

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

RADDOPPIO TRATTA FIUME TORTO – LERCARA DIRAMAZIONE
LOTTO 1 + 2

SINGOLE OPERE DI LINEA

IN50 – Nuovo tombino al km 28+286
Relazione di calcolo muri di imbocco

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
RS3Z	00	D	26	CL	IN5003	001	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	1° AGG. A CONSEGNA CSLLPP	C. INTEGRA	Maggio 2020	M.SALLEOLINI 	Maggio 2020	A. BARRECA 	Maggio 2020	F. DE Maggio 2020 ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD Det. Ing. Francesco De Ordine degli Ingegneri della provincia di Roma n. 25372/Str	

File: RS3Z00D26CLIN5003001A

n. Elab.:

INDICE

1. PREMESSA	2
2. DESCRIZIONE.....	4
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
5. PARAMETRI GEOTECNICI	8
5.1 Profondità della falda	8
6. ANALISI DEI CARICHI	9
6.1 Pesi propri	9
6.2 Permanenti non strutturali	9
6.3 Carichi mobili (traffico ferroviario)	9
6.4 Azione di avviamento / frenatura	9
6.5 Azione di serpeggio.....	9
6.6 Azione del sisma	9
6.7 Ritiro del calcestruzzo.....	12
6.8 Variazione termica	12
6.9 Spinta statica del terreno	13
6.10 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale.....	13
6.11 Incremento di Spinta in condizione sismiche.....	13
7. COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	14
8. VERIFICHE STRUTTURALI	16
8.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione	16
8.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio	16
8.3 Verifica agli stati limite d'esercizio	18
9. ANALISI STRUTTURALE	19

9.1	Modellazione strutturale : Muro ad U	19
9.2	Analisi dei carichi	21
9.3	Combinazioni	23
9.4	Sollecitazioni.....	26
9.5	Verifiche strutturali	30
9.5.1	Verifica piedritti.....	30
9.5.2	Verifica soletta inferiore	34
10.	INCIDENZA MURO U.....	40
11.	DICHIARAZIONI SECONDO D.M. 17/01/2018 (P.TO 10.2)	41
11.1	Tipo di analisi svolte	41
11.2	Origine e caratteristiche dei Codici di Calcolo	41
11.3	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	41



**PROGETTO DEFINITIVO
DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA
DIRAMAZIONE – LOTTO 1+2**

IN50 – Nuovo tombino al km 28+286
Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	IN5003001	A	2 di 44

1. PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi alla progettazione definitiva del collegamento Palermo-Catania, raddoppio tratta Fiumetorto-Lercara Diramazione, appartenente alla Direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo.

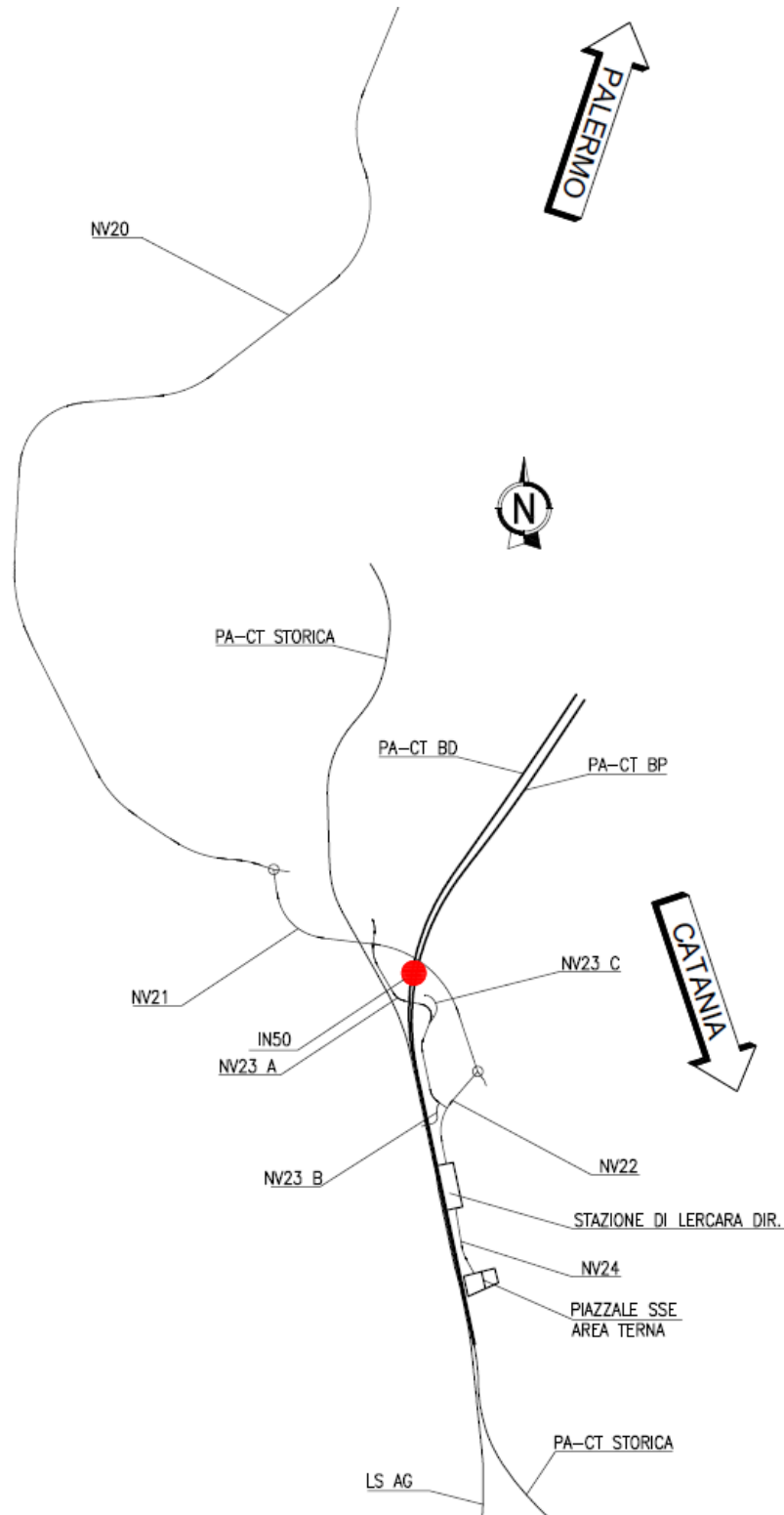
Nella presente relazione è riportato il calcolo strutturale dei muri di imbocco del tombino di linea ferroviario IN50A avente soletta di fondazione di spessore $0.30m$ e piedritti di spessore $0.3m$. Si è considerata come altezza di calcolo del muro ad U quella in corrispondenza dei $2/3$ della lunghezza della fondazione, pari a $1.60m$ (esclusa la fondazione).

Segue l'ubicazione dell'opera.

IN50 - Nuovo tombino al km 28+286

Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	IN5003001	A	3 di 44



2. DESCRIZIONE

Nella seguente relazione, in particolare, vengono descritte le verifiche agli Stati Limite del muro di imbocco a U utilizzabile per attraversamenti ferroviari avente le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

Geometria del muro a U			
Larghezza totale	Ltot	2.60	m
Altezza totale	Htot	1.90	m
Spessore piedritti	sp	0.30	m
Spessore soletta inferiore	sf	0.30	m
Luce libera	Lint	2.00	m
Altezza libera	Hint	1.60	m

Si riporta, di seguito, la sezione trasversale della struttura.

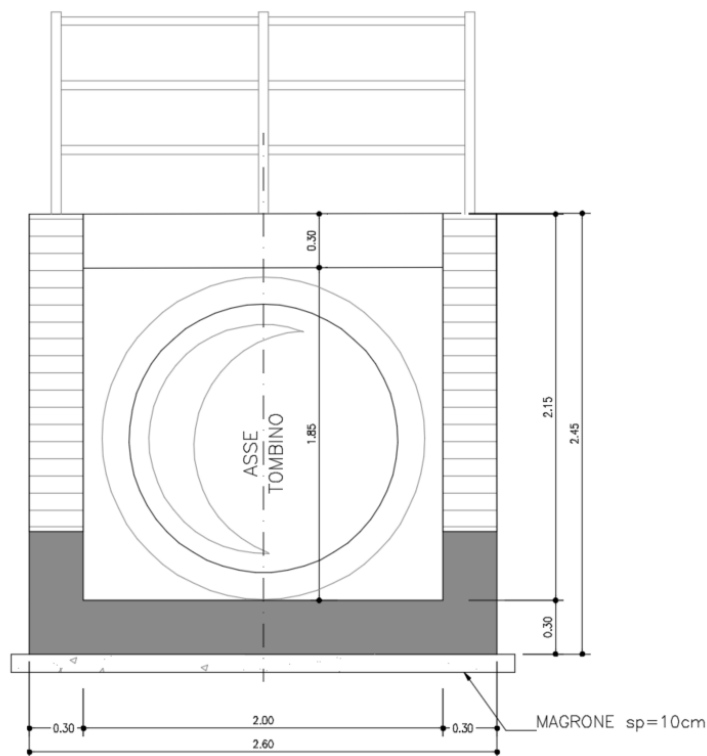


Figura 2.1– Sezione trasversale muro di imbocco

La struttura sarà realizzata in c.a. gettato in opera senza giunti intermedi.

Si trascura, a favore di sicurezza, l'eventuale presenza del riempimento interno.

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti nel rispetto delle seguenti normative:

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- Circolare 15 ottobre 1996, n.252 AA.GG./S.T.C.: Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996;
- RFI DTC SI MA IFS 001 B: “Manuale di progettazione delle opere civili” del 22/12/2017.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 B: Sezione 2 – Ponti e Strutture

Riferimenti STI:

– Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

MAGRONE - C12/15				
Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore
Resistenza cubica a compressione	R_{ck}		N/mm ²	15
Contenuto minimo cemento			kg/m ³	150

CALCESTRUZZO CLASSE 30/37				
Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore
Resistenza cubica a compressione	R_{ck}		N/mm ²	37.0
Resistenza cilindrica a compressione	f_{ck}	$0.83 * R_{ck}$	N/mm ²	30.7
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	$f_{ck}+8$	N/mm ²	38.7
Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli	$\alpha_{cc} (t>28gg)$		-	0.85
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ_c		-	1.5
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	$(\alpha_{cc} * f_{ck}) / \gamma_c$	N/mm ²	17.4
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctm}	$0.3 * (f_{ck})^{2/3}$	N/mm ²	2.9
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm ²	2.1
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	f_{ctk} / γ_c	N/mm ²	1.4
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	$1.2 * f_{ctm}$	N/mm ²	3.5
Resistenza cilindrica caratteristica a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm ²	2.5
Modulo elastico	E_{cm}	$22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3}$	N/mm ²	33019
Peso proprio	γ_c		N/m ³	25000
Coefficiente di Poisson	ν		-	0.2
Coefficiente di aderenza	η		-	1.0
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	$2.25 * \eta * f_{ctk}$	N/mm ²	4.6
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	f_{bd}	f_{bk} / γ_c	N/mm ²	3.1

Acciaio ad aderenza migliorata B450C				
Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore
Resistenza caratteristica di rottura	$f_{t\ nom}$		N/mm ²	540
Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{y\ nom}$		N/mm ²	450
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	γ_s		-	1.15
Resistenza di calcolo	f_{yd}	f_{yk} / γ_s	N/mm ²	391.3
Modulo elastico	E_s		N/mm ²	206000
Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.				
Tensione massima di esercizio per l'acciaio	σ_s	$0.75 * f_{yk}$	N/mm ²	337.5

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare 21.01.2019, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

Cmin	Co	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p elementi a piastra		cavi da c.a.p altri elementi	
			C \geq Co	Cmin \leq C<Co	C \geq Co	Cmin \leq C<Co	C \geq Co	Cmin \leq C<Co	C \geq Co	Cmin \leq C<Co
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportata nel prospetto seguente:

Classe di esposizione: XA1

Copriferro di progetto: 50 mm

Condizioni ambientali: Aggressive

Il valore limite di apertura delle fessure calcolato secondo le combinazioni agli SLE (frequente e quasi permanente) è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _k	Stato limite	w _k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	≤ w ₂	apertura fessure	≤ w ₃
		quasi permanente	apertura fessure	≤ w ₁	apertura fessure	≤ w ₂
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	≤ w ₁	apertura fessure	≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	≤ w ₁
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	≤ w ₁

5. PARAMETRI GEOTECNICI

Gli elaborati di riferimento sono:

GEOTECNICA																			
Relazione geotecnica generale linea ferroviaria	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	G	E	O	C	0	0	0	0	0	1
Profilo longitudinale geotecnico linea ferroviaria - Tav. 1/2	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	F	7	O	C	0	0	0	0	0	1
Profilo longitudinale geotecnico linea ferroviaria - Tav. 2/2	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	F	7	O	C	0	0	0	0	0	2

Sulla base delle indagini svolte, sintetizzate nei profili geotecnici lungo linea, in corrispondenza della progressiva si evince la seguente stratigrafia:

Terreno di fondazione

ZONA	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	PROFONDITA'	UNITA' TERRENO	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ [°]			Cu [kPa]			c [kPa]		Vs [m/s]			Vs,eq [m/s]	Categoria di sottosuolo	G ₀ [MPa]			Ei/Eu [MPa]		Ei [MPa]
					max	min	di prog.	max	min	di prog.	di prog.	di prog.	max	min	di prog.			max	min	di prog.	di prog.	di prog.	
2	2SNV02 2SNV03	da 0 a 6m	C sup	21	35	24	30	350	7	80	27	489	129	324	460	B	488	34	70	64	61		
		da 6 a 12m	C sup	21	35	24	30	350	7	150	27	489	129	324	460	B	488	34	100	120	87		
		da 12 a 18m	C sup	21	35	24	30	350	7	280	27	489	129	324	460	B	488	34	180	224	156		
		da 18 a 24m	Sa,2	21	35	21	31	0	0	0	0	385	226	338	460	B	302	104	200	173	173		
		da 24 in poi	C inf	22	35	24	25	350	7	280	30	489	129	324	460	B	488	34	220	224	191		

5.1 Profondità della falda

Ai fini dell'analisi dell'opera non si è considerata la presenza della falda idrica in quanto il livello di falda è al di sotto del piano di fondazione.

6. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio e in presenza dell'evento sismico. Tutti i carichi elementari si riferiscono a un concio longitudinale di larghezza unitaria, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

6.1 Pesì propri

Il peso dei differenti elementi strutturali viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato.

- Soletta di fondazione;
- Piedritti;

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

Calcestruzzo armato:	$\gamma_{c.a.}$	= 25.00 kN/m ³
Rilevato:	γ_{ril}	= 19.00 kN/m ³

6.2 Permanenti non strutturali

Non sono stati considerati i carichi permanenti sulla soletta di fondazione.

6.3 Carichi mobili (traffico ferroviario)

Non sono stati considerati i carichi da traffico ferroviario.

6.4 Azione di avviamento / frenatura

Non sono state considerate le forze di avviamento e frenatura.

6.5 Azione di serpeggio

Non è stata considerata la forza di serpeggio.

6.6 Azione del sisma

Per tutte le opere d'arte di progetto vengono utilizzati, a vantaggio di sicurezza, i seguenti valori: $V_N=50$ anni e classe d'uso III a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1.50$.

La vita di riferimento V_R è quindi pari a 75 anni.

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

- Classe d'uso: III
- Coefficiente d'uso $C_U = 1.5$
- Vita nominale $V_N = 50$ anni
- Categoria di suolo: C
- Condizione topografica: T1
- Fattore di struttura $q = 1$

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

I parametri per la determinazione dei punti dello spettro di risposta orizzontale e verticale sono riportati :

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 13.6057
LATITUDINE: 37.748

Ricerca per comune

REGIONE: Sicilia
PROVINCIA: Palermo
COMUNE: Lercara Friddi

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri


Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

Di seguito si riportano gli spettri di risposta orizzontale e verticale allo Stato limite di salvaguardia della vita SLV utilizzati per il calcolo dell'azione sismica. Con tale azione sismica agente, le forze risultanti trasmesse dall'impalcato al piano appoggi della spalla in corrispondenza della sommità del muro di testata sono riportate al paragrafo successivo, sotto le voci **Ex**, **Ey** ed **Ez**.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info
Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

Categoria topografica info

$S_S = 1.500$ $C_C = 1.478$ info

$h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q Regol. in altezza info

Compon. verticale

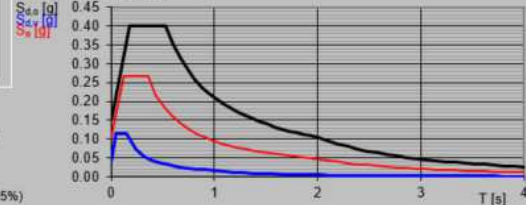
Spettro di progetto

Fattore q $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO

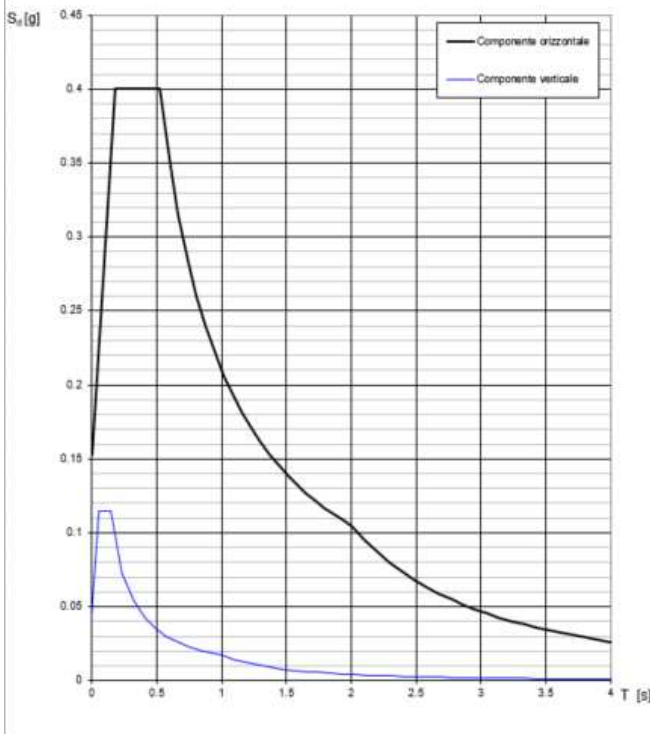
FASE 1

FASE 2

FASE 3

Di seguito si riporta a titolo di esempio lo **spettro di progetto** per lo **Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV** relativamente alle componenti **orizzontali**, con coefficiente di smorzamento strutturale canonico pari al 5%.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.102 g
F_a	2.622
T_C	0.355 s
S_B	1.500
C_C	1.478
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.500
η	1.000
T_B	0.175 s
T_C	0.524 s
T_D	2.007 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_0 \cdot S_1 \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{0.5 + \xi} \geq 0.55, \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6, § 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con η_q , dove q è il fattore di struttura (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_e [g]
0.000	0.153
0.175	0.400
0.524	0.400
0.595	0.353
0.666	0.315
0.736	0.285
0.807	0.260
0.877	0.239
0.948	0.221
1.019	0.206
1.089	0.193
1.160	0.181
1.230	0.171
1.301	0.161
1.372	0.153
1.442	0.146
1.513	0.139
1.583	0.133
1.654	0.127
1.725	0.122
1.795	0.117
1.866	0.112
1.936	0.109
2.007	0.105
2.102	0.095
2.197	0.087
2.292	0.080
2.387	0.074
2.482	0.068
2.576	0.063
2.671	0.059
2.766	0.055
2.861	0.051
2.956	0.048
3.051	0.045
3.146	0.043
3.241	0.040
3.336	0.038
3.431	0.036
3.525	0.034
3.620	0.032
3.715	0.031
3.810	0.029
3.905	0.028
4.000	0.026

6.7 Ritiro del calcestruzzo

Gli effetti del ritiro del calcestruzzo sono valutati impiegando i coefficienti indicati al punto 11.2.10.6 delle NTC2018. La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno. Il ritiro è stato applicato mediante una variazione termica equivalente pari a 10° , ed un umidità relativa del 75% a 7 gg.

Il fenomeno del ritiro è stato applicato solo alla soletta di copertura nel caso dello scatolare mentre viene trascurato nel muro.

6.8 Variazione termica

La variazione termica applicata sulla struttura è pari a $\Delta T = +15^\circ\text{C}$, con un variazione termica a aggiuntiva a farfalla pari a $\Delta T = +5^\circ\text{C}$ applicata sulla soletta di copertura.

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} = 0.00001$$

6.9 Spinta statica del terreno

Le spinte del terreno a monte degli elementi verticali sono calcolate con la teoria di Rankine, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a $S=1/2 \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot H^2$, applicata ad 1/3 dal basso.

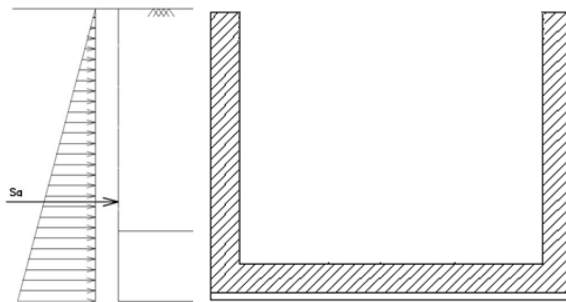


Figura 6.1 – Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta a riposo k_0 .

6.10 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale

Non si considera la presenza di un sovraccarico da traffico gravante a tergo.

6.11 Incremento di Spinta in condizione sismiche

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovraspinta sismica è calcolata con la teoria di Wood, risultando in un valore di spinta al metro, distribuito uniformemente sull'intera altezza del piedritto, da applicare ad una quota pari ad $H/2$.

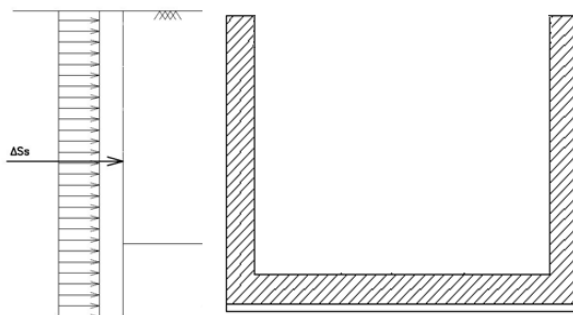


Figura 6.2– Schema per il calcolo degli effetti della sovraspinta sismica

7. COMBINAZIONE DEI CARICHI

In linea con quanto riportato nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti, sono combinate nel modo seguente:

combinazione fondamentale (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:

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

combinazione eccezionale:

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

combinazione Rara (SLE irreversibile):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione Frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella tabella seguente.

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	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

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc.)
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Tab. 1 – Valutazione dei carichi da traffico

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali ed i coefficienti di combinazione ψ delle tabelle seguenti.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti 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⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 2 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, Eccezionali e Sismica

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	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.

 Tab. 3 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

8. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

8.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

8.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento i seguenti valori della resistenza di calcolo:

- Resistenza di progetto dell'elemento privo di armatura a taglio:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_t \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

- Resistenza di progetto a “taglio trazione”:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

- Resistenza di progetto a “taglio compressione”:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

IN50 – Nuovo tombino al km 28+286

Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	IN5003001	A	17 di 44

Nelle espressioni precedenti i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ con } d \text{ in mm};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} \leq 0.02;$$

A_{st} è l'area dell'armatura tesa;

b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd};$$

N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

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

$l \leq \cot \vartheta \leq 2.5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

s è il passo delle staffe;

α è l'angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$v f_{cd}$ è la resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($\nu=0.5$);

$\alpha_c = 1$ coefficiente maggiorativo per membrature non compresse.

8.3 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

$$\sigma_c < 0.55 f_{ck} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.40 f_{ck} \text{ per combinazione di carico quasi permanente;}$$

$$\sigma_s < 0.75 f_{yk} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara).}$$

Nel secondo caso, si verifica che le aperture delle fessure siano inferiori al valore limite dell'apertura delle fessure nella combinazione caratteristica Rara. I valori nominali di riferimento sono:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

9. ANALISI STRUTTURALE

Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del SAP2000, un Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) capace di gestire analisi lineari e non lineari ed analisi sismiche con integrazione al passo delle equazioni nel tempo. Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte in precedenza, le sollecitazioni complessive agenti sugli elementi strutturali al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle Normative di riferimento. Dallo stesso modello sono state poi ricavate le sollecitazioni agenti all'intradosso della soletta di fondazione necessarie ai fini delle verifiche geotecniche del sistema terreno-fondazione e delle verifiche strutturali.

Convenzione assi

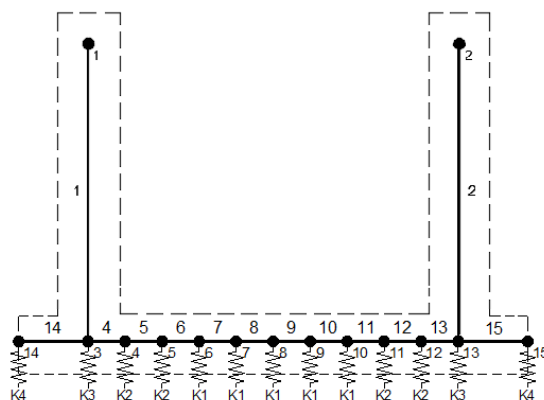
x = asse trasversale dello scatolare

y = asse longitudinale dello scatolare

z = asse verticale dello scatolare

9.1 Modellazione strutturale : Muro ad U

Il modello di calcolo attraverso il quale viene discretizzata la struttura è quello di un telaio ad U. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione vengono inserite molle alla Winkler.



La soletta inferiore viene divisa in elementi per poter schematizzare, tramite molle applicate, l'interazione terreno- struttura.

Per la rigidità delle molle, nell'opera in esame si considera un modulo di reazione verticale K_w pari a 12260 kN/m^3 . Tale valore viene valutato tramite la teoria di Bowles, note le dimensioni della fondazione dell'opera e il modulo elastico del terreno di fondazione:

$$k_n = \frac{E}{(1-\nu^2) \cdot B \cdot c}$$

IN50 – Nuovo tombino al km 28+286

Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	IN5003001	A	20 di 44

Dove:

E	modulo elastico del terreno
v	coefficiente di Poisson
B	larghezza della fondazione
L	lato maggiore della fondazione
Ct	fattore di forma (Bowles, 1960)
Kw	coefficiente di sottofondo alla Winkler

Con questo valore si ricavano i valori delle singole molle:

Rigidezze molle

Interasse molle	i	$(0.30/2 + 2.00 + 0.30/2) / 10 =$	0.23 m
Molle centrali	K1	$12260 \cdot 0.23 =$	2 820 kN/m
Molle intermedie	K2	$1.5 \cdot 12260 \cdot 0.23 =$	4 230 kN/m
Molle laterali	K3	$2.0 \cdot 12260 \cdot (0.23/2 + 0.30/2) =$	6 498 kN/m
Molle risolto	K4	-	0 kN/m

La rigidezza delle molle in corrispondenza dei piedritti è stata aumentata, seguendo le indicazioni riportate nella letteratura tecnica, al fine di tenere in conto l'irrigidimento apportato dai piedritti al solettone di fondo.

9.2 Analisi dei carichi

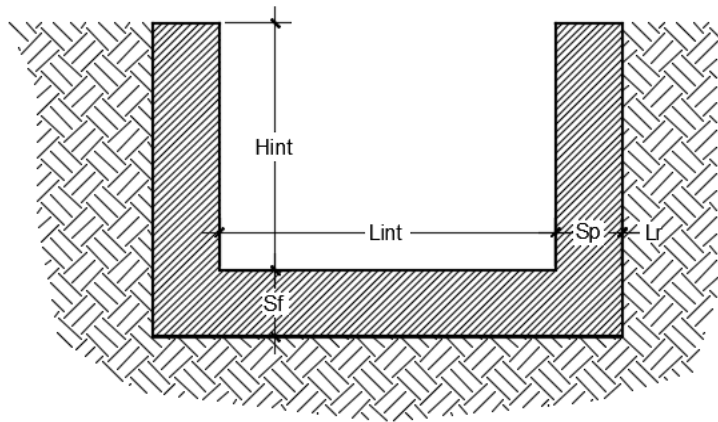
Geometria

Caratteristiche materiali e terreno

Calcestruzzo armato - Peso specifico	Y		25	kN/m ³
Calcestruzzo armato - Tipo			C30/37	
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cubica	R _{ck}		37	N/mm ²
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cilindrica	f _{ck}	0.83 · 37 =	30.7	N/mm ²
Calcestruzzo armato - Modulo elastico	E		33000	N/mm ²
Ballast - Peso specifico	Y _b		18	kN/m ³
Terreno del rilevato - Peso specifico	Y		20	kN/m ³
Terreno del rilevato - Angolo di attrito	φ		35	°
Terreno di fondazione	K _w		12260	kN/m ³
Condizioni ambientali per ver. a fessurazione			aggressive	

Geometria

Spessore soletta superiore	S _s	0.00	m
Spessore soletta di fondazione	S _f	0.30	m
Spessore piedritti	S _p	0.30	m
Altezza netta	H _{int}	1.60	m
Larghezza netta	L _{int}	2.00	m
Lunghezza risvolti sol. inf.	L _r	0.00	m



Tab. 4: Geometria del modello

IN50 – Nuovo tombino al km 28+286

Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	IN5003001	A	22 di 44

Azioni elementari applicate

Spinta del terreno (Condizioni *SPTSX* e *SPTDX*)

K0		$1 - \text{sen}(35^\circ) =$	0.426
Spinta alla quota di estradosso sol. sup.	p1	$0.426 \cdot 0.00 =$	0.00 kN/m ²
Spinta in asse sol. sup.	p2	$0.426 \cdot (0.00 + 20 \cdot 0.00/2) =$	0.00 kN/m²
Spinta in asse sol. inf.	p3	$0.426 \cdot [0.00 + 20 \cdot (0.00+1.60+0.30/2)] =$	14.92 kN/m²
Spinta alla quota di intradosso sol. inf.	p4	$0.426 \cdot [0.00 + 20 \cdot (0.00+1.60+0.30)] =$	16.20 kN/m ²
Spinta semispessore sol. sup.	F1	$(0.00+0.00)/2 \cdot 0.00/2$	0.00 kN/m
Spinta semispessore sol. inf.	F2	$(14.92+16.20)/2 \cdot 0.30/2$	2.33 kN/m

Sisma orizzontale (Condizione *SISMAH*)

Stato limite		Salvaguardia della vita - SLU -	SLV
Vita nominale	V_N		75 anni
Classe d'uso			III
Coefficiente C_U	C_U		1.5
Periodo di riferimento	V_R		112.5 anni
Accelerazione orizzontale	a_g/g		0.114
Amplificazione spettrale	F_o		2.652
Categoria sottosuolo		A, B, C, D, E	B
Coeff. Amplificazione stratigrafica	S_s		1.200
Coeff. Amplificazione topografica	S_t		1
Coefficiente S	$S = S_s \cdot S_t$		1.200
accelerazione orizzontale max	$a_{max}/g = a_g/g \cdot S$		0.137
Fattore di struttura	q		1.00
Coeff. sismico orizzontale	$k_h = a_{max}/g$		0.137
Coeff. sismico verticale	$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$		0.068
Carico accidentale totale gravante sulla cop.		$1.1 \cdot 1000 / (2.40 \cdot 6.40) \cdot 2.60 + 1.1 \cdot 80 / 2.40 \cdot 2.60 =$	0.0 kN/m
Forza orizz. sulla sol. di cop.	FH_s	$0.137 \cdot (0.00 \cdot 25 + 0.00 + 0.2 \cdot 0.0 / 2.30) / 1.00 =$	0.00 kN/m²
Forza orizz. sui piedritti	FH_p	$0.137 \cdot (0.30 \cdot 25) / 1.00 =$	1.03 kN/m²

Spinta del terreno in fase sismica (Condizione *SPSDX*)

Risultante della spinta sismica	ΔS_E	$= (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot (H_{int} + S_s + S_f + H_b + H_r)^2 = 0.137 \cdot 20 \cdot 1.90^2$	9.9 kN/m
Pressione risultante	Δp_E	$= \Delta S_E / H = 9.9 / 1.75$	5.64 kN/m²

IN50 - Nuovo tombino al km 28+286

Relazione di calcolo muri di imbocco

 COMMESSA LOTTO FASE-ENTE DOCUMENTO REV. FOGLIO
 RS3Z 00 D26 IN5003001 A 23 di 44

9.3 Combinazioni

N	PERM	PERM-G2	ACC-M71	ACC-T71	AVV	SPTSX	SPTDX	SPQSX71	SPQDX71	TERM	RITIRO	SISMAH	SISMAV	SPSDX	ACC-SW	SPQSXSX	SPQDXSX
01 01S1-11M	1.35	1.50	1.45	0	0.73	1.00	1.00	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0
02 02S1-11T	1.35	1.50	0	1.45	0.73	1.00	1.00	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0
03 03S1-12M	1.35	1.50	1.45	0	0.73	1.35	1.35	1.45	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0	0
04 04S1-12T	1.35	1.50	0	1.45	0.73	1.35	1.35	1.45	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0	0
05 05S1-13M	1.35	1.50	1.45	0	0.73	1.00	1.35	0	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0	0
06 06S1-13T	1.35	1.50	0	1.45	0.73	1.00	1.35	0	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0	0
07 07S1-14-	1.35	1.50	0	0	0	1.35	1.35	1.45	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0	0
08 08S1-15-	1.35	1.50	0	0	0	1.00	1.35	0	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0	0
09 09S1-16S	1.35	1.5	0	0	0.73	1.00	1.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0	0
10 10S1-17S	1.35	1.5	0	0	0.73	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.45
11 11S1-18S	1.35	1.5	0	0	0.73	1.00	1.35	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0	1.45
12 12S1-19S	1.35	1.5	0	0	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0	1.45	1.45
13 13S1-20S	1.35	1.5	0	0	0.00	1.00	1.35	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	1.45
14 14S1-21M	1.35	1.50	1.45	0	0.73	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	0	0	0
15 15S1-21T	1.35	1.50	0	1.45	0.73	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	0	0	0
16 16S1-22M	1.35	1.50	1.45	0	0.73	1.35	1.35	1.45	1.45	-0.9	1.35	0	0	0	0	0	0
17 17S1-22T	1.35	1.50	0	1.45	0.73	1.35	1.35	1.45	1.45	-0.9	1.35	0	0	0	0	0	0
18 18S1-23M	1.35	1.50	1.45	0	0.73	1.00	1.35	0	1.45	-0.9	1.35	0	0	0	0	0	0
19 19S1-23T	1.35	1.50	0	1.45	0.73	1.00	1.35	0	1.45	-0.9	1.35	0	0	0	0	0	0
20 20S1-24-	1.35	1.50	0	0	0	1.35	1.35	1.45	1.45	-0.9	1.35	0	0	0	0	0	0
21 21S1-25-	1.35	1.50	0	0	0	1.00	1.35	0	1.45	-0.9	1.35	0	0	0	0	0	0
22 22S1-26S	1.35	1.5	0	0	0.73	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	1.45	0	0
23 23S1-27S	1.35	1.5	0	0	0.73	1.35	1.35	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	1.45	1.45	1.45
24 24S1-28S	1.35	1.5	0	0	0.73	1.00	1.35	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	1.45	0	1.45
25 25S1-29S	1.35	1.5	0	0	0.00	1.35	1.35	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	0	1.45	1.45
26 26S1-30S	1.35	1.5	0	0	0.00	1.00	1.35	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	0	0	1.45
27 27S1T11M	1.35	1.50	1.16	0	1.16	1.00	1.00	0	0	1.5	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00
28 28S1T11T	1.35	1.50	0	1.16	1.16	1.00	1.00	0	0	1.5	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00
29 29S1T12M	1.35	1.50	1.16	0	1.16	1.35	1.35	1.16	1.16	1.5	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00
30 30S1T12T	1.35	1.50	0	1.16	1.16	1.35	1.35	1.16	1.16	1.5	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00
31 31S1T13M	1.35	1.50	1.16	0	1.16	1.00	1.35	0	1.16	1.5	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00
32 32S1T13T	1.35	1.50	0	1.16	1.16	1.00	1.35	0	1.16	1.5	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00
33 33S1T14-	1.35	1.50	0	0	0	1.35	1.35	1.16	1.16	1.5	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00
34 34S1T15-	1.35	1.50	0	0	0	1.00	1.35	0	1.16	1.5	0	0	0	0	0.00	0.00	0.00
35 35S1T16S	1.35	1.5	0	0	1.16	1.00	1.00	0	0	1.5	0	0	0	0	1.16	0	0
36 36S1T17S	1.35	1.5	0	0	1.16	1.35	1.35	0	0	1.5	0	0	0	0	1.16	1.16	1.16
37 37S1T18S	1.35	1.5	0	0	1.16	1.00	1.35	0	0	1.5	0	0	0	0	1.16	0	1.16
38 38S1T19S	1.35	1.5	0	0	0	1.35	1.35	0	0	1.5	0	0	0	0	0.00	1.16	1.16
39 39S1T20S	1.35	1.5	0	0	0	1.00	1.35	0	0	1.5	0	0	0	0	0.00	0	1.16
40 40S1T21M	1.35	1.50	1.16	0	1.16	1.00	1.00	0	0	-1.5	1.35	0	0	0	0.00	0.00	0.00
41 41S1T21T	1.35	1.50	0	1.16	1.16	1.00	1.00	0	0	-1.5	1.35	0	0	0	0.00	0.00	0.00
42 42S1T22M	1.35	1.50	1.16	0	1.16	1.35	1.35	1.16	1.16	-1.5	1.35	0	0	0	0.00	0.00	0.00
43 43S1T22T	1.35	1.50	0	1.16	1.16	1.35	1.35	1.16	1.16	-1.5	1.35	0	0	0	0.00	0.00	0.00
44 44S1T23M	1.35	1.50	1.16	0	1.16	1.00	1.35	0	1.16	-1.5	1.35	0	0	0	0.00	0.00	0.00
45 45S1T23T	1.35	1.50	0	1.16	1.16	1.00	1.35	0	1.16	-1.5	1.35	0	0	0	0.00	0.00	0.00
46 46S1T24-	1.35	1.50	0	0	0	1.35	1.35	1.16	1.16	-1.5	1.35	0	0	0	0.00	0.00	0.00
47 47S1T25-	1.35	1.50	0	0	0	1.00	1.35	0	1.16	-1.5	1.35	0	0	0	0.00	0.00	0.00
48 48S1T26S	1.35	1.5	0	0	1.16	1.00	1.00	0	0	-1.5	1.35	0	0	0	1.16	0	0
49 49S1T27S	1.35	1.5	0	0	1.16	1.35	1.35	0	0	-1.5	1.35	0	0	0	1.16	1.16	1.16
50 50S1T28S	1.35	1.5	0	0	1.16	1.00	1.35	0	0	-1.5	1.35	0	0	0	1.16	0	1.16
51 51S1T29S	1.35	1.5	0	0	0	1.35	1.35	0	0	-1.5	1.35	0	0	0	0	1.16	1.16
52 52S1T30S	1.35	1.5	0	0	0	1.00	1.35	0	0	-1.5	1.35	0	0	0	0	0	1.16
53 53S3-11M	1.35	1.50	1.45	0	1.45	1.00	1.00	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0
54 54S3-11T	1.35	1.50	0	1.45	1.45	1.00	1.00	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0
55 55S3-12M	1.35	1.50	1.45	0	1.45	1.35	1.35	1.45	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0	0
56 56S3-12T	1.35	1.50	0	1.45	1.45	1.35	1.35	1.45	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0	0
57 57S3-13M	1.35	1.50	1.45	0	1.45	1.00	1.35	0	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0	0
58 58S3-13T	1.35	1.50	0	1.45	1.45	1.00	1.35	0	1.45	0.9	0	0	0	0	0	0	0
59 59S3-14S	1.35	1.5	0	0	1.45	1.00	1.00	0	0	0.9	0	0	0	0	1.45	0	0
60 60S3-15S	1.35	1.5	0	0	1.45	1.35	1.35	0	0	0.9	0	0	0	0	1.45	1.45	1.45
61 61S3-16S	1.35	1.5	0	0	1.45	1.00	1.35	0	0	0.9	0	0	0	0	1.45	0	1.45
62 62S3-21M	1.35	1.50	1.45	0	1.45	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	0	0	0
63 63S3-21T	1.35	1.50	0	1.45	1.45	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	0	0	0
64 64S3-22M	1.35	1.50	1.45	0	1.45	1.35	1.35	1.16	1.16	-0.9	1.35	0	0	0	0	0	0
65 65S3-22T	1.35	1.50	0	1.45	1.45	1.35	1.35	1.16	1.16	-0.9	1.35	0	0	0	0	0	0
66 66S3-23M	1.35	1.50	1.45	0	1.45	1.00	1.35	0	1.16	-0.9	1.35	0	0	0	0	0	0
67 67S3-23T	1.35	1.50	0	1.45	1.45	1.00	1.35	0	1.16	-0.9	1.35	0	0	0	0	0	0

IN50 – Nuovo tombino al km 28+286

Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	IN5003001	A	24 di 44

N	PERM	PERM-G2	ACC-M71	ACC-T71	AVV	SPTSX	SPTDX	SPQSX71	SPQDX71	TERM	RITIRO	SISMAH	SISMAV	SPSDX	ACC-SW	SPQSXSX	SPQDXSX	
68	68S3-24S	1.35	1.5	0	0	1.45	1.00	1.00	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	1.45	0	0
69	69S3-25S	1.35	1.5	0	0	1.45	1.35	1.35	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	1.45	1.16	1.16
70	70S3-26S	1.35	1.5	0	0	1.45	1.00	1.35	0	0	-0.9	1.35	0	0	0	1.45	0	1.16
71	71SSS1--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	1	0.3	1	0	0	0
72	72SSS2--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	1	-0.3	1	0	0	0
73	73SSS3--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	0.3	1	0.3	0	0	0
74	74SSS4--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	0.5	0	0.3	-1	0.3	0	0	0
75	75SSS5--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	1	0.3	1	0	0	0
76	76SSS6--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	1	-0.3	1	0	0	0
77	77SSS7--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	0.3	1	0.3	0	0	0
78	78SSS8--	1	1	0.2	0	0	0.6	1	0	0.2	-0.5	1	0.3	-1	0.3	0	0	0
79	79SSS9S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	0.5	0	1	0.3	1	0.2	0	0.2
80	80SSS10S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	0.5	0	1	-0.3	1	0.2	0	0.2
81	81SSS11S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	0.5	0	0.3	1	0.3	0.2	0	0.2
82	82SSS12S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	0.5	0	0.3	-1	0.3	0.2	0	0.2
83	83SSS13S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	-0.5	1	1	0.3	1	0.2	0	0.2
84	84SSS14S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	-0.5	1	1	-0.3	1	0.2	0	0.2
85	85SSS15S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	-0.5	1	0.3	1	0.3	0.2	0	0.2
86	86SSS16S	1	1	0	0	0	0.6	1	0	0	-0.5	1	0.3	-1	0.3	0.2	0	0.2
87	87R3-11M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	0.6	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0
88	88R3-11T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	0.6	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0
89	89R3-12M	1	1	0.8	0	0.8	1	1	0.8	0.8	0.6	0	0	0	0	0	0	0
90	90R3-12T	1	1	0	0.8	0.8	1	1	0.8	0.8	0.6	0	0	0	0	0	0	0
91	91R3-13M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	1	0	0.8	0.6	0	0	0	0	0	0	0
92	92R3-13T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	1	0	0.8	0.6	0	0	0	0	0	0	0
93	93R3-14S	1	1	0	0	0.8	0.6	0.6	0	0	0.6	0	0	0	0.8	0	0	0
94	94R3-15S	1	1	0	0	0.8	1	1	0	0	0.6	0	0	0	0.8	0.8	0.8	0.8
95	95R3-16S	1	1	0	0	0.8	0.6	1	0	0	0.6	0	0	0	0.8	0	0.8	0.8
96	96R3-21M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	0.6	0	0	-0.6	1	0	0	0	0	0	0
97	97R3-21T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	0.6	0	0	-0.6	1	0	0	0	0	0	0
98	98R3-22M	1	1	0.8	0	0.8	1	1	0.8	0.8	-0.6	1	0	0	0	0	0	0
99	99R3-22T	1	1	0	0.8	0.8	1	1	0.8	0.8	-0.6	1	0	0	0	0	0	0
100	100R3-23M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	1	0	0.8	-0.6	1	0	0	0	0	0	0
101	101R3-23T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	1	0	0.8	-0.6	1	0	0	0	0	0	0
102	102R3-24S	1	1	0	0	0.8	0.6	0.6	0	0	-0.6	1	0	0	0	0.8	0	0
103	103R3-25S	1	1	0	0	0.8	1	1	0	0	-0.6	1	0	0	0	0.8	0.8	0.8
104	104R3-26S	1	1	0	0	0.8	0.6	1	0	0	-0.6	1	0	0	0	0.8	0	0.8
105	105R1T11M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	0.6	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
106	106R1T11T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	0.6	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
107	107R1T12M	1	1	0.8	0	0.8	1	1	0.8	0.8	1	0	0	0	0	0	0	0
108	108R1T12T	1	1	0	0.8	0.8	1	1	0.8	0.8	1	0	0	0	0	0	0	0
109	109R1T13M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	1	0	0.8	1	0	0	0	0	0	0	0
110	110R1T13T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	1	0	0.8	1	0	0	0	0	0	0	0
111	111R1T14S	1	1	0	0	0.8	0.6	0.6	0	0	1	0	0	0	0	0.8	0	0
112	112R1T15S	1	1	0	0	0.8	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0.8	0.8	0.8
113	113R1T16S	1	1	0	0	0.8	0.6	1	0	0	1	0	0	0	0	0.8	0	0.8
114	114R1T21M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	0.6	0	0	-1	1	0	0	0	0	0	0
115	115R1T21T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	0.6	0	0	-1	1	0	0	0	0	0	0
116	116R1T22M	1	1	0.8	0	0.8	1	1	0.8	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0
117	117R1T22T	1	1	0	0.8	0.8	1	1	0.8	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0
118	118R1T23M	1	1	0.8	0	0.8	0.6	1	0	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0
119	119R1T23T	1	1	0	0.8	0.8	0.6	1	0	0.8	-1	1	0	0	0	0	0	0
120	120R1T24S	1	1	0	0	0.8	0.6	0.6	0	0	-1	1	0	0	0	0.8	0	0
121	121R1T25S	1	1	0	0	0.8	1	1	0	0	-1	1	0	0	0	0.8	0.8	0.8
122	122R1T26S	1	1	0	0	0.8	0.6	1	0	0	-1	1	0	0	0	0.8	0	0.8

dove:

- PERM** : carichi permanenti
PERM-G2 : carichi permanenti non strutturali
ACC-M71 : carichi da traffico concentrato LM71 (disposizione per massimizzare il momento)
ACC-T71 : carichi da traffico concentrato LM71(disposizione per massimizzare il taglio)
ACC-SW : carichi da traffico concentrato SW/2
AVV : avviamento
SPTSx : spinta del terreno sulla parete sx
SPTDx : spinta del terreno sulla parete dx
SPQSx71 : spinta del carico accidentale LM71 sulla parete sx
SPQDx71 : spinta del carico accidentale LM71 sulla parete dx



PROGETTO DEFINITIVO
DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO - LERCARA
DIRAMAZIONE - LOTTO 1+2

IN50 - Nuovo tombino al km 28+286

Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	IN5003001	A	25 di 44

TERM : termica

RITIRO : ritiro

SISMAH : azione sismica

SISDX : incremento sismico della spinta del terreno

SPQSxSW : spinta del carico accidentale SW/2 sulla parete sx

SPQDxSW : spinta del carico accidentale SW/2 sulla parete dx

9.4 Sollecitazioni

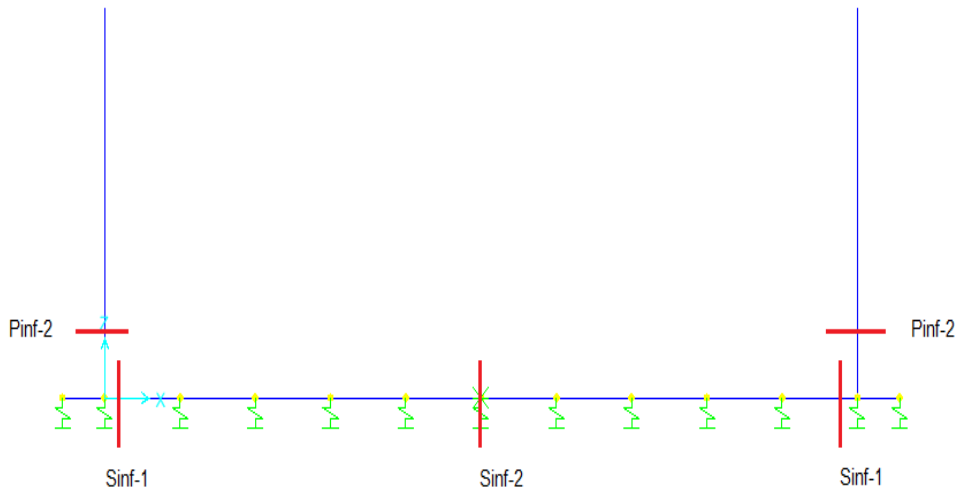


Figura 9.1 - Sezioni di verifica

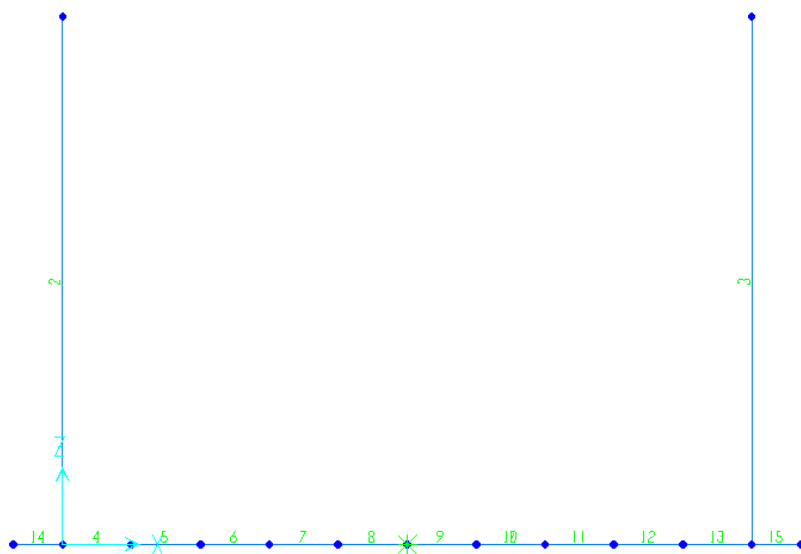


Figura 9.2 - Nomenclatura frame

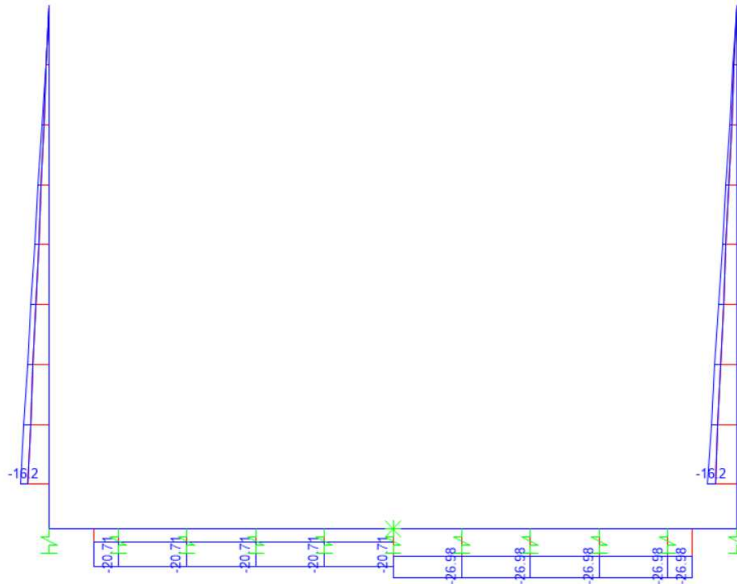


Figura 9.3 - Sforzo Normale – Involuppo SLU

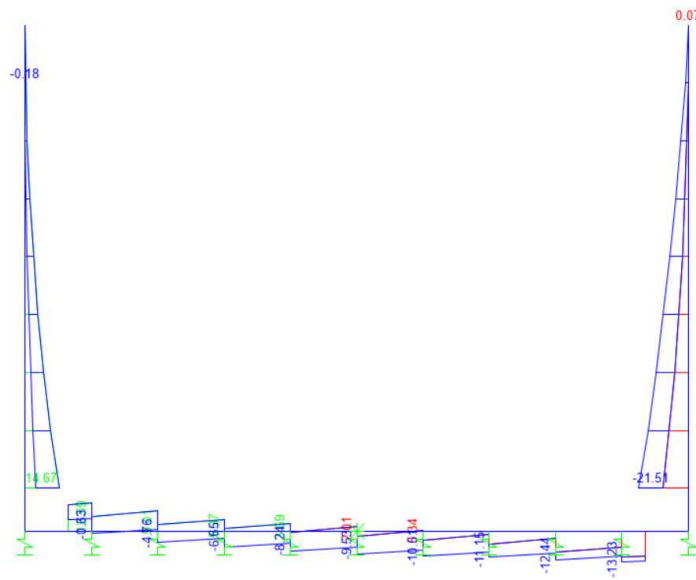


Figura 9.4 - Taglio – Involuppo SLU

IN50 – Nuovo tombino al km 28+286
Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	IN5003001	A	29 di 44

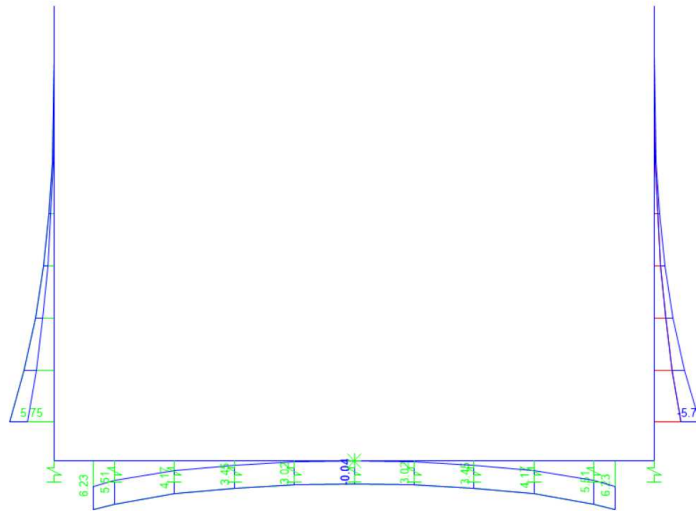


Figura 9.7 - Momento flettente – Inviluppo SLE-Rara

9.5 Verifiche strutturali

9.5.1 Verifica piedritti

Sezione: 30 x 100 cm

Armatura a flessione:

- Spiccato (Pied-Spicc)

Armatura tesa

φ 16/20 cm

Armatura compressa

φ 16/20 cm

Armatura a taglio:

Non necessarie ai fini del calcolo, si dispongono comunque Spille φ 10/40x40 cm.

IN50 - Nuovo tombino al km 28+286

Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	IN5003001	A	31 di 44

• Verifica a pressoflessione spiccato (Pied-Spicc)

Acciaio

Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540$	N/mm ²
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450$	N/mm ²
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$	N/mm ²
Modulo elastico	$E_s = 200000$	N/mm ²
	$\epsilon_{yd} = 0.00196$	

Calcestruzzo

Tipo	C30/37
R_{ck}	37 N/mm ²
f_{ck}	30.71 N/mm ²
γ_c	1.5
f_{cd}	20.5 N/mm ²
f_{ctd}	17.4 N/mm ²

copriferro	50	mm
staffe	10	mm
armat. sec	10	mm

Geometria della sezione

Altezza geometrica della sezione	$h = 30$	cm
Base della sezione	$b = 100$	cm
Copriferro	$d' = 7.8$	cm
Altezza utile della sezione	$d = 22.2$	cm

Armatura tesa

N° ferri	Diametro	Area	
5	16	10.05	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		10.05	cm²

Armatura compressa

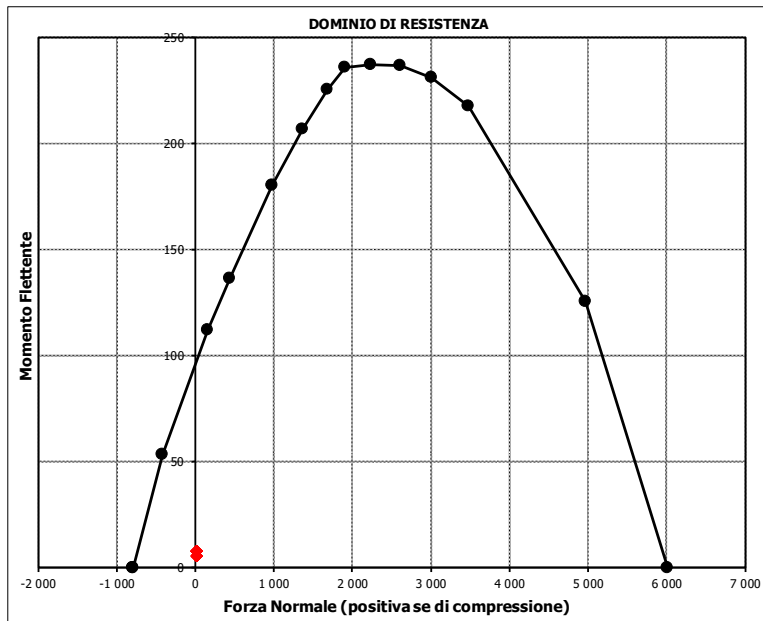
N° ferri	Diametro	Area	
5	16	10.05	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		10.05	cm²

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]
(Nmax) Fr_3St_01S	16	6
(Nmin) Fr_3St_71S	12	14
(Mmax) Fr_3St_71S	12	14
(Mmin) Fr_3St_01S	16	6

Caratteristiche di sollecitazioni

Comb.	Nsd	Msd			
01S1-11M	16	6	53S3-11M	16	6
02S1-11T	16	6	54S3-11T	16	6
03S1-12M	16	8	55S3-12M	16	8
04S1-12T	16	8	56S3-12T	16	8
05S1-13M	16	8	57S3-13M	16	8
06S1-13T	16	8	58S3-13T	16	8
07S1-14-	16	8	59S3-14S	16	6
08S1-15-	16	8	60S3-15S	16	8
09S1-16S	16	6	61S3-16S	16	8
10S1-17S	16	8	62S3-21M	16	6
11S1-18S	16	8	63S3-21T	16	6
12S1-19S	16	8	64S3-22M	16	8
13S1-20S	16	8	65S3-22T	16	8
14S1-21M	16	6	66S3-23M	16	8
15S1-21T	16	6	67S3-23T	16	8
16S1-22M	16	8	68S3-24S	16	6
17S1-22T	16	8	69S3-25S	16	8
18S1-23M	16	8	70S3-26S	16	8
19S1-23T	16	8	71SSS1--	12	14
20S1-24-	16	8	72SSS2--	12	14
21S1-25-	16	8	73SSS3--	12	8
22S1-26S	16	6	74SSS4--	12	8
23S1-27S	16	8	75SSS5--	12	14
24S1-28S	16	8	76SSS6--	12	14
25S1-29S	16	8	77SSS7--	12	8
26S1-30S	16	8	78SSS8--	12	8
27S1T11M	16	6	79SSS9S	12	14
28S1T11T	16	6	80SSS10S	12	14
29S1T12M	16	8	81SSS11S	12	8
30S1T12T	16	8	82SSS12S	12	8
31S1T13M	16	8	83SSS13S	12	14
32S1T13T	16	8	84SSS14S	12	14
33S1T14-	16	8	85SSS15S	12	8
34S1T15-	16	8	86SSS16S	12	8
35S1T16S	16	6			
36S1T17S	16	8			
37S1T18S	16	8			
38S1T19S	16	8			
39S1T20S	16	8			
40S1T21M	16	6			
41S1T21T	16	6			
42S1T22M	16	8			
43S1T22T	16	8			
44S1T23M	16	8			
45S1T23T	16	8			
46S1T24-	16	8			
47S1T25-	16	8			
48S1T26S	16	6			
49S1T27S	16	8			
50S1T28S	16	8			
51S1T29S	16	8			
52S1T30S	16	8			
53S3-11M	16	6			



- Verifica a taglio

La verifica a taglio viene condotta nel seguente modo:

1. Verifica della sezione senza armatura al taglio → se $V_{Ed} < V_{Rd1}$ la verifica è soddisfatta;
2. Altrimenti si verifica la sezione con armatura a taglio → se $V_{Ed} < V_{Rd2}$ la verifica è soddisfatta.

Calcestruzzo			Sollecitazioni		Piedritto	
Tipo	C30/37		V_{Ed}	kN	22	
R_{ck}	37	N/mm ²	N_{Ed}	kN	0	
f_{ck}	30.7	N/mm ²	Armatura a taglio			
γ_c	1.5		Diametro	mm	10	
α_{cc}	0.85		Numero barre		2.5	
f_{cd}	17.4	N/mm ²	A_{sw}	cm ²	1.96	
Acciaio			Passo s	cm	40	
f_{tk}	540	N/mm ²	Angolo α	°	90	
f_{yk}	450	N/mm ²	Armatura longitudinale			
γ_s	1.15		n_1		5	
f_{yd}	391	N/mm ²	\varnothing_1	mm	16	
			n_2		-	
			\varnothing_2	mm	-	
			Asl	cm ²	10.05	
			Sezione			
			b_w	cm	100	
			H	cm	30	
			c	cm	7.8	
			d	cm	22.2	
			k	N/mm ²	1.95	
			v_{min}	N/mm ²	0.53	
			ρ		0.0045	
			σ_{cp}	N/mm ²	0.00	
			α_c		1.00	
			Resistenza senza armatura a taglio			
			V_{Rd}	kN	125	
			Resistenza con armatura a taglio			
			Inclinazione puntone θ	°	21.8	
			V_{RSd}	kN	96	
			V_{RCd}	kN	599	
			V_{Rd}	kN	96	

IN50 – Nuovo tombino al km 28+286
Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	IN5003001	A	33 di 44

- Verifica a fessurazione spiccato (Pied-Spicc)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	5.77	kN m
Sforzo normale	N	12	kN

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{amm}	16.9	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	3.4	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.3	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	200000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{amm}	337.5	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	30	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	As_1'	10.05	cm ²	5 Ø 16	$c_{s1} = \mathbf{7.8}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	As_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{s2} = \mathbf{8.6}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	As_2	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{i2} = \mathbf{8.6}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	As_1	10.05	cm ²	5 Ø 16	$c_{i1} = \mathbf{7.8}$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	0.8	N/mm ²	< $\sigma_{c,amm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	22.0	N/mm ²	< $\sigma_{s,amm}$

Eccentricità	e (M)	48.1	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Posizione asse neutro	u (M)	33.1	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	3281	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	240634.5757	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	47618.37124	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	38	kN m	La sezione non è fessurata
---------------------------------------	--------------	----	------	----------------------------

9.5.2 Verifica soletta inferiore

Sezione: 30 x 100 cm

Armatura a flessione:

- Appoggio (Solinf-App)

Armatura tesa

φ 16/20 cm

Armatura compressa

φ 16/20 cm

- Campata (Solinf-Camp)

Armatura tesa

φ 16/20 cm

Armatura compressa

φ 16/20 cm

Armatura a taglio:

Non necessarie ai fini del calcolo, si dispongono comunque Spille φ 10/40x40 cm.

IN50 - Nuovo tombino al km 28+286
Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	IN5003001	A	35 di 44

• Verifica a pressoflessione appoggio (Solinf-App)

Acciaio	
Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540$ N/mm ²
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450$ N/mm ²
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$ N/mm ²
Modulo elastico	$E_s = 200000$ N/mm ²
	$\epsilon_{yd} = 0.00196$

Calcestruzzo	
Tipo	C30/37
Resistenza caratteristica	$R_{ck} = 37$ N/mm ²
Resistenza caratteristica	$f_{ck} = 30.71$ N/mm ²
Coef. di variazione	$\gamma_c = 1.5$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = 20.5$ N/mm ²
Modulo elastico	$E_{cc} = 17.4$ N/mm ²

copriferro	50	mm
staffe	10	mm
armat. sec.	10	mm

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 30$ cm
Base della sezione	$b = 100$ cm
Copriferro	$d' = 7.8$ cm
Altezza utile della sezione	$d = 22.2$ cm

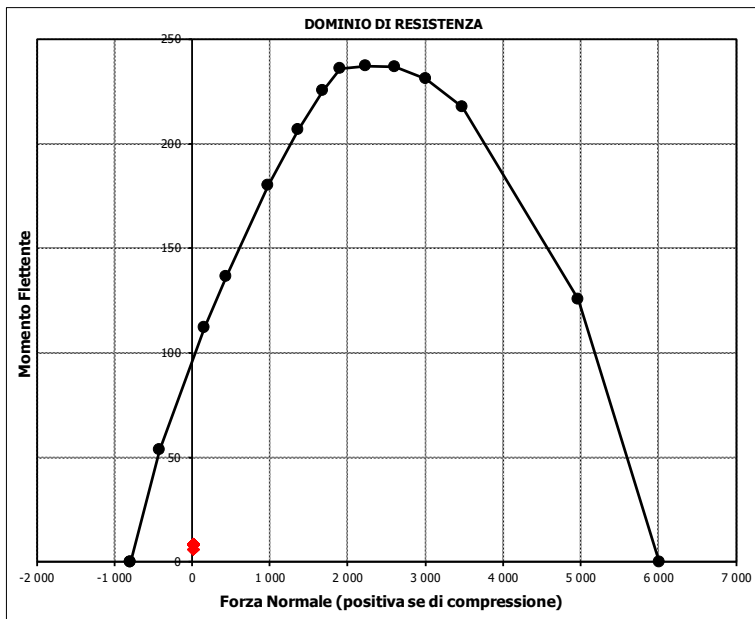
Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	16	10.05	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		10.05	cm²

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	16	10.05	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		10.05	cm²

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]	
(Nmax)	Fr_13St_71	27	16
(Nmin)	Fr_13St_01	15	6
(Mmax)	Fr_13St_71	27	16
(Mmin)	Fr_13St_01	15	6

Caratteristiche di sollecitazioni

Comb.	Nsd	Msd			
01S1-11M	15	6	53S3-11M	15	6
02S1-11T	15	6	54S3-11T	15	6
03S1-12M	21	8	55S3-12M	21	8
04S1-12T	21	8	56S3-12T	21	8
05S1-13M	21	8	57S3-13M	21	8
06S1-13T	21	8	58S3-13T	21	8
07S1-14-	21	8	59S3-14S	15	6
08S1-15-	21	8	60S3-15S	21	8
09S1-16S	15	6	61S3-16S	21	8
10S1-17S	21	8	62S3-21M	15	6
11S1-18S	21	8	63S3-21T	15	6
12S1-19S	21	8	64S3-22M	21	8
13S1-20S	21	8	65S3-22T	21	8
14S1-21M	15	6	66S3-23M	21	8
15S1-21T	15	6	67S3-23T	21	8
16S1-22M	21	8	68S3-24S	15	6
17S1-22T	21	8	69S3-25S	21	8
18S1-23M	21	8	70S3-26S	21	8
19S1-23T	21	8	71SSS1--	27	16
20S1-24-	21	8	72SSS2--	27	16
21S1-25-	21	8	73SSS3--	19	9
22S1-26S	15	6	74SSS4--	19	9
23S1-27S	21	8	75SSS5--	27	16
24S1-28S	21	8	76SSS6--	27	16
25S1-29S	21	8	77SSS7--	19	9
26S1-30S	21	8	78SSS8--	19	9
27S1T11M	15	6	79SSS9S	27	16
28S1T11T	15	6	80SSS10S	27	16
29S1T12M	21	8	81SSS11S	19	9
30S1T12T	21	8	82SSS12S	19	9
31S1T13M	21	8	83SSS13S	27	16
32S1T13T	21	8	84SSS14S	27	16
33S1T14-	21	8	85SSS15S	19	9
34S1T15-	21	8	86SSS16S	19	9
35S1T16S	15	6			
36S1T17S	21	8			
37S1T18S	21	8			
38S1T19S	21	8			
39S1T20S	21	8			
40S1T21M	15	6			
41S1T21T	15	6			
42S1T22M	21	8			
43S1T22T	21	8			
44S1T23M	21	8			
45S1T23T	21	8			
46S1T24-	21	8			
47S1T25-	21	8			
48S1T26S	15	6			
49S1T27S	21	8			
50S1T28S	21	8			
51S1T29S	21	8			
52S1T30S	21	8			
53S3-11M	15	6			



IN50 - Nuovo tombino al km 28+286

Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	IN5003001	A	36 di 44

• Verifica a pressoflessione campata (Solinf-Camp)

Acciaio	
Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540$ N/mm ²
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450$ N/mm ²
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$ N/mm ²
Modulo elastico	$E_s = 200000$ N/mm ²
	$\epsilon_{yd} = 0.00196$

Calcestruzzo	
Tipo	C30/37
R_{ck}	37 N/mm ²
f_{ck}	30.71 N/mm ²
γ_c	1.5
f_{cd}	20.5 N/mm ²
f_{ctc}	17.4 N/mm ²

copriferro	50	mm
staffe	10	mm
armat. sec.	10	mm

Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 30$ cm
Base della sezione	$b = 100$ cm
Copriferro	$d' = 7.8$ cm
Altezza utile della sezione	$d = 22.2$ cm

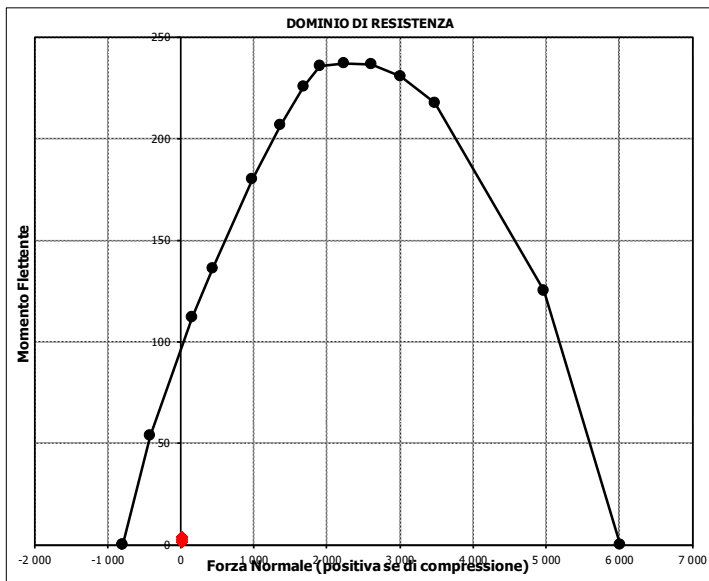
Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	16	10.05	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		10.05	cm²

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	16	10.05	cm ²
		0.00	cm ²
		0.00	cm ²
		10.05	cm²

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd [kN]	Msd [kNm]	
(Nmax)	Fr_8St_03	21	4
(Nmin)	Fr_8St_71	7	6
(Mmax)	Fr_8St_71	7	6
(Mmin)	Fr_8St_01	15	1

Caratteristiche di sollecitazione

Comb.	Nsd	Msd			
01S1-11M	15	1	53S3-11M	15	1
02S1-11T	15	1	54S3-11T	15	1
03S1-12M	21	4	55S3-12M	21	4
04S1-12T	21	4	56S3-12T	21	4
05S1-13M	15	3	57S3-13M	15	3
06S1-13T	15	3	58S3-13T	15	3
07S1-14-	21	4	59S3-14S	15	1
08S1-15-	15	3	60S3-15S	21	4
09S1-16S	15	1	61S3-16S	15	3
10S1-17S	21	4	62S3-21M	15	1
11S1-18S	15	3	63S3-21T	15	1
12S1-19S	21	4	64S3-22M	21	4
13S1-20S	15	3	65S3-22T	21	4
14S1-21M	15	1	66S3-23M	15	3
15S1-21T	15	1	67S3-23T	15	3
16S1-22M	21	4	68S3-24S	15	1
17S1-22T	21	4	69S3-25S	21	4
18S1-23M	15	3	70S3-26S	15	3
19S1-23T	15	3	71SSS1--	7	6
20S1-24-	21	4	72SSS2--	7	6
21S1-25-	15	3	73SSS3--	9	3
22S1-26S	15	1	74SSS4--	9	3
23S1-27S	21	4	75SSS5--	7	6
24S1-28S	15	3	76SSS6--	7	6
25S1-29S	21	4	77SSS7--	9	3
26S1-30S	15	3	78SSS8--	9	3
27S1T11M	15	1	79SSS9S	7	6
28S1T11T	15	1	80SSS10S	7	6
29S1T12M	21	4	81SSS11S	9	3
30S1T12T	21	4	82SSS12S	9	3
31S1T13M	15	3	83SSS13S	7	6
32S1T13T	15	3	84SSS14S	7	6
33S1T14-	21	4	85SSS15S	9	3
34S1T15-	15	3	86SSS16S	9	3
35S1T16S	15	1			
36S1T17S	21	4			
37S1T18S	15	3			
38S1T19S	21	4			
39S1T20S	15	3			
40S1T21M	15	1			
41S1T21T	15	1			
42S1T22M	21	4			
43S1T22T	21	4			
44S1T23M	15	3			
45S1T23T	15	3			
46S1T24-	21	4			
47S1T25-	15	3			
48S1T26S	15	1			
49S1T27S	21	4			
50S1T28S	15	3			
51S1T29S	21	4			
52S1T30S	15	3			
53S3-11M	15	1			



- Verifica a taglio

La verifica a taglio viene condotta nel seguente modo:

1. Verifica della sezione senza armatura a taglio → se $V_{Ed} < V_{Rd1}$ la verifica è soddisfatta;
2. Altrimenti si verifica la sezione con armatura a taglio → se $V_{Ed} < V_{Rd2}$ la verifica è soddisfatta.

Calcestruzzo			Sollecitazioni		Soletta inf	
Tipo	C30/37		V_{Ed}	kN		13
R_{ck}	37	N/mm ²	N_{Ed}	kN		0
f_{ck}	30.7	N/mm ²				
γ_c	1.5					
α_{cc}	0.85					
f_{cd}	17.4	N/mm ²				
Acciaio			Armatura a taglio			
f_{tk}	540	N/mm ²	Diametro	mm		10
f_{yk}	450	N/mm ²	Numero barre			2.5
γ_s	1.15		A_{sw}	cm ²		1.96
f_{yd}	391	N/mm ²	Passo s	cm		40
			Angolo α	°		90
			Armatura longitudinale			
			n_1			5
			\varnothing_1	mm		16
			n_2			-
			\varnothing_2	mm		-
			Asl	cm ²		10.05
			Sezione			
			b_w	cm		100
			H	cm		30
			c	cm		7.8
			d	cm		22.2
			k	N/mm ²		1.95
			v_{min}	N/mm ²		0.53
			ρ			0.0045
			σ_{cp}	N/mm ²		0.00
			α_c			1.00
			Resistenza senza armatura a taglio			
			V_{Rd}	kN		125
			Resistenza con armatura a taglio			
			Inclinazione puntone θ	°		21.8
			V_{RSd}	kN		96
			V_{RCd}	kN		599
			V_{Rd}	kN		96

IN50 – Nuovo tombino al km 28+286
Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	IN5003001	A	38 di 44

- Verifica a fessurazione appoggio (Solinf-App)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	6.23	kN m
Sforzo normale	N	15	kN

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{amm}	16.9	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	3.4	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.3	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	200000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{amm}	337.5	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	30	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armadura compressa (1° strato)	As_1'	10.05	cm ²	5 Ø 16	$c_{s1} = \mathbf{7.8}$ cm
Armadura compressa (2° strato)	As_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{s2} = \mathbf{8.6}$ cm
Armadura tesa (2° strato)	As_2	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{i2} = \mathbf{8.6}$ cm
Armadura tesa (1° strato)	As_1	10.05	cm ²	5 Ø 16	$c_{i1} = \mathbf{7.8}$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	0.9	N/mm ²	< $\sigma_{c,amm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	22.5	N/mm ²	< $\sigma_{s,amm}$

Eccentricità	e (M)	40.6	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Posizione asse neutro	u (M)	25.6	cm	
	y (M)	8.3	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	3281	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	240634.5757	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	48230.39886	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	38	kN m	La sezione non è fessurata
---------------------------------------	--------------	----	------	----------------------------

- Verifica a fessurazione campata (Solinf-Camp)

Sollecitazioni

Momento flettente	M	3.02	kN m
Sforzo normale	N	9	kN

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{amm}	16.9	N/mm ²
Res. media a trazione cls	f_{ctm}	3.4	N/mm ²
Res. caratteristica a trazione cls	f_{ctk}	2.3	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	200000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{amm}	337.5	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	30	cm		
Larghezza sezione	B	100	cm		
Armatura compressa (1° strato)	As_1'	10.05	cm ²	5 Ø 16	$c_{s1} = \mathbf{7.8}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	As_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{s2} = \mathbf{8.6}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	As_2	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{t2} = \mathbf{8.6}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	As_1	10.05	cm ²	5 Ø 16	$c_{t1} = \mathbf{7.8}$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	0.4	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	10.0	N/mm ²	< σ_{samm}

Eccentricità	e (M)	32.8	cm	> H/6 Sez. parzializzata
	u (M)	17.8	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	8.7	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	3281	cm ²	
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	240634.5757	cm ⁴	
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	49506.20511	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	38	kN m	La sezione non è fessurata
---------------------------------------	--------------	----	------	----------------------------

10. INCIDENZA MURO U

I valori delle incidenze di armatura lenta sono indicati nella seguente tabella:

Piedritti	95 kg/mc
Soletta inferiore	95 kg/mc

Come previsto dall' Eurocodice (UNI EN 1992-1-1) per le piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere un'armatura secondaria in quantità non minore del 20% dell'armatura principale.

Pertanto nel calcolo è stata considerata un' armatura longitudinale diffusa $\phi 12/20$ ed un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature e spille.



PROGETTO DEFINITIVO
DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA
RADDOPPIO TRATTA FIUMETORTO – LERCARA
DIRAMAZIONE – LOTTO 1+2

IN50 – Nuovo tombino al km 28+286
Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	IN5003001	A	41 di 44

11. DICHIARAZIONI SECONDO D.M. 17/01/2018 (P.TO 10.2)

11.1 Tipo di analisi svolte

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica, utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato limite indotto dai carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, schematizzando la struttura in elementi lineari e nodi. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento in corrispondenza di ogni nodo (2 spostamenti e 1 rotazioni).

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

11.2 Origine e caratteristiche dei Codici di Calcolo

Titolo: SAP2000 Ultimate
Versione: 21.0.2
Produttore: CSI Computers and Structures, Inc.

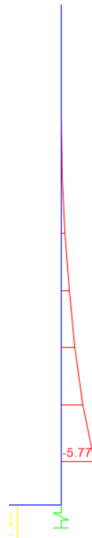
11.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a valutazione che ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali.

In particolare, è stato confrontato il valore del momento flettente allo spiccatto del piedritto con i rispettivi valori ottenuti per uno schema statico a mensola verticale.

Come carico di confronto è stato utilizzato la spinta triangolare del terreno a riposo $SPTDX=14.92$ kN/m.

La figura seguente mostra il momento flettente ottenuto dal modello agli elementi finiti utilizzato per le verifiche:



Calcolo analitico			
Carico triangolare distribuito	G_2	14.92	kN/m
Luce di calcolo	L	1.6	m
Momento all'incastro	M_{max}	6.37	kNm/m
SAP2000			
Momento all'incastro	$M_{l/2}$	5.77	kNm/m
Errore	e	9.4%	

Dal confronto numerico delle deformate e dello stato sollecitativo, si ritengono i risultati del calcolo congrui con le azioni applicate e la geometria del problema.

In base a quanto sopra, si asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto, i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.