

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

#### VIABILITÀ

NV23 – Viabilità di accesso Area di sicurezza  
Relazione di calcolo muri di imbocco

SCALA:

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
RS3Z	00	D	26	CL	NV2303	004	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 Generatore Gen ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD Det. Ing. Francesco Scaioni Ordine degli Ingegneri della provincia di Roma n. 25372/Str	2020

File: RS3Z00D26CLNV2303004B

n. Elab.:

## INDICE

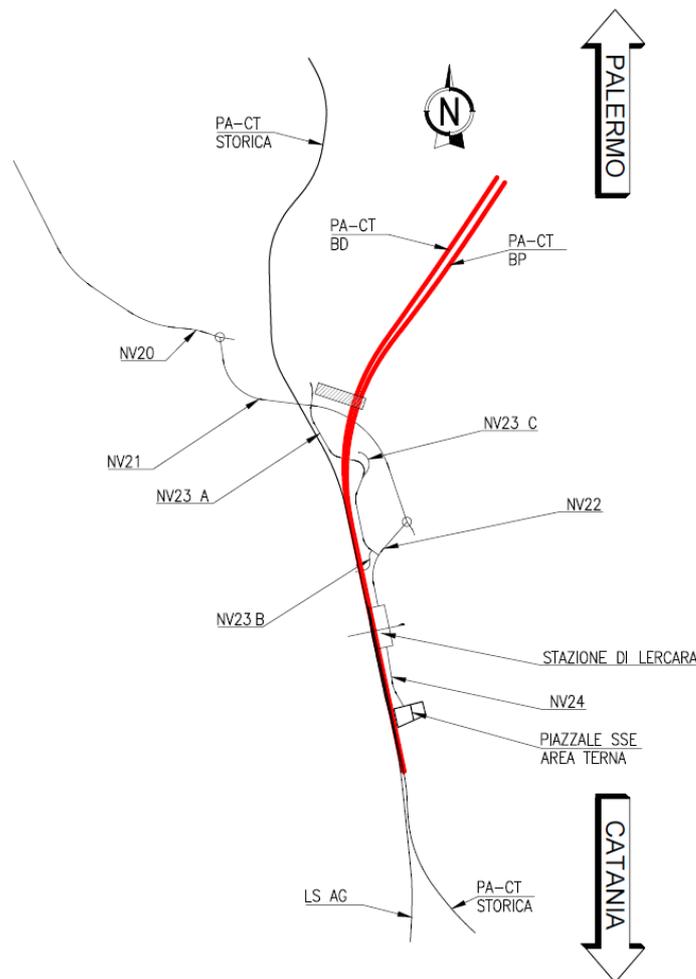
<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2. DESCRIZIONE.....</b>	<b>4</b>
<b>3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>6</b>
<b>5. PARAMETRI GEOTECNICI .....</b>	<b>8</b>
5.1 Profondità della falda .....	8
<b>6. ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>9</b>
6.1 Pesi propri .....	9
6.2 Permanenti non strutturali .....	9
6.3 Carichi mobili (carico stradale).....	9
6.4 Azione di frenamento ( $Q_3$ ).....	9
6.5 Azione del sisma .....	9
6.6 Ritiro del calcestruzzo.....	12
6.7 Variazione termica .....	12
6.8 Spinta statica del terreno .....	13
6.9 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale.....	13
<b>7. COMBINAZIONE DEI CARICHI.....</b>	<b>15</b>
<b>8. VERIFICHE STRUTTURALI .....</b>	<b>17</b>
8.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione .....	17
8.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio .....	17
8.3 Verifica agli stati limite d'esercizio .....	19
<b>9. ANALISI STRUTTURALE .....</b>	<b>20</b>
9.1 Modellazione strutturale : Muro ad U.....	20
9.2 Analisi dei carichi .....	22

9.3	Combinazioni .....	24
9.4	Sezioni di verifica .....	26
9.5	Verifiche strutturali .....	27
9.5.1	Verifica piedritti .....	27
9.5.2	Verifica soletta inferiore .....	31
<b>10.</b>	<b>INCIDENZA MURO U.....</b>	<b>37</b>
<b>11.</b>	<b>DICHIARAZIONI SECONDO D.M. 17/01/2018 (P.TO 10.2) .....</b>	<b>38</b>
11.1	Tipo di analisi svolte .....	38
11.2	Origine e caratteristiche dei Codici di Calcolo .....	38
11.3	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati .....	38

## 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 tipologico dei muri di imbocco di spessore  $0.3m$  della viabilità di accesso Area sicurezza (NV23).



Si fa riferimento al manufatto di imbocco del tombino 2x2 al km 0+610, poiché, data la geometria ed i carichi applicati, tale condizione è risultata essere la più gravosa per le successive verifiche.

Si è considerata l'altezza massima del muro a U, pari a  $2.30m$  (esclusa la fondazione).



## 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	2.60	m
Altezza totale	Htot	2.60	m
Spessore piedritti	sp	0.30	m
Spessore soletta inferiore	sf	0.30	m
Luce libera	Lint	2.00	m
Altezza libera	Hint	2.30	m

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

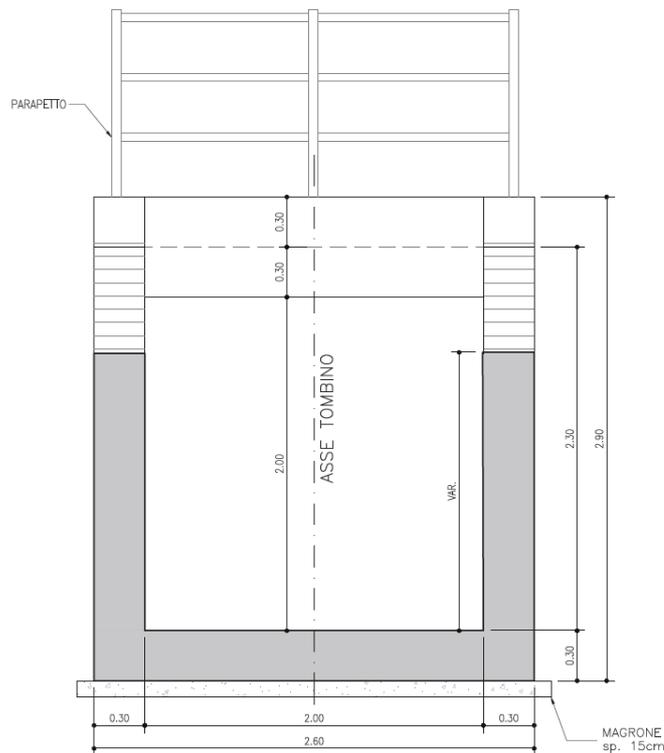


Figura 2.1– Sezione trasversale muro di imbocco

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

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

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

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

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 <sub>k</sub>	Stato limite	w <sub>k</sub>
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	≤ w <sub>2</sub>	apertura fessure	≤ w <sub>3</sub>
		quasi permanente	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>	apertura fessure	≤ w <sub>2</sub>
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>	apertura fessure	≤ w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>

## 5. PARAMETRI GEOTECNICI

Gli elaborati di riferimento sono:

Planimetria e Sezioni geotecniche viabilità - Tav. 1/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	P	Z	G	E	0	0	0	0	0	0	1
Planimetria e Sezioni geotecniche viabilità - Tav. 2/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	P	Z	G	E	0	0	0	0	0	0	2
Planimetria e Sezioni geotecniche viabilità - Tav. 3/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	P	Z	G	E	0	0	0	0	0	0	3
Planimetria e Sezioni geotecniche viabilità - Tav. 4/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	P	Z	G	E	0	0	0	0	0	0	4
Planimetria e Sezioni geotecniche viabilità - Tav. 5/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	P	Z	G	E	0	0	0	0	0	0	5
Planimetria e Sezioni geotecniche viabilità - Tav. 6/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	P	Z	G	E	0	0	0	0	0	0	6
Planimetria e Sezioni geotecniche viabilità - Tav. 7/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	P	Z	G	E	0	0	0	0	0	0	7
Profilo longitudinale geotecnico viabilità - Tav. 1/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	F	9	G	E	0	0	0	0	0	0	1
Profilo longitudinale geotecnico viabilità - Tav. 2/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	F	9	G	E	0	0	0	0	0	0	2
Profilo longitudinale geotecnico viabilità - Tav. 3/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	F	9	G	E	0	0	0	0	0	0	3
Profilo longitudinale geotecnico viabilità - Tav. 4/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	F	9	G	E	0	0	0	0	0	0	4
Profilo longitudinale geotecnico viabilità - Tav. 5/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	F	9	G	E	0	0	0	0	0	0	5
Profilo longitudinale geotecnico viabilità - Tav. 6/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	F	9	G	E	0	0	0	0	0	0	6
Profilo longitudinale geotecnico viabilità - Tav. 7/7	R	S	3	Z	0	0	D	2	6	F	9	G	E	0	0	0	0	0	0	7

A titolo cautelativo si assumono i seguenti parametri geotecnici:

- Angolo di attrito (rinterro),  $\phi'$ : 35°
- Modulo elastico terreno,  $E'$ : 25 MPa
- Coefficiente di Poisson,  $\nu'$ : 0.3
- Categoria di sottosuolo: C
- Condizione topografica: T1

### 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:  $\gamma_{c.a.} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Rilevato:  $\gamma_{ril} = 19.00 \text{ kN/m}^3$

### 6.2 Permanenti non strutturali

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

### 6.3 Carichi mobili (carico stradale)

Non sono stati considerati i carichi da traffico stradale.

### 6.4 Azione di frenamento ( $Q_3$ )

Non è stata considerata la forza di frenamento o accelerazione.

### 6.5 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  $C_U = 1.50$ .

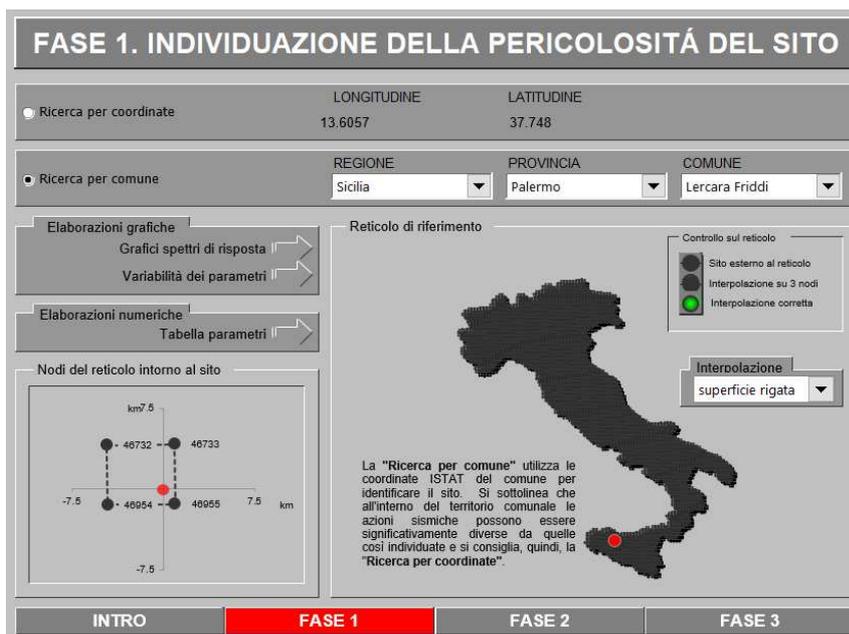
La vita di riferimento  $V_R$  è quindi pari a 75 anni.

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       $S_S = 1.500$        $C_C = 1.478$  info

Categoria topografica  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  $\xi$  (%)        $\eta = 1.000$  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

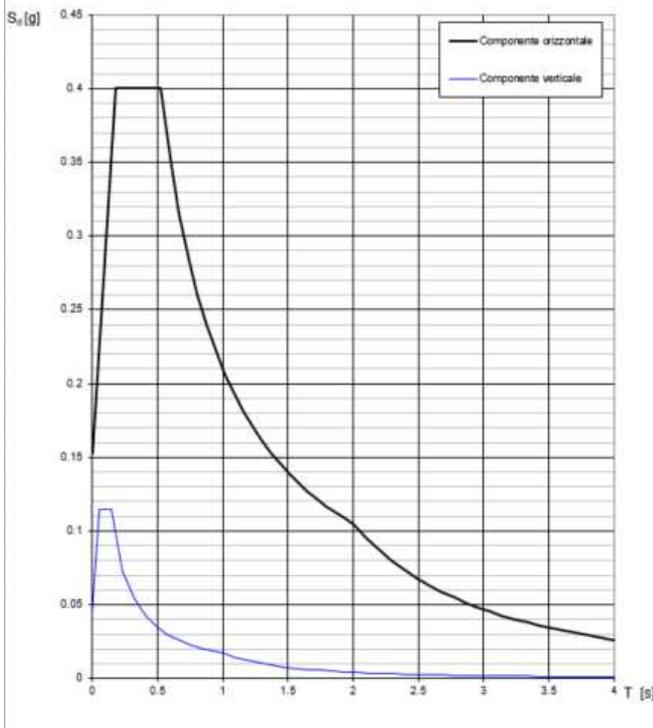
— Spettro di progetto - componente verticale

— 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
$\eta$	1.000
$T_B$	0.175 s
$T_C$	0.524 s
$T_D$	2.007 s

## Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_1, S_2 \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

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

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

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

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

## 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  $\eta$  con  $\eta_q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S <sub>e</sub> [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

## 6.6 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  $10^\circ$ , 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 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:

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

## 6.8 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.

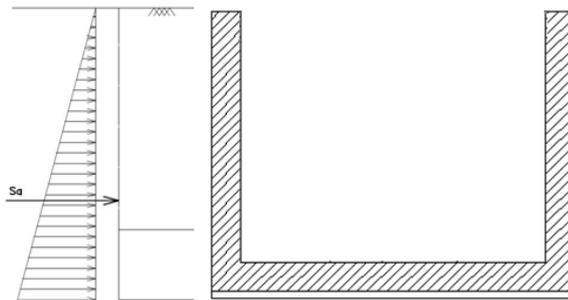


Figura 6.1 – Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

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.

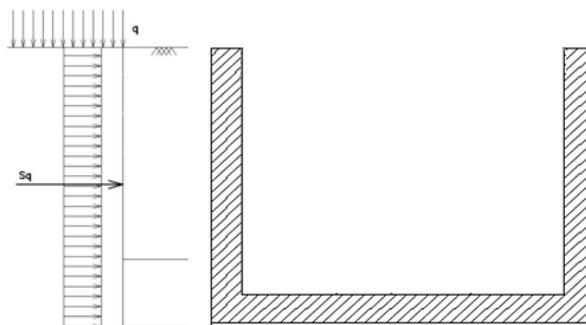
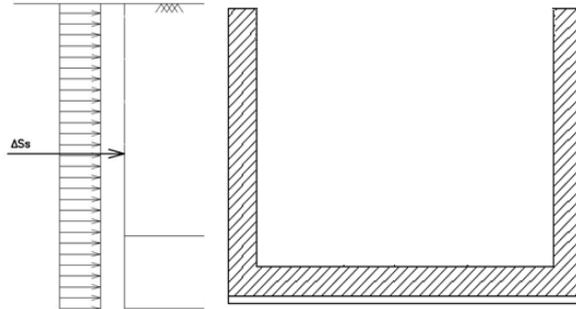


Figura 6.2– Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

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 <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
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  $\psi$  delle tabelle seguenti.

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{r1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{r2}$ , $\gamma_{r3}$ , $\gamma_{r4}$	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 $\Psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (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
	5	0,0	0,0	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  $\psi$  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”:

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

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;

$\alpha$  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:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \text{ per combinazione di carico quasi permanente;}$$

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara).}$$

Nel secondo caso, si verifica che le aperture delle fessure siano inferiori al valore limite dell'apertura delle fessure nella combinazione caratteristica Frequente e Quasi Permanente. 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

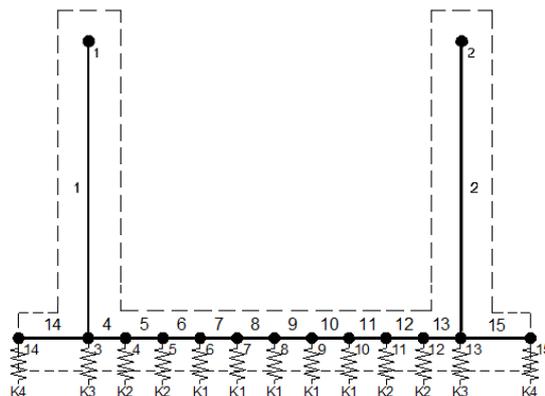
**x** = asse trasversale dello scatolare

**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 rigidezza delle molle, nell'opera in esame si considera un modulo di reazione verticale  $K_w$  pari a 5000 kN/m<sup>3</sup>. Tale valore viene valutato tramite la teoria di Bowles, note le dimensioni della fondazione dell'opera e il modulo elastico del terreno di fondazione:

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

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	$(0.30/2 + 2.00 + 0.30/2) / 10 =$	0.23	m
Molle centrali	K1	$5000 \cdot 0.23 =$	1 150	kN/m
Molle intermedie	K2	$1.5 \cdot 5000 \cdot 0.23 =$	1 725	kN/m
Molle laterali	K3	$2.0 \cdot 5000 \cdot (0.23/2 + 0.30/2) =$	2 650	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

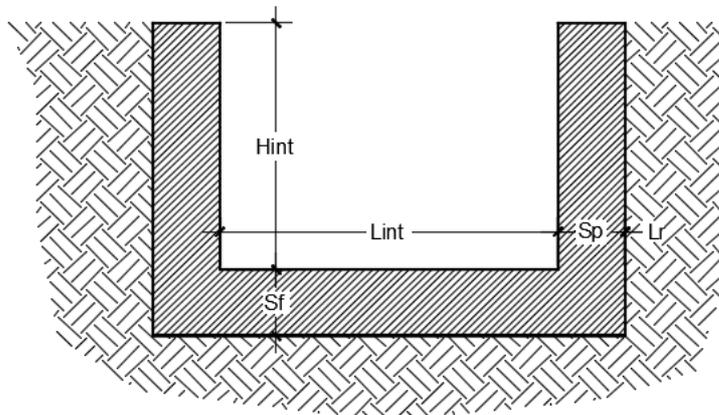
### Geometria

#### Caratteristiche materiali e terreno

Calcestruzzo armato - Peso specifico	$\gamma$	25	kN/m <sup>3</sup>
Calcestruzzo armato - Tipo		C30/37	
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cubica	$R_{ck}$	37	N/mm <sup>2</sup>
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cilindrica	$f_{ck}$	30.7	N/mm <sup>2</sup>
Calcestruzzo armato - Modulo elastico	$E$	33000	N/mm <sup>2</sup>
Pacchetto stradale - Peso specifico	$\gamma$	24	kN/m <sup>3</sup>
Terreno del rilevato - Peso specifico	$\gamma$	19	kN/m <sup>3</sup>
Terreno del rilevato - Angolo di attrito	$\phi$	35	°
Terreno di fondazione	$K_w$	5000	kN/m <sup>3</sup>
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	$H_{int}$	2.30	m
Larghezza netta	$L_{int}$	2.00	m
Lunghezza risvolti sol. inf.	$L_r$	0.00	m



Tab. 4: Geometria del modello

### Azioni elementari applicate

#### Spinta del terreno

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 <sup>2</sup>
Spinta in asse sol. sup.	p2	$0.426 \cdot (0.00 + 19 \cdot 0.00/2) =$	<b>0.00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Spinta in asse sol. inf.	p3	$0.426 \cdot [0.00 + 19 \cdot (0.00/2 + 2.60 + 0.30/2)] =$	<b>22.28</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Spinta alla quota di intradosso sol. inf.	p4	$0.426 \cdot [0.00 + 19 \cdot (0.00/2 + 2.60 + 0.30)] =$	23.50	kN/m <sup>2</sup>
Spinta semispessore sol. sup.	F1	$(0.00 + 0.00)/2 \cdot 0.00/2$	<b>0.00</b>	<b>kN/m</b>
Spinta semispessore sol. inf.	F2	$(22.28 + 23.50)/2 \cdot 0.30/2$	<b>3.43</b>	<b>kN/m</b>

#### Spinta del carico accidentale

Spinta dovuta al q1	p	$0.426 \cdot 20 =$	<b>8.53</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
---------------------	---	--------------------	-------------	-------------------------

#### Sisma orizzontale

Stato limite		Salvaguardia della vita - SLU -	SLV	
Vita nominale	V <sub>N</sub>		50	anni
Classe d'uso	C <sub>u</sub>		III	
Coefficiente C <sub>U</sub>	C <sub>U</sub>		1.5	
Periodo di riferimento	V <sub>R</sub>		75	anni
accelerazione orizzontale	a <sub>g</sub> /g		0.102	
amplificazione spettrale	F <sub>o</sub>		2.622	
Categoria sottosuolo		A, B, C, D, E	C	
Coeff. Amplificazione stratigrafica	S <sub>s</sub>		1.500	
Coeff. Amplificazione topografica	S <sub>t</sub>		1	
Coefficiente S	S = S <sub>s</sub> · S <sub>t</sub>		1.500	
accelerazione orizzontale max	a <sub>max</sub> /g = a <sub>g</sub> /g · S		0.153	
Fattore di struttura	q		1.00	
Forza orizz. sul s. di cop. dovuta a perm+0.2acc.	FH <sub>s</sub>	$0.153 \cdot (0.00 \cdot 25 + 0.00 + 0.2 \cdot 0.00) / 1.00 =$	<b>0.00</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Forza orizz. sui piedritti	FH <sub>p</sub>	$0.153 \cdot (0.30 \cdot 25) / 1.00 =$	<b>1.15</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

#### Spinta del terreno in fase sismica

Coefficiente sismico orizzontale	k <sub>h</sub>	= a <sub>max</sub> /g	0.153	
Coefficiente sismico verticale	k <sub>v</sub>	= ±0.5 · k <sub>h</sub>	0.077	
Risultante della spinta sismica	ΔS <sub>E</sub>	= (a <sub>max</sub> /g) · γ · [(Hint+S <sub>s</sub> +S <sub>f</sub> +H <sub>r</sub> ) <sup>2</sup> ]	24.4	kN/m
Pressione risultante	Δp <sub>E</sub>	= ΔS <sub>E</sub> / [(Hint+S <sub>s</sub> /2+S <sub>f</sub> /2)]	<b>8.9</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

### 9.3 Combinazioni

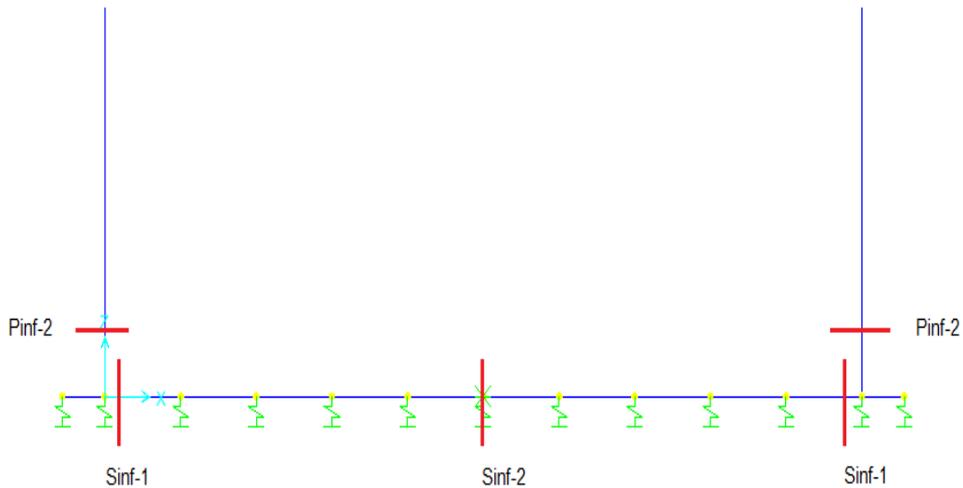
N	PERM	PERM-G2	Q1-M	Q1-T	Q2	Q3	SPTSX	SPTDX	SPACCSX	SPACCDX	TERM	RITIRO	SISMAH	SPSDX	
01	01S1-11M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0
02	02S1-11T	1.35	1.50	0.0	1.35	1.35	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0
03	03S1-12M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.35	1.35	1.35	1.35	0.9	0.0	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

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

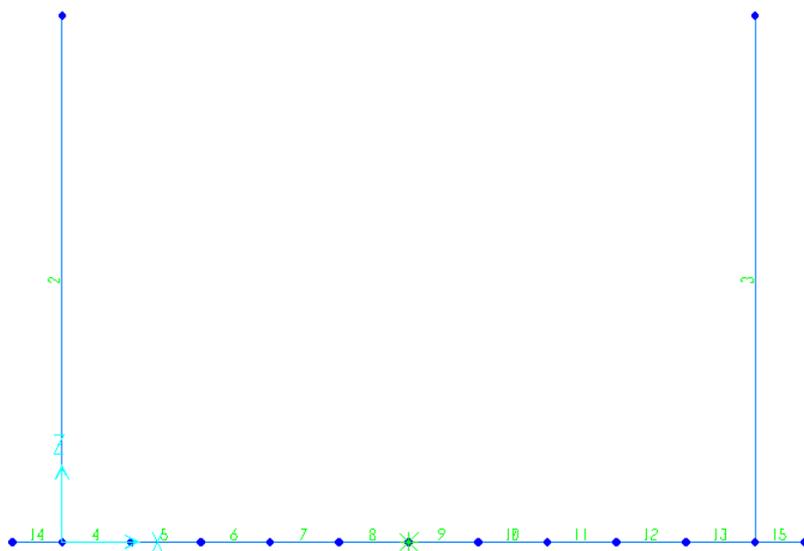
dove:

- 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: 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 12/40x40 cm.

• Verifica a pressoflessione spiccato (Pied-Spicc)

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

Calcestruzzo	
Tipo	C30/37
$R_{ck}$	37 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	30.71 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5
$f_{cd}$	20.5 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cc}$	17.4 N/mm <sup>2</sup>

copriferro	50	mm
staffe	12	mm
armat. sec.	12	mm

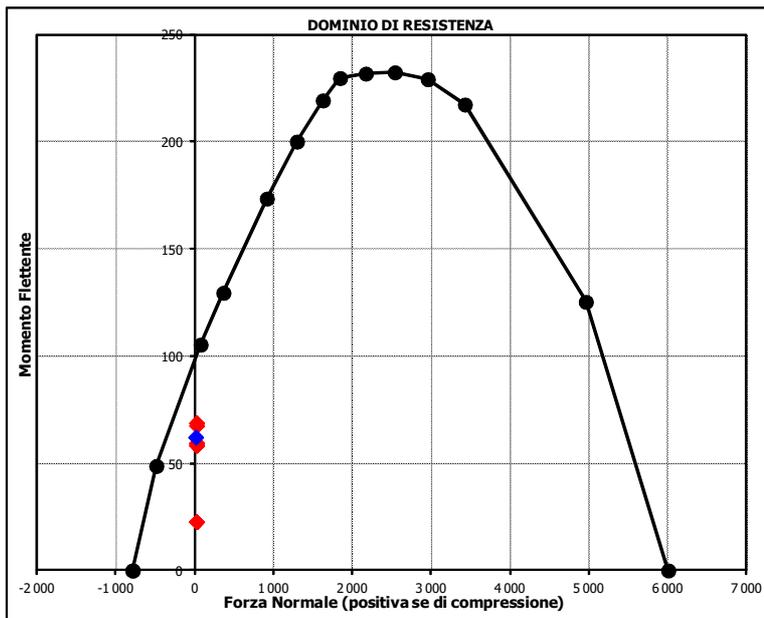
Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione h	= 30 cm
Base della sezione b	= 100 cm
Copriferro d'	= 8.2 cm
Altezza utile della sezione d	= 21.8 cm

Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	16	10.05	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
<b>10.05 cm<sup>2</sup></b>			

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	16	10.05	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
<b>10.05 cm<sup>2</sup></b>			

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd	Msd	
(Nmax)	11M_0.15	26	23
(Nmin)	1-_0.15	20	62
(Mmax)	13M_0.15	26	69
(Mmin)	11M_0.15	26	23

Caratteristiche di sollecitazione		
Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	26	23
02S1-11T	26	23
03S1-12M	26	68
04S1-12T	26	68
05S1-13M	26	69
06S1-13T	26	69
07S1-14-	26	68
08S1-15-	26	69
09S1-21M	26	23
10S1-21T	26	23
11S1-22M	26	68
12S1-22T	26	68
13S1-23M	26	69
14S1-23T	26	69
15S1-24-	26	68
16S1-25-	26	69
17S1T11M	26	23
18S1T11T	26	23
19S1T12M	26	58
20S1T12T	26	58
21S1T13M	26	59
22S1T13T	26	59
23S1T14-	26	58
24S1T15-	26	59
25S1T21M	26	23
26S1T21T	26	23
27S1T22M	26	58
28S1T22T	26	58
29S1T23M	26	59
30S1T23T	26	59
31S1T24-	26	58
32S1T25-	26	59
33S2-11M	26	23
34S2-11T	26	23
35S2-12M	26	58
36S2-12T	26	58
37S2-13M	26	59
38S2-13T	26	59
39S2-21M	26	23
40S2-21T	26	23
41S2-22M	26	58
42S2-22T	26	58
43S2-23M	26	59
44S2-23T	26	59
45S2T11M	26	23
46S2T11T	26	23
47S2T12M	26	58
48S2T12T	26	58
49S2T13M	26	59
50S2T13T	26	59
51S2T21M	26	23
52S2T21T	26	23
53S2T22M	26	58
54S2T22T	26	58
55S2T23M	26	59
56S2T23T	26	59
57SED1-	20	62
58SED2-	20	62



- 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**

Tipo	C30/37	
$R_{ck}$	37	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	30.7	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5	
$\alpha_{cc}$	0.85	
$f_{cd}$	17.4	N/mm <sup>2</sup>

**Acciaio**

$f_{tk}$	540	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	1.15	
$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>

**Sollecitazioni**

$V_{Ed}$	kN	<b>66</b>
$N_{Ed}$	kN	<b>0</b>

**Piedritto dx**
**Armatura a taglio**

Diametro	mm	12
Numero barre		2.5
$A_{sw}$	cm <sup>2</sup>	2.83
Passo s	cm	40
Angolo $\alpha$	°	90

**Armatura longitudinale**

$n_1$		5
$\varnothing_1$	mm	16
$n_2$		
$\varnothing_2$	mm	
$A_{sl}$	cm <sup>2</sup>	10.05

**Sezione**

$b_w$	cm	100
H	cm	30
c	cm	8.2
d	cm	21.8
k	N/mm <sup>2</sup>	1.96
$v_{min}$	N/mm <sup>2</sup>	0.53
$\rho$		0.0046
$\sigma_{cp}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00
$\alpha_c$		1.00

**Resistenza senza armatura a taglio**

$V_{Rd}$	kN	<b>124</b>
----------	----	------------

**Resistenza con armatura a taglio**

Inclinazione puntone $\theta$	°	<b>21.8</b>
$V_{RSd}$	kN	136
$V_{RCd}$	kN	589
$V_{Rd}$	kN	<b>136</b>

- Verifica a fessurazione spiccato (Pied-Spicc)

**Sollecitazioni**

Momento flettente - Combinazione rara	$M_R$	<b>50.84</b>	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	$N_R$	<b>19.50</b>	kN
Momento flettente - Combinazione frequente	$M_F$	<b>43.99</b>	kNm
Sforzo normale - Combinazione frequente	$N_F$	<b>19.50</b>	kN

**Materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	$R_{ck}$	<b>37</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	$f_{ck}$	<b>30.71</b>	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm}$	33019.43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile di compressione calcestruzzo	$\sigma_{camm}$	18.43	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione calcestruzzo	$f_{ctm}$	3.36	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	$f_{ctk}$	2.35	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	$\sigma_{tamm}$	2.80	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento acciaio	$f_{yk}$	450.00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico dell'acciaio	$E_s$	200000.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{samm}$	<b>360.00</b>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	$n$	<b>15.00</b>	-

**Caratteristiche geometriche**

Altezza sezione	H	<b>30.00</b>	cm	
Larghezza sezione	B	<b>100.00</b>	cm	
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	10.05	cm <sup>2</sup>	5 Ø 16 $C_{S1} = 8.2$ cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	0.00	cm <sup>2</sup>	0 Ø 0 $C_{S2} = 9.0$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	10.05	cm <sup>2</sup>	5 Ø 16 $C_{T1} = 8.2$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup>	0 Ø 0 $C_{T2} = 9.0$ cm

**Proprietà sezione in combinazione rara**

Eccentricità dello sforzo normale	$e$ (M)	260.69	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	$u$ (M)	245.69	cm	
Posizione asse neutro	$y$ (M)	7.14	cm	
Area ideale (sezione interamente reagente)	$A_{id}$	3281.49	cm <sup>2</sup>	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	238945.66	cm <sup>4</sup>	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id}^*$	44710.52	cm <sup>4</sup>	

**Tensioni nei materiali**

Compressione max nel cls.	$\sigma_c$	<b>7.87</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{camm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma_s$	<b>242.52</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{samm}$

**Proprietà sezione in combinazione frequente**

Eccentricità dello sforzo normale	$e$ (M)	225.57	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	$u$ (M)	210.57	cm	
Posizione asse neutro	$y$ (M)	7.17	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{id}$	3281.49	cm <sup>2</sup>	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	238945.66	cm <sup>4</sup>	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id}^*$	44721.26	cm <sup>4</sup>	

**Verifica a fessurazione**

Momento di fessurazione ( $\sigma_{tamm}$ )	$M_{fess}$	45.50	kNm	La sezione è fessurata
Eccentricità per $M=M_{fess}$	$e$ ( $M_{fess}$ )	233.35	cm	
Distanza sforzo N dal bordo sezione per $M=M_{fess}$	$u$ ( $M_{fess}$ )	218.35	cm	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	$y$ ( $M_{fess}$ )	7.16	cm	
Compressione massima nel cls. per $M=M_{fess}$	$\sigma_{cf}$	7.04	N/mm <sup>2</sup>	
Trazione nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	$\sigma_{sf}$	215.96	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	$k_t$	<b>0.40</b>	-	
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	7.61	cm	
Rapporto tra moduli elastici	$\alpha_e$	6.06	-	
Armatura nell'area efficace	$AS_{eff}$	10.05	cm <sup>2</sup>	
Area efficace	$AC_{eff}$	761.35	cm <sup>2</sup>	
Rapporto geometrico di armatura	$\rho_{eff}$	0.0132	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	$\epsilon_{sm}$	0.0005	-	
Copriferro netto	$c'$	5.00	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	$K_1$	<b>0.80</b>	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	$K_2$	<b>0.50</b>	-	
Coefficiente adimensionale	$K_3$	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	$K_4$	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	$\phi_{eq}$	16.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	$\Delta s_{max}$	375.99	mm	
Distanza media tra le fessure	$\Delta s_m$	221.17	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	$w_m$	0.12	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	$w_{fd}$	<b>0.20</b>	mm	

### 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 12/40x40 cm.

• Verifica a pressoflessione appoggio (Solinf-App)

Acciaio	
Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450$ N/mm <sup>2</sup>
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$ N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s = 205000$ N/mm <sup>2</sup>
	$\epsilon_{yd} = 0.00191$

Calcestruzzo	
Tipo	C30/37
$R_{ck}$	37 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	30.71 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5
$f_{cd}$	20.5 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cc}$	17.4 N/mm <sup>2</sup>

copriferro	50	mm
staffe	12	mm
armat. sec.	12	mm

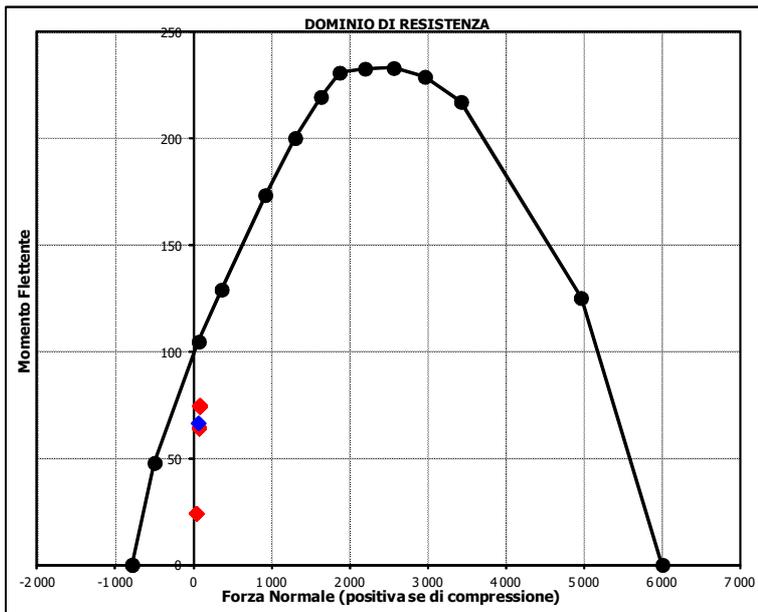
Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 30$ cm
Base della sezione	$b = 100$ cm
Copriferro	$d' = 8.2$ cm
Altezza utile della sezione	$d = 21.8$ cm

Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	16	10.05	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
		<b>10.05</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	16	10.05	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
		<b>10.05</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd	Msd	
(Nmax)	13M_0.08	79	74
(Nmin)	11M_0.08	34	24
(Mmax)	12M_0.08	78	75
(Mmin)	11M_0.08	34	24

Caratteristiche di sollecitazione			
Comb.	Nsd	Msd	
01S1-11M	34	24	
02S1-11T	34	24	
03S1-12M	78	75	
04S1-12T	78	75	
05S1-13M	79	74	
06S1-13T	79	74	
07S1-14-	78	75	
08S1-15-	79	74	
09S1-21M	34	24	
10S1-21T	34	24	
11S1-22M	78	75	
12S1-22T	78	75	
13S1-23M	79	74	
14S1-23T	79	74	
15S1-24-	78	75	
16S1-25-	79	74	
17S1T11M	34	24	
18S1T11T	34	24	
19S1T12M	70	65	
20S1T12T	70	65	
21S1T13M	70	64	
22S1T13T	70	64	
23S1T14-	70	65	
24S1T15-	70	64	
25S1T21M	34	24	
26S1T21T	34	24	
27S1T22M	70	65	
28S1T22T	70	65	
29S1T23M	70	64	
30S1T23T	70	64	
31S1T24-	70	65	
32S1T25-	70	64	
33S2-11M	34	24	
34S2-11T	34	24	
35S2-12M	70	65	
36S2-12T	70	65	
37S2-13M	70	64	
38S2-13T	70	64	
39S2-21M	34	24	
40S2-21T	34	24	
41S2-22M	70	65	
42S2-22T	70	65	
43S2-23M	70	64	
44S2-23T	70	64	
45S2T11M	34	24	
46S2T11T	34	24	
47S2T12M	70	65	
48S2T12T	70	65	
49S2T13M	70	64	
50S2T13T	70	64	
51S2T21M	34	24	
52S2T21T	34	24	
53S2T22M	70	65	
54S2T22T	70	65	
55S2T23M	70	64	
56S2T23T	70	64	
57SED1-	66	66	
58SED2-	66	66	



• Verifica a pressoflessione campata (Solinf-Camp)

Acciaio	
Tensione car. di rottura	$f_{tk} = 540$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione car. di snervamento	$f_{yk} = 450$ N/mm <sup>2</sup>
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$ N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s = 205000$ N/mm <sup>2</sup>
	$\epsilon_{yd} = 0.00191$

Calcestruzzo	
Tipo	C30/37
$R_{ck}$	37 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	30.71 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5
$f_{cd}$	20.5 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd}$	17.4 N/mm <sup>2</sup>

copriferro	50	mm
staffe	12	mm
armat. sec.	12	mm

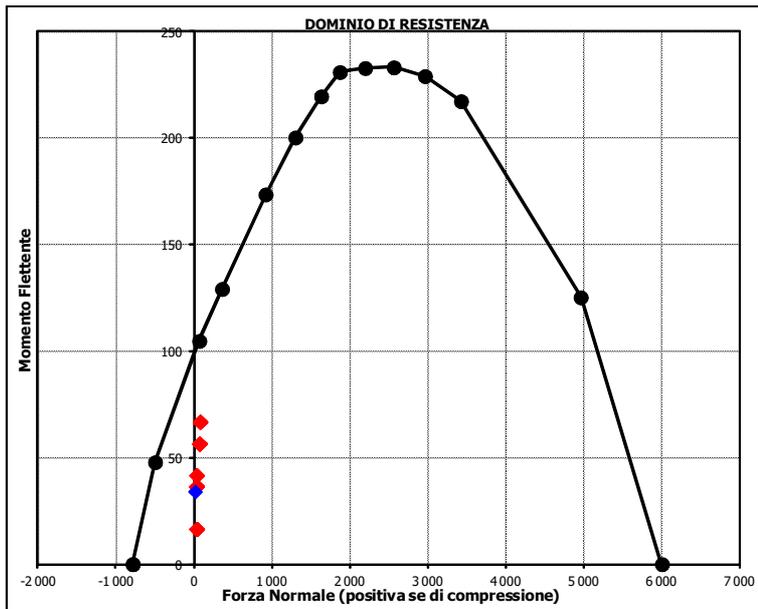
Geometria della sezione	
Altezza geometrica della sezione	$h = 30$ cm
Base della sezione	$b = 100$ cm
Copriferro	$d' = 8.2$ cm
Altezza utile della sezione	$d = 21.8$ cm

Armatura tesa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	16	10.05	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
		<b>10.05</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>

Armatura compressa			
N° ferri	Diametro	Area	
5	16	10.05	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
		0.00	cm <sup>2</sup>
		<b>10.05</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>

Caratteristiche di sollecitazione			
	Comb.	Nsd	Msd
(Nmax)	12M_0.23	78	67
(Nmin)	1_-0.23	20	34
(Mmax)	12M_0.23	78	67
(Mmin)	11M_0.23	34	17

Caratteristiche di sollecitazione			
	Comb.	Nsd	Msd
01S1-11M	34	17	
02S1-11T	34	17	
03S1-12M	78	67	
04S1-12T	78	67	
05S1-13M	33	42	
06S1-13T	33	42	
07S1-14-	78	67	
08S1-15-	33	42	
09S1-21M	34	17	
10S1-21T	34	17	
11S1-22M	78	67	
12S1-22T	78	67	
13S1-23M	33	42	
14S1-23T	33	42	
15S1-24-	78	67	
16S1-25-	33	42	
17S1T11M	34	17	
18S1T11T	34	17	
19S1T12M	70	57	
20S1T12T	70	57	
21S1T13M	33	37	
22S1T13T	33	37	
23S1T14-	70	57	
24S1T15-	33	37	
25S1T21M	34	17	
26S1T21T	34	17	
27S1T22M	70	57	
28S1T22T	70	57	
29S1T23M	33	37	
30S1T23T	33	37	
31S1T24-	70	57	
32S1T25-	33	37	
33S2-11M	34	17	
34S2-11T	34	17	
35S2-12M	70	57	
36S2-12T	70	57	
37S2-13M	33	37	
38S2-13T	33	37	
39S2-21M	34	17	
40S2-21T	34	17	
41S2-22M	70	57	
42S2-22T	70	57	
43S2-23M	33	37	
44S2-23T	33	37	
45S2T11M	34	17	
46S2T11T	34	17	
47S2T12M	70	57	
48S2T12T	70	57	
49S2T13M	33	37	
50S2T13T	33	37	
51S2T21M	34	17	
52S2T21T	34	17	
53S2T22M	70	57	
54S2T22T	70	57	
55S2T23M	33	37	
56S2T23T	33	37	
57SED1-	20	34	
58SED2-	20	34	



- 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**

Tipo	C30/37	
$R_{ck}$	37	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	30.7	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1.5	
$\alpha_{cc}$	0.85	
$f_{cd}$	17.4	N/mm <sup>2</sup>

**Acciaio**

$f_{tk}$	540	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	1.15	
$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>

**Sollecitazioni**

$V_{Ed}$	kN	<b>35</b>
$N_{Ed}$	kN	<b>0</b>

**Soletta inf**
**Armatura a taglio**

Diametro	mm	<b>12</b>
Numero barre		<b>2.5</b>
$A_{sw}$	cm <sup>2</sup>	2.83
Passo s	cm	<b>40</b>
Angolo $\alpha$	°	<b>90</b>

**Armatura longitudinale**

$n_1$		5
$\varnothing_1$	mm	16
$n_2$		
$\varnothing_2$	mm	
Asl	cm <sup>2</sup>	10.05

**Sezione**

$b_w$	cm	100
H	cm	30
c	cm	8.2
d	cm	21.8
k	N/mm <sup>2</sup>	1.96
$v_{min}$	N/mm <sup>2</sup>	0.53
$\rho$		0.0046
$\sigma_{cp}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00
$\alpha_c$		1.00

**Resistenza senza armatura a taglio**

$V_{Rd}$	kN	<b>124</b>
----------	----	------------

**Resistenza con armatura a taglio**

Inclinazione puntone $\theta$	°	<b>21.8</b>
$V_{Rsd}$	kN	136
$V_{RCd}$	kN	589
$V_{Rd}$	kN	<b>136</b>

- Verifica a fessurazione appoggio (Solinf-App)

**Sollecitazioni**

Momento flettente - Combinazione rara	$M_R$	<b>55.15</b>	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	$N_R$	<b>58.14</b>	kN
Momento flettente - Combinazione frequente	$M_F$	<b>47.88</b>	kNm
Sforzo normale - Combinazione frequente	$N_F$	<b>51.81</b>	kN

**Materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	$R_{ck}$	<b>37</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	$f_{ck}$	<b>30.71</b>	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm}$	33019.43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile di compressione calcestruzzo	$\sigma_{camm}$	18.43	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione calcestruzzo	$f_{ctm}$	3.36	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	$f_{ctk}$	2.35	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	$\sigma_{tamm}$	2.80	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento acciaio	$f_{yk}$	450.00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico dell'acciaio	$E_s$	205000.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{samm}$	<b>360.00</b>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	$n$	<b>15.00</b>	-

**Caratteristiche geometriche**

Altezza sezione	H	<b>30.00</b>	cm	
Larghezza sezione	B	<b>100.00</b>	cm	
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	10.05	cm <sup>2</sup>	5 Ø 16 $C_{s1} = 8.2$ cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	0.00	cm <sup>2</sup>	0 Ø 0 $C_{s2} = 9.0$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	10.05	cm <sup>2</sup>	5 Ø 16 $C_{t1} = 8.2$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup>	0 Ø 0 $C_{t2} = 9.0$ cm

**Proprietà sezione in combinazione rara**

Eccentricità dello sforzo normale	$e$ (M)	94.86	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	$u$ (M)	79.86	cm	
Posizione asse neutro	$y$ (M)	7.47	cm	
Area ideale (sezione interamente reagente)	$A_{id}$	3281.49	cm <sup>2</sup>	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	238945.66	cm <sup>4</sup>	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id+}$	44936.28	cm <sup>4</sup>	

**Tensioni nei materiali**

Compressione max nel cls.	$\sigma_c$	<b>8.43</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{camm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma_s$	<b>242.91</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{samm}$

**Proprietà sezione in combinazione frequente**

Eccentricità dello sforzo normale	$e$ (M)	92.43	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	$u$ (M)	77.43	cm	
Posizione asse neutro	$y$ (M)	7.48	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{id}$	3281.49	cm <sup>2</sup>	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	238945.66	cm <sup>4</sup>	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id+}$	44951.03	cm <sup>4</sup>	

**Verifica a fessurazione**

Momento di fessurazione ( $\sigma_{tamm}$ )	$M_{fess}$	47.07	kNm	La sezione è fessurata
Eccentricità per $M=M_{fess}$	$e$ ( $M_{fess}$ )	90.86	cm	
Distanza sforzo N dal bordo sezione per $M=M_{fess}$	$u$ ( $M_{fess}$ )	75.86	cm	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	$y$ ( $M_{fess}$ )	7.49	cm	
Compressione massima nel cls. per $M=M_{fess}$	$\sigma_{cf}$	7.19	N/mm <sup>2</sup>	
Trazione nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	$\sigma_{sf}$	206.16	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	$k_t$	<b>0.40</b>	-	
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	7.50	cm	
Rapporto tra moduli elastici	$\alpha_e$	6.21	-	
Armatura nell'area efficace	$A_{s,eff}$	10.05	cm <sup>2</sup>	
Area efficace	$A_{c,eff}$	750.35	cm <sup>2</sup>	
Rapporto geometrico di armatura	$\rho_{eff}$	0.0134	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	$\epsilon_{sm}$	0.0005	-	
Copri ferro netto	$c'$	5.00	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	$K_1$	<b>0.80</b>	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	$K_2$	<b>0.50</b>	-	
Coefficiente adimensionale	$K_3$	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	$K_4$	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr. ed armatura	$\phi_{eq}$	16.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	$\Delta s_{max}$	373.02	mm	
Distanza media tra le fessure	$\Delta s_m$	219.42	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	$w_m$	0.10	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	$w_d$	<b>0.18</b>	mm	

- Verifica a fessurazione campata (Solinf-Camp)

**Sollecitazioni**

Momento flettente - Combinazione rara	$M_R$	<b>34.35</b>	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	$N_R$	<b>33.47</b>	kN
Momento flettente - Combinazione frequente	$M_F$	<b>42.21</b>	kNm
Sforzo normale - Combinazione frequente	$N_F$	<b>23.59</b>	kN

**Materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	$R_{ck}$	<b>37</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	$f_{ck}$	<b>30.71</b>	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm}$	33019.43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile di compressione calcestruzzo	$\sigma_{camm}$	18.43	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione calcestruzzo	$f_{ctm}$	3.36	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	$f_{ctk}$	2.35	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	$\sigma_{tamm}$	2.80	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento acciaio	$f_{yk}$	450.00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico dell'acciaio	$E_s$	205000.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{samm}$	<b>360.00</b>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	$n$	<b>15.00</b>	-

**Caratteristiche geometriche**

Altezza sezione	H	<b>30.00</b>	cm	
Larghezza sezione	B	<b>100.00</b>	cm	
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	10.05	cm <sup>2</sup>	<b>5</b> Ø <b>16</b> $c_{s1} = \mathbf{8.2}$ cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	0.00	cm <sup>2</sup>	<b>0</b> Ø <b>0</b> $c_{s2} = \mathbf{9.0}$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	10.05	cm <sup>2</sup>	<b>5</b> Ø <b>16</b> $c_{i1} = \mathbf{8.2}$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup>	<b>0</b> Ø <b>0</b> $c_{i2} = \mathbf{9.0}$ cm

**Proprietà sezione in combinazione rara**

Eccentricità dello sforzo normale	$e$ (M)	102.64	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	$u$ (M)	87.64	cm	
Posizione asse neutro	$y$ (M)	7.43	cm	
Area ideale (sezione interamente reagente)	$A_{id}$	3281.49	cm <sup>2</sup>	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	238945.66	cm <sup>4</sup>	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id}^*$	44896.36	cm <sup>4</sup>	

**Tensioni nei materiali**

Compressione max nel cls.	$\sigma_c$	<b>5.26</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{camm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma_s$	<b>152.80</b>	N/mm <sup>2</sup>	< $\sigma_{samm}$

**Proprietà sezione in combinazione frequente**

Eccentricità dello sforzo normale	$e$ (M)	178.92	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	$u$ (M)	163.92	cm	
Posizione asse neutro	$y$ (M)	7.22	cm	
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{id}$	3281.49	cm <sup>2</sup>	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	238945.66	cm <sup>4</sup>	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id}^*$	44746.89	cm <sup>4</sup>	

**Verifica a fessurazione**

Momento di fessurazione ( $\sigma_{tamm}$ )	$M_{fess}$	45.70	kNm	La sezione non è fessurata
---	------------	-------	-----	----------------------------

## 10. INCIDENZA MURO U

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

Piedritti	<b>95 kg/mc</b>
Soletta inferiore	<b>95 kg/mc</b>

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.

## 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.

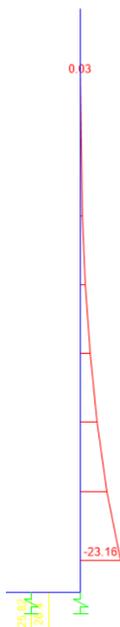
### 11.3 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

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  $SPTDX=22.28$  kN/m.

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



<b>Calcolo analitico</b>			
Carico triangolare distribuito	$G_2$	22.28	kN/m
Luce di calcolo	L	2.6	m
Momento all'incastro	$M_{max}$	25.10	kNm/m
<b>SAP2000</b>			
Momento all'incastro	$M_{1/2}$	23.16	kNm/m
Errore	e	8.4%	

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.