

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

SOTTOVIA

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383
Relazione di calcolo muri di imbocco

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
R S 3 Z	0 0	D	2 6	C L	S L 2 0 0 0	0 0 2	B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	C. INTEGRA	Gennaio 2020	M.SALLEOLINI 	Gennaio 2020	A. BARRECA 	Gennaio 2020	F. DE Maggiorani HI 2020 ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD Dott. Ing. Francesco De Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 25372 Str.	
B	1° AGG. A CONSEGNA CSLLPP	C. INTEGRA	Maggio 2020	M.SALLEOLINI 	Maggio 2020	A. BARRECA 	Maggio 2020		

File: RS3Z00D26CLSL2000002B

n. Elab.:

INDICE

1. PREMESSA	3
2. DESCRIZIONE.....	5
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
5. PARAMETRI GEOTECNICI	9
5.1 Profondità della falda	9
6. ANALISI DEI CARICHI	10
6.1 Pesi propri	10
6.2 Permanenti non strutturali	10
6.3 Carichi mobili (carico stradale).....	10
6.4 Azione di frenamento (Q_3).....	11
6.5 Azione del sisma	11
6.6 Ritiro del calcestruzzo.....	14
6.7 Variazione termica	14
6.8 Spinta statica del terreno	14
6.9 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale.....	15
6.10 Incremento di Spinta in condizioni sismiche	15
7. COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	16
8. VERIFICHE STRUTTURALI	18
8.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione	18
8.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio	18
8.3 Verifica agli stati limite d'esercizio	20
9. ANALISI STRUTTURALE	21
9.1 Modellazione strutturale : Muro ad U.....	21

9.2	Analisi dei carichi	23
9.3	Combinazioni	25
9.4	Sezioni di verifica	27
9.5	Verifiche strutturali	28
9.5.1	Verifica piedritti.....	28
9.5.2	Verifica soletta inferiore	32
10.	INCIDENZA MURO U.....	38
11.	DICHIARAZIONI SECONDO D.M. 17/01/2018 (P.TO 10.2)	39
11.1	Tipo di analisi svolte	39
11.2	Origine e caratteristiche dei Codici di Calcolo	39
11.3	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	39



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

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383
Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	SL2000002	B	3 di 41

1. PREMESSA

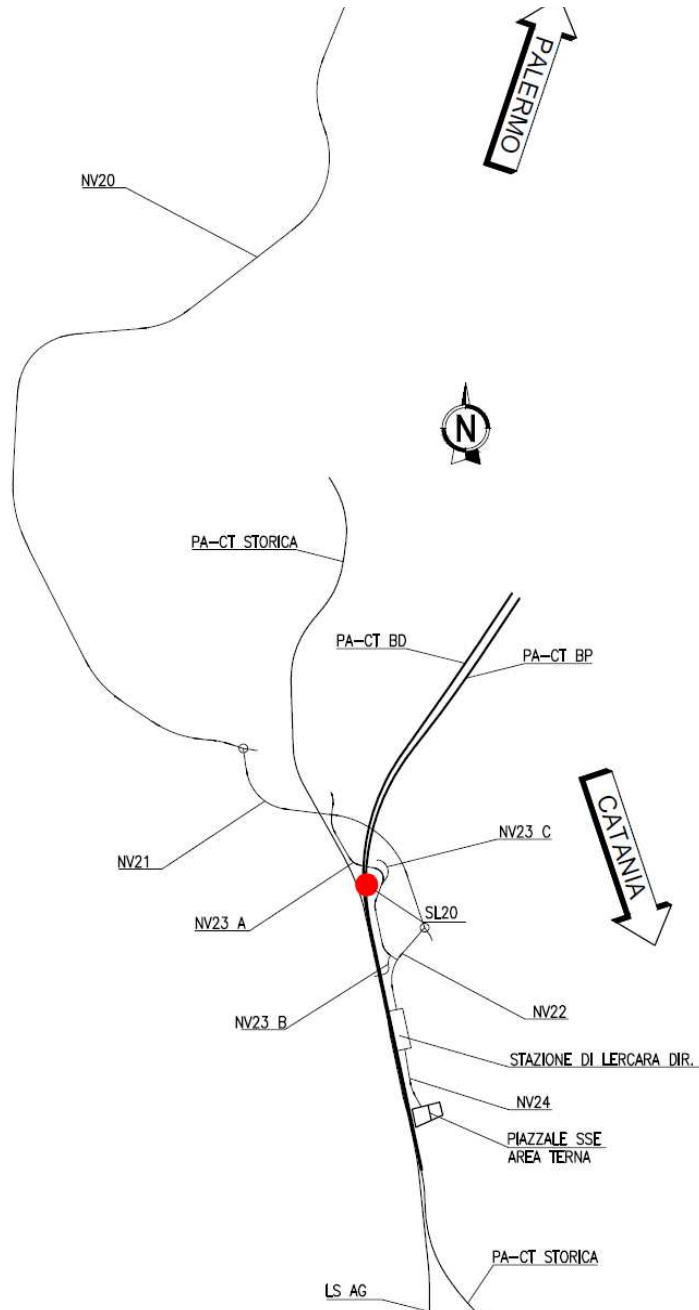
Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi alla progettazione definitiva del collegamento Palermo-Catania, raddoppio tratta Fiumetorto-Lercara Diramazione, appartenente alla Direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo.

Nella presente relazione è riportato il calcolo strutturale dei muri di imbocco del sottopasso di linea ferroviario SL20 con soletta di fondazione di spessore $1.0m$ e piedritti di spessore $0.9m$. Si è considerata come altezza di calcolo del muro ad U quella in corrispondenza dei $2/3$ della lunghezza, pari a $6.0m$ (esclusa la fondazione).

Segue l'ubicazione delle opere progettate.

SL20 - Sottovia scatolare - km 28+383
Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	SL2000002	B	4 di 41



2. DESCRIZIONE

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

Geometria del muro a U			
Larghezza totale	Ltot	10.30	m
Altezza totale	Htot	7.00	m
Spessore piedritti	sp	0.90	m
Spessore soletta inferiore	sf	1.00	m
Luce libera	Lint	8.50	m
Altezza libera	Hint	6.00	m

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

Geometria del Ricoprimento Interno			
Pacchetto stradale	Hp	0.12	m
Ricoprimento	Hr	0.30	m

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	α_{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.

			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	
Cmin	Co	ambiente	C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤C<Co	C≥Co	Cmin≤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

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica RARA per gli SLE dovrà risultare:

- $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

Con δ_f apertura delle fessure e w_1 valore limite dell'apertura delle fessure.

$w_1 = 0.2$ mm

$w_2 = 0.3$ mm

$w_3 = 0.4$ mm

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]			E _i /E _u [MPa]		E _i [MPa]
					max	min	di prog.	max	min	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 Pesi 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

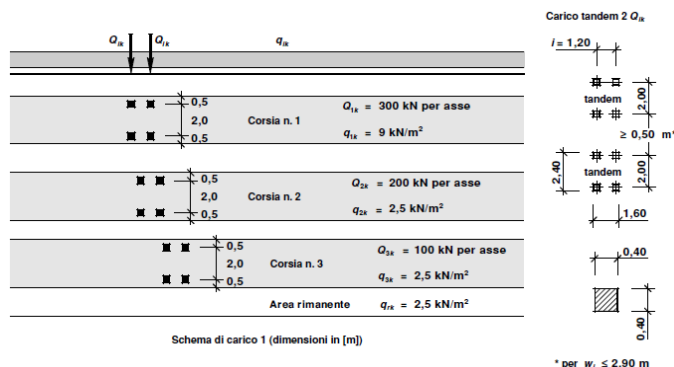
6.2 Permanenti non strutturali

Sono stati considerati i seguenti carichi permanenti sulla soletta superiore:

- Strato di usura;
- Binder;
- Strato di base;
- Strato di fondazione di inerti stabilizzati all'acqua e compattati.

6.3 Carichi mobili (carico stradale)

Utilizzato sia per le verifiche globali che per quelle locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Esso è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem (applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m) e da carichi uniformemente distribuiti secondo le seguenti colonne di carico:



In senso trasversale i carichi Q_{ik} e q_{ik} sono distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3,00 m in modo tale da ottenere la distribuzione trasversale più gravosa.

6.4 Azione di frenamento (Q_3)

La forza di frenamento o accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e per i ponti di 1^a categoria è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Tale azione deve essere applicata all'impalcato a quota pavimentazione.

6.5 Azione del sisma

Per tutte le opere d'arte di progetto vengono utilizzati, a vantaggio di sicurezza, i seguenti valori: $V_N=75$ 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 112.5 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 $V_N = 75$ anni
- Categoria di suolo: B
- 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

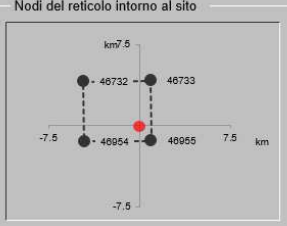
Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 13.6057 LATITUDINE: 37.748

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 75 info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U 1.5 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R 112.5 info

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

Stati limite di esercizio - SLE:


- SLO - $P_{VR} = 81\%$ 68
- SLD - $P_{VR} = 63\%$ 113

Stati limite ultimi - SLU:

- SLV - $P_{VR} = 10\%$ 1068
- SLC - $P_{VR} = 5\%$ 2193

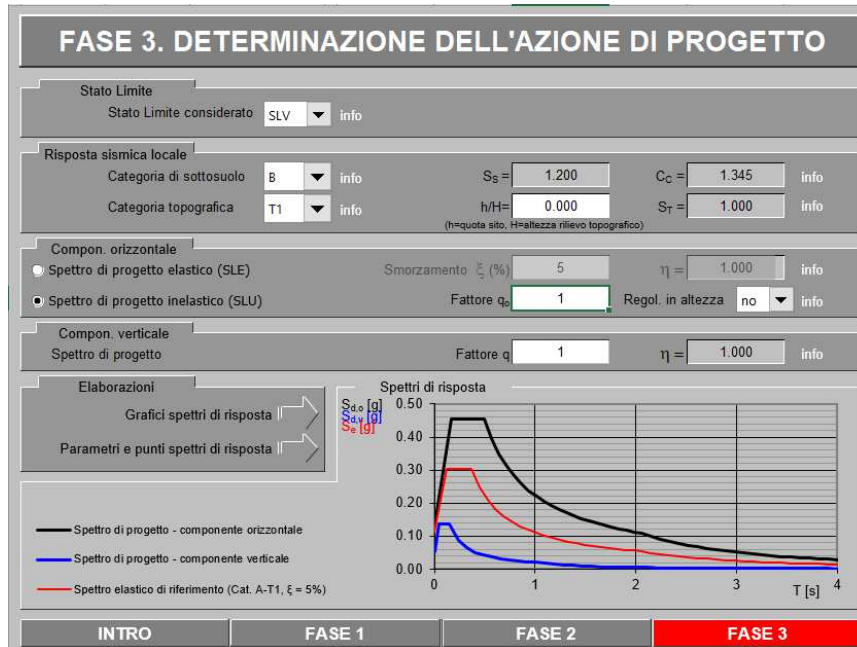
Elaborazioni:
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO:
 - - - - Strategia per costruzioni ordinarie
 - - - - Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3



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%.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo **SLV**

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_s	0.114 g
F_v	2.452
T_c	0.266 s
S_s	1.200
C_c	1.345
S_T	1.000
q	0.800

Parametri dipendenti	
S	1.200
η	1.250
T_B	0.164 s
T_C	0.492 s
T_D	2.096 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_s \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)
 $\eta = \sqrt{10(S+2)} \geq 0.55, \eta \leq 1 \cdot q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6, § 3.2.3.5)
 $T_B = T_c / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)
 $T_C = C_c \cdot T_c$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)
 $T_D = 4 \cdot 0 \cdot a_s / (g+1.5)$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

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

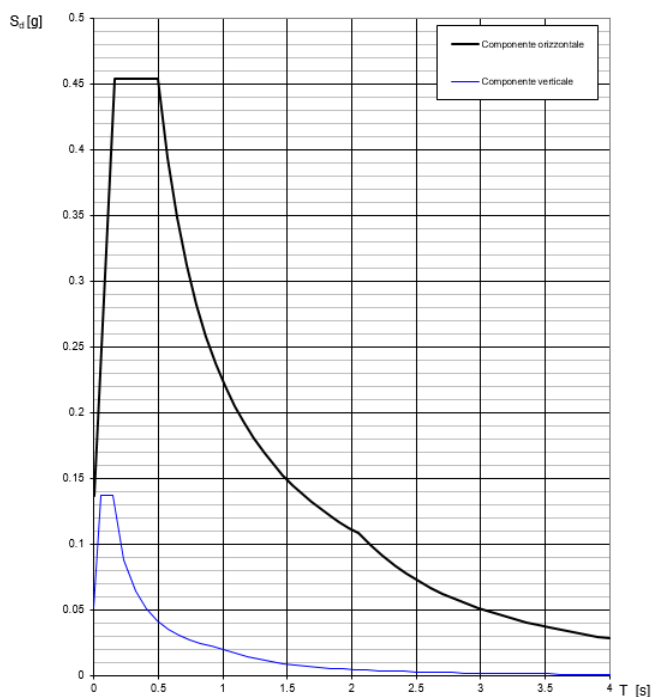
$0 \leq T < T_B$ $S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + 1 \cdot \frac{1}{\eta \cdot E_s} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
 $T_B \leq T < T_C$ $S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$
 $T_C \leq T < T_D$ $S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
 $T_D \leq T$ $S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per lo verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ moltiplicando con $\eta \cdot q$, dove q il fattore di sovrastruttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_e [g]
0.000	0.137
0.164	0.453
0.492	0.453
0.567	0.394
0.641	0.348
0.716	0.312
0.790	0.283
0.865	0.258
0.939	0.238
1.013	0.220
1.088	0.205
1.162	0.192
1.237	0.180
1.311	0.170
1.386	0.161
1.460	0.153
1.535	0.145
1.609	0.139
1.684	0.132
1.759	0.127
1.833	0.122
1.907	0.117
1.982	0.113
2.056	0.109
2.149	0.099
2.241	0.091
2.334	0.084
2.426	0.078
2.519	0.072
2.611	0.067
2.704	0.063
2.797	0.059
2.889	0.055
2.982	0.052
3.074	0.049
3.167	0.046
3.259	0.043
3.352	0.041
3.445	0.039
3.537	0.037
3.630	0.035
3.722	0.033
3.815	0.032
3.907	0.030
4.000	0.029

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



6.6 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.

6.7 Variazione termica

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

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

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

6.8 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.

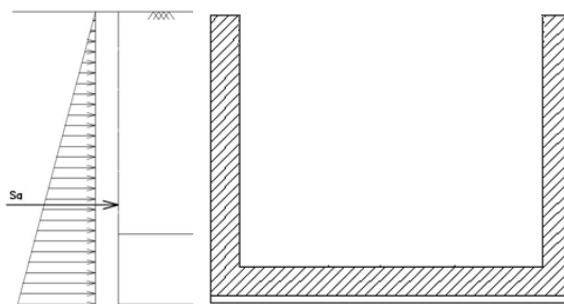


Figura 6.1 – Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

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

6.9 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante a tergo, si considera un carico uniformemente distribuito. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a $S=k_0 \cdot q \cdot H$, con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

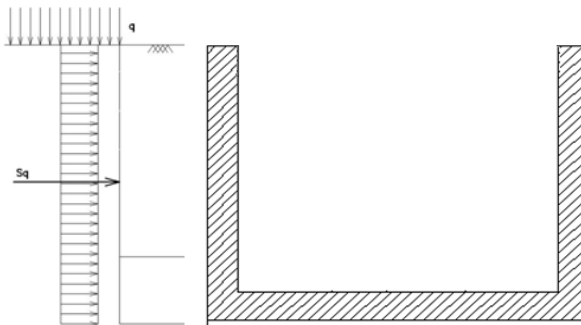


Figura 6.2– Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

6.10 Incremento di Spinta in condizioni 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 $H/2$.

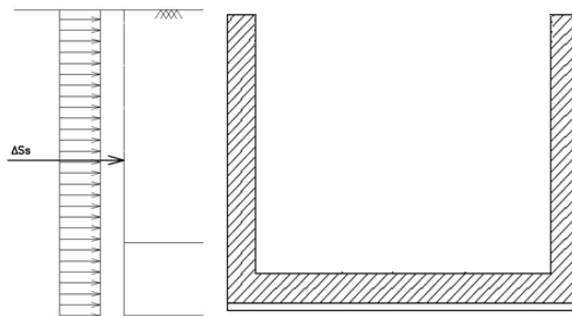


Figura 6.3– Schema per il calcolo degli effetti della sovraspinta sismica

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):

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

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si devono considerare, generalmente, le combinazioni riportate in TAb. 5.1.IV.

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

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	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{r1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{r2} , γ_{r3} , γ_{r4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

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”:

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

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383
Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	SL2000002	B	19 di 41

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 ($v=0.5$);

$\alpha_c = 1$ 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

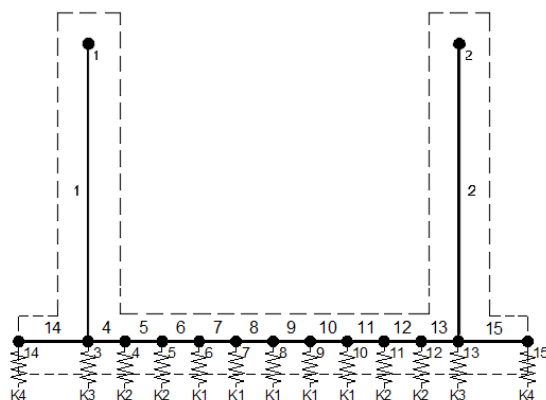
x = asse trasversale dello scatolare

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 1000 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:

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

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383
Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	SL2000002	B	22 di 41

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:

Interasse molle	i	$(0.90/2 + 8.50 + 0.90/2) / 10 =$	0.94	m
Molle centrali	K1	$1000 \cdot 0.94 =$	940	kN/m
Molle intermedie	K2	$1.5 \cdot 1000 \cdot 0.94 =$	1 410	kN/m
Molle laterali	K3	$2.0 \cdot 1000 \cdot (0.94/2 + 0.90/2) =$	1 840	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

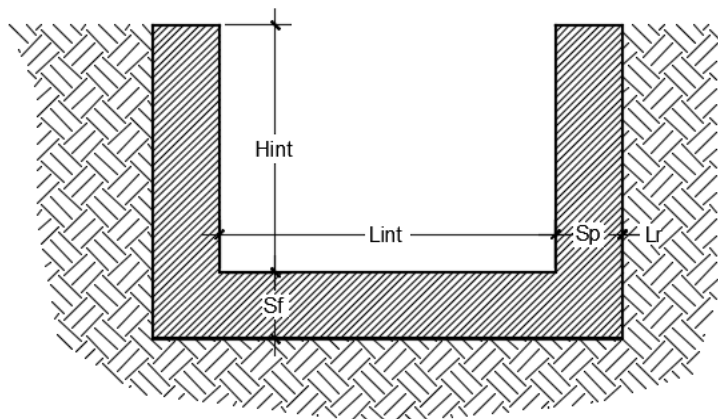
Calcestruzzo armato - Peso specifico	γ	25	kN/m ³
Calcestruzzo armato - Tipo		C30/37	
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cubica	R_{ck}	37	N/mm ²
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cilindrica	f_{ck}	30.7	N/mm ²
Calcestruzzo armato - Modulo elastico	E	33000	N/mm ²
Pacchetto stradale - Peso specifico	γ	24	kN/m ³
Terreno del rilevato - Peso specifico	γ	19	kN/m ³
Terreno del rilevato - Angolo di attrito	φ	35	°
Terreno di fondazione	K_w	1000	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	1.00	m
Spessore piedritti	S_p	0.90	m
Altezza netta	H_{int}	6.00	m
Larghezza netta	L_{int}	8.50	m
Lunghezza risvolti sol. inf.	L_r	0.00	m

Rigidezze molle

Interasse molle	i	$(0.90/2 + 8.50 + 0.90/2) / 10 =$	0.94	m
Molle centrali	K_1	$1000 \cdot 0.94 =$	940	kN/m
Molle intermedie	K_2	$1.5 \cdot 1000 \cdot 0.94 =$	1 410	kN/m
Molle laterali	K_3	$2.0 \cdot 1000 \cdot (0.94/2 + 0.90/2) =$	1 840	kN/m
Molle risolto	K_4	-	0	kN/m



Tab. 4: Geometria del modello

Azioni elementari applicate

Spinta del terreno

K0		$1 - \sin(35^\circ) =$	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	$0.426 \cdot (0.00 + 19 \cdot 0.00/2) =$	0.00	kN/m²
Spinta in asse sol. inf.	p3	$0.426 \cdot [0.00 + 19 \cdot (0.00/2 + 6.00 + 1.00/2)] =$	52.66	kN/m²
Spinta alla quota di intradosso sol. inf.	p4	$0.426 \cdot [0.00 + 19 \cdot (0.00/2 + 6.00 + 1.00)] =$	56.71	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	$(52.66 + 56.71)/2 \cdot 1.00/2$	27.34	kN/m

Spinta del carico accidentale

Spinta dovuta al q1	p	$0.426 \cdot 20 =$	8.53	kN/m²
---------------------	---	--------------------	-------------	-------------------------

Sisma orizzontale

Stato limite		Salvaguardia della vita - SLU -	SLV	
Vita nominale	V _N		75	anni
Classe d'uso	C _u		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	St		1	
Coefficiente S	S = S _s · St		1.200	
accelerazione orizzontale max	a _{max} /g = a _g /g · S		0.137	
Fattore di struttura	q		1.00	
Forza orizz. sul s. di cop. dovuta a perm+0.2acc.	FH _s	$0.137 \cdot (0.00 \cdot 25 + 0.00 + 0.2 \cdot 0.00) / 1.00 =$	0.00	kN/m²
Forza orizz. sui piedritti	FH _p	$0.137 \cdot (0.90 \cdot 25) / 1.00 =$	3.08	kN/m²

Spinta del terreno in fase sismica

Coefficiente sismico orizzontale	k _h	= a _{max} /g	0.137	
Coefficiente sismico verticale	k _v	= ±0.5 · k _h	0.068	
Risultante della spinta sismica	ΔS _E	= (a _{max} /g) · γ · [(Hint+S _s +S _f +H _r) ²]	127.4	kN/m
Pressione risultante	Δp _E	= ΔS _E / [(Hint+S _s /2+S _f /2)]	19.6	kN/m²

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383
 Relazione di calcolo muri di imbocco

 COMMESSA LOTTO FASE-ENTE DOCUMENTO REV. FOGLIO
 RS3Z 00 D26 SL2000002 B 25 di 41

9.3 Combinazioni

N	PERM	PERM-G2	Q1-M	Q1-T	Q2	Q3	SPTSX	SPTDX	SPACCSX	SPACCDX	TERM	RITIRO	SISMAH	SPSDX	
01	01S1-11M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0
02	02S1-11T	1.35	1.50	0.0	1.35	1.35	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0
03	03S1-12M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.35	1.35	1.35	1.35	0.9	0.0	0.0	0.0
04	04S1-12T	1.35	1.50	0.00	1.35	1.35	0.0	1.35	1.35	1.35	1.35	0.9	0.0	0.0	0.0
05	05S1-13M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.00	1.35	0.0	1.35	0.9	0.0	0.0	0.0
06	06S1-13T	1.35	1.50	0.0	1.35	1.35	0.0	1.00	1.35	0.0	1.35	0.9	0.0	0.0	0.0
07	07S1-14-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	1.35	1.35	1.35	0.9	0.0	0.0	0.0
08	08S1-15-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.35	0.0	1.35	0.9	0.0	0.0	0.0
09	09S1-21M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.9	1.2	0.0	0.0
10	10S1-21T	1.35	1.50	0.0	1.35	1.35	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.9	1.2	0.0	0.0
11	11S1-22M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.35	1.35	1.35	1.35	-0.9	1.2	0.0	0.0
12	12S1-22T	1.35	1.50	0.0	1.35	1.35	0.0	1.35	1.35	1.35	1.35	-0.9	1.2	0.0	0.0
13	13S1-23M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.00	1.35	0.0	1.35	-0.9	1.2	0.0	0.0
14	14S1-23T	1.35	1.50	0.0	1.35	1.35	0.0	1.00	1.35	0.0	1.35	-0.9	1.2	0.0	0.0
15	15S1-24-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.00	0.0	1.35	1.35	1.35	1.35	-0.9	1.2	0.0	0.0
16	16S1-25-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.00	0.0	1.00	1.35	0.0	1.35	-0.9	1.2	0.0	0.0
17	17S1T11M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0
18	18S1T11T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0
19	19S1T12M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
20	20S1T12T	1.35	1.50	0.00	1.01	0.54	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
21	21S1T13M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
22	22S1T13T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
23	23S1T14-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
24	24S1T15-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
25	25S1T21M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.5	1.2	0.0	0.0
26	26S1T21T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.5	1.2	0.0	0.0
27	27S1T22M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
28	28S1T22T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
29	29S1T23M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
30	30S1T23T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
31	31S1T24-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
32	32S1T25-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
33	33S2-11M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	1.35	1.00	1.00	0.0	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0
34	34S2-11T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	1.35	1.00	1.00	0.0	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0
35	35S2-12M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	0.9	0.0	0.0	0.0
36	36S2-12T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	0.9	0.0	0.0	0.0
37	37S2-13M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	1.35	1.00	1.35	0.0	1.01	0.9	0.0	0.0	0.0
38	38S2-13T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	1.35	1.00	1.35	0.0	1.01	0.9	0.0	0.0	0.0
39	39S2-21M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	1.35	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.9	1.2	0.0	0.0
40	40S2-21T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	1.35	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.9	1.2	0.0	0.0
41	41S2-22M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	-0.9	1.2	0.0	0.0
42	42S2-22T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	-0.9	1.2	0.0	0.0
43	43S2-23M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	1.35	1.00	1.35	0.0	1.01	-0.9	1.2	0.0	0.0
44	44S2-23T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	1.35	1.00	1.35	0.0	1.01	-0.9	1.2	0.0	0.0
45	45S2T11M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0
46	46S2T11T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0
47	47S2T12M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
48	48S2T12T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
49	49S2T13M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
50	50S2T13T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
51	51S2T21M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.5	1.2	0.0	0.0
52	52S2T21T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.5	1.2	0.0	0.0
53	53S2T22M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
54	54S2T22T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.35	1.35	1.01	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
55	55S2T23M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
56	56S2T23T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.35	0.0	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
57	57SED1-	1.00	1.00	0.20	0.00	0.20	0.0	0.70	1.00	0.0	0.2	0.5	0.0	1.0	1.0
58	58SED2-	1.00	1.00	0.20	0.00	0.20	0.0	0.70	1.00	0.0	0.2	-0.5	1.0	1.0	1.0

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383
 Relazione di calcolo muri di imbocco

 COMMESSA LOTTO FASE-ENTE DOCUMENTO REV. FOGLIO
 RS3Z 00 D26 SL2000002 B 26 di 41

N	PERM	PERM-G2	Q1-M	Q1-T	Q2	Q3	SPTSX	SPTDX	SPACCSX	SPACCDX	TERM	RITIRO	SISMAH	SPSDX	
59	59Q1-11-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70	0.70	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0
60	60Q1-12-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0
61	61Q1-13-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70	1.00	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0
62	62Q1-21-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70	0.70	0.0	0.0	-0.5	1.0	0.0	0.0
63	63Q1-22-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.5	1.0	0.0	0.0
64	64Q1-23-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70	1.00	0.0	0.0	-0.5	1.0	0.0	0.0
65	65F1-11M	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	0.0	0.70	0.70	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0
66	66F1-11T	1.00	1.00	0.0	0.75	0.40	0.0	0.70	0.70	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0
67	67F1-12M	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	0.0	1.00	1.00	0.75	0.75	0.5	0.0	0.0	0.0
68	68F1-12T	1.00	1.00	0.0	0.75	0.40	0.0	1.00	1.00	0.75	0.75	0.5	0.0	0.0	0.0
69	69F1-13M	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	0.0	0.70	1.00	0.0	0.75	0.5	0.0	0.0	0.0
70	70F1-13T	1.00	1.00	0.0	0.75	0.40	0.0	0.70	1.00	0.0	0.75	0.5	0.0	0.0	0.0
71	71F1-14-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.75	0.75	0.5	0.0	0.0	0.0
72	72F1-15-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70	1.00	0.0	0.75	0.5	0.0	0.0	0.0
73	73F1-21M	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	0.0	0.70	0.70	0.0	0.0	-0.5	1.0	0.0	0.0
74	74F1-21T	1.00	1.00	0.0	0.75	0.40	0.0	0.70	0.70	0.0	0.0	-0.5	1.0	0.0	0.0
75	75F1-22M	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	0.0	1.00	1.00	0.75	0.75	-0.5	1.0	0.0	0.0
76	76F1-22T	1.00	1.00	0.0	0.75	0.40	0.0	1.00	1.00	0.75	0.75	-0.5	1.0	0.0	0.0
77	77F1-23M	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	0.0	0.70	1.00	0.0	0.75	-0.5	1.0	0.0	0.0
78	78F1-23T	1.00	1.00	0.0	0.75	0.40	0.0	0.70	1.00	0.0	0.75	-0.5	1.0	0.0	0.0
79	79F1-24-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	0.75	0.75	-0.5	1.0	0.0	0.0
80	80F1-25-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70	1.00	0.0	0.75	-0.5	1.0	0.0	0.0
81	81C025-	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	1.00	1.00	0.00	1.00	0.6	1.0	0.0	0.0
82	82C025-	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	1.00	1.00	0.00	1.00	-0.6	1.0	0.0	0.0
83	83C025-	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	1.0	1.00	1.00	0.00	0.75	0.6	1.0	0.0	0.0
84	84C025-	1	1.00	0.75	0	0.4	1	1	1	0	0.75	-0.6	1	0	0

dove:

- PERM** : carichi permanenti strutturali
PERM-G2 : carichi permanenti non strutturali
Q1k-M : carichi da traffico concentrato (disposizione per massimizzare il momento)
Q1K-T : carichi da traffico concentrato (disposizione per massimizzare il taglio)
Q2-M : carichi da traffico distribuito (disposizione per massimizzare il momento)
Q2-T : carichi da traffico distribuito (disposizione per massimizzare il taglio)
Q3 : azione longitudinale di frenamento
SPTSx : spinta del terreno sulla parete sx
SPTDx : spinta del terreno sulla parete dx
SPACCSx : spinta del carico accidentale sulla parete sx
SPACCDx : spinta del carico accidentale sulla parete sx
TERM : termica
RITIRO : ritiro
SISMAH : azione sismica
SISDX : incremento sismico della spinta del terreno

9.4 Sezioni di verifica

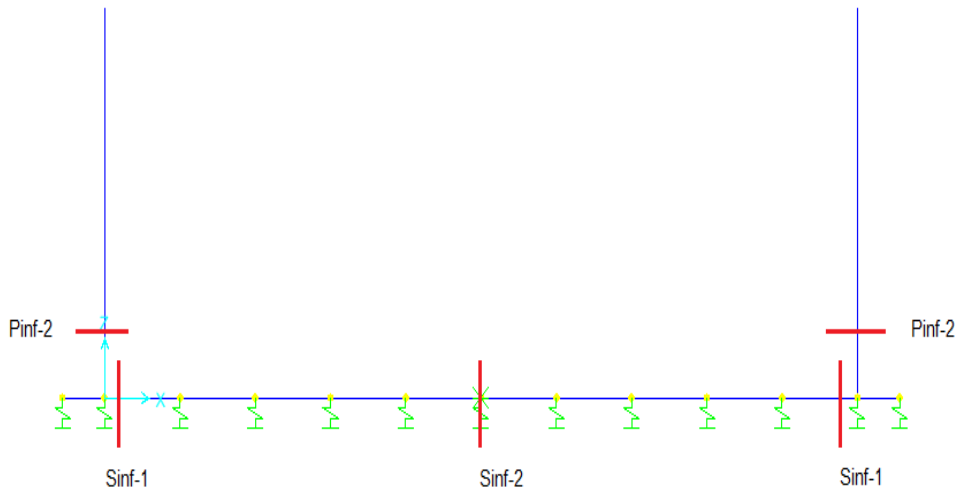


Figura 9.1 - Sezioni di verifica

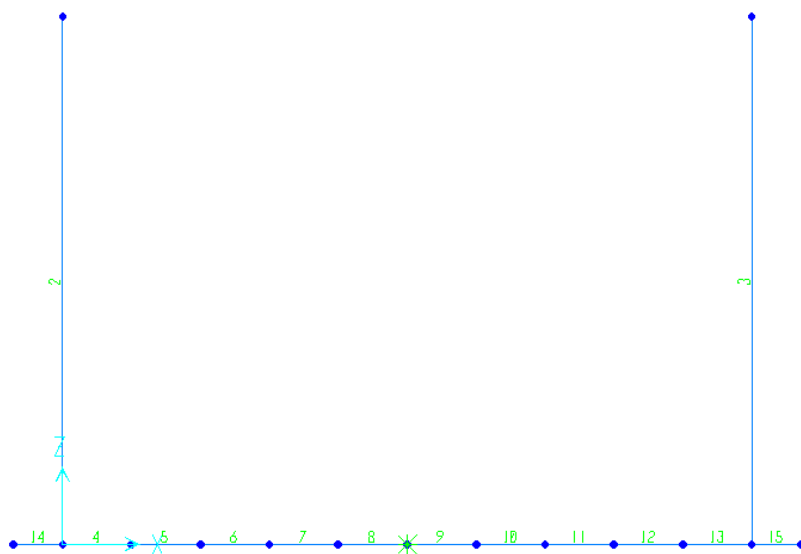


Figura 9.2 - Nomenclatura frame

9.5 Verifiche strutturali

9.5.1 Verifica piedritti

Sezione: 90 x 100 cm

Armatura a flessione:

- Spiccato (Pied-Spicc)

Armatura tesa

ϕ 26/20 + ϕ 26/40 cm

Armatura compressa

ϕ 26/20 + ϕ 26/40 cm

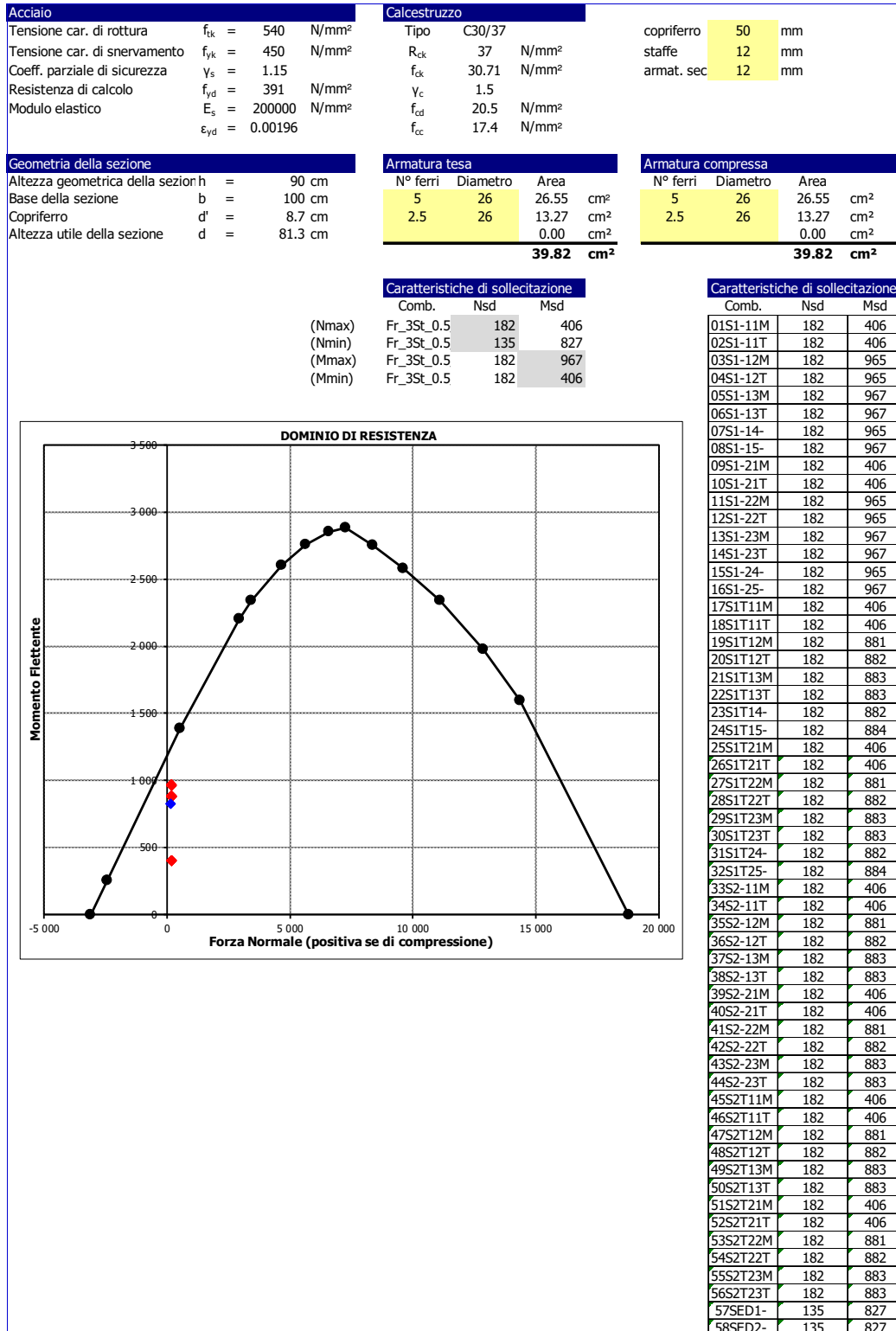
Armatura a taglio:

Spille ϕ 12/40x40 cm.

SL20 - Sottovia scatolare - km 28+383
Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA LOTTO FASE-ENTE DOCUMENTO REV. FOGLIO
RS3Z 00 D26 SL2000002 B 29 di 41

• Verifica a pressoflessione spiccato (Pied-Spicc)



- 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 dx	
Tipo	C30/37	V_{Ed}	kN		389
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		12
α_{cc}	0.85	Numero barre			2.5
f_{cd}	17.4 N/mm ²	A_{sw}	cm ²		2.83
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		26
		n_2			
		\varnothing_2	mm		
		Asl	cm ²		26.55
		Sezione			
		b_w	cm		100
		H	cm		90
		c	cm		8.7
		d	cm		81.3
		k	N/mm ²		1.50
		v_{min}	N/mm ²		0.35
		ρ			0.0033
		σ_{cp}	N/mm ²		0.00
		α_c			1.00
		Resistenza senza armatura a taglio			
		V_{Rd}	kN		315
		Resistenza con armatura a taglio			
		Inclinazione puntone θ	°		21.8
		V_{RSd}	kN		506
		V_{RCd}	kN		2195
		V_{Rd}	kN		506

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383
Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	SL2000002	B	31 di 41

- Verifica a fessurazione spiccato (Pied-Spicc)

Sollecitazioni

Momento flettente - Combinazione rara	M_R	694.43	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	N_R	135.00	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 di compressione calcestruzzo	σ_{camm}	16.89	N/mm ²
Resistenza media a trazione calcestruzzo	f_{ctm}	3.36	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	f_{ctk}	2.35	N/mm ²
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	σ_{tamm}	2.80	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_{samm}	337.50	N/mm ²
Coefficiente omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	n	15.00	-

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	90.00	cm		
Larghezza sezione	B	100.00	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	26.55	cm ²	5 Ø 26	$c_{s1} = \mathbf{8.7}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	13.27	cm ²	2.5 Ø 26	$c_{s2} = \mathbf{11.3}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	26.55	cm ²	5 Ø 26	$c_{t1} = \mathbf{8.7}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	13.27	cm ²	2.5 Ø 26	$c_{t2} = \mathbf{11.3}$ cm

-335544.32

Proprietà sezione in combinazione rara

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	514.39	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	469.39	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	24.37	cm	
Area ideale (sezione interamente reagente)	A_{id}	10114.95	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	7576628.27	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	2492477.72	cm ⁴	

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	6.52	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	228.38	N/mm ²	< σ_{samm}

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (σ_{tamm})	M_{fess}	493.43	kNm	La sezione non è fessurata
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	365.50	cm	
Distanza sforzo N dal bordo sezione per $M=M_{fess}$	u (M_{fess})	320.50	cm	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	24.97	cm	
Compressione massima nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cf}	4.66	N/mm ²	
Trazione nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sf}	157.65	N/mm ²	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_t	0.40	-	
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	21.68	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.06	-	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	39.82	cm ²	
Area efficace	AC_{eff}	2167.77	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ_{eff}	0.0184	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.0004	-	
Copriferro netto	c'	5.00	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	ϕ_{eq}	26.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	410.62	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	241.54	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_m	0.09	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_d	0.16	mm	

9.5.2 Verifica soletta inferiore

Sezione: 100 x 100 cm

Armatura a flessione:

- Appoggio (Solinf-App)

Armatura tesa

ϕ 26/20 + ϕ 26/40 cm

Armatura compressa

ϕ 26/20 + ϕ 26/40 cm

- Campata (Solinf-Camp)

Armatura tesa

ϕ 26/20 + ϕ 26/40 cm

Armatura compressa

ϕ 26/20 + ϕ 26/40 cm

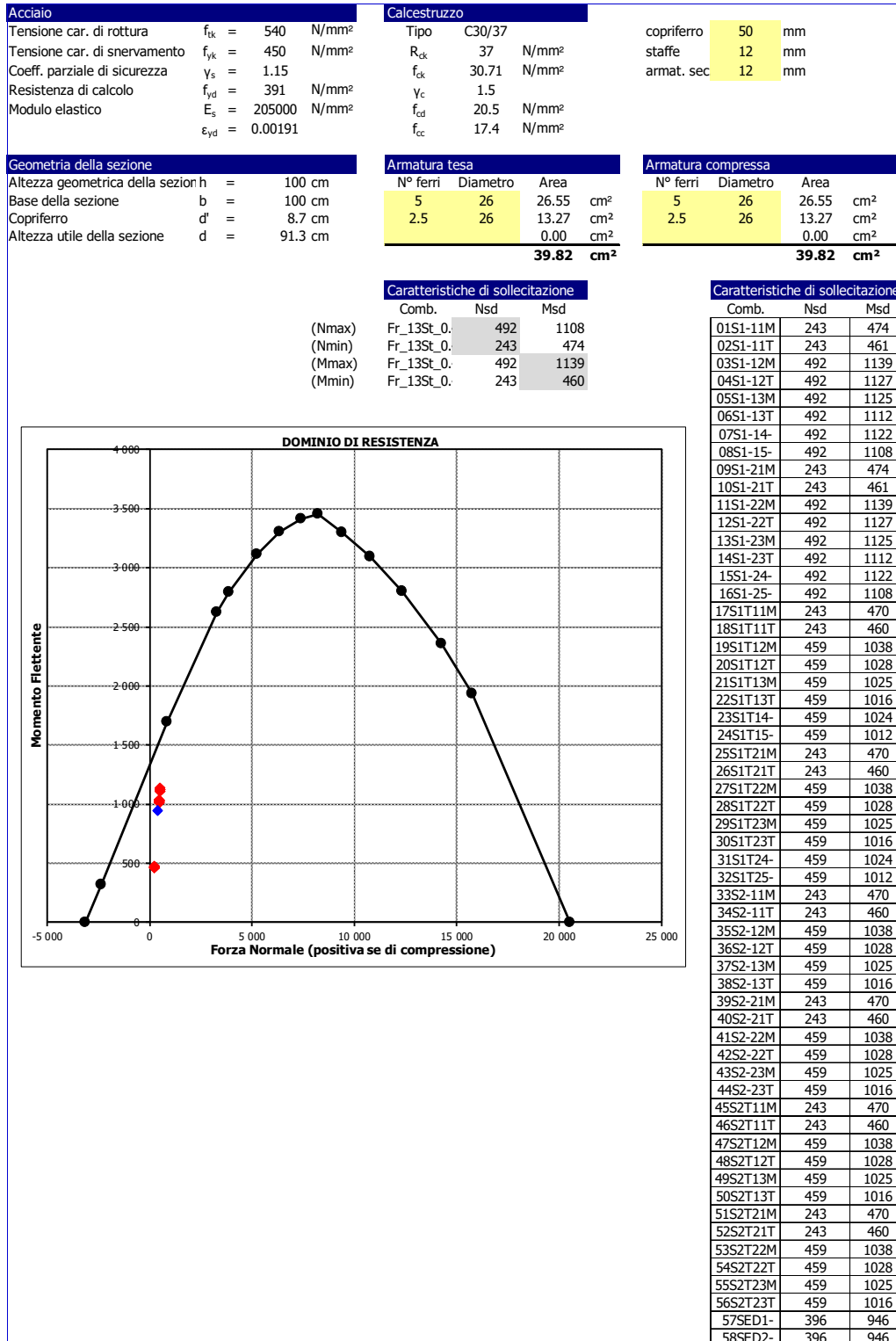
Armatura a taglio:

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

SL20 - Sottovia scatolare - km 28+383
Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	SL2000002	B	33 di 41

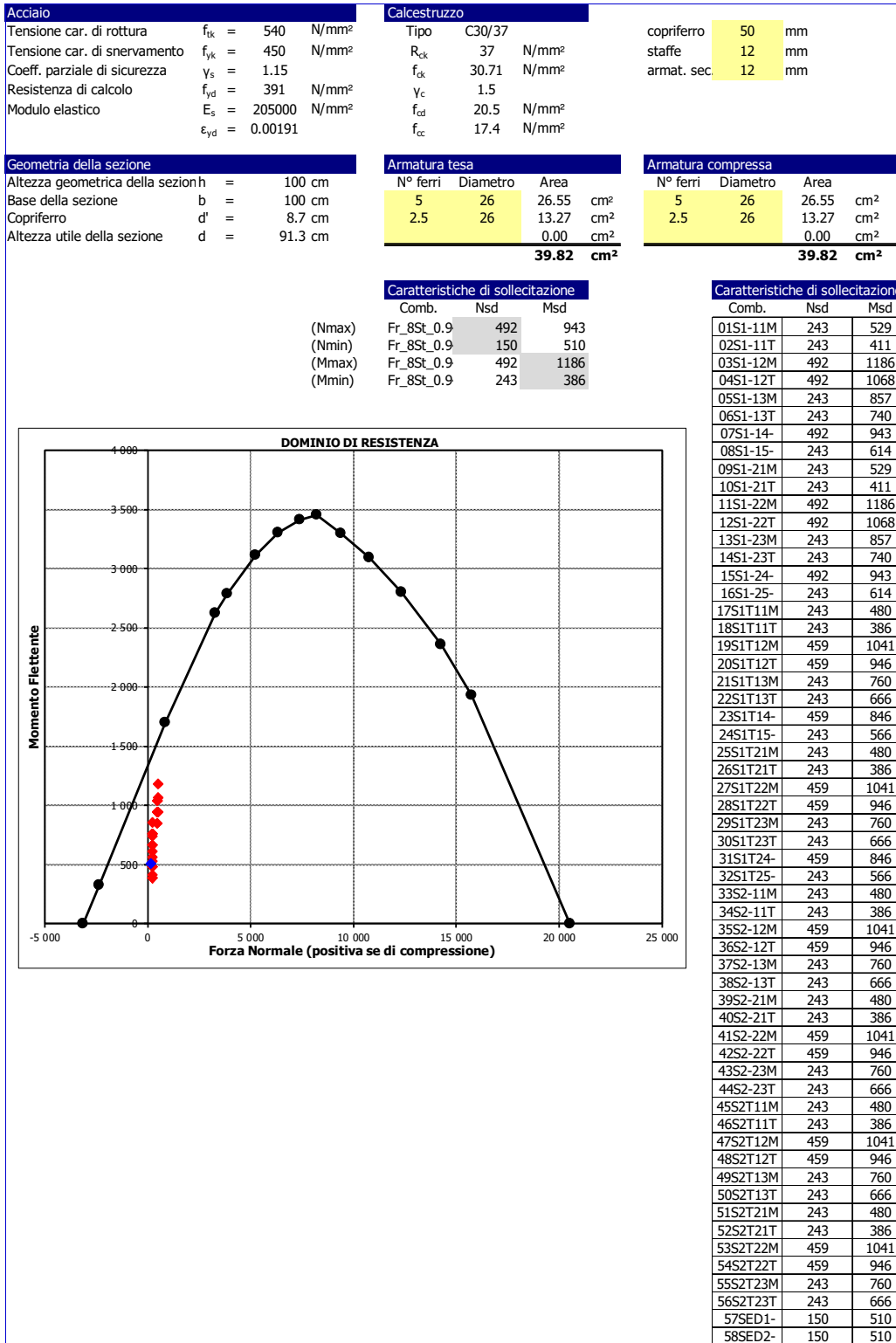
• Verifica a pressoflessione appoggio (Solinf-App)



SL20 - Sottovia scatolare - km 28+383
Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	SL2000002	B	34 di 41

• Verifica a pressoflessione campata (Solinf-Camp)



- 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		182
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		26
			n_2			
			\varnothing_2	mm		
			Asl	cm ²		26.55
			Sezione			
			b_w	cm		100
			H	cm		100
			c	cm		8.7
			d	cm		91.3
			k	N/mm ²		1.47
			v_{min}	N/mm ²		0.34
			ρ			0.0029
			σ_{cp}	N/mm ²		0.00
			α_c			1.00
			Resistenza senza armatura a taglio			
			V_{Rd}	kN		334
			Resistenza con armatura a taglio			
			Inclinazione puntone θ	°		21.8
			V_{RSd}	kN		395
			V_{RCd}	kN		2465
			V_{Rd}	kN		395

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383
Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	SL2000002	B	36 di 41

- Verifica a fessurazione appoggio (Solinf-App)

Sollecitazioni

Momento flettente - Combinazione rara	M_R	810.60	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	N_R	356.02	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 di compressione calcestruzzo	σ_{camm}	16.89	N/mm ²
Resistenza media a trazione calcestruzzo	f_{ctm}	3.36	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	f_{ctk}	2.35	N/mm ²
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	σ_{tamm}	2.80	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_{samm}	337.50	N/mm ²
Coefficiente omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	n	15.00	-

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	100.00	cm	
Larghezza sezione	B	100.00	cm	
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	26.55	cm ²	5 Ø 26 $C_{s1} = \mathbf{8.7}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	13.27	cm ²	2.5 Ø 26 $C_{s2} = \mathbf{11.3}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	26.55	cm ²	5 Ø 26 $C_{t1} = \mathbf{8.7}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	13.27	cm ²	2.5 Ø 26 $C_{t2} = \mathbf{11.3}$ cm

Proprietà sezione in combinazione rara

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	227.68	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	177.68	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	28.74	cm	
Area ideale (sezione interamente reagente)	A_{id}	11114.95	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	10288109.64	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	3286145.34	cm ⁴	

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	6.43	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	209.85	N/mm ²	< σ_{samm}

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (σ_{tamm})	M_{fess}	641.46	kNm	La sezione è fessurata
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	180.17	cm	
Distanza sforzo N dal bordo sezione per $M=M_{fess}$	u (M_{fess})	130.17	cm	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	29.93	cm	
Compressione massima nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cf}	5.12	N/mm ²	
Trazione nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sf}	157.60	N/mm ²	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_t	0.40	-	
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	23.36	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.06	-	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	39.82	cm ²	
Area efficace	AC_{eff}	2335.81	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ_{eff}	0.0170	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.0004	-	
Copriferro netto	c'	5.00	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr edi armatura	ϕ_{eq}	26.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	429.28	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	252.52	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_m	0.09	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_d	0.15	mm	

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383
Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	SL2000002	B	37 di 41

- Verifica a fessurazione campata (Solinf-Camp)

Sollecitazioni

Momento flettente - Combinazione rara	M_R	674.77	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	N_R	243.25	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 di compressione calcestruzzo	σ_{camm}	16.89	N/mm ²
Resistenza media a trazione calcestruzzo	f_{ctm}	3.36	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	f_{ctk}	2.35	N/mm ²
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	σ_{tamm}	2.80	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_{samm}	337.50	N/mm ²
Coefficiente omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	n	15.00	-

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	100.00	cm
Larghezza sezione	B	100.00	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	26.55	cm ²
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	13.27	cm ²
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	26.55	cm ²
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	13.27	cm ²
			5 Ø 26 $C_{s1} = 8.7$ cm
			2.5 Ø 26 $C_{s2} = 11.3$ cm
			5 Ø 26 $C_{t1} = 8.7$ cm
			2.5 Ø 26 $C_{t2} = 11.3$ cm

Proprietà sezione in combinazione rara

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	277.40	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	227.40	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	27.97	cm	
Area ideale (sezione interamente reagente)	A_{id}	11114.95	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	10288109.64	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	3263803.49	cm ⁴	

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	5.32	N/mm ²	< σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	180.81	N/mm ²	< σ_{samm}

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (σ_{tamm})	M_{fess}	620.58	kNm	La sezione è fessurata
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	255.12	cm	
Distanza sforzo N dal bordo sezione per $M=M_{fess}$	u (M_{fess})	205.12	cm	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	28.27	cm	
Compressione massima nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cf}	4.91	N/mm ²	
Trazione nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sf}	164.03	N/mm ²	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_t	0.40	-	
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	23.91	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.06	-	
Armatura nell'area efficace	AS_{eff}	39.82	cm ²	
Area efficace	AC_{eff}	2390.85	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ_{eff}	0.0167	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.0004	-	
Copriferro netto	c'	5.00	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	ϕ_{eq}	26.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	435.39	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	256.11	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_m	0.10	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_d	0.16	mm	

10. INCIDENZA MURO U

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

Piedritti	100 kg/mc
Soletta inferiore	100 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 $\phi 16/20$ ed un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature e spille.

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.

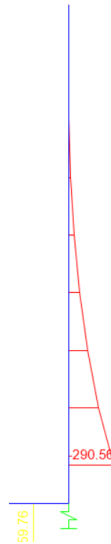
In particolare, è stato confrontato il valore del momento flettente allo spiccatto del piedritto con i rispettivi valori ottenuti per uno schema statico a mensola verticale.

Come carico di confronto è stato utilizzato la spinta triangolare del terreno a riposo $SPTDX=25.52$ kN/m.

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

SL20 – Sottovia scatolare – km 28+383
Relazione di calcolo muri di imbocco

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D26	SL2000002	B	40 di 41



Calcolo analitico			
Carico triangolare distribuito	G_2	52.66	kN/m
Luce di calcolo	L	6	m
Momento all'incastro	M_{max}	315.96	kNm/m
SAP2000			
Momento all'incastro	$M_{l/2}$	290.56	kNm/m
Errore	e	8.7%	

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.