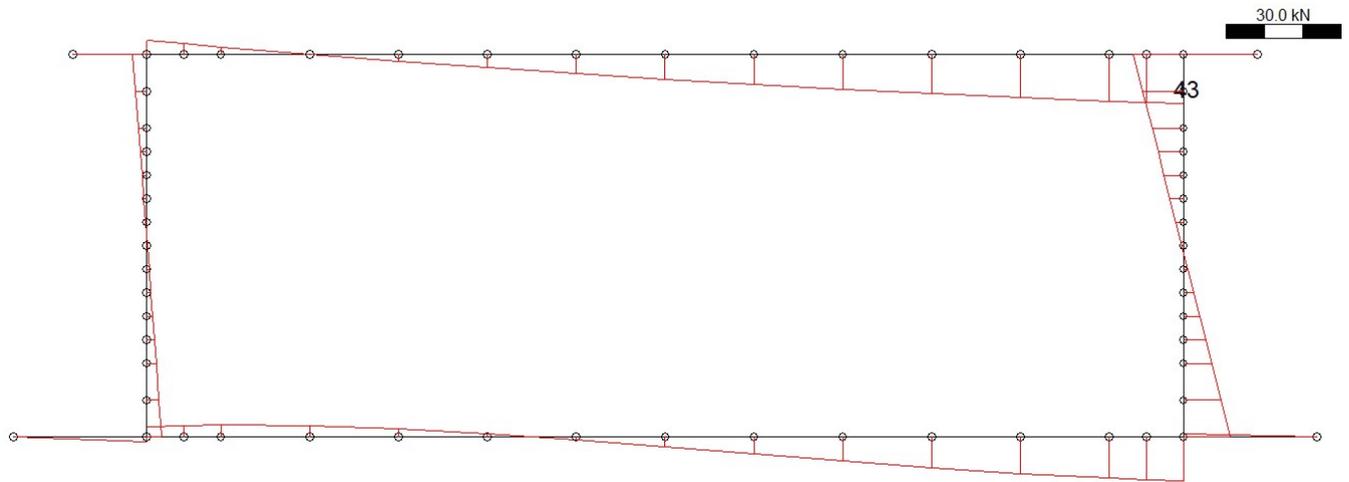
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 4.91 (cm)
BRACCIO DI LEVA INTERNO = 16.83 (cm)
INERZIA SU ASSE NEUTRO = 2.1324e+04 (cm⁴)

Combinazioni STR-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 58 (nodo 43)

Combinazione più gravosa: STR-A1-30 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-6.25	-1.13	-0.33	1.35
2) peso ricoprimento	-4.40	-0.79	0.23	1.35
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	-0.09	-0.04	1.37	1.00
9) frenatura/accelerazione convogli	-21.28	-15.08	56.55	-1.35
10) riscaldamento soletta superiore	0.00	-4.34	16.57	-0.72
11) ritiro soletta superiore	0.00	4.87	-18.59	1.20
12) salto termico	0.00	7.18	-10.74	0.72
18) spinta idrostatica acque interne al tombino	0.00	0.00	0.16	1.35
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	14.3	31.9	-116.9	



VERIFICA A ROTTURA

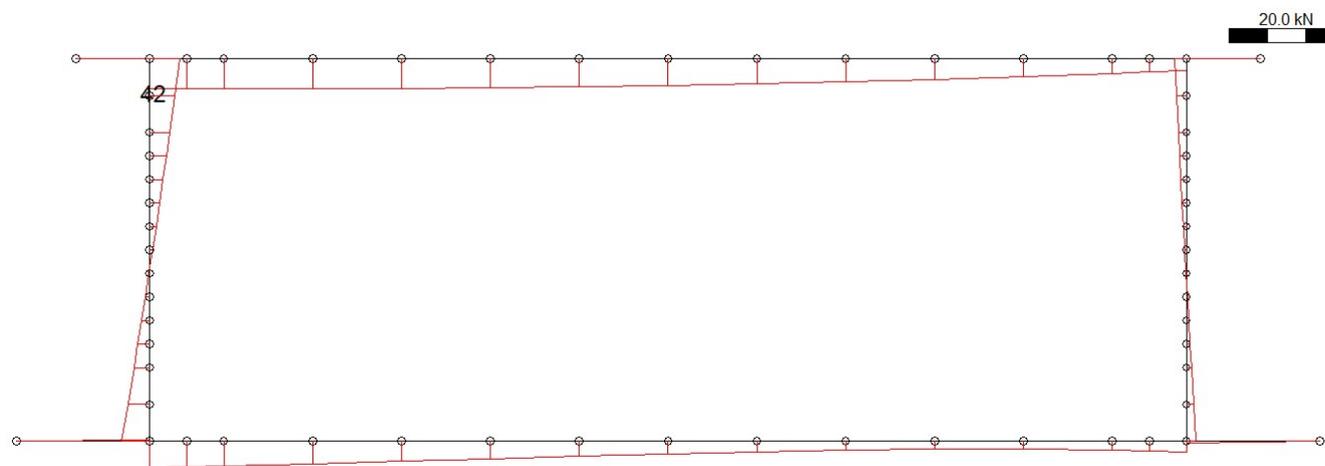
RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO =	14.17	(N/mm ²)
RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO =	391.30	(N/mm ²)
MOMENTO DI PROGETTO =	31.86	(KN.m)
SFORZO DI PROGETTO =	14.26	(KN)
MOMENTO DI ROTTURA =	46.88	(KN.m)
SFORZO DI ROTTURA =	14.28	(KN.m)
DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO =	3.73	(cm)
DOMINIO 3 , M_r/M_d =	1.47	

Combinazioni Sisma-A1 (SLU)

Asta in cui si registra la sollecitazione massima: 57 (nodo 42)

Combinazione più gravosa: SIS-A1-21 (vedi tabella sottostante)

Loading	N [kN/m]	M [kN.m/m]	V [kN/m]	coeff. comb.
1) peso proprio	-6.25	-1.13	0.33	1.00
2) peso ricoprimento	-4.40	-0.79	-0.23	1.00
4) spinta terre asimmetrica - $k = k_0 / K_a$	0.09	0.11	-1.29	1.00
8) sovraspinta veicolare - tandem a sx - $k = k_0$	2.86	2.70	-5.65	0.20
9) frenatura/accelerazione convogli	21.28	15.08	56.55	0.20
10) riscaldamento soletta superiore	0.00	-4.34	-16.57	-0.50
11) ritiro soletta superiore	0.00	4.87	18.59	1.00
12) salto termico	0.00	7.18	10.74	0.50
13) sisma H da sx - masse strutt. e ricopr.	0.57	0.41	1.38	0.30
14) sisma H da sx - masse convogli stradali	1.10	0.78	2.93	0.30
15) sisma H da sx - sovraspinta terre	0.13	0.13	-0.27	0.30
16) sisma V - masse strutt. e ricopr.	0.69	0.12	-0.01	1.00
17) sisma V - masse convogli stradali	1.47	0.26	0.08	1.00
18) spinta idrostatica acque interne al tombino	0.00	0.00	-0.16	1.00
22) spinta idrodinamica in sisma	0.01	0.01	0.03	0.30
Sollec. di verifica:	Nd [kN/m]	Md [kN.m/m]	Vd [kN/m]	
	-3.0	13.2	42.4	



VERIFICA A ROTTURA

RESISTENZA DI PROGETTO CALCESTRUZZO = 14.17 (N/mm²)
 RESISTENZA DI PROGETTO ACCIAIO = 391.30 (N/mm²)
 MOMENTO DI PROGETTO = 13.16 (KN.m)
 SFORZO DI PROGETTO = -3.03 (KN)
 MOMENTO DI ROTTURA = 48.32 (KN.m)
 SFORZO DI ROTTURA = -3.03 (KN.m)
 DIST. ASSE NEUTRO DA BORDO COMPRESSO = 3.83 (cm)
 DOMINIO 3 , M_r/M_d = 3.67

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 rinfianco 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:

$$A1\text{-STR: } 1.35 (G_1 + G_2 + G_3) + 1.35 Q$$

$$A2\text{-GEO: } G_1 + G_2 + G_3 + 1.15 Q$$

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	31	0	0.0000	1.35
peso ricoprimento	9	0	0.0000	1.35
veicolari per max. momento soletta	226	0	0.0000	1.35
spinta idrostatica acque interne al tombino	6	0	0.0000	1.35
	Ntot [kN]	Mtot [kN.m]	e [m]	sigma [kPa]
Risultante =	368	0	0.0000	167.1

Condizione A2-GEO - massimo sforzo verticale

(massima pressione fondazione/terreno)

Carico	N [kN]	M [kN.m]	e [m]	coeff.
peso proprio	31	0	0.0000	1.00
peso ricoprimento	9	0	0.0000	1.00
veicolari per max. momento soletta	226	0	0.0000	1.15
spinta idrostatica acque interne al tombino	6	0	0.0000	1.00
	Ntot [kN]	Mtot [kN.m]	e [m]	sigma [kPa]
Risultante =	306	0	0.0000	139.2