

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE GEOTECNICHE

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

**LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO – PRAIA
TOMBINI E OPERE MINORI**

Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento dei tombini

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

RC2A C1 R 11 RH IN0000 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	E.Sellari 	Dic-2021	G.Crisà 	Dic-2021	I.D'Amore 	Dic-2021	L.Berardi Lug-2023
B	Emissione esecutiva	E.Sellari 	Lug-2023	G.Crisà 	Lug-2023	I.D'Amore 	Lug-2023	



File: RC2A.C.1.R.11.RH.IN.00.0.0.001.B

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	INTRODUZIONE	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
4	UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA	7
5	MATERIALI	7
6	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	9
6.1	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA	10
7	MODELLAZIONE ADOTTATA	11
8	ANALISI DEI CARICHI	14
8.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (CONDIZIONE DEAD)	14
8.2	PERMANENTI PORTATI (CONDIZIONE PERM)	14
8.3	SPINTA DEL TERRENO (CONDIZIONI SPTSX E SPTDX)	15
8.4	CARICHI ACCIDENTALI	16
8.4.1	<i>Carichi verticali (condizione ACCM)</i>	16
8.4.2	<i>Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizione SPACCSX)</i>	18
8.4.3	<i>Frenatura e avviamento (condizione AVV)</i>	19
8.5	AZIONE TERMICA (CONDIZIONI TUNI E TFAR)	20
8.6	RITIRO (CONDIZIONE RIT)	20
8.7	AZIONE SISMICA	20
8.7.1	<i>Inerzia orizzontale (condizione sisma H)</i>	20
8.7.2	<i>Inerzia verticale (condizione sisma V)</i>	21
8.7.3	<i>Incremento di spinta dovuto al sisma (condizione SPSSX)</i>	22
8.8	VERIFICA REQUISITI S.T.I.	23
9	COMBINAZIONI DI CARICO E RISULTATI DELLE ANALISI	25

10	TOMBINO 2.00 X 3.00 - TIPOLOGICO A.....	29
10.1	MODELLAZIONE ADOTTATA	29
10.2	ANALISI DEI CARICHI.....	31
10.2.1	<i>Peso proprio della struttura (condizione DEAD)</i>	31
10.2.2	<i>Permanenti portati (condizione PERM)</i>	31
10.2.3	<i>Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)</i>	31
10.2.4	<i>Carichi accidentali</i>	32
10.2.5	<i>Azione sismica</i>	32
10.3	RISULTATI DELLE ANALISI.....	34
11	TOMBINO 3.00 X 4.00 - TIPOLOGICO B.....	36
11.1	MODELLAZIONE ADOTTATA	36
11.2	ANALISI DEI CARICHI.....	37
11.2.1	<i>Peso proprio della struttura (condizione DEAD)</i>	37
11.2.2	<i>Permanenti portati (condizione PERM)</i>	37
11.2.3	<i>Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)</i>	38
11.2.4	<i>Carichi accidentali</i>	38
11.2.5	<i>Azione sismica</i>	39
11.3	RISULTATI DELLE ANALISI.....	41
12	TOMBINO 5.00 X 4.00 - TIPOLOGICO C.....	48
12.1	MODELLAZIONE ADOTTATA	48
12.2	ANALISI DEI CARICHI.....	50
12.2.1	<i>Peso proprio della struttura (condizione DEAD)</i>	50
12.2.2	<i>Permanenti portati (condizione PERM)</i>	50
12.2.3	<i>Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)</i>	50
12.2.4	<i>Carichi accidentali</i>	51
12.2.5	<i>Azione sismica</i>	52



**LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA
NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA
LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA
LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA
PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA**

Relazione tecnico-descrittiva e di
predimensionamento dei tombini

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1 R 11	RH	IN0000 001	B	3 di 59

12.3 **RISULTATI DELLE ANALISI**.....53

1 PREMESSA

La presente progettazione di fattibilità tecnica ed economica ha ad oggetto il **lotto 1c Buonabitacolo – Praia**, parte finale del lotto 1.

Il progetto ferroviario del lotto 1C ha origine in corrispondenza del precedente lotto 1B (punta scambi estrema della stazione di Buonabitacolo lato Reggio Calabria). L'estesa complessiva dell'intervento è di circa 46 km con una velocità di tracciato di 300 km/h, mentre il collegamento a Praia a Mare è caratterizzato da una velocità di tracciato pari a 100km/h.

Il tracciato attraversa i territori di:

- Padula, Montesano sulla Marcellana, Casalbuono e Casaletto Spartano nella provincia di Salerno;
- Lagonegro, Rivello, Trecchina e Maratea nella provincia di Potenza;
- Tortora e Praia a Mare nella provincia di Cosenza.

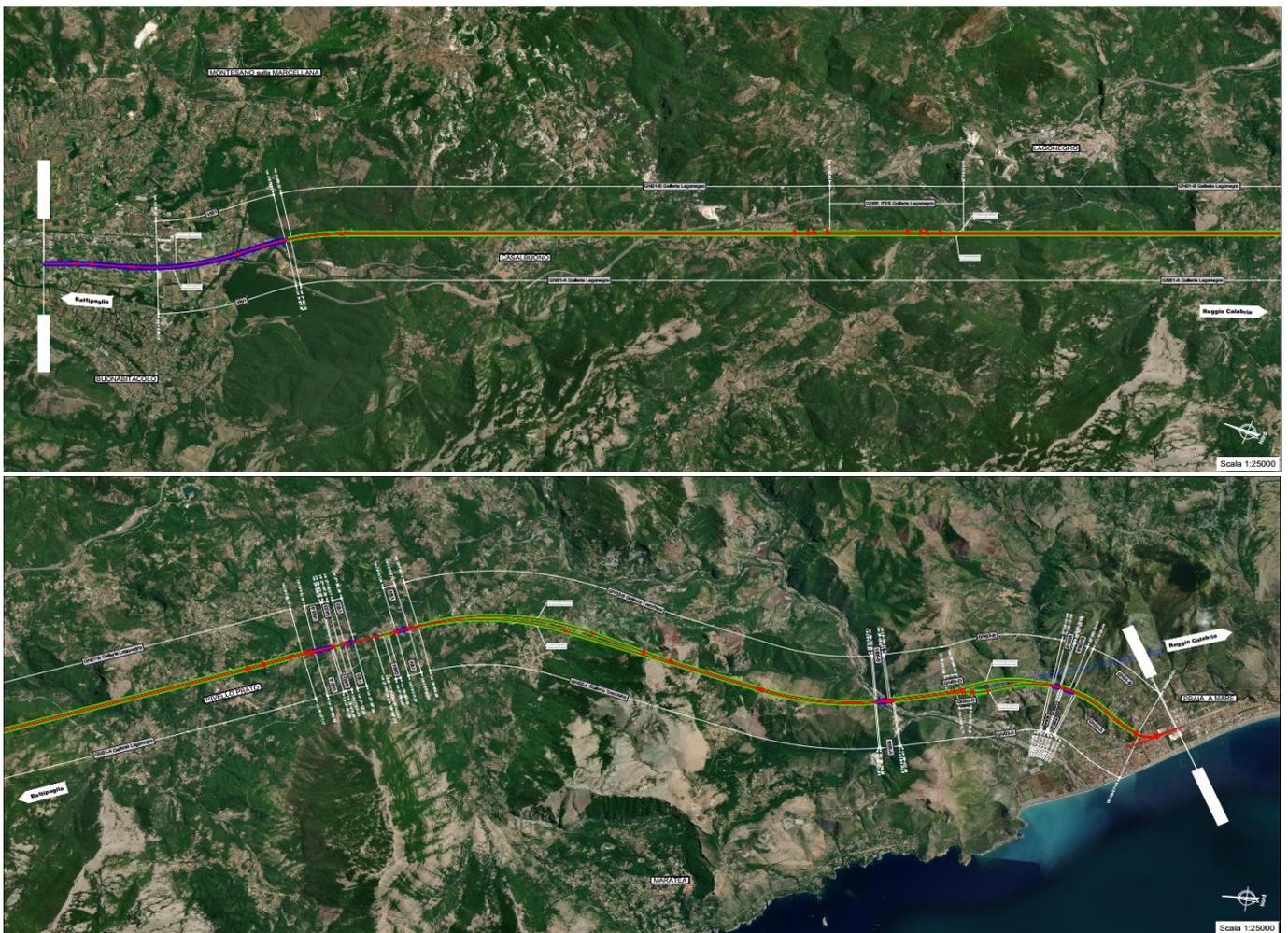


Figura 1 Lotto 1c Buonabitacolo – Praia. Corografia dell'intervento

2 INTRODUZIONE

Nella presente relazione di calcolo è sviluppato il progetto, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, dei tombini scatolari lungo la nuova linea ferroviaria AV “Salerno-Reggio Calabria”, facenti parte del nuovo collegamento Buonabitacolo - Praia (Lotto 1c).

Quanto riportato di seguito consente di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti dalle opere.

Considerata l'identità di alcune opere dal punto di vista geometrico, viene effettuato un calcolo tipologico per ogni tipologia di tombino nelle condizioni più gravose possibili in termini di strato di ricoprimento sulla soletta superiore, di caratteristiche sismiche e di terreno di fondazione.

Si riassumono nelle tabelle seguenti le principali caratteristiche dei tombini presenti:

WBS	PK	TIPOLOGICO	B (m)	H (m)	$S_s = S_p$ (m)	S_f (m)	H_{ric} (m)	TERRENO DI FONDAZIONE
IN01	km -0+720	C	5.0	4.0	0.6	0.7	7.39	UAS
IN02	Linea Storica	B	3.0	4.0	0.4	0.5	5.65	UAS
IN03	km 26+905	B	3.0	4.0	0.4	0.5	1.06	UAS
IN04	km 27+431	A	2.0	3.0	0.3	0.4	4.17	UAS
IN05	km 27+675	B	3.0	4.0	0.4	0.5	7.77	UAS
IN06	km 42+255	B	3.0	4.0	0.4	0.5	3.83	UAS

Tabella 1 – Riepilogo tombini

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento dei tombini	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO IN0000 001	REV. B

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Tutte le calcolazioni sono state eseguite nel rispetto della normativa NTC18 attualmente vigente. In particolare si è fatto riferimento:

L. n. 64 del 2/2/1974	Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
L. n. 1086 del 5/11/1971	Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
D.M. 17.01.2018	Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni;
Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7	Istruzione per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018;
RFI DTC INC PO SP IFS 001	Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sottobinario;
RFI DTC INC CS SP IFS 001	Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie;
EN 1992-1-1-1:2004	Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules of building;
RFI DTC SI PS MA IFS 001	Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - Sezione 2 Ponti e Strutture;
RFI DTC SI CS MA IFS 001	Manuale di progettazione delle opere civili- Parte II - Sezione 3 corpo stradale
RFI DTC SI SP IFS 001	Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili;
EC08	Eurocodice 8;
Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) 2019/776 della Commissione Europea del 16 maggio 2019	Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.
UNI EN 206-1:2006	Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità
UNI 11104	Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 2016-1

4 UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA

Unità di misura principali

- | | |
|-------------------|--------------------|
| - N (Newton) | unità di forza |
| - m (metro) | unità di lunghezza |
| - kg (kilogrammo) | unità di massa |
| - s (secondo) | unità di tempo |

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

- | | | |
|---------------------------|-----------------------------|------------------------|
| - γ (gamma) | - peso dell'unità di volume | - (kN/m ³) |
| - σ (sigma) | - tensione normale | - (N/mm ²) |
| - τ (tau) | - tensione tangenziale | - (N/mm ²) |
| - ε (epsilon) | - deformazione | |
| - φ (fi) | - angolo di resistenza | - (°) |

5 MATERIALI

Per le opere in c.a. si adotta:

Calcestruzzo **C (30/37)** le cui caratteristiche principali sono:

- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione semplice: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m = 17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m = 1.35 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico: $E_c = 32836 \text{ N/mm}^2$
- Tolleranza di posa del copriferro = **10 mm**;
- Classe di esposizione: **XA1**
- Copriferro = **40 mm**
- Condizioni ambientali: **Aggressive**
- Apertura fessure limite: **w1 = 0.2 mm**

Acciaio da cemento armato normale **B450C** controllato in stabilimento.

Le barre sono ad aderenza migliorata. Le caratteristiche meccaniche sono:

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ Nmm}^2$

- Resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ **391 Nmm²**
- Modulo di elasticità **Es=210000 Nmm²**
- Sovrapposizioni barre **≥ 50φ**

6 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Come riportato nel profilo geotecnico e riepilogato in Tabella 1, il terreno di fondazione per i tombini IN01, IN02 e IN03 è costituito dall'unità geotecnica UAS mentre in corrispondenza del tombino IN22 è presente l'unità DEP. I parametri geotecnici di tali unità, in accordo a quanto riportato nella relazione geotecnica, sono riepilogati in Tabella 2.

	UAS	DEP
Peso specifico γ (kN/m ³)	19.0	19.0
Angolo di attrito φ (°)	22	30
Coesione efficace c' (kPa)	10	0
Coesione non drenata c_u (kPa)	200	-
Modulo di Young E (MPa)	25	25
Permeabilità k (m/s)	1E-7 ÷ 1E-6	1E-5 ÷ 1E-4

Tabella 2 – Parametri geotecnici

Per il rilevato ferroviario si considerano invece i seguenti parametri:

- Peso specifico $\gamma = 20$ kN/m³
- Angolo di attrito $\varphi = 38^\circ$
- Coesione efficace $c' = 0$ kPa

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA SALERNO – REGGIO CALABRIA NUOVA LINEA AV SALERNO – REGGIO CALABRIA LOTTO 1 BATTIPAGLIA – PRAIA LOTTO 1C BUONABITACOLO - PRAIA PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA					
	Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento dei tombini	COMMESSA RC2A	LOTTO C1 R 11	CODIFICA RH	DOCUMENTO IN0000 001	REV. B

6.1 Interazione terreno-struttura

Per la determinazione della costante di sottofondo si fa riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo.

$$s = B \cdot c_t \cdot (q - \sigma_{v0}) \cdot (1 - \nu^2) / E$$

dove:

- s = cedimento elastico totale;
- B = lato minore della fondazione;
- c_t = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti da Bowles, 1960 (L = lato maggiore della fondazione)
 $c_t = 0.853 + 0.534 \cdot \ln(L/B)$ rettangolare con $L/B \leq 10$
 $c_t = 2 + 0.0089 \cdot L/B$ rettangolare con $L/B > 10$
- q = pressione media agente sul terreno
- σ_{v0} = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
- ν = coefficiente di Poisson del terreno;
- E = modulo elastico medio del terreno sottostante.

Il valore della costante di sottofondo k_w viene valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento, pertanto si ottiene:

$$k_w = E / [(1 - \nu^2) \cdot B \cdot c_t]$$

7 MODELLAZIONE ADOTTATA

Il tombino sottopassa la linea ferroviaria ad una distanza fra piano ferro ed estradosso soletta pari ad H_{ric} , di cui spessore medio ballast H_b più armamento pari a 0.80 m e la rimanente parte il rinterro H_r . Esso ha dimensioni interne $L_{int} \times H_{int}$, con piedritti e soletta superiore di spessore $S_p = S_s = L_{int}/10 + 10$ cm, soletta inferiore di spessore $S_f = S_s + 10$ cm. Viene esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000.

Larghezza utile	L_{int}		luce interna scatolare
Altezza libera	H_{int}		altezza interna scatolare
Spessore piedritti	S_p	=	S_s
Spessore soletta	S_s	=	$S_s = L_{int}/10 + 0.1$ m
Spessore fondazione	S_f	=	$S_s + 0.1$ m
Altezza ballast	H_b		
Rinterro (superiore)	H_r		
Ricoprimento	H_{ric}	=	$H_s + H_r$
Lunghezza traversa	L_{tb}		
Altezza traversa	H_{tb}		
Larghezza totale	L_{tot}	=	$L_{int} + 2 * S_p$
Altezza totale	H_{tot}	=	$H_{int} + S_s + S_f$
Larghezza modellata	L_{mod}	=	$L_{int} + 2 * S_p / 2$
Altezza modellata	H_{mod}	=	$H_{int} + S_s / 2 + S_f / 2$
Numero nodi totali	n_{tot}	=	13
Numero nodi superiori	n_{sup}	=	2
Numero nodi inferiori	n_{inf}	=	11
Numero spazi inferiori	n_{spa}	=	10

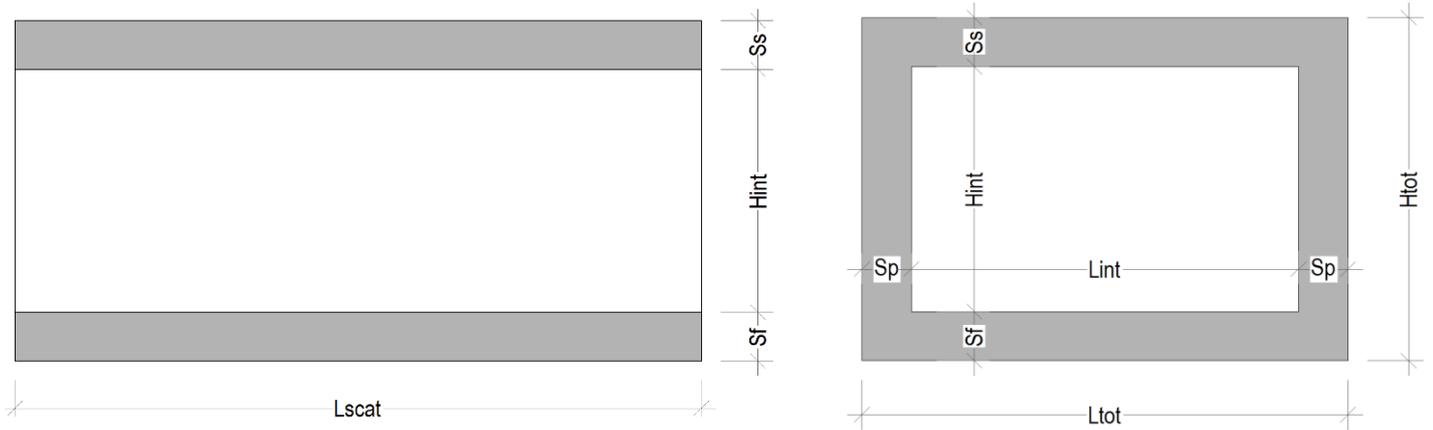


Figura 2 – Simbologia adottata

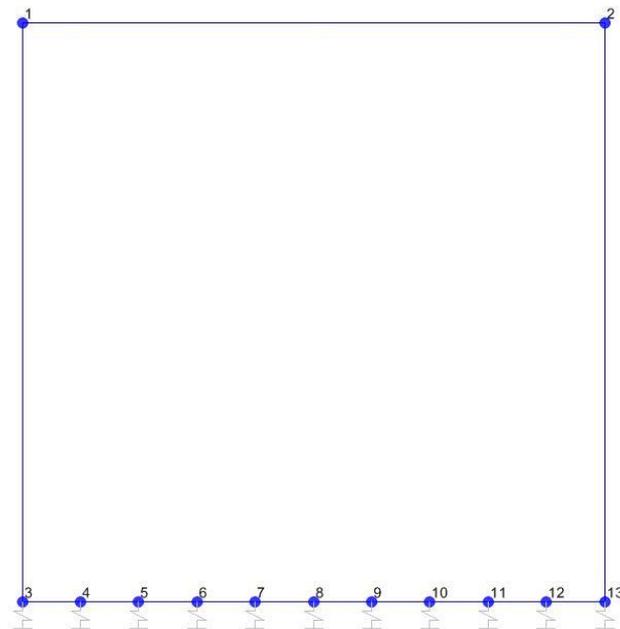


Figura 3 – Numerazione nodi

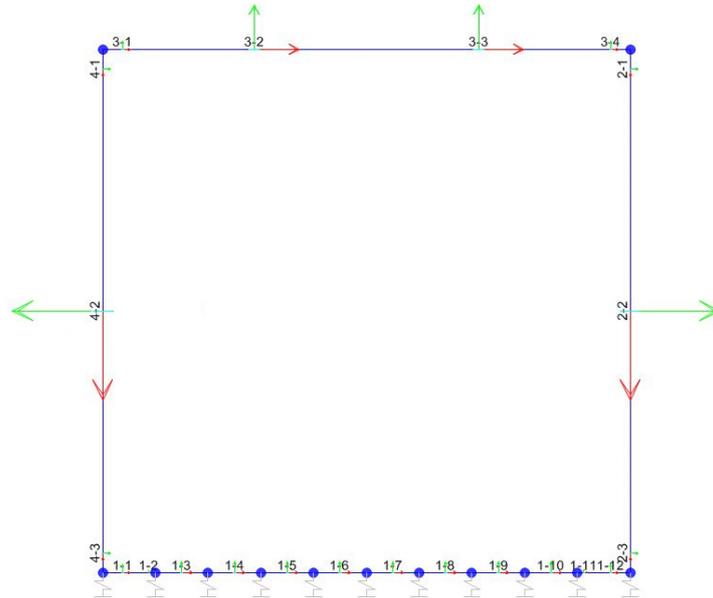


Figura 4 – Numerazione aste

L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo. La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno-struttura. Per la rigidità delle molle, nel caso in esame, si assume il valore del modulo di reazione verticale desunto dai parametri della relazione geotecnica.

	k_w		
Nodi centrali	6, 7, 8, 9, 10		
Larghezza di influenza	$L_{inf,cen}$	=	L_{mod} / n_{spa}
Rigidità	k_{cen}	=	$k_w * L_{inf,cen}$
Nodi intermedi	4, 5, 11, 12		
Lunghezza di influenza	$L_{inf,int}$	=	L_{mod} / n_{spa}
Rigidità	k_{int}	=	$1.5 * k_w * L_{inf,int}$
Nodi estremità	1, 13		
Lunghezza di influenza	$L_{inf,est}$	=	$L_{mod} / n_{spa} / 2 + S_p / 2$
Rigidità	k_{est}	=	$2 * k_w * L_{inf,est}$

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

Il peso proprio delle solette e dei piedritti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

$$\text{peso singolo piedritto} \quad P_p \quad = \quad \gamma_{cls} * S_p$$

$$\text{peso soletta superiore} \quad P_s \quad = \quad \gamma_{cls} * S_s$$

$$\text{peso fondazione} \quad P_f \quad = \quad \gamma_{cls} * S_f$$

8.2 Permanenti portati (condizione PERM)

Si considera il peso del ballast, del rinterro e del massetto di protezione.

$$\text{peso specifico ballast} \quad \gamma_b$$

$$\text{altezza ballast} \quad H_b$$

$$\text{peso ballast} \quad P_b \quad = \quad \gamma_b * H_b$$

$$\text{peso specifico rinterro} \quad \gamma_r$$

$$\text{altezza rinterro} \quad H_r$$

$$\text{peso rinterro} \quad P_r \quad = \quad \gamma_r * P_r$$

$$\text{peso specifico massetto di protezione} \quad \gamma_m$$

$$\text{altezza massetto di protezione} \quad H_m$$

$$\text{peso massetto di protezione} \quad P_m \quad = \quad \gamma_m * P_m$$

$$\text{Permanente totale} \quad G_{2p} \quad = \quad P_s + P_r + P_m$$

$$\text{Permanente nodi 1 e 2} \quad G_{2P} \quad = \quad G_{2p} * S_p / 2$$

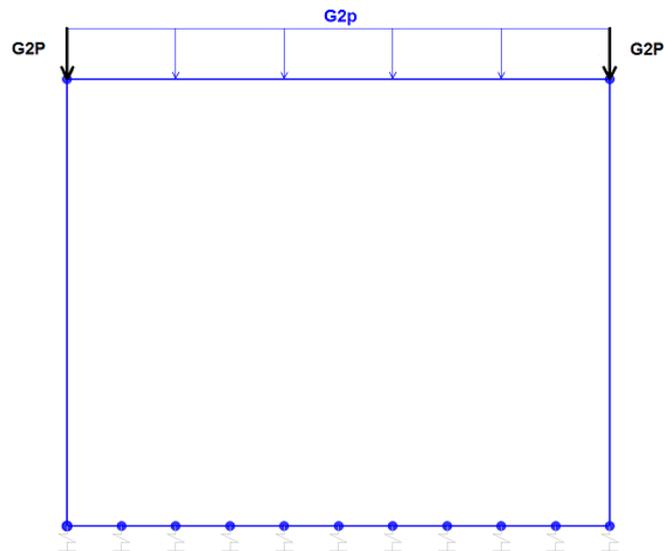


Figura 5 – Condizione di carico PERM

8.3 Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

La spinta sui piedritti viene calcolata considerando un regime di spinta a riposo.

peso specifico terreno	γ_t		
angolo di attrito terreno	φ'		
coefficiente spinta riposo k_0	k_0	=	$1 - \text{sen}\varphi'$
Pressione estradosso soletta superiore	P1	=	$k_0 * G2p$
Pressione asse soletta superiore	P2	=	$k_0 * (G2p + \gamma_r * S_s / 2)$
Pressione asse soletta inferiore	P3	=	$k_0 * [G2p + \gamma_r * (S_s + H_{\text{int}} + S_f / 2)]$
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	=	$k_0 * (G2p + \gamma_r * H_{\text{tot}})$
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	=	$(P1 + P2) / 2 * S_s / 2$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F2	=	$(P3 + P4) / 2 * S_f / 2$

I carichi concentrati nei nodi 1 e 3, per la SPTSX, e 2 e 13, per la SPTDX, rappresentano la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta superiore e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

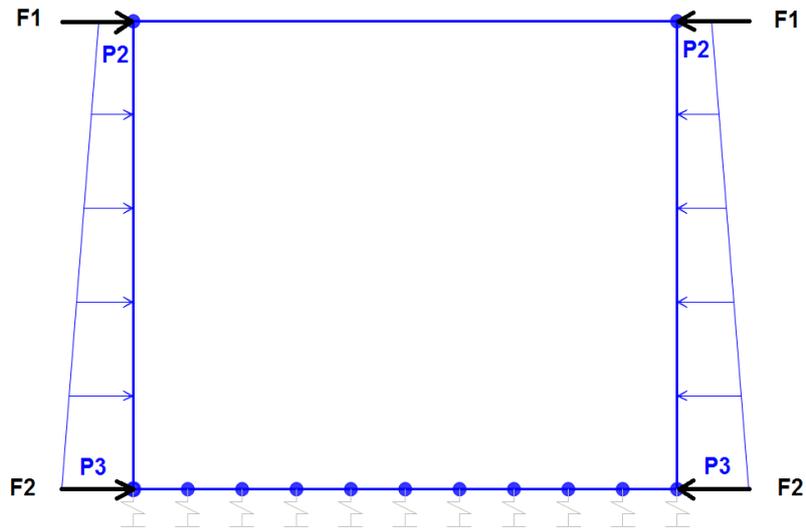


Figura 6 – Condizione di carico SPTSX e SPTDX

8.4 Carichi accidentali

8.4.1 Carichi verticali (condizione ACCM)

In funzione delle caratteristiche geometriche dell'opera caso per caso si valuta se considerare il carico dovuto al modello di carico LM71 o SW2.

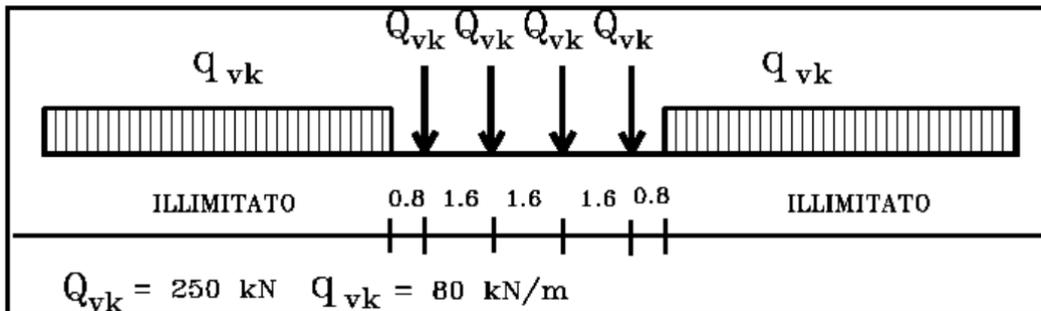


Figura 7 – Modello di carico LM71

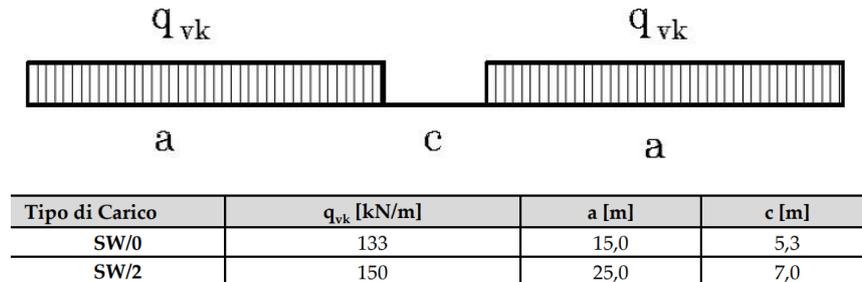


Figura 8 – Modello di carico SW2

Ripartizione dei carichi

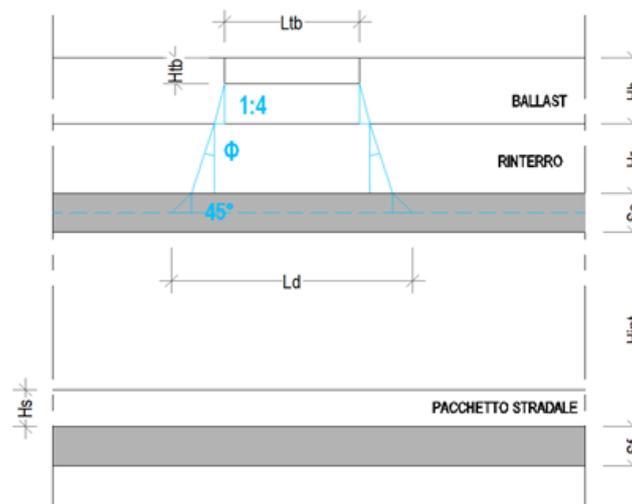


Figura 9 – Schema di diffusione dei carichi ferroviari

Coefficiente di incremento dinamico	Φ	
Coefficiente di adattamento	α	
Larghezza di diffusione nel ballast	L_{db}	diffusione 1:4 nel ballast
Larghezza di diffusione nel rinterro	L_{dr}	diffusione secondo angolo di attrito
Larghezza di diffusione nel calcestruzzo	L_{dc}	diffusione a 45° nel cls
Larghezza di diffusione trasversale del carico	$L_{dv} =$	$L_{tb} + L_{db} + L_{dr} + L_{dc}$
Carico distribuito LM71	$q_1 =$	80 kN/m
Carico concentrato LM71	$Q_1 =$	250 kN

Num. carichi concentrati LM71	N_{Q1}	=	4
Lunghezza applicazione carichi concentrati LM71	$L_{d,Q1}$	=	6.4 m
Carico ripartito verticale del carico distribuito LM71	P_{q1}	=	$q_1 * \alpha / L_d$
Carico ripartito verticale dei carichi concentrati LM71	P_{Q1}	=	$Q_1 * N_{Q1} * \alpha / (L_{dv} * L_{d,Q1})$
Carico distribuito SW2	q_2	=	150 kN/m
Carico ripartito verticale del carico distribuito SW2	P_{q2}	=	$q_2 * \alpha / L_{dv}$

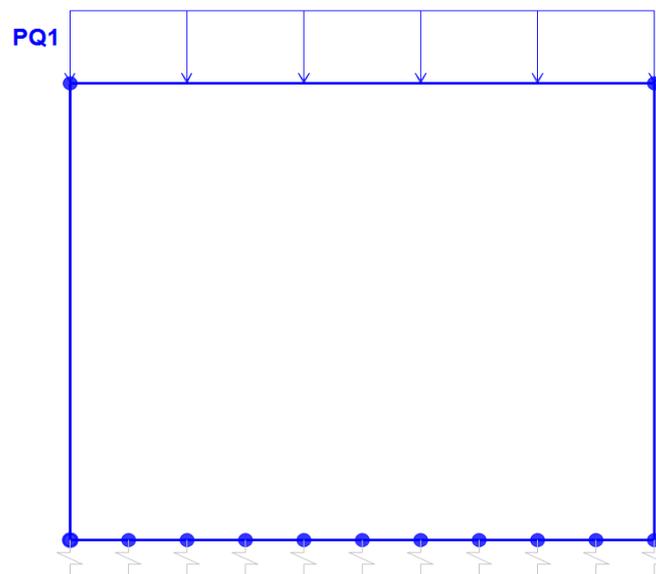


Figura 10 – Condizione di carico ACCM

8.4.2 Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizione SPACCSX)

Larghezza di diffusione trasversale del carico	L_{do}	=	$L_{tb} + L_{db} + L_{dr}$
Spinta sul piedritto LM71	S_{Q1}	=	$k_0 * Q_1 * N_{Q1} * \alpha / (L_{do} * L_{d,Q1})$
Spinta sul piedritto SW2	S_{q2}	=	$k_0 * q_2 * \alpha / L_{do}$
Spinta semispessore soletta superiore	$F_{Q,sup}$	=	$S_Q * S_s / 2$
Spinta semispessore soletta inferiore	$F_{Q,inf}$	=	$S_Q * S_f / 2$

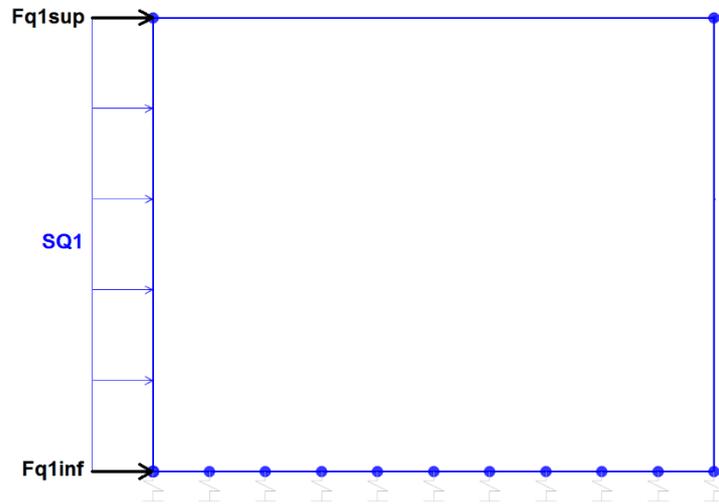


Figura 11 – Condizione di carico SPACCSX

8.4.3 Frenatura e avviamento (condizione AVV)

Avviamento / frenatura

A_v

Avviamento / frenatura distribuito su soletta superiore

$$q_{AV} = A_v * \alpha / L_{dv}$$

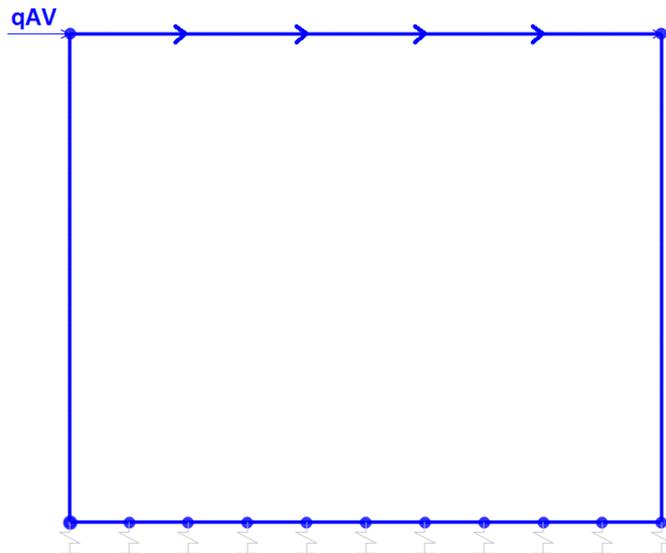


Figura 12 – Condizione di carico AVV

8.5 Azione termica (condizioni TUNI e TFAR)

Alla soletta superiore viene applicata una variazione termica uniforme $\Delta T = \pm 15^{\circ}\text{C}$ ed un gradiente di temperatura tra estradosso ed intradosso pari a $\pm 5^{\circ}\text{C}$, come indicato dalla normativa vigente.

8.6 Ritiro (condizione RIT)

Gli effetti del ritiro sono stati valutati a lungo termine attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$. Tali effetti vengono considerati agenti solo sulla soletta superiore ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente pari a -12°C .

8.7 Azione sismica

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h \cdot W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v valgono:

$$k_h = a_{\max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

8.7.1 Inerzia orizzontale (condizione sisma H)

% carico accidentale

20%

Forza orizzontale su soletta di copertura

$$F'_h = (P_{ss} + G2p + \%Q) \cdot k_h$$

Forza orizzontale su singolo piedritto

$$F''_h = P_p \cdot k_h$$

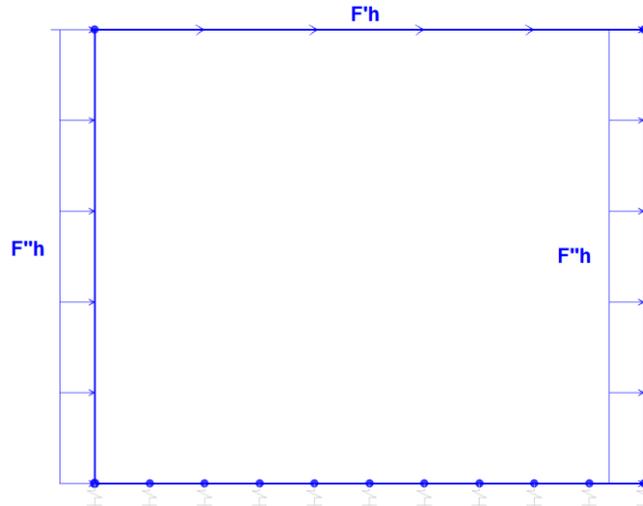


Figura 13 – Condizione di carico sisma H

8.7.2 Inerzia verticale (condizione sisma V)

% carico accidentale

20%

Forza verticale su soletta di copertura

$$F''_v = (P_{ss} + G2p + \%Q) * k_v$$

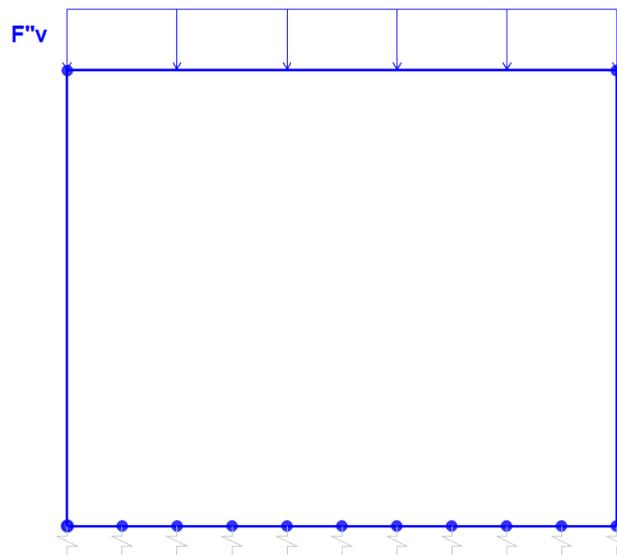


Figura 14 – Condizione di carico sisma V

8.7.3 Incremento di spinta dovuto al sisma (condizione SPSSX)

Forza distribuita sul singolo piedritto	Q_w	=	$a_{max} * \gamma_t * H_{tot}$
Forza su nodo superiore	$Q_{w,sup}$	=	$q_w * S_s / 2$
Forza su nodo inferiore	$Q_{w,inf}$	=	$q_w * S_f / 2$

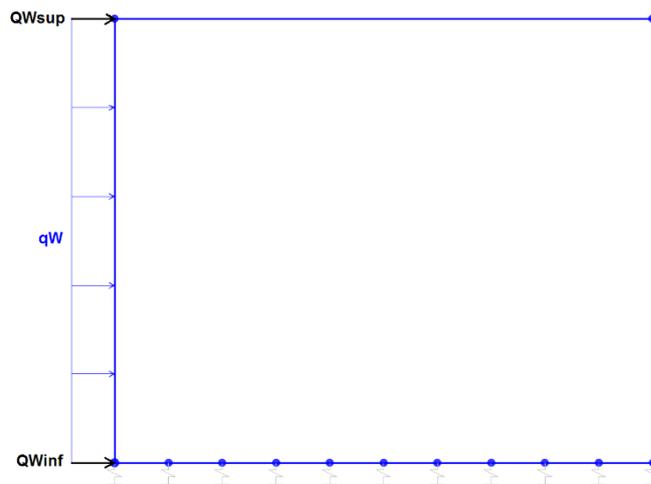
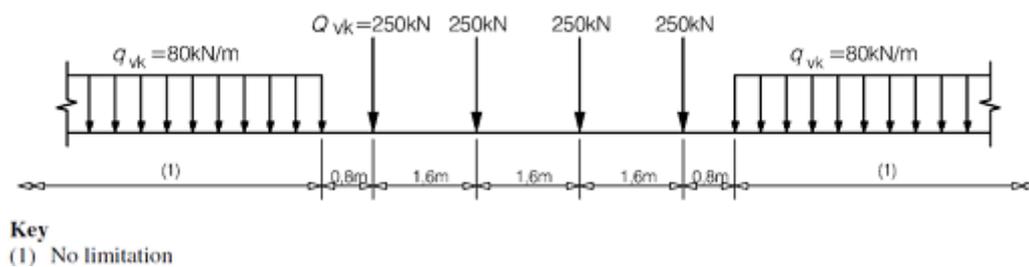


Figura 15 – Condizione di carico SPSSX

8.8 VERIFICA REQUISITI S.T.I.

Di seguito si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità in modo da verificare che le opere in esame siano idonee a sostenere tale carico.

Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010. Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente risulta pari a:



$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kPa}$$

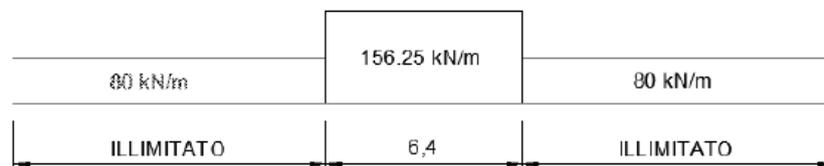


Figura 16 – Modello di carico LM71

A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospeso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospeso
F1600	1,1

Figura 17 – Tabella 11 - Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Nel caso in esame, il coefficiente α è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P4 per il traffico passeggeri ed F2 per il traffico merci per cui i carichi da applicare secondo le S.T.I. sono proprio quelli riportati in Figura 16.

Per il dimensionamento dei tombini si è considerato il modello di calcolo LM71 con un coefficiente di adattamento α pari a 1.1 a vantaggio di sicurezza rispetto a quanto previsto dalle S.T.I..

Tutti i carichi sono stati ripartiti trasversalmente secondo lo schema riportato al paragrafo 8.4.

9 COMBINAZIONI DI CARICO E RISULTATI DELLE ANALISI

Ai fini del predimensionamento si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_y \pm 0.3 \times E_z$$

avendo indicato con E_y e E_z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 3 – Tab. 5.2.V delle NTC18 – coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr_1	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 4 – Tab. 5.2.VI delle NT18 – coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Tab. 5.2.IV -Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Tabella 5 – Tab. 5.2. IV delle NT18 – valutazione dei carichi da traffico

Le azioni descritte nel capitolo 8 ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

peso proprio	<i>DEAD</i>
carichi permanenti sulla soletta superiore (compreso il ballast)	<i>PERM</i>
spinta a riposo del terreno sul piedritto sinistro	<i>SPTSX</i>
spinta a riposo del terreno sul piedritto destro	<i>SPTDX</i>
azione verticale sulla soletta superiore dovuta al treno di carico LM7	<i>ACCM</i>
incremento di spinta dovuta al treno di carico LM71 sul piedritto sinistro	<i>SPACCSX</i>
azione orizzontale di avviamento del treno di carico LM71 sulla soletta superiore	<i>AVV</i>
variazione termica uniforme	<i>TUNI</i>
variazione termica a farfalla sulla soletta superiore	<i>TFAR</i>
ritiro della soletta superiore	<i>RIT</i>
azione sismica orizzontale	<i>sisma H</i>
incremento di spinta sul piedritto sinistro dovuto al sisma	<i>SPSSX</i>
azione sismica verticale	<i>sisma V</i>

Tabella 6 – Riepilogo carichi

Nelle tabelle seguenti sono riportate le combinazioni di carico SLU e SLV utilizzate.

	slu1	slu2	slu3	slu4	slu5	slu6	slu7	slu8	slu9	slu10	slu11	slu12
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1	1	1.5	1.5
SPTSX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
ACCM	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	1.45	1.45
SPACCSX	1.45	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45
AVV	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0
TUNI	0	-0.9	0	0	0	0	-0.9	0	-0.9	0.9	0.9	-0.9
TFAR	0	0.9	0	0	0	0	0.9	0	0.9	-0.9	-0.9	0.9
RIT	0	1.2	0	0	0	0	1.2	0	1.2	0	0	1.2

Tabella 7 – Combinazioni di carico agli SLU in condizioni statiche

	sis1	sis2	sis3	sis4	sis5	sis6	sis7	sis8	sis9	sis10	sis11	sis12	sis13	sis14
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ACCM	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPACCSX	0	0	0	0	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0
AVV	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
TUNI	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	-0.5	0.5	-0.5	0.5	-0.5
TFAR	0	0	0	0	0	0	0	0	-0.5	0.5	-0.5	0.5	-0.5	0.5
RIT	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1
sisma H	1	1	0.3	0.3	1	1	0.3	0.3	1	1	1	1	0.3	0.3
SPSSX	1	1	0.3	0.3	1	1	0.3	0.3	1	1	1	1	0.3	0.3
sisma V	0.3	-0.3	1	-1	0.3	-0.3	1	-1	0.3	0.3	-0.3	-0.3	1	1

Tabella 8 – Combinazioni di carico agli SLV

10 TOMBINO 2.00 X 3.00 - TIPOLOGICO A

Lungo il nuovo tracciato è previsto un solo tombino aventi dimensioni 2.00 m x 3.00 m ubicato alla progressiva km 27+431 (IN04). Si riporta di seguito lo stralcio planimetrico di progetto con l'individuazione dell'opera in oggetto.

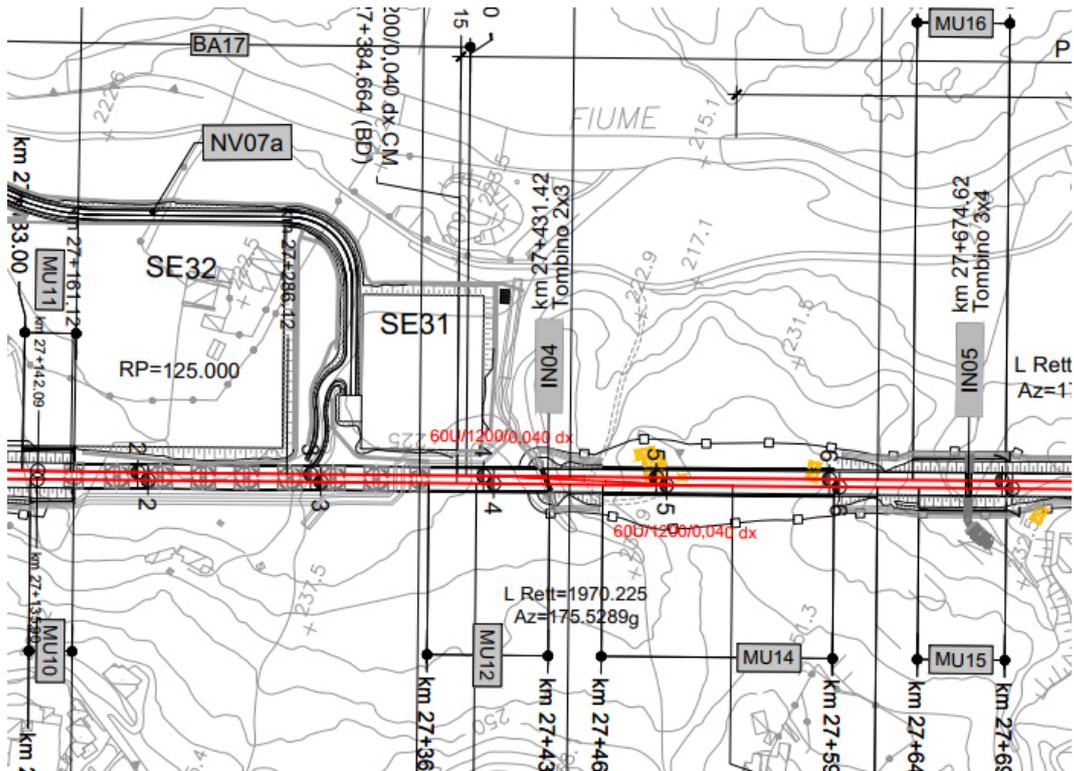


Figura 18 – Individuazione tombino

10.1 Modellazione adottata

Il calcolo è stato effettuato nelle condizioni più gravose possibili in termini di strato di ricoprimento sulla soletta superiore, di caratteristiche sismiche e di terreno di fondazione, più precisamente è stato effettuato un involucro dei parametri sopra elencati.

GEOMETRIA

Larghezza utile	L_{int}	2.00 m
Altezza libera	H_{int}	3.00 m
Spessore piedritti	S_p	0.30 m
Spessore soletta superiore	S_s	0.30 m
Spessore fondazione	S_f	0.40 m
Altezza ballast	H_b	0.80 m
Rinterro (superiore)	H_r	4.95 m

Relazione tecnico-descrittiva e di
predimensionamento dei tombini

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C 1 R 11	RH	IN0000 001	B	30 di 59

Ricoprimento	H_{ric}	5.75 m
Lunghezza traversa	L_{tb}	2.60 m
Altezza traversa	H_{tb}	0.40 m
Larghezza totale	L_{tot}	2.60 m
Altezza totale	H_{tot}	3.70 m
Larghezza modellata	L_{mod}	2.30 m
Altezza modellata	H_{mod}	3.35 m
Numero nodi totali	n_{tot}	13
Numero nodi superiori	n_{sup}	2
Numero nodi inferiori	n_{inf}	11
Numero spazi inferiori	n_{spa}	10

Terreno di fondazione

Unità stratigrafica		UAS
Angolo di attrito	Φ	22 °
Peso specifico	γ	19.00 kN/m ³
Modulo elastico	E'	25000 kPa
Coefficiente di Poisson	ν	0.3
Lato minore della fondazione	B	2.6
Lato maggiore della fondazione	L	30
Rapporto dei lati	L/B	11.54
Coefficiente adimensionale	c_t	2.103
Costante di sottofondo	k_w	5025 kN/m ³

Rigidezza molle nodali Sap

Nodi centrali		6,7,8,9,10
Larghezza di influenza	$L_{inf, cen}$	0.23 m
Rigidezza	k_{cen}	1156 kN/m ²
Nodi intermedi		4,5,11,12
Larghezza di influenza	$L_{inf, int}$	0.23 m
Rigidezza	k_{int}	1734 kN/m ²
Nodi estremità		3, 13
Larghezza di influenza	$L_{inf, est}$	0.265 m
Rigidezza	k_{est}	2663 kN/m ²

10.2 Analisi dei carichi

10.2.1 Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

Peso specifico calcestruzzo armato	γ_{cls}	25.00 kN/m ³
Peso singolo piedritto	P_p	7.50 kN/m ²
Peso soletta superiore	P_s	7.50 kN/m ²
Peso fondazione	P_f	10.00 kN/m ²

10.2.2 Permanenti portati (condizione PERM)

Peso specifico ballast	γ_b	18.00 kN/m ³
Altezza ballast	H_b	0.80 m
Peso ballast	P_b	14.40 kN/m ²
Peso specifico rinterro	γ_r	20.00 kN/m ³
Altezza rinterro	H_r	4.95 m
Peso rinterro	P_r	99.00 kN/m ²
Peso specifico massetto di protezione/pendenza	γ_m	24.00 kN/m ³
Altezza massetto di protezione/pendenza	H_m	0.05 m
Peso massetto di protezione/pendenza	P_m	1.20 kN/m ²
Permanente totale	G_{2p}	114.60 kN/m ²
Permanente nodi 1 e 2	G_{2P}	17.19 kN/m

10.2.3 Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

Peso specifico terreno	γ_t	20.00 kN/m ³
Angolo di attrito terreno	φ	38 °
coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.384
Pressione estradosso soletta superiore	P_1	44.05 kN/m ²
Pressione asse soletta superiore	P_2	45.20 kN/m ²
Pressione asse soletta inferiore	P_3	70.95 kN/m ²
Pressione intradosso soletta inferiore	P_4	72.49 kN/m ²
Forza concentrata asse soletta superiore	F_1	6.69 kN/m
Forza concentrata asse soletta inferiore	F_1	14.34 kN/m

10.2.4 Carichi accidentali

Si considera il modello di carico LM71 in quanto più gravoso per il caso in esame.

10.2.4.1 Carichi verticali (condizione ACCM)

Coefficiente di incremento dinamico	Φ	1.00	copertura maggiore di 2.50 m
Coefficiente di adattamento	α	1.10	
Larghezza di diffusione nel ballast	L_{db}	0.2 m	
Larghezza di diffusione nel rinterro	L_{dr}	7.7 m	
Larghezza di diffusione nel cls	L_{dc}	0.3 m	
Larghezza trasversale di diffusione del carico	L_{dv}	10.83 m	
Carico distribuito per treno LM71	q_1	80 kN/m	
Carico concentrato per treno LM71	Q_1	250 kN	
Num. carichi concentrati	N_{Q1}	4	
Lunghezza applicazione carichi concentrati	$L_{d,Q1}$	6.40 m	
Carico ripartito verticale per LM71	P_{q1}	8.12 kN/m ²	
Carico ripartito verticale per LM71	P_{Q1}	15.86 kN/m ²	
Accidentale nodi 1 e 2	P_{Q1}	2.38 kN/m	

10.2.4.2 Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizione SPACCSX)

Larghezza trasversale di diffusione del carico	L_{do}	10.53 m
Spinta sul piedritto LM71	S_{Q1}	6.27 kN/m ²
Spinta semispessore soletta superiore	$F_{Q1,sup}$	0.94 kN/m
Spinta semispessore soletta inferiore	$F_{Q1,inf}$	1.25 kN/m

10.2.4.3 Frenatura e avviamento (condizione AVV)

Avviamento/frenatura	A_v	33 kN/m
Avviamento/frenatura distribuito su soletta superiore	q_{Av}	3.35 kN/m ²

10.2.5 Azione sismica

Per il sito in esame si ha:

$$a_{max} = 0.419 \text{ g}$$

Relazione tecnico-descrittiva e di
predimensionamento dei tombini

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1 R 11	RH	IN0000 001	B	33 di 59

$$k_h = 0.419$$

$$k_v = 0.210$$

10.2.5.1 Inerzia orizzontale (condizione sisma H)

% carico accidentale

20%

Forza orizzontale su soletta di copertura

F'_h

52.49 kN/m²

Forza orizzontale sul singolo piedritto

F''_h

3.14 kN/m²

10.2.5.2 Inerzia verticale (condizione sisma V)

Forza verticale su soletta di copertura

F''_v

26.24 kN/m²

10.2.5.3 Incremento di spinta dovuto al sisma (condizione SPSSX)

Spinta sul piedritto

Q_w

31.01 kN/m²

Forza su nodo superiore

$Q_{w,sup}$

4.65 kN/m

Forza su nodo inferiore

$Q_{w,inf}$

6.20 kN/m

10.3 Risultati delle analisi

Nelle immagini a seguire si riportano i digrammi di involuppo delle sollecitazioni.

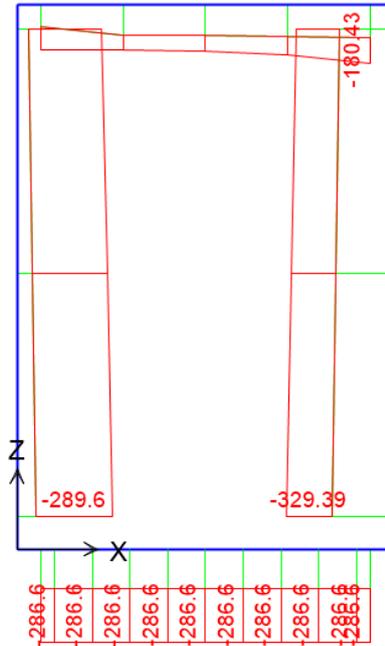


Figura 19 – Sforzo normale

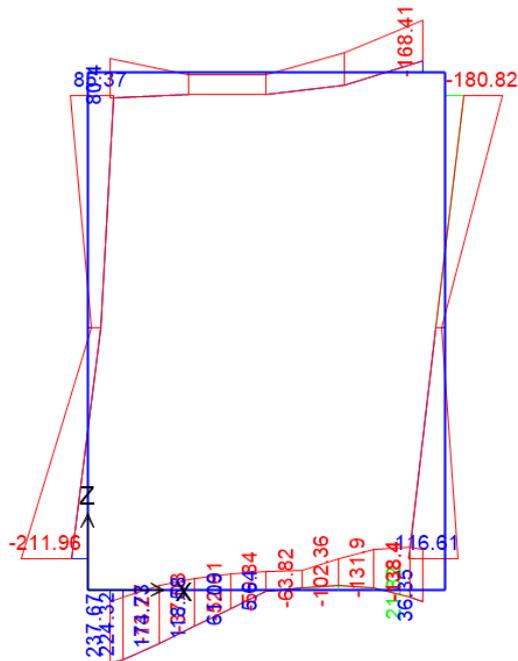


Figura 20 – Momento flettente

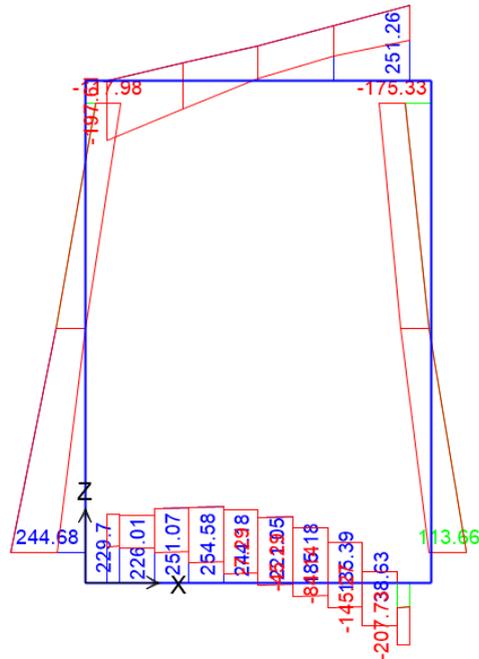


Figura 21 – Sforzo di taglio

Nella tabella che segue si riportano i valori massimi di momento e sforzo di taglio e il minimo valore di sforzo assiale su ciascun elemento.

Frame	P	V2	M3-	M3+
1 - soletta inferiore	120.32	254.58	-138.40	237.67
2 - piedritto destro	168.56	175.33	-180.82	116.61
3 - soletta superiore	66.95	251.26	-168.41	80.40
4 - piedritto sinistro	35.81	244.68	-211.96	85.37

Tabella 9 – Riepilogo sollecitazioni su ciascun elemento

Le sollecitazioni sono compatibili con la resistenza delle sezioni scelte.

11 TOMBINO 3.00 X 4.00 - TIPOLOGICO B

Lungo il nuovo tracciato sono previsti quattro tombini aventi dimensioni 3.00 m x 4.00 m ubicati alle progressive:

- Linea storica IN02
- km 26+905 IN03
- km 27+675 IN05
- km 42+255 IN06

11.1 Modellazione adottata

Il calcolo è stato effettuato nelle condizioni più gravose possibili in termini di strato di ricoprimento sulla soletta superiore, di caratteristiche sismiche e di terreno di fondazione, più precisamente è stato effettuato un involuppo dei parametri sopra elencati.

GEOMETRIA		3.00
Larghezza utile	L_{int}	4.00 m
Altezza libera	H_{int}	0.40 m
Spessore piedritti	S_p	0.40 m
Spessore soletta superiore	S_s	0.50 m
Spessore fondazione	S_f	0.80 m
Altezza ballast	H_b	6.97 m
Rinterro (superiore)	H_r	7.77 m
Ricoprimento	H_{ric}	2.40 m
Lunghezza traversa	L_{tb}	0.40 m
Altezza traversa	H_{tb}	3.80 m
Larghezza totale	L_{tot}	4.90 m
Altezza totale	H_{tot}	3.4 m
Larghezza modellata	L_{mod}	4.45 m
Altezza modellata	H_{mod}	13 m
Numero nodi totali	n_{tot}	2
Numero nodi superiori	n_{sup}	11
Numero nodi inferiori	n_{inf}	10
Numero spazi inferiori	n_{spa}	3.00
Terreno di fondazione		22

Unità stratigrafica		19.00	
Angolo di attrito	Φ	25000	°
Peso specifico	γ	0.3	kN/m ³
Modulo elastico	E'	3.8	kPa
Coefficiente di Poisson	ν	20	
Lato minore della fondazione	B	5.26	
Lato maggiore della fondazione	L	1.740	
Rapporto dei lati	L/B	4155	
Coefficiente adimensionale	c_t	22	
Costante di sottofondo	k_w	19.00	kN/m ³

Rigidezza molle nodali Sap

Nodi centrali		6,7,8,9,10	
Larghezza di influenza	$L_{inf, cen}$	0.34	m
Rigidezza	k_{cen}	1413	kN/m ²
Nodi intermedi		4,5,11,12	
Larghezza di influenza	$L_{inf, int}$	0.34	m
Rigidezza	k_{int}	2119	kN/m ²
Nodi estremità		3, 13	
Larghezza di influenza	$L_{inf, est}$	0.37	m
Rigidezza	k_{est}	3075	kN/m ²

11.2 Analisi dei carichi

11.2.1 Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

Peso specifico calcestruzzo armato	γ_{cls}	25.00	kN/m ³
Peso singolo piedritto	P_p	10.00	kN/m ²
Peso soletta superiore	P_s	10.00	kN/m ²
Peso fondazione	P_f	12.50	kN/m ²

11.2.2 Permanenti portati (condizione PERM)

Peso specifico ballast	γ_b	18.00	kN/m ³
Altezza ballast	H_b	0.80	m

Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento dei tombini

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1 R 11	RH	IN0000 001	B	38 di 59

Peso ballast	P_b	14.40 kN/m ²
Peso specifico rinterro	γ_r	20.00 kN/m ³
Altezza rinterro	H_r	6.97 m
Peso rinterro	P_r	139.40 kN/m ²
Peso specifico massetto di protezione/pendenza	γ_m	24.00 kN/m ³
Altezza massetto di protezione/pendenza	H_m	0.24 m
Peso massetto di protezione/pendenza	P_m	5.76 kN/m ²
Permanente totale	G2p	159.56 kN/m ²
Permanente nodi 1 e 2	G2P	31.91 kN/m

11.2.3 Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

Peso specifico terreno	γ_t	19.00 kN/m ³
Angolo di attrito terreno	φ	22 °
coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.625
Pressione estradosso soletta superiore	P1	99.79 kN/m ²
Pressione asse soletta superiore	P2	102.16 kN/m ²
Pressione asse soletta inferiore	P3	155.04 kN/m ²
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	158.01 kN/m ²
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	20.20 kN/m
Forza concentrata asse soletta inferiore	F1	39.13 kN/m

11.2.4 Carichi accidentali

Si considera il modello di carico LM71 in quanto più gravoso per il caso in esame.

11.2.4.1 Carichi verticali (condizione ACCM)

Coefficiente di incremento dinamico	Φ	1.35 copertura maggiore di 2.50 m
Coefficiente di adattamento	α	1.10
Larghezza di diffusione nel ballast	L_{db}	0.2 m
Larghezza di diffusione nel rinterro	L_{dr}	5.6 m
Larghezza di diffusione nel cls	L_{dc}	0.4 m
Larghezza trasversale di diffusione del carico	L_{dv}	8.63 m
Carico distribuito per treno LM71	q_1	80 kN/m

Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento dei tombini

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1 R 11	RH	IN0000 001	B	39 di 59

Carico concentrato per treno LM71	Q ₁	250 kN
Num. carichi concentrati	N _{Q1}	4
Lunghezza applicazione carichi concentrati	L _{d,Q1}	6.40 m
Carico ripartito verticale per LM71	P _{q1}	13.76 kN/m ²
Carico ripartito verticale per LM71	P _{Q1}	26.88 kN/m ²
Accidentale nodi 1 e 2	P _{Q1}	5.38 kN/m

11.2.4.2 Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizione SPACCSX)

Larghezza trasversale di diffusione del carico	L _{do}	8.23 m
Spinta sul piedritto LM71	S _{Q1}	13.06 kN/m ²
Spinta semispessore soletta superiore	F _{Q1,sup}	2.61 kN/m
Spinta semispessore soletta inferiore	F _{Q1,inf}	3.26 kN/m

11.2.4.3 Frenatura e avviamento (condizione AVV)

Avviamento/frenatura	A _v	33 kN/m
Avviamento/frenatura distribuito su soletta superiore	q _{Av}	4.21 kN/m ²

11.2.5 *Azione sismica*

Per il sito in esame si ha:

a _{max}	=	0.419 g
k _h	=	0.419
k _v	=	0.210

11.2.5.1 Inerzia orizzontale (condizione sisma H)

% carico accidentale		20%
Forza orizzontale su soletta di copertura	F' _h	73.30 kN/m ²
Forza orizzontale sul singolo piedritto	F'' _h	4.19 kN/m ²

11.2.5.2 Inerzia verticale (condizione sisma V)

Forza verticale su soletta di copertura	F'' _v	36.65 kN/m ²
---	------------------	--------------------------------

11.2.5.3 Incremento di spinta dovuto al sisma (condizione SPSSX)

Spinta sul piedritto	Q_w	110.17 kN/m ²
Forza su nodo superiore	$Q_{w,sup}$	22.03 kN/m
Forza su nodo inferiore	$Q_{w,inf}$	27.54 kN/m

11.3 Risultati delle analisi

Nelle immagini a seguire si riportano i diagrammi di involuppo delle sollecitazioni.

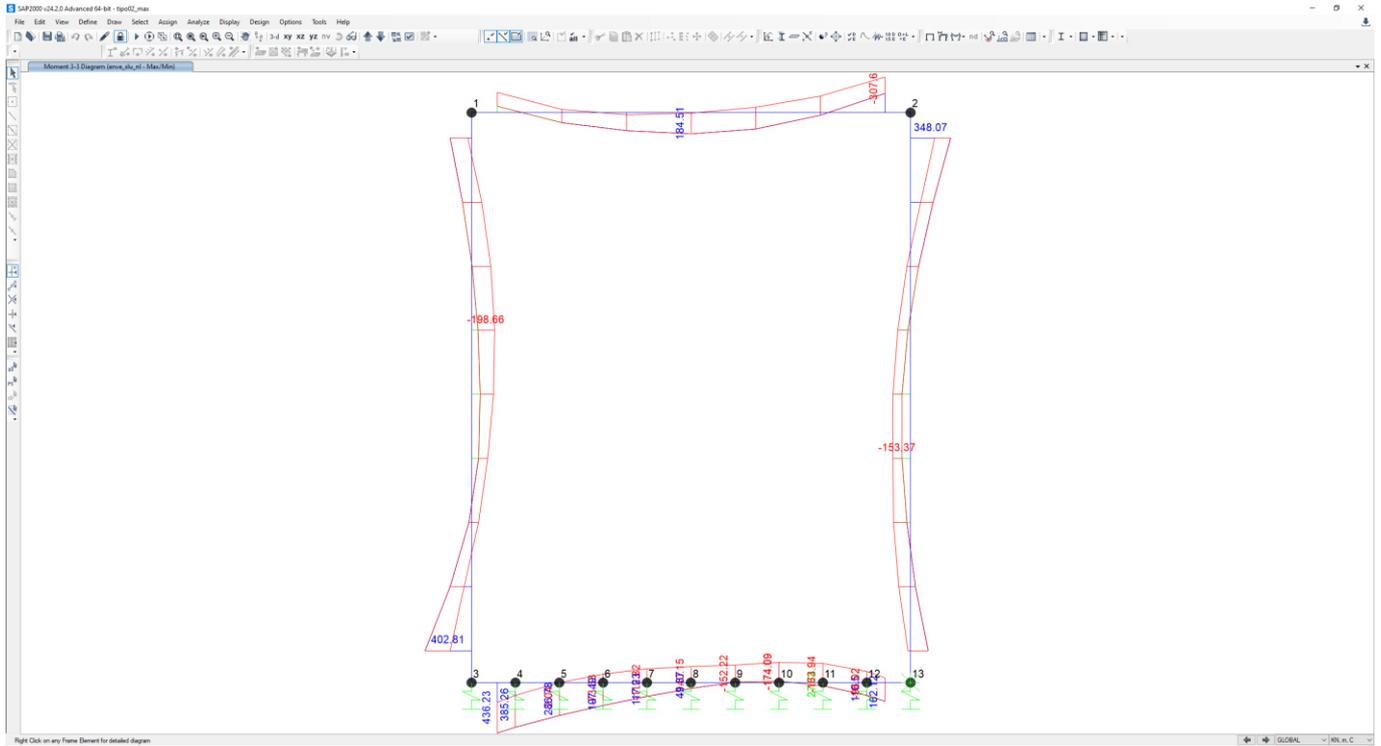


Figura 22 – Momento flettente_envSLU

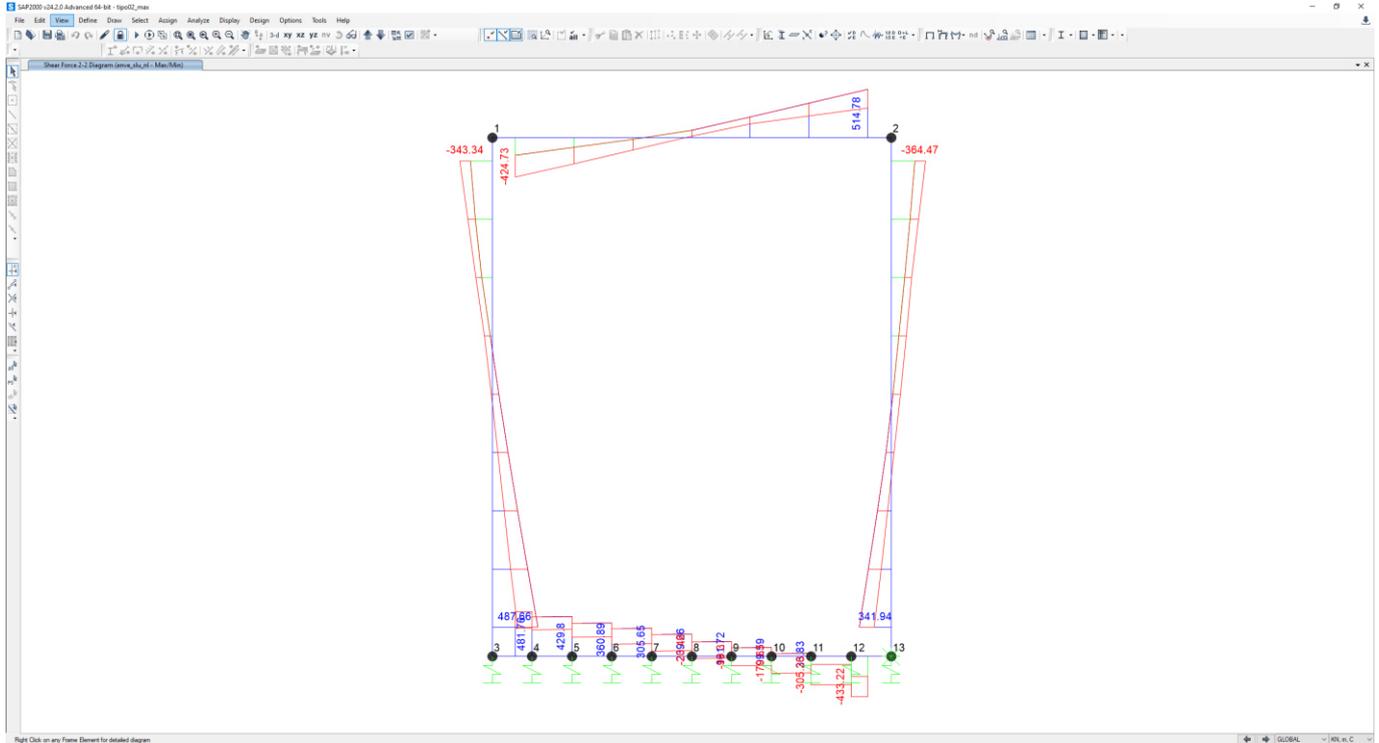


Figura 23 – Taglio_envSLU

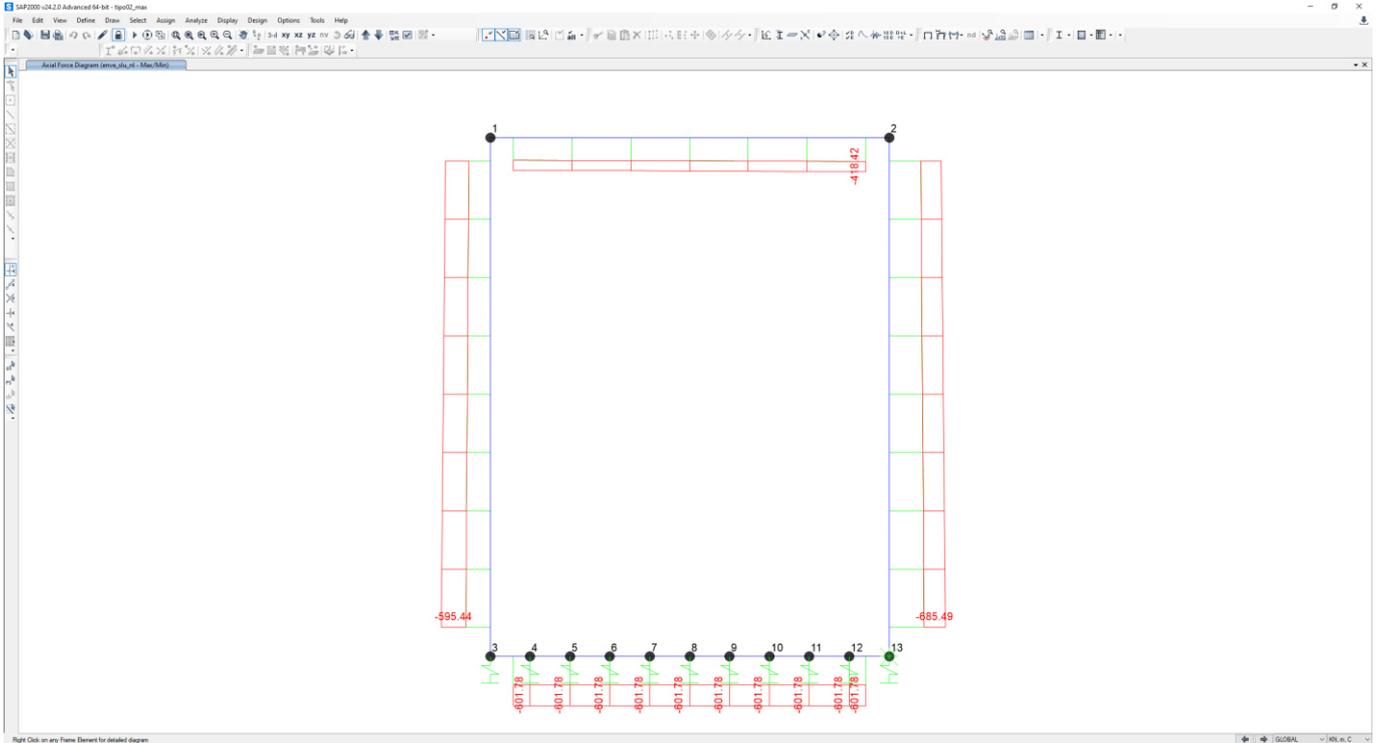


Figura 24 – Sforzo assiale_envSLU

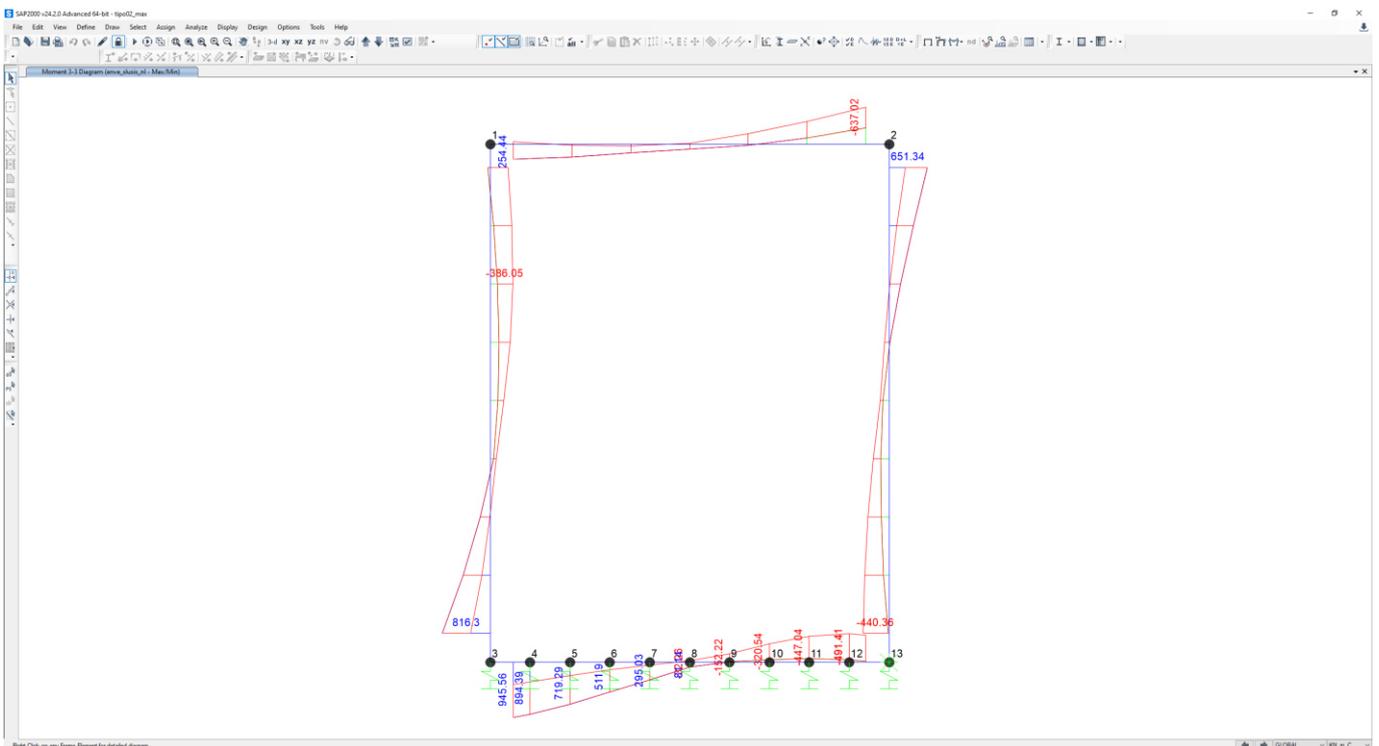


Figura 25 – Momento flettente_envSLV

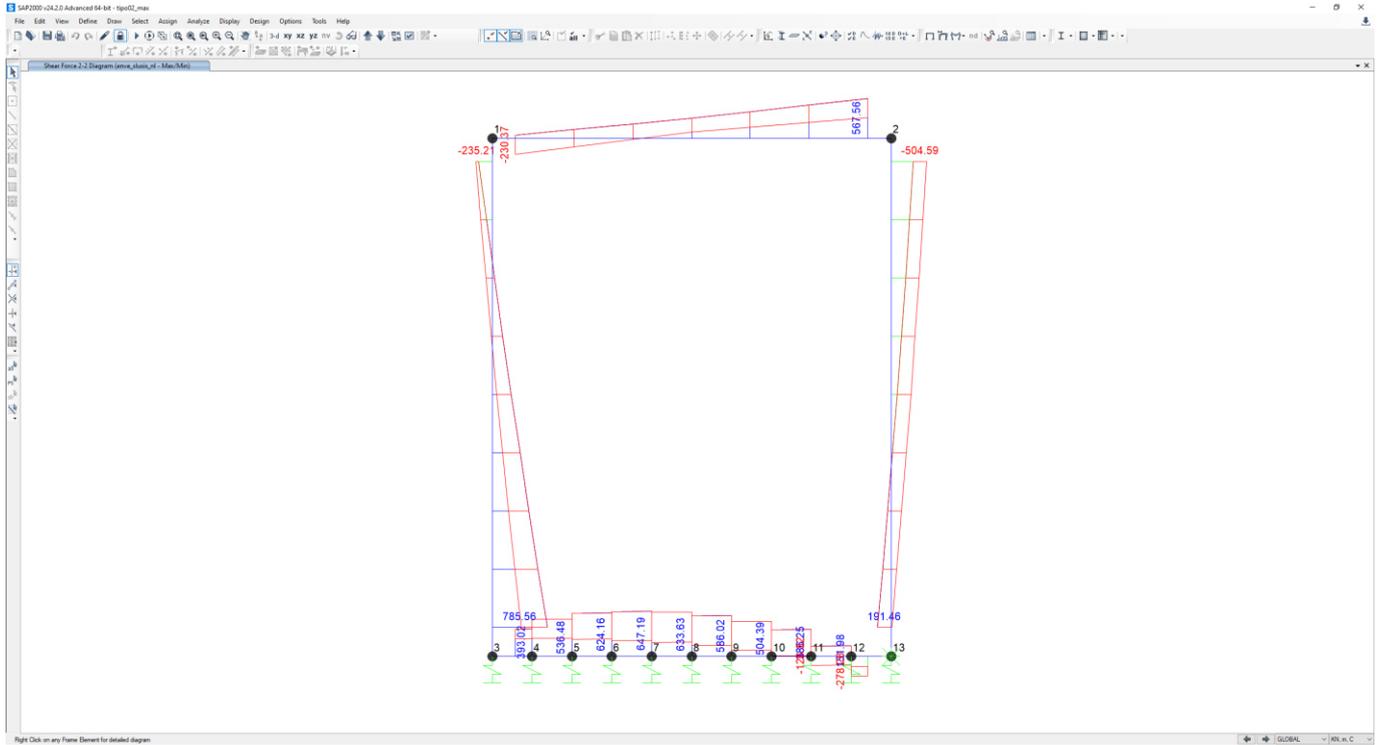


Figura 26 – Sforzo di taglio_envSLV

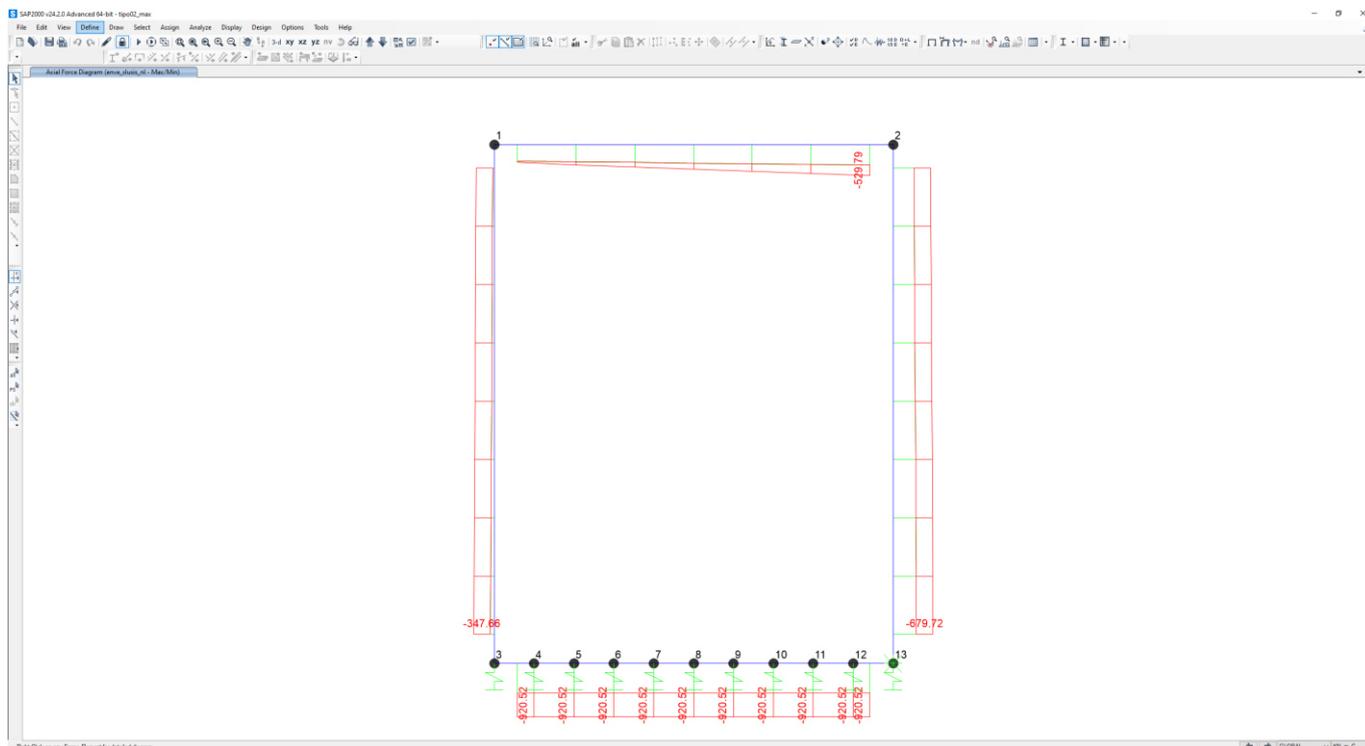


Figura 27 – Sforzo assiale_envSLV

Nelle tabelle che seguono si riportano i valori massimi di momento e sforzo di taglio e il minimo valore di sforzo assiale su ciascun elemento.

SOLETTA SUPERIORE

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-297.20	42.76	254.44	3	0.20	sis12_nl
M3	min	-529.79	567.56	-637.02	3	3.20	sis9_nl
V2	max	-526.69	567.56	-628.37	3	3.20	sis5_nl
V2	min	-291.02	-230.37	-34.03	3	0.20	sis3_nl
P	max	-284.29	-120.43	-19.57	3	0.20	sis4_nl
P	min	-529.79	567.56	-637.02	3	3.20	sis9_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-284.54	12.98	184.51	3	1.70	slu2_nl
M3	min	-371.11	514.78	-307.64	3	3.20	slu4_nl

V2	max	-371.11	514.78	-307.64	3	3.20	slu4_nl
V2	min	-275.40	-424.73	-124.30	3	0.20	slu2_nl
P	max	-275.40	-424.73	-124.30	3	0.20	slu2_nl
P	min	-418.42	471.31	-261.63	3	3.20	slu5_nl

PIEDRITTI

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-102.39	783.54	816.30	4	0.25	sis10_nl
M3	min	-642.33	-6.11	-440.36	2	0.25	sis11_nl
V2	max	-65.01	785.56	813.40	4	0.25	sis12_nl
V2	min	-639.73	-504.59	651.34	2	4.25	sis9_nl
P	max	-25.02	-200.61	-291.77	4	4.25	sis6_nl
P	min	-679.72	-5.03	-433.09	2	0.25	sis5_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-531.37	487.66	402.81	4	0.25	slu7_nl
M3	min	-273.08	-23.77	-198.66	4	2.75	slu9_nl
V2	max	-531.37	487.66	402.81	4	0.25	slu7_nl
V2	min	-588.03	-364.47	286.03	2	4.25	slu5_nl
P	max	-258.08	-289.84	53.69	4	4.25	slu8_nl
P	min	-685.49	181.76	-14.71	2	0.25	slu4_nl

SOLETTA INFERIORE

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-920.52	364.60	945.56	1	0.20	sis12_nl
M3	min	-910.34	132.64	-491.41	1	3.06	sis9_nl
V2	max	-918.50	647.20	275.23	1	1.36	sis10_nl
V2	min	-517.76	-278.26	-60.37	1	3.06	sis14_nl
P	max	-509.60	343.08	381.16	1	0.20	sis13_nl
P	min	-920.52	364.60	945.56	1	0.20	sis12_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-601.78	479.39	436.23	1	0.20	slu7_nl
M3	min	-593.85	73.00	-174.09	1	2.38	slu4_nl
V2	max	-601.78	481.76	368.95	1	0.34	slu7_nl
V2	min	-357.43	-433.22	76.51	1	3.06	slu2_nl
P	max	-349.51	435.33	169.10	1	0.20	slu3_nl
P	min	-601.78	479.39	436.23	1	0.20	slu7_nl

12 TOMBINO 5.00 X 4.00 - TIPOLOGICO C

Lungo il nuovo tracciato è previsto un solo tombino avente dimensioni 5.00 m x 4.00 m ubicato alla progressiva km -0+720 (IN01). Si riporta di seguito lo stralcio planimetrico di progetto con l'individuazione dell'opera in oggetto.

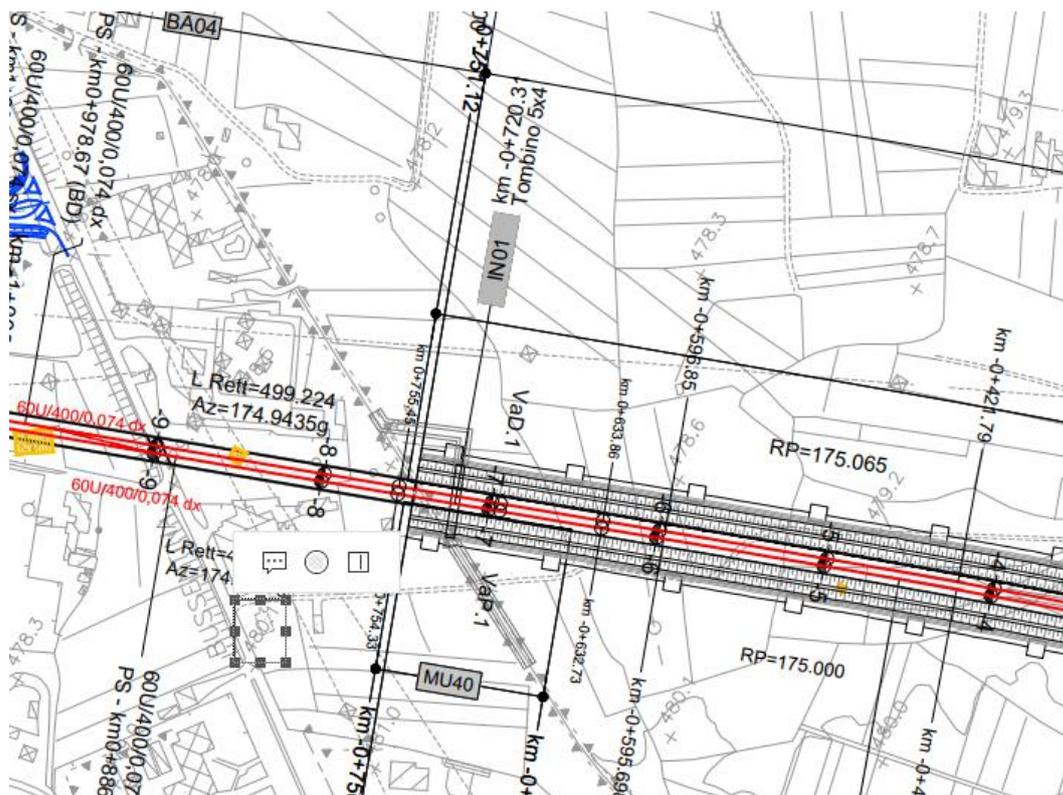


Figura 28 – Individuazione tombino

12.1 Modellazione adottata

Il calcolo è stato effettuato nelle condizioni più gravose possibili in termini di strato di ricoprimento sulla soletta superiore, di caratteristiche sismiche e di terreno di fondazione, più precisamente è stato effettuato un involuppo dei parametri sopra elencati.

GEOMETRIA

Larghezza utile	L_{int}	5.00	4.00 m
Altezza libera	H_{int}	0.60	0.60 m
Spessore piedritti	S_p	0.60	0.60 m
Spessore soletta superiore	S_s	0.70	0.70 m
Spessore fondazione	S_f	0.80	0.80 m
Altezza ballast	H_b	6.59	6.59 m

Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento dei tombini

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RC2A	C1 R 11	RH	IN0000 001	B	49 di 59

Rinterro (superiore)	H_r	7.39 m
Ricoprimento	H_{ric}	2.40 m
Lunghezza traversa	L_{tb}	0.40 m
Altezza traversa	H_{tb}	6.20 m
Larghezza totale	L_{tot}	5.30 m
Altezza totale	H_{tot}	5.6 m
Larghezza modellata	L_{mod}	4.65 m
Altezza modellata	H_{mod}	13 m
Numero nodi totali	n_{tot}	2
Numero nodi superiori	n_{sup}	11
Numero nodi inferiori	n_{inf}	10
Numero spazi inferiori	n_{spa}	5.00

Terreno di fondazione

		22
Unità stratigrafica		19.00
Angolo di attrito	Φ	25000 °
Peso specifico	γ	0.3 kN/m ³
Modulo elastico	E'	6.2 kPa
Coefficiente di Poisson	ν	50
Lato minore della fondazione	B	8.06
Lato maggiore della fondazione	L	1.968
Rapporto dei lati	L/B	2252
Coefficiente adimensionale	c_t	22
Costante di sottofondo	k_w	19.00 kN/m ³

Rigidezza molle nodali Sap

Nodi centrali		6,7,8,9,10
Larghezza di influenza	$L_{inf, cen}$	0.56 m
Rigidezza	k_{cen}	1261 kN/m ²
Nodi intermedi		4,5,11,12
Larghezza di influenza	$L_{inf, int}$	0.56 m
Rigidezza	k_{int}	1892 kN/m ²
Nodi estremità		3, 13
Larghezza di influenza	$L_{inf, est}$	0.58 m

Rigidezza k_{est} 2612 kN/m²

12.2 Analisi dei carichi

12.2.1 Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

Peso specifico calcestruzzo armato	γ_{cls}	25.00 kN/m ³
Peso singolo piedritto	P_p	15.00 kN/m ²
Peso soletta superiore	P_s	15.00 kN/m ²
Peso fondazione	P_f	17.50 kN/m ²

12.2.2 Permanenti portati (condizione PERM)

Peso specifico ballast	γ_b	18.00 kN/m ³
Altezza ballast	H_b	0.80 m
Peso ballast	P_b	14.40 kN/m ²
Peso specifico rinterro	γ_r	20.00 kN/m ³
Altezza rinterro	H_r	6.59 m
Peso rinterro	P_r	131.80 kN/m ²
Peso specifico massetto di protezione/pendenza	γ_m	24.00 kN/m ³
Altezza massetto di protezione/pendenza	H_m	0.24 m
Peso massetto di protezione/pendenza	P_m	5.76 kN/m ²
Permanente totale	G_{2p}	151.96 kN/m ²
Permanente nodi 1 e 2	G_{2P}	45.59 kN/m

12.2.3 Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

Peso specifico terreno	γ_t	19.00 kN/m ³
Angolo di attrito terreno	φ	22 °
coefficiente di spinta a riposo	k_0	0.625
Pressione estradosso soletta superiore	P_1	95.03 kN/m ²
Pressione asse soletta superiore	P_2	98.60 kN/m ²
Pressione asse soletta inferiore	P_3	153.85 kN/m ²
Pressione intradosso soletta inferiore	P_4	158.01 kN/m ²

Relazione tecnico-descrittiva e di predimensionamento dei tombini	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RC2A	C1 R 11	RH	IN0000 001	B	51 di 59

Forza concentrata asse soletta superiore	F1	29.05 kN/m
Forza concentrata asse soletta inferiore	F1	54.58 kN/m

12.2.4 Carichi accidentali

Si considera il modello di carico LM71 in quanto più gravoso per il caso in esame.

12.2.4.1 Carichi verticali (condizione ACCM)

Coefficiente di incremento dinamico	Φ	1.35
Coefficiente di adattamento	α	1.10
Larghezza di diffusione nel ballast	L_{db}	0.2 m
Larghezza di diffusione nel rinterro	L_{dr}	5.3 m
Larghezza di diffusione nel cls	L_{dc}	0.6 m
Larghezza trasversale di diffusione del carico	L_{dv}	8.53 m
Carico distribuito per treno LM71	q_1	80 kN/m
Carico concentrato per treno LM71	Q_1	250 kN
Num. carichi concentrati	N_{Q1}	4
Lunghezza applicazione carichi concentrati	$L_{d,Q1}$	6.40 m
Carico ripartito verticale per LM71	P_{q1}	13.94 kN/m ²
Carico ripartito verticale per LM71	P_{Q1}	27.22 kN/m ²
Accidentale nodi 1 e 2	P_{Q1}	8.17 kN/m

12.2.4.2 Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizione SPACCSX)

Larghezza trasversale di diffusione del carico	L_{do}	7.93 m
Spinta sul piedritto LM71	S_{Q1}	13.56 kN/m ²
Spinta semispessore soletta superiore	$F_{Q1,sup}$	4.07 kN/m
Spinta semispessore soletta inferiore	$F_{Q1,inf}$	4.75 kN/m

12.2.4.3 Frenatura e avviamento (condizione AVV)

Avviamento/frenatura	A_v	33 kN/m
Avviamento/frenatura distribuito su soletta superiore	q_{Av}	4.26 kN/m ²

12.2.5 Azione sismica

Per il sito in esame si ha:

$$a_{\max} = 0.419 \text{ g}$$

$$k_h = 0.419$$

$$k_v = 0.210$$

12.2.5.1 Inerzia orizzontale (condizione sisma H)

% carico accidentale

20%

Forza orizzontale su soletta di copertura F'_h **72.24** kN/m²

Forza orizzontale sul singolo piedritto F''_h **6.29** kN/m²

12.2.5.2 Inerzia verticale (condizione sisma V)

Forza verticale su soletta di copertura F''_v **36.12** kN/m²

12.2.5.3 Incremento di spinta dovuto al sisma (condizione SPSSX)

Spinta sul piedritto Q_w **110.37** kN/m²

Forza su nodo superiore $Q_{w,\text{sup}}$ **33.11** kN/m

Forza su nodo inferiore $Q_{w,\text{inf}}$ **38.63** kN/m

12.3 Risultati delle analisi

Nelle immagini a seguire si riportano i diagrammi di involuppo delle sollecitazioni.

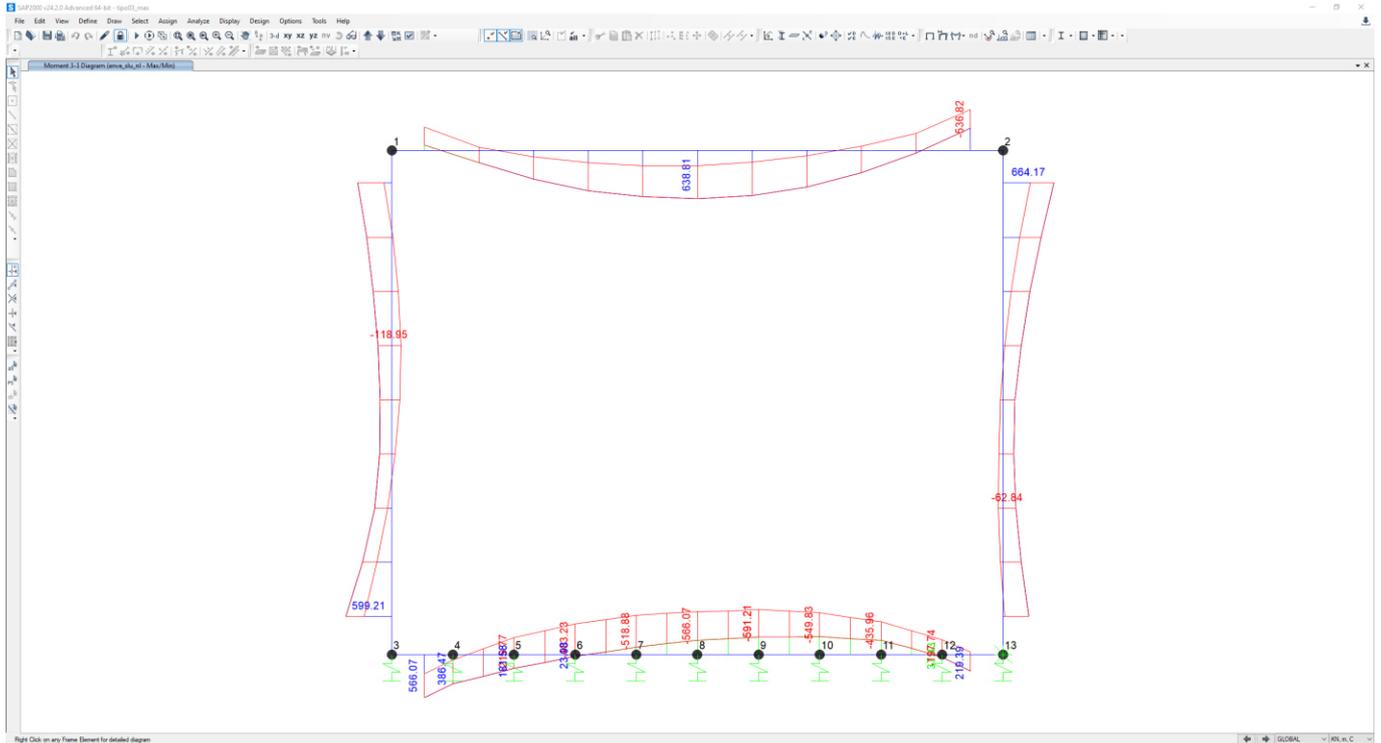


Figura 29 – Momento flettente_envSLU

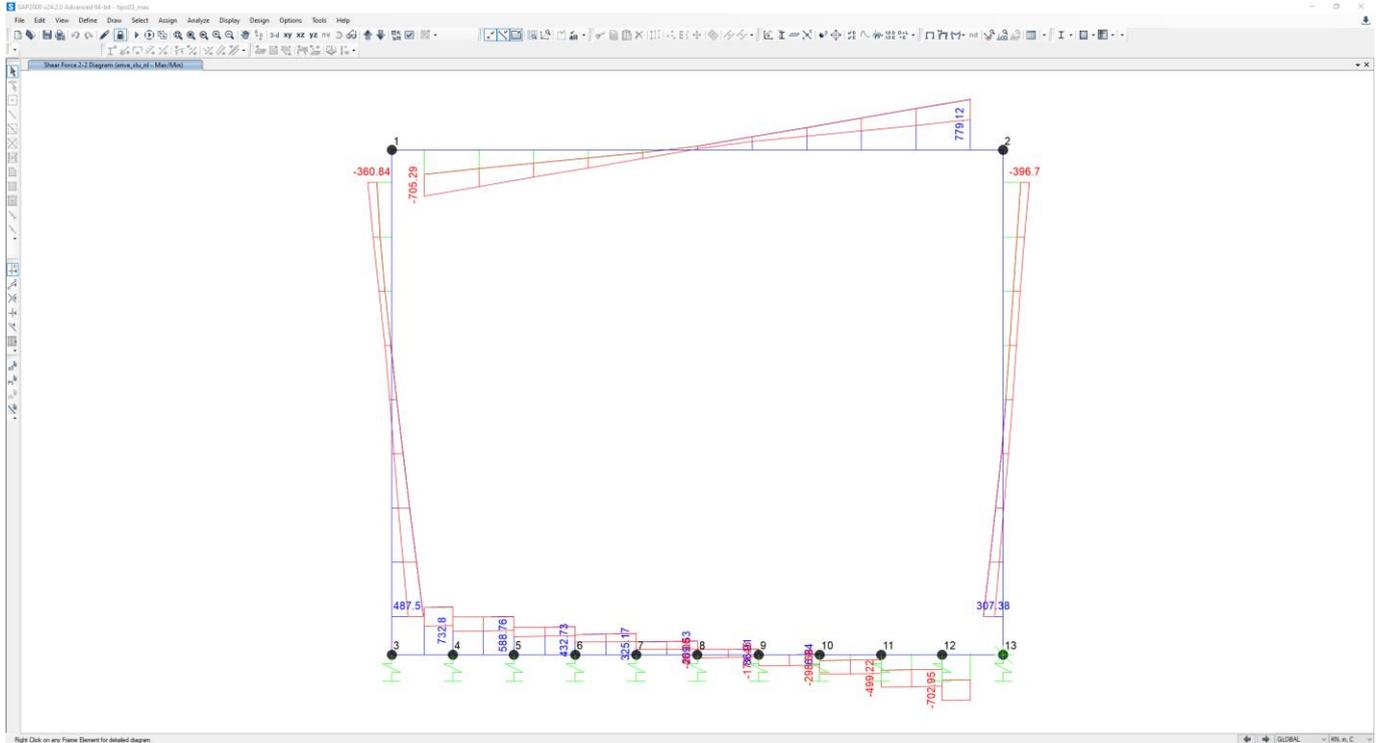


Figura 30 – Taglio_envSLU

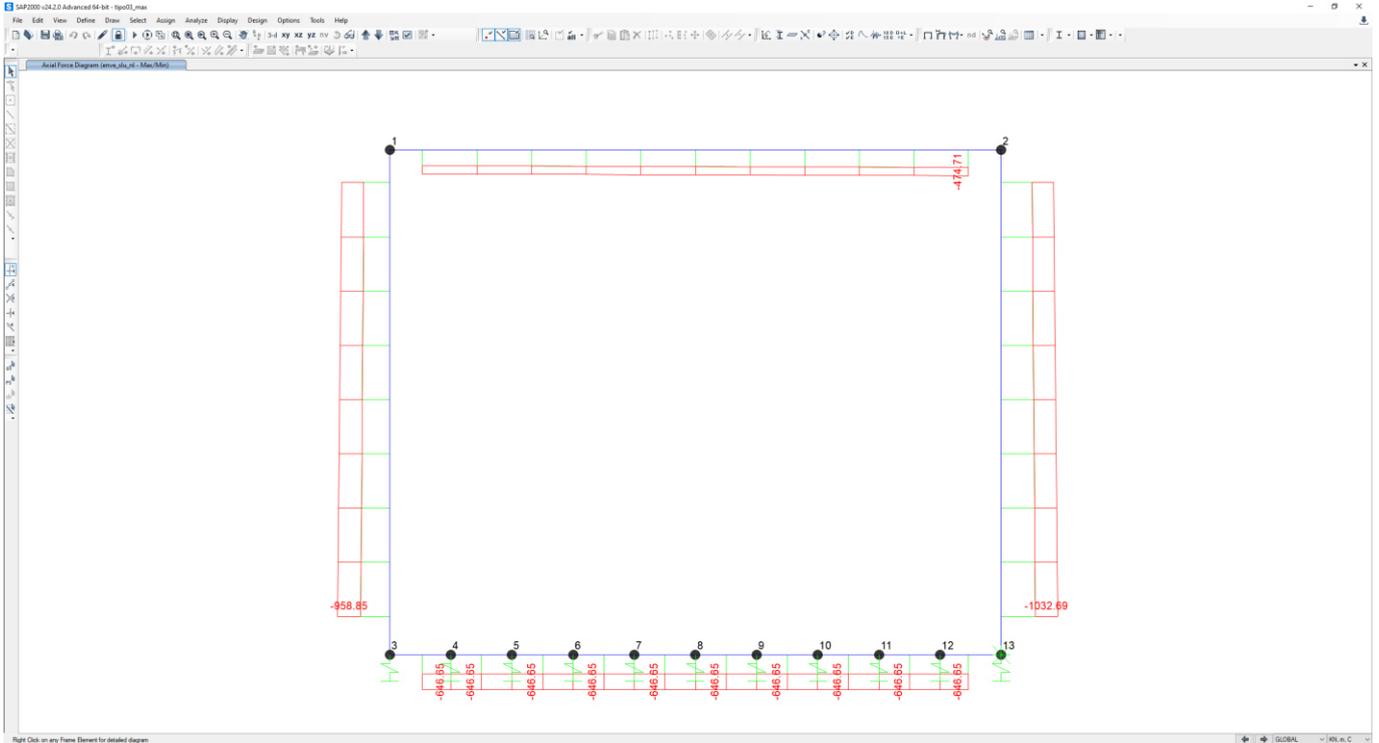


Figura 31 – Sforzo assiale_envSLU

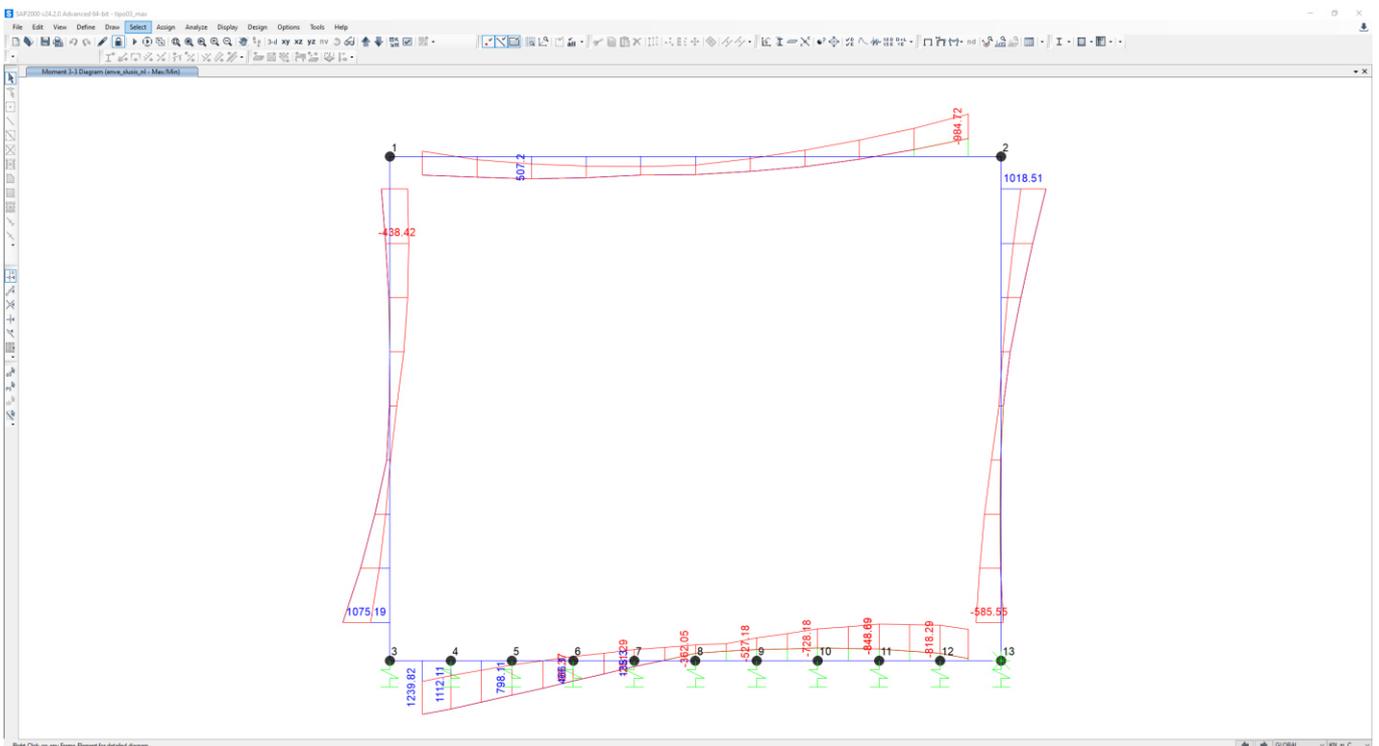


Figura 32 – Momento flettente_envSLV

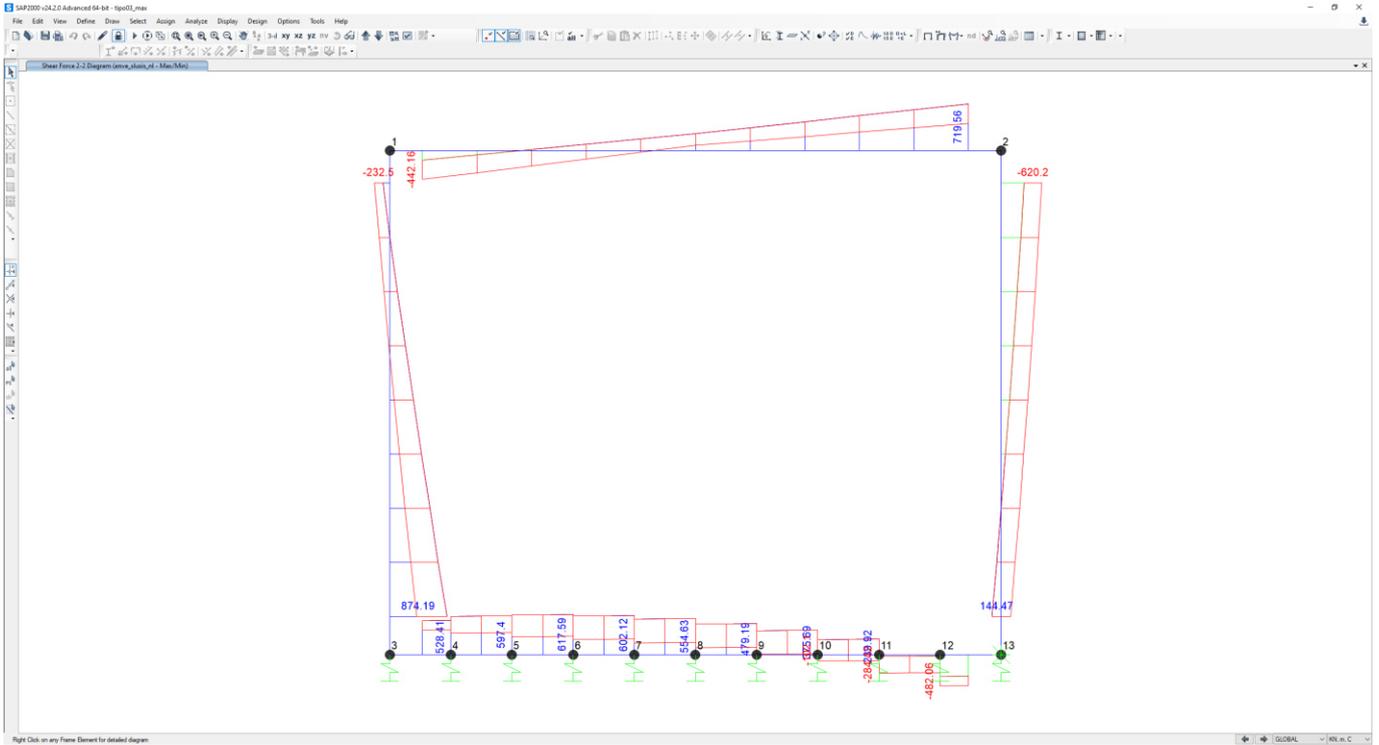


Figura 33 – Sforzo di taglio_envSLV

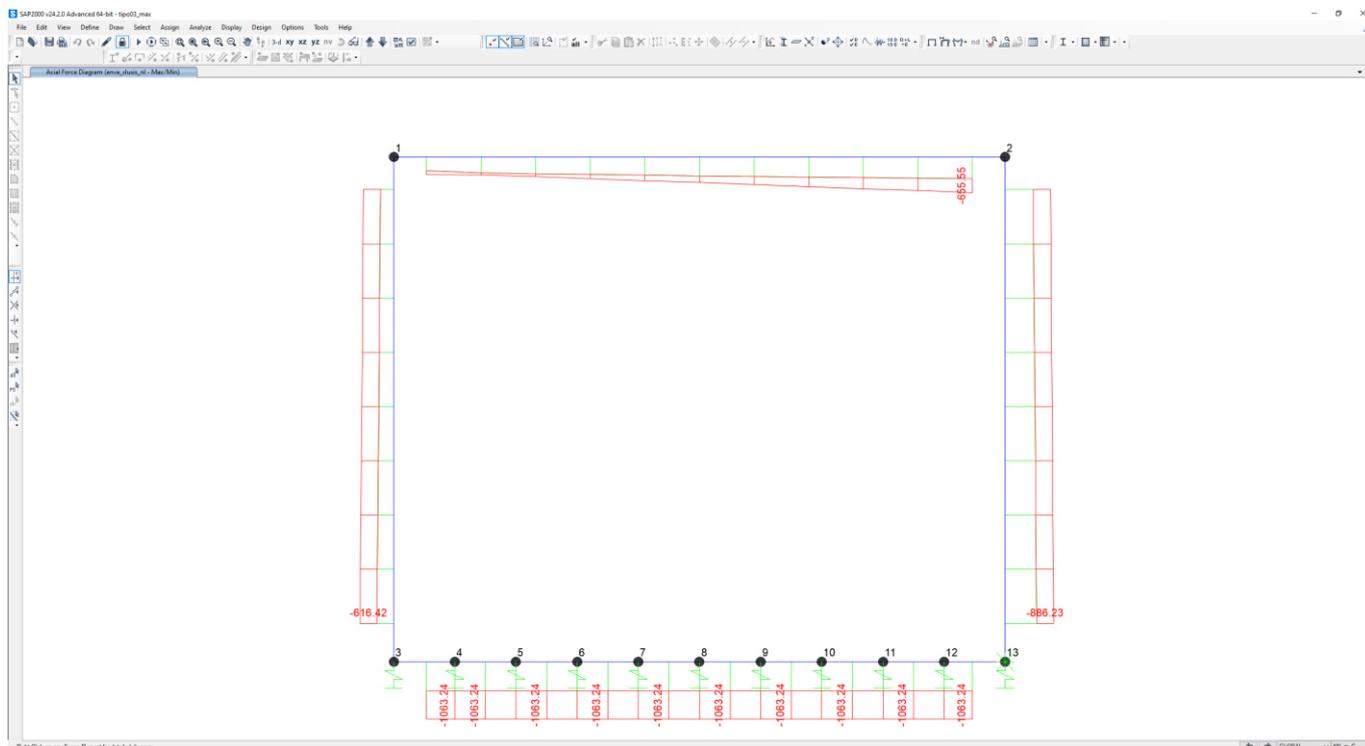


Figura 34 – Sforzo assiale_envSLV

Nelle tabelle che seguono si riportano i valori massimi di momento e sforzo di taglio e il minimo valore di sforzo assiale su ciascun elemento.

SOLETTA SUPERIORE

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-352.51	-13.38	460.71	3	1.30	sis5_nl
M3	min	-644.86	719.56	-951.64	3	5.30	sis5_nl
V2	max	-644.86	719.56	-951.64	3	5.30	sis5_nl
V2	min	-308.16	-442.16	-87.79	3	0.30	sis3_nl
P	max	-271.56	-144.58	370.14	3	0.30	sis2_nl
P	min	-644.86	719.56	-951.64	3	5.30	sis5_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-305.36	13.84	638.81	3	2.80	slu2_nl
M3	min	-427.94	765.28	-536.82	3	5.30	slu11_nl

V2	max	-424.17	779.12	-511.95	3	5.30	slu4_nl
V2	min	-289.93	-705.29	-225.50	3	0.30	slu2_nl
P	max	-289.93	-705.29	-225.50	3	0.30	slu2_nl
P	min	-474.71	748.48	-452.22	3	5.30	slu5_nl

PIEDRITTI

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-363.29	869.80	1075.19	4	0.35	sis10_nl
M3	min	-825.55	-137.24	-585.55	2	0.35	sis11_nl
V2	max	-302.61	874.19	1058.17	4	0.35	sis12_nl
V2	min	-826.25	-620.21	1018.51	2	4.35	sis9_nl
P	max	-242.63	-124.21	-371.54	4	4.35	sis6_nl
P	min	-886.23	-130.94	-555.64	2	0.35	sis5_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-937.87	-368.78	664.17	2	4.35	slu11_nl
M3	min	-493.90	-16.76	-118.95	4	2.85	slu9_nl
V2	max	-531.39	487.50	448.58	4	0.35	slu9_nl
V2	min	-921.07	-396.70	564.57	2	4.35	slu5_nl
P	max	-471.40	-298.28	169.04	4	4.35	slu8_nl
P	min	-1032.69	136.85	120.63	2	0.35	slu4_nl

SOLETTA INFERIORE

SLV		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-1058.85	523.86	1239.82	1	0.30	sis10_nl
M3	min	-1030.93	220.11	-848.69	1	4.48	sis9_nl
V2	max	-1058.85	617.59	428.11	1	1.68	sis10_nl
V2	min	-570.65	-482.06	-168.84	1	5.04	sis14_nl
P	max	-542.73	521.92	480.59	1	0.30	sis13_nl
P	min	-1063.24	479.98	1237.49	1	0.30	sis12_nl

SLU		P	V2	M3	Frame	Station	OutputCase
		KN	KN	KN-m	Text	m	Text
M3	max	-645.15	726.66	566.07	1	0.30	slu7_nl
M3	min	-581.57	63.33	-591.21	1	3.36	slu11_nl
V2	max	-645.15	732.80	376.34	1	0.56	slu7_nl
V2	min	-382.50	-702.95	37.43	1	5.04	slu2_nl
P	max	-355.41	700.48	251.26	1	0.30	slu3_nl
P	min	-646.65	440.41	501.57	1	0.30	slu9_nl