

<b>COMMITTENTE</b> Comune di Pogliano Milanese Piazza Avis Aido, 6 20010 Pogliano Milanese Milano		<b>PONTE CARRABILE E CICLOPEDONALE SULLA SP 229</b>  Via Allende – via Don Corti 20010 Pogliano Milanese Milano	
<b>PROGETTISTA</b> Prof.Ing. Edmondo Vitiello <b>Collaboratori:</b> Dott. Ing. Emanuele Corino(strutture) Dott. Arch. Laura Franzon (prog. definitivo) Arch. Gloria Cossa (prog. esecutivo) Dott. Ing. Carlo Marano (CSP) Dott. Arch. Giorgio Masiero (renderings)		<b>PROGETTO ESECUTIVO CALCOLI DELLE STRUTTURE</b>	<b>R02</b>
		<b>NOME FILE</b> R02_calcoli delle strutture.doc	
DATA prima emissione	21/09/2015	Revisioni	07.10.15
<b>EN.SE di Edmondo Vitiello e C. s.a.s.</b> Via Carlo de Cristoforis, 2 – 20124 Milano tel. 02 20010536-7 Fax 02 20010543 e-mail: ense@progettistrutture.it Tutti i diritti di'autore e di esclusiva sono riservati a norma di legge			

## Sommario

1. Normative di riferimento .....	4
2. Materiali.....	4
2.1 Acciaio.....	4
2.2 Calcestruzzo .....	5
3. Analisi dei carichi .....	6
3.1 Carichi permanenti strutturali.....	6
3.2 Carichi permanenti non strutturali.....	6
3.3 Spinta delle terre (a riposo) .....	6
3.4 Azioni del vento (par.3.3.2 e 5.1.3.7 delle NTC2008) .....	6
3.5 Azioni della neve (par.3.4 e 5.1.3.7 delle NTC2008) .....	6
3.6 Azioni della temperatura (par.3.5.5 delle NTC2008).....	7
3.7 Azioni variabili da traffico (par.5.1.3.3.3 delle NTC2008).....	7
3.8 Carichi da folla (par.5.1.3.3.3 delle NTC2008).....	7
3.9 Azione sismica (par.3.2 delle NTC2008).....	7
3.9.1 Spinta del terreno in fase sismica.....	8
4. Combinazioni di calcolo .....	9
5. Analisi dei principali elementi strutturali .....	11
5.1 Soletta in c.a. su lamiera grecata .....	11
5.1.1 Descrizione generale .....	11
5.1.2 Analisi dei carichi .....	12
5.1.3 Sollecitazioni.....	12
5.1.4 Verifiche.....	12
5.2 Impalcato (travi con soletta collaborante) .....	14
5.2.1 Descrizione generale .....	14
5.2.2 Calcolo della larghezza efficace della soletta in calcestruzzo .....	16
5.2.3 Caratteristiche della sezione composta .....	17
5.2.4 Modello di calcolo .....	18
5.2.5 Analisi dei carichi .....	19
5.2.6 Sollecitazioni.....	20
5.2.7 Verifiche a flessione SLE-SLU.....	23
5.2.8 Verifiche a taglio SLU .....	24

5.2.9	Spostamenti verticali.....	25
5.2.10	Verifica dei connettori a taglio (pioli).....	26
5.3	Spalla.....	29
5.3.1	Descrizione generale .....	29
5.3.2	Calcolo delle reazioni in corrispondenza dei pali .....	30
5.4	Muro di sostegno .....	32
5.4.1	Descrizione generale .....	32
5.4.2	Verifica della resistenza strutturale della sezione di incastro del muro verticale (STR) . .....	33
5.4.3	Verifica al ribaltamento (EQU).....	34

## 1. Normative di riferimento

- [1] D.M. Infrastrutture, 14 Gennaio 2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni*
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, *Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008*
- [3] UNI C.N.R. 10011 – Bollettino Ufficiale (Norme Tecniche), 1986, e successive modifiche

## 2. Materiali

### 2.1 Acciaio

**Per l'acciaio per cemento armato** si utilizzano barre ad aderenza migliorata B450C, contraddistinte dalle seguenti caratteristiche in termini di tensione (par.11.3.2.1 delle NTC2008):

$f_{y,nom} = 450\text{N/mm}^2$ , tensione caratteristica di snervamento;  
 $f_{t,nom} = 540\text{N/mm}^2$ , tensione caratteristica di rottura.

Per le verifiche agli stati limite ultimi, la resistenza di calcolo dell'acciaio  $f_{yd}$  è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 450/1.15 = 391\text{N/mm}^2 \text{ (par.4.1.2.1.1.3 delle NTC2008)}$$

Per le verifiche in esercizio (combinazione di carico “rara”) il limite di norma agli sforzi dell'acciaio di armatura pari a  $0.8 \cdot f_{yk} = 0.8 \cdot 450 = 360\text{N/mm}^2$  (par.4.1.2.2.5.2 delle NTC2008).

**Per le strutture metalliche** si adotta un acciaio S355 secondo UNI EN 10025-2 (profili a sezione aperta), contraddistinto dalle seguenti caratteristiche in termini di tensione ( $t \leq 40\text{mm}$  – par.11.3.4.1 delle NTC2008):

$f_{yk} = 355\text{N/mm}^2$ , tensione caratteristica di snervamento;  
 $f_{tk} = 510\text{N/mm}^2$ , tensione caratteristica di rottura.

Per le verifiche agli stati limite ultimi, la resistenza di calcolo dell'acciaio  $f_{yd}$  è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk}/1.05 = 355/1.05 = 338\text{N/mm}^2$$

Le verifiche degli sforzi in esercizio (SLE) saranno eseguite secondo par.3.3.2 delle UNI C.N.R. 10011:

$\sigma_{amm} = 240\text{N/mm}^2$  (carichi frequenti)  
 $\sigma_{amm} = 240 \cdot 1.125 = 270\text{N/mm}^2$  (carichi rari)

Per l'acciaio si fa riferimento a:

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$  modulo elastico;

$\nu = 0.3$  coefficiente di Poisson;

$G = E/(2 \cdot (1 + \nu)) = 87500 \text{ N/mm}^2$  modulo elasticità trasversale.

## 2.2 Calcestruzzo

Si adotta un calcestruzzo avente classe di resistenza C32/40 per le solette e classe C28/35 per le altre strutture.

Essi sono contraddistinti dalle seguenti caratteristiche in termini di tensione (par.11.2.10 delle NTC2008):

- Calcestruzzo C32/40

$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$  resistenza caratteristica cubica a compressione;

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$  resistenza caratteristica cilindrica a compressione;

$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625 \text{ N/mm}^2$  modulo elastico istantaneo

$\sigma_{amm} = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.94 \text{ N/mm}^2$  tensione massima ammissibile per le verifiche in esercizio

- Calcestruzzo C28/35

$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$  resistenza caratteristica cubica a compressione;

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$  resistenza caratteristica cilindrica a compressione;

$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 32588 \text{ N/mm}^2$  modulo elastico istantaneo

$\sigma_{amm} = 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$  tensione massima ammissibile per le verifiche in esercizio

Si adotta un'apertura massima delle fessure pari a 0.3mm (par.4.1.2.2.4 delle NTC2008).

### 3. Analisi dei carichi

#### 3.1 Carichi permanenti strutturali

Il peso proprio degli elementi strutturali è valutato in funzione della densità del materiale che li costituisce. Si considera:

- per gli elementi in calcestruzzo armato:  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$ ;
- per gli elementi in carpenteria metallica:  $\gamma = 78.50 \text{ kN/m}^3$ .

#### 3.2 Carichi permanenti non strutturali

- Peso proprio della pavimentazione stradale:  
binder + strato usura:  $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$   
massetto in calcestruzzo alleggerito:  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Peso proprio dei guardrails + parapetti (e rete) metallici:  $p = 1.50 \text{ kN/m}$

#### 3.3 Spinta delle terre (a riposo)

La spinta delle terre a riposo è valutata secondo i seguenti parametri geotecnici:

- peso proprio del terreno:  $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
- angolo di resistenza al taglio del terreno:  $\varphi = 40^\circ$
- coefficiente di spinta a riposo:  $k_0 = 1 - \sin\varphi$

#### 3.4 Azioni del vento (par.3.3.2 e 5.1.3.7 delle NTC2008)

Zona 1 (Tab.3.3.I):  $v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$  (velocità di riferimento)

Classe di rugosità del terreno (Tab.3.3.III): B

Categoria di esposizione (Tab.3.3.II) IV

Per quanto riguarda l'impalcato del ponte, l'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile).

Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

#### 3.5 Azioni della neve (par.3.4 e 5.1.3.7 delle NTC2008)

Il carico provocato dalla neve è valutato secondo la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

dove

$\mu_i = 1.00$	coefficiente di forma della copertura
$q_{sk} = 1.50\text{kN/m}^2$	valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno pari a 50 anni (Zona I – Alpina)
$C_E = 1.00$	coefficiente di esposizione per topografia “normale” (Tab.3.4.1 delle NTC2008)
$C_t = 1.00$	coefficiente termico

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico.

### 3.6 Azioni della temperatura (par.3.5.5 delle NTC2008)

Per la valutazione delle azioni della temperatura, si considerano i dati riportati nella Tab.3.5II delle NTC2008:

- per strutture in acciaio esposte:  $\Delta T_u = \pm 25^\circ\text{C}$
- per strutture in c.a. esposte:  $\Delta T_u = \pm 15^\circ\text{C}$

### 3.7 Azioni variabili da traffico (par.5.1.3.3 delle NTC2008)

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dallo schema di carico 1 (riportato al par.5.1.3.3 e Fig.5.12 delle NTC2008) costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40m, e da carichi uniformemente distribuiti.

Per i ponti di 2<sup>a</sup> Categoria si devono considerare sulla corsia un carico asse  $Q_{1k} = 240\text{kN}$  ed un carico distribuito  $q_{1k} = 7.20\text{kN/m}^2$ .

### 3.8 Carichi da folla (par.5.1.3.3 delle NTC2008)

Il carico da folla è costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di  $5.00\text{kN/m}^2$ .

### 3.9 Azione sismica (par.3.2 delle NTC2008)

Vita nominale (Tab.2.4.I - NTC2008):	$V_N = 50$ anni
Classe d'uso:	II ( $C_U = 1.0$ – Tab.2.4.II - NTC2008)
Periodo di riferimento dell'azione sismica:	$V_R = V_N \cdot C_U = 50$ anni
Categoria sottosuolo (Tab.3.2.II - NTC2008):	C
Categoria topografica (Tab.3.2.IV - NTC2008):	T1
Parametri sismici:	

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	60	0,022	2,527	0,188
Danno (SLD)	101	0,027	2,593	0,206
Salvaguardia vita (SLV)	949	0,049	2,719	0,305
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0,057	2,802	0,323
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100			

In conclusione l'accelerazione massima da considerare nelle verifiche sismiche per SLU-SLV risulta:  $a_{gmax}=1,2 \times 0,049=1,06g$

### 3.9.1 Spinta del terreno in fase sismica

La spinta esercitata dal terreno in fase sismica, è valutata secondo la formula di Mononobe-Okabe.

Coefficiente di spinta attiva (statico + dinamico):

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$



## 4. Combinazioni di calcolo

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (par.2.5.3 delle NTC2008):

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

**Tabella 2.6.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 2.5.I** – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

**Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_Q$	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 1,00 <sup>(4)</sup>	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00
<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. <sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. <sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna <sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali					

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanent)
Azioni da traffico (Tabella 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 $q_5$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_5$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T <sub>k</sub>	0,6	0,6	0,5

## 5. Analisi dei principali elementi strutturali

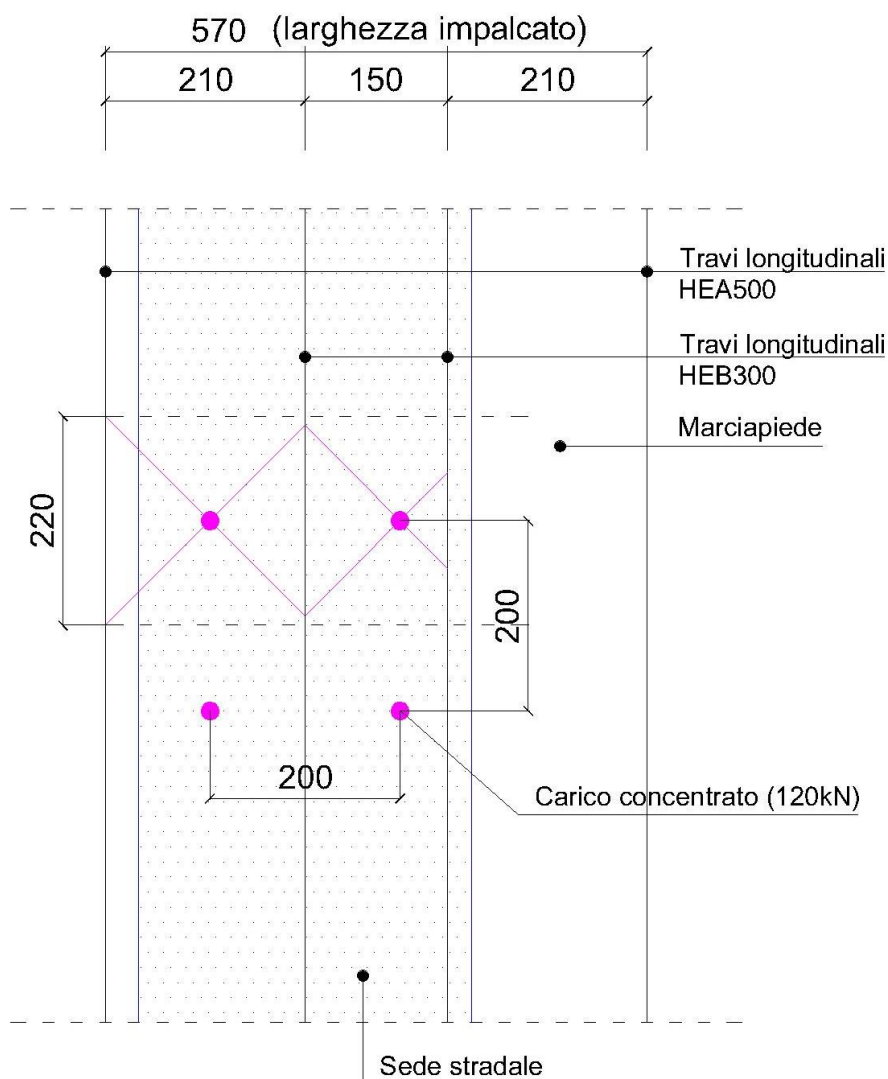
### 5.1 Soletta in c.a. su lamiera grecata

#### 5.1.1 Descrizione generale

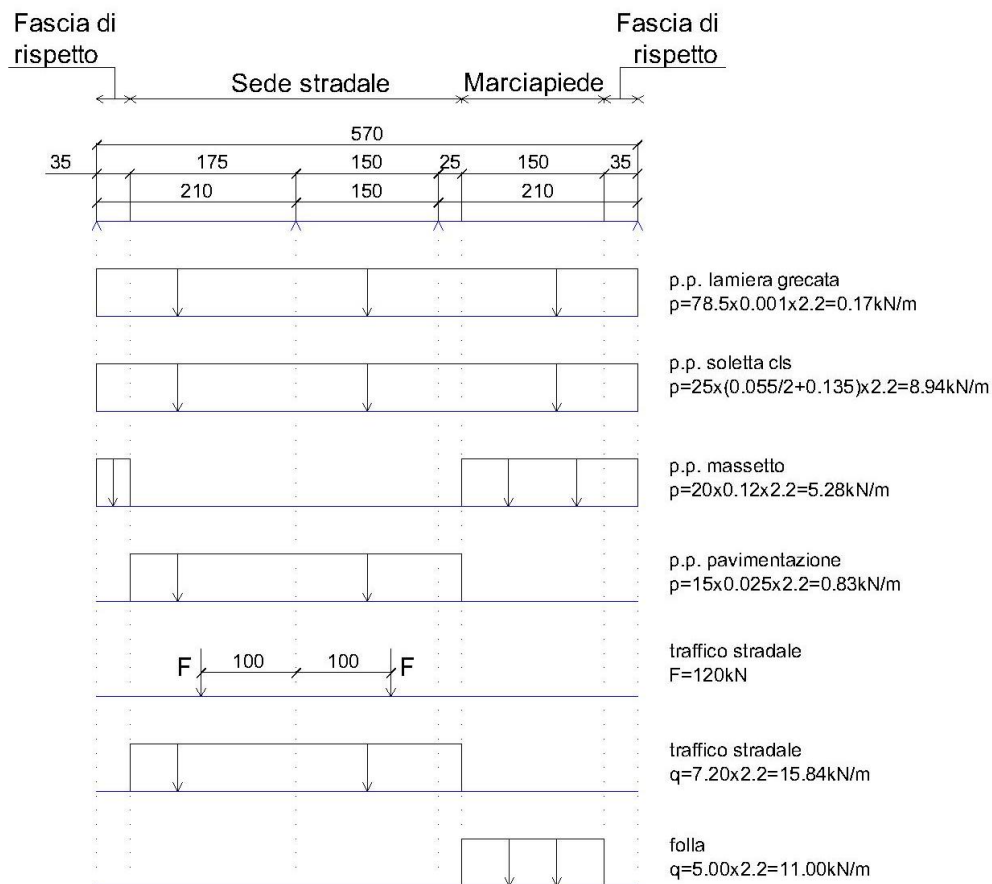
Si considera la sezione trasversale dell'impalcato del ponte. Essa è realizzata mediante una soletta in c.a. di spessore pari a 19cm, gettata sopra una lamiera grecata ( $h=55\text{mm}$  – sp.10/10) e appoggiata in corrispondenza delle travi principali longitudinali in carpenteria metallica. La lamiera grecata ha funzione solo di cassero a perdere.

Il carico principale gravante sulla soletta è costituito dalle azioni variabili del traffico e, in particolare, dai carichi concentrati su due assi in tandem aventi intensità pari a 240kN per carico asse.

La seguente immagine dimostra come, a seguito di una ripartizione a  $45^\circ$  del carico asse, la larghezza di sezione reagente di soletta sia pari a 220cm.

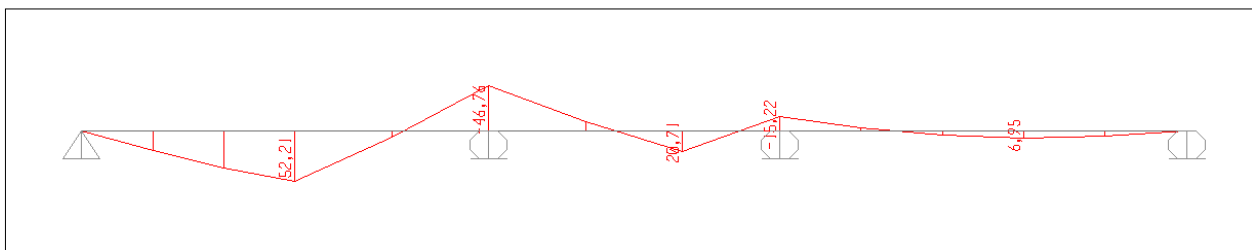


### 5.1.2 Analisi dei carichi



### 5.1.3 Sollecitazioni

Le seguenti immagini mostrano l'andamento delle azioni flettenti [kNm/(2.20m di soletta)] sulla sezione trasversale dell'impalcato pari a una striscia larga 220cm, dovuto ai carichi esplicitati al paragrafo precedente e valutati allo stato limite di esercizio (SLE).



### 5.1.4 Verifiche

Le verifiche sono condotte sulla sezione trasversale di un travetto.

- Sezione di mezzzeria

$h = 19 \text{ cm}$

b = 15cm

Armatura superiore: 1Ø12/15cm (ogni gola)

Armatura inferiore: 1Ø12/15cm (ogni gola)

Verifica SLE:  $M_{SLE} = 52.21\text{kNm} / 2.20\text{m} \times 0.15\text{m} = 3.56\text{kNm}/15\text{cm}$

$$\sigma_c = -5.61\text{N}/\text{mm}^2$$

$$\sigma_s = 21.3.30\text{N}/\text{mm}^2$$

Verifica SLU:  $M_{SLU} = 3.56\text{kNm}/15\text{cm} \times 1.35 = 4.80\text{kNm}/15\text{cm}$

$$M_{Rd} = 7.03\text{kNm}/15\text{cm} > M_{SLU}$$

- Sezione di appoggio

h = 19cm

b = 5cm

Armatura superiore: 1Ø12/15cm (ogni gola)

Armatura inferiore: 1Ø12/15cm (ogni gola)

Verifica SLE:  $M_{SLE} = -46.76\text{kNm} / 2.20\text{m} \times 0.15\text{m} = -3.19\text{kNm}/15\text{cm}$

$$\sigma_c = -8.48\text{N}/\text{mm}^2$$

$$\sigma_s = 198.60\text{N}/\text{mm}^2$$

Verifica SLU:  $M_{SLU} = -3.19\text{kNm}/15\text{cm} \times 1.35 = -4.30\text{kNm}/15\text{cm}$

$$M_{Rd} = -6.49\text{kNm}/15\text{cm} > M_{SLU}$$

## 5.2 Impalcato (travi con soletta collaborante)

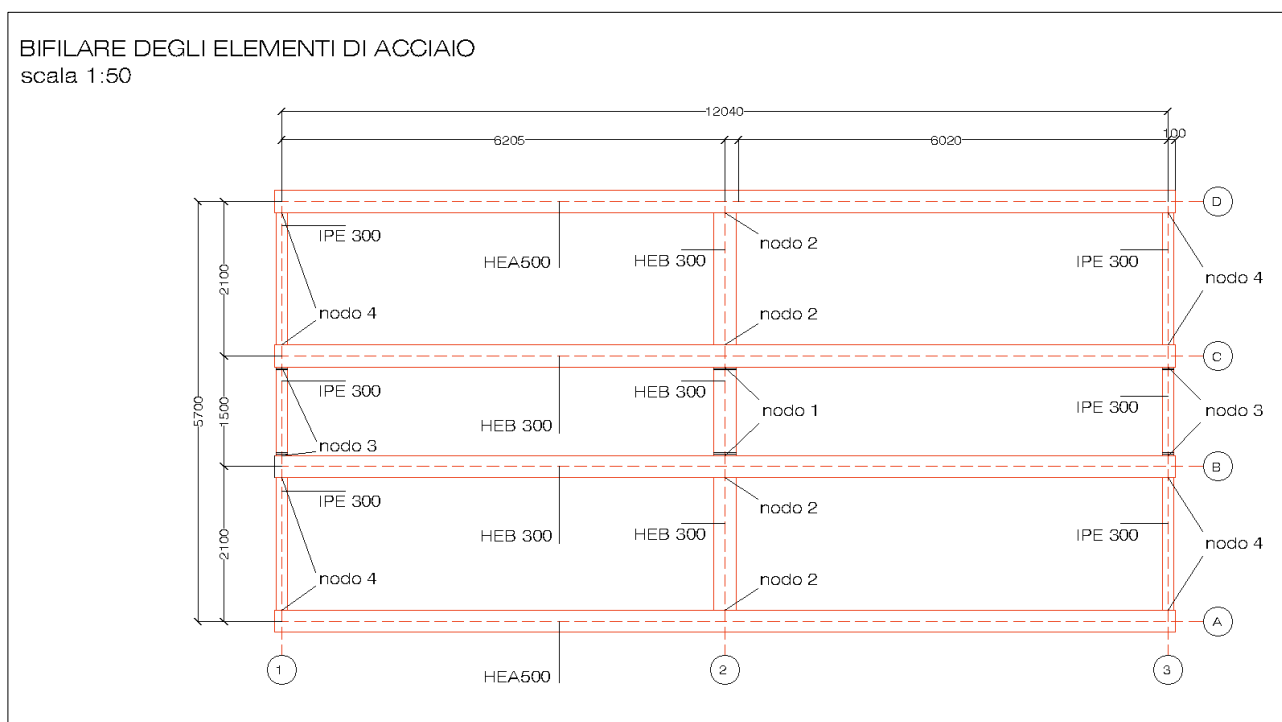
### 5.2.1 Descrizione generale

L'impalcato del ponte (luce pari a circa 12.00m) è realizzato mediante:

- n.4 travi in carpenteria metallica (n.2 HEB300 “interne” e n.2 HEA500 “esterne”);
- soletta in c.a. gettata su lamiera grecata e resa collaborante con le travi in carpenteria metallica tramite pioli tipo Nelson.

L'impalcato è ulteriormente irrigidito mediante la presenza di un traverso (HEB300), localizzato a metà della campata, e di due traversi IPE 300 in asse agli appoggi.

Il ponte si appoggia su delle spalle in cemento armato realizzate mediante delle strutture scatolari (cassoni) in cemento armato fondati su pali.



abile ad arco  
(vedi prospetti)

500

3500

1500

500

variabile ad arco  
(vedi prospetti)

2200 mm

Rete metallica Ø2 30x30  
con montanti UHM60 passo  
200 cm (h = 200 cm)

Guardrail tipo  
Niercegaglia 2 waves-12  
bordoponte

Nassetto c.a h=120

0.5% (3cm diff.)

Cordoli cis pref 100x100

Nassetto c.a h=85

Asfalto rosso h=30

Nassetto c.a h=120

Guaina impermeabilizzazione h=5

Asfalto nero h=30

Pioli tipo  
Nelson

L. 60x6  
saldato

Lamiera grecata  
h=55mm - sp. 10/10

11LtA300

11LtA500

11Lt3 300

Soletta c.a.

11Lt3 300

n.1 traverso mezz'era: 11Lt3 300  
n.2 traversi testata: 11Lt 300

L. 60x6  
saldato

Pioli tipo  
Nelson

150

2100

1500

2100

150

5700

### 5.2.2 Calcolo della larghezza efficace della soletta in calcestruzzo

La larghezza efficace della soletta in calcestruzzo si determina mediante l'espressione riportata al par.4.3.2.3 delle NTC2008:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

dove

$b_0$  distanza tra gli assi dei connettori;

$b_{ei} = \min (L_e/8, b_i)$  valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta;

$L_e$  luce della trave per le travi semplicemente appoggiate.

- Per le travi “interne”:

$$b_0 = 0$$

$$b_{e1} = \min (1200/8, 210/2) = \min (150, 105) = 105\text{cm}$$

$$b_{e2} = \min (1200/8, 150/2) = \min (150, 75) = 75\text{cm}$$

$$b_{\text{eff}} = 0 + 105 + 75 = 180\text{cm}$$

- Per le travi “esterne”:

$$b_0 = 0$$

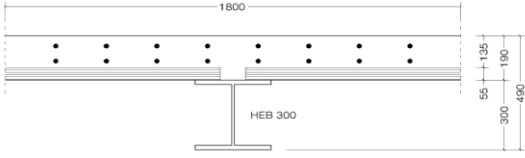
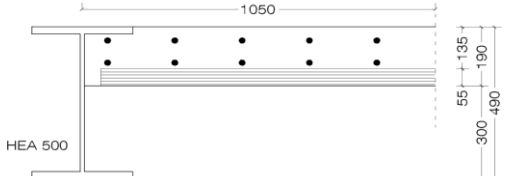
$$b_{e1} = 0$$

$$b_{e2} = \min (1200/8, 210/2) = \min (150, 105) = 105\text{cm}$$

$$b_{\text{eff}} = 0 + 0 + 105 = 105\text{cm}$$



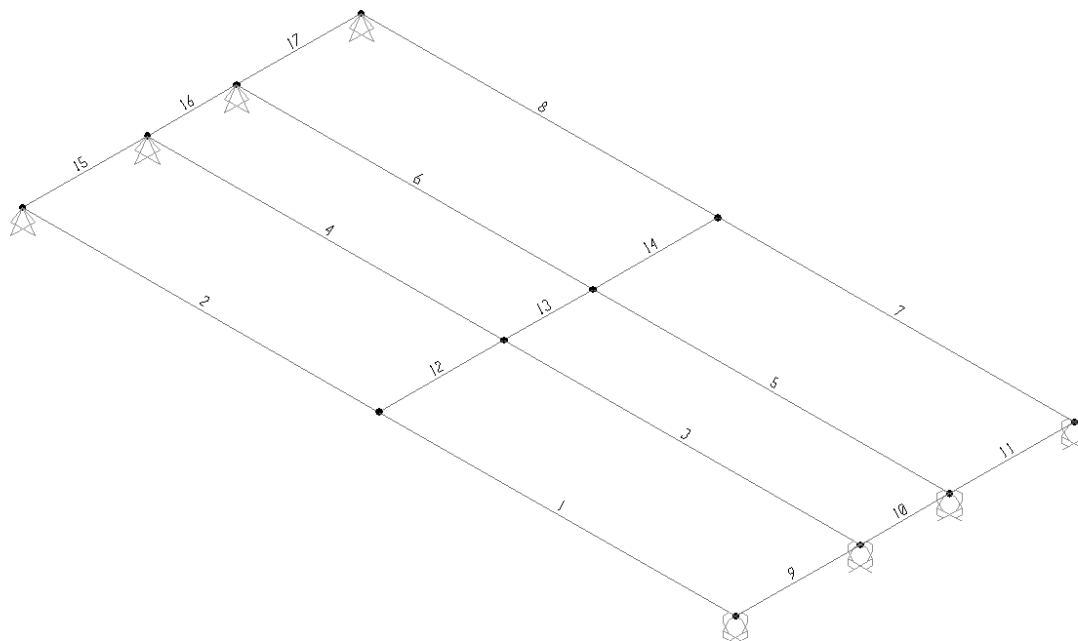
### 5.2.3 Caratteristiche della sezione composta

TRAVE LONGITUDINAL E	INTERNA	ESTERNA
		
	FASE DI GETTO	FASE DI GETTO
Profilo	IPE300	HEA 500
A [cm <sup>2</sup> ]	149,1	197,5
I [cm <sup>4</sup> ]	25170	86970
W <sub>els</sub> [cm <sup>3</sup> ]	1678	3550
	CARICHI DI LUNGA DURATA (n=20)	CARICHI DI LUNGA DURATA (n=20)
b <sub>eff</sub> [cm]	180	105
h <sub>c</sub> [cm]	13,5	13,5
A <sub>sup</sub>	Ø12/20cm	Ø12/20cm
A <sub>inf</sub>	Ø12/20cm	Ø12/20cm
y <sub>G</sub> [cm]	20,46	19,28
A <sub>id</sub> [cm <sup>2</sup> ]	291	280
J <sub>id</sub> [cm <sup>4</sup> ]	79304	106482
W <sub>els</sub> [cm <sup>3</sup> ]	2828	3583
W <sub>elc</sub> [cm <sup>3</sup> ]	77529	110434
	CARICHI DI BREVE DURATA (n=6)	CARICHI DI BREVE DURATA (n=6)
b <sub>eff</sub> [cm]	180	105
h <sub>c</sub> [cm]	13,5	13,5
A <sub>sup</sub>	Ø12/20cm	Ø12/20cm
A <sub>inf</sub>	Ø12/20cm	Ø12/20cm
y <sub>G</sub> [cm]	13,69	14,63
A <sub>id</sub> [cm <sup>2</sup> ]	574	445
J <sub>id</sub> [cm <sup>4</sup> ]	110591	125321
W <sub>els</sub> [cm <sup>3</sup> ]	3177	3646
W <sub>elc</sub> [cm <sup>3</sup> ]	48459	51407

b <sub>eff</sub>	larghezza efficace della soletta
h <sub>c</sub>	altezza della soletta
A <sub>sup</sub>	armatura longitudinale disposta al lembo superiore della soletta
A <sub>inf</sub>	armatura longitudinale disposta al lembo inferiore della soletta
y <sub>G</sub> [cm]	baricentro della sezione omogeneizzata, valutato rispetto all'estradosso della soletta
A <sub>id</sub> [cm <sup>2</sup> ]	area della sezione omogeneizzata
J <sub>id</sub> [cm <sup>4</sup> ]	momento di inerzia della sezione omogeneizzata
W <sub>els</sub> [cm <sup>3</sup> ]	modulo di resistenza (elastico) della sezione omogeneizzata, valutato rispetto all'intradosso della trave metallica
W <sub>elc</sub> [cm <sup>3</sup> ]	modulo di resistenza (elastico) della sezione omogeneizzata, valutato rispetto all'estradosso della soletta

### 5.2.4 Modello di calcolo

Il modello numerico ad elementi finiti illustrato nella seguente immagine è stato adottato ai fini dell'analisi dell'impalcato.



È costituito da elementi tipo FRAME che riproducono le caratteristiche geometriche e meccaniche delle sezioni composte delle travi longitudinali e trasversali.

Per tener conto del diverso comportamento dell'impalcato (in termini di rigidezza), in funzione dei carichi su di esso gravanti, le sollecitazioni sono estrapolate da tre modelli e più precisamente:

1. Modello relativo alle fasi di getto  
Elementi frame che riproducono le sole caratteristiche della sezione in carpenteria metallica (soletta presente solo in termini di carico)
2. Modello per carichi di lunga durata (permanenti non strutturali e variazioni termiche)  
Elementi frame che riproducono le caratteristiche geometriche della sezione composta valutate per  $n=20$
3. Modello per carichi di breve durata (accidentali)  
Elementi frame che riproducono le caratteristiche geometriche della sezione composta valutate per  $n=6$

### 5.2.5 Analisi dei carichi

Nel capitolo precedente, relativo alla soletta in c.a. su lamiera grecata, sono illustrati i carichi agenti sulla sezione trasversale corrente dell'impalcato.

Il modello di calcolo a trave considerato ha permesso di valutare le reazioni vincolari in corrispondenza degli appoggi coincidenti con le travi longitudinali dell'impalcato.

Tali reazioni vengono ora distribuite uniformemente lungo lo sviluppo delle stesse travi longitudinali al fine di calcolare le sollecitazioni in esse agenti.

<b>TRAVE ESTERNA:</b>	Elementi	1	-	2
<b>Carichi permanenti strutturali (modello 1)</b>				
p.p. della trave in acciaio			1,55	kN/m
p.p. della lamiera grecata			0,07	kN/m
p.p. della soletta in cls			3,56	kN/m
parapetto + guardrail			1,50	kN/m
<b>Carichi permanenti non strutturali (modello 2)</b>				
p.p. della pavimentazione			1,02	kN/m
<b>Carichi accidentali (modello 3)</b>				
Traffico stradale (concentrato)*			39,26	kN
Traffico stradale (distribuito)			3,85	kN/m
Folla			0,14	kN/m
<b>TRAVE INTERNA:</b>	Elementi	3	-	4
<b>Carichi permanenti strutturali (modello 1)</b>				
p.p. della trave in acciaio			1,17	kN/m
p.p. della lamiera grecata			0,16	kN/m
p.p. della soletta in cls			8,01	kN/m
<b>Carichi permanenti non strutturali (modello 2)</b>				
p.p. della pavimentazione			0,27	kN/m
<b>Carichi accidentali (modello 3)</b>				
Traffico stradale (concentrato)*			141,68	kN
Traffico stradale (distribuito)			15,88	kN/m
Folla			-1,34	kN/m
<b>TRAVE INTERNA:</b>	Elementi	5	-	6
<b>Carichi permanenti strutturali (modello 1)</b>				
p.p. della trave in acciaio			1,17	kN/m
p.p. della lamiera grecata			0,16	kN/m
p.p. della soletta in cls			8,01	kN/m
<b>Carichi permanenti non strutturali (modello 2)</b>				
p.p. della pavimentazione			3,18	kN/m
<b>Carichi accidentali (modello 3)</b>				
Traffico stradale (concentrato)*			62,00	kN
Traffico stradale (distribuito)			5,54	kN/m
Folla			5,84	kN/m
<b>TRAVE ESTERNA:</b>	Elementi	7	-	8
<b>Carichi permanenti strutturali (modello 1)</b>				
p.p. della trave in acciaio			1,55	kN/m
p.p. della lamiera grecata			0,07	kN/m
p.p. della soletta in cls			3,56	kN/m
parapetto + guardrail			1,50	kN/m
<b>Carichi permanenti non strutturali (modello 2)</b>				
p.p. della pavimentazione			2,13	kN/m
<b>Carichi accidentali (modello 3)</b>				
Traffico stradale (concentrato)*			-2,93	kN
Traffico stradale (distribuito)			-0,06	kN/m
Folla			2,86	kN/m

(\*): trattasi di n.2 forze concentrate di intensità pari a quella evidenziata in tabella, aventi interasse 200cm in senso longitudinale e collocate nelle posizioni più sfavorevoli, ai fini del calcolo delle sollecitazioni, lungo l'allineamento della trave  
(\*\*): carico positivo = concorde con la forza di gravità

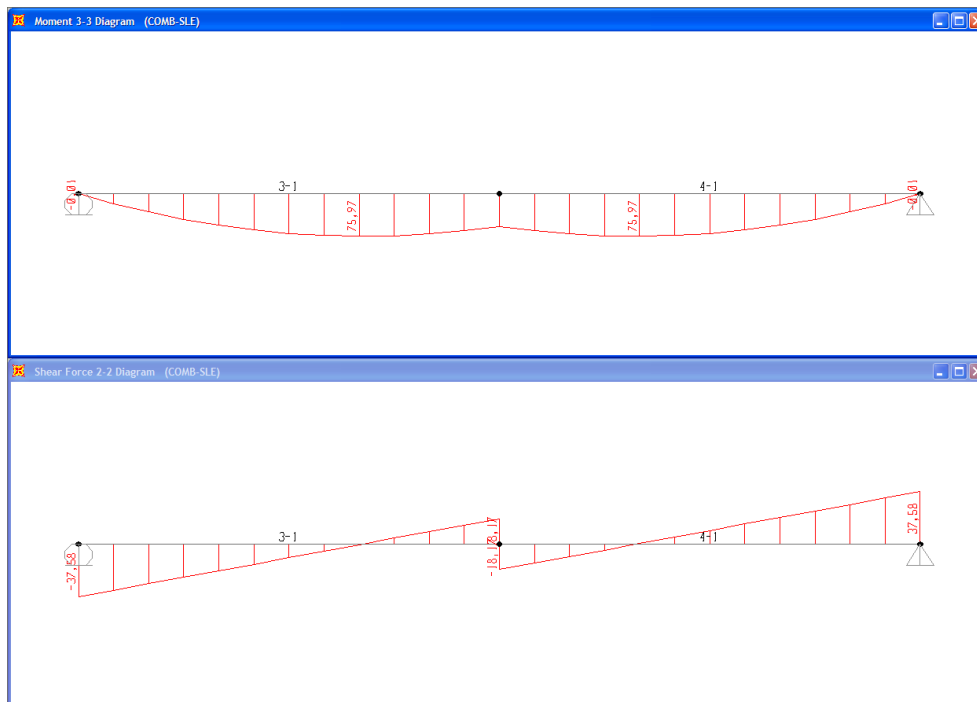
## 5.2.6 Sollecitazioni

### MODELLO 1

Combinazione SLE dei carichi

### Trave interna – Elementi 3-4

Momento flettente (sopra) [kNm] / Taglio (sotto) [kN]

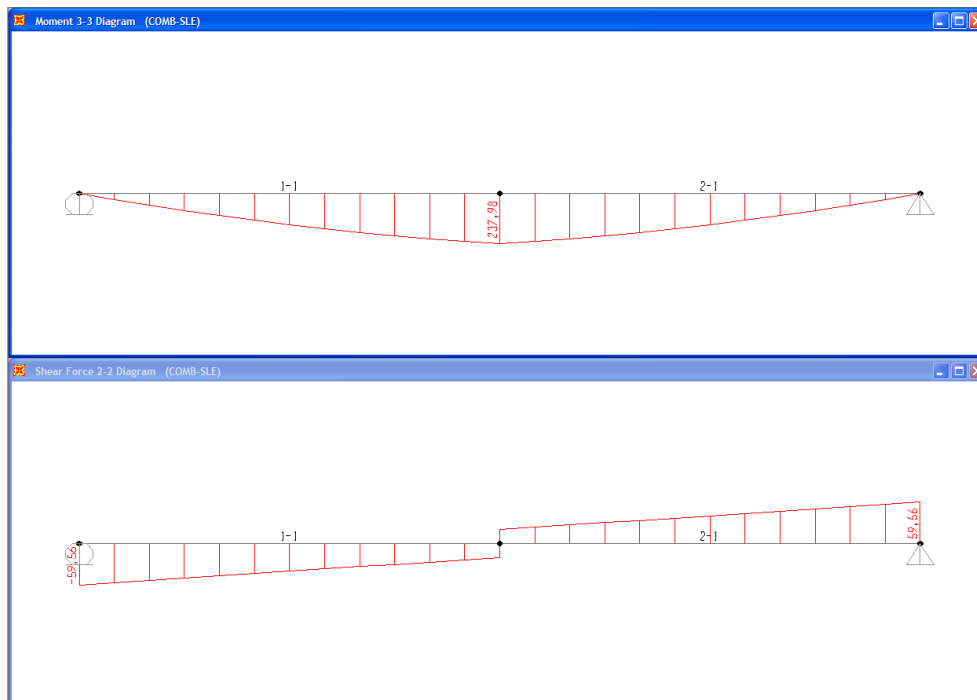


### MODELLO 1

Combinazione SLE dei carichi

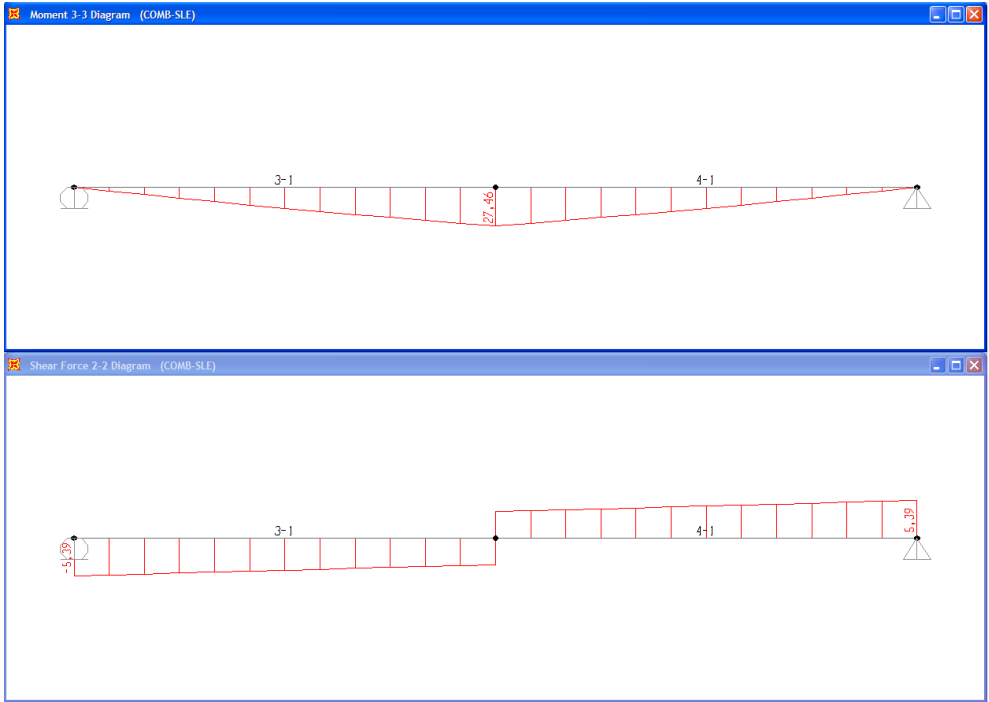
### Trave esterna – Elementi 1-2

Momento flettente (sopra) [kNm] / Taglio (sotto) [kN]



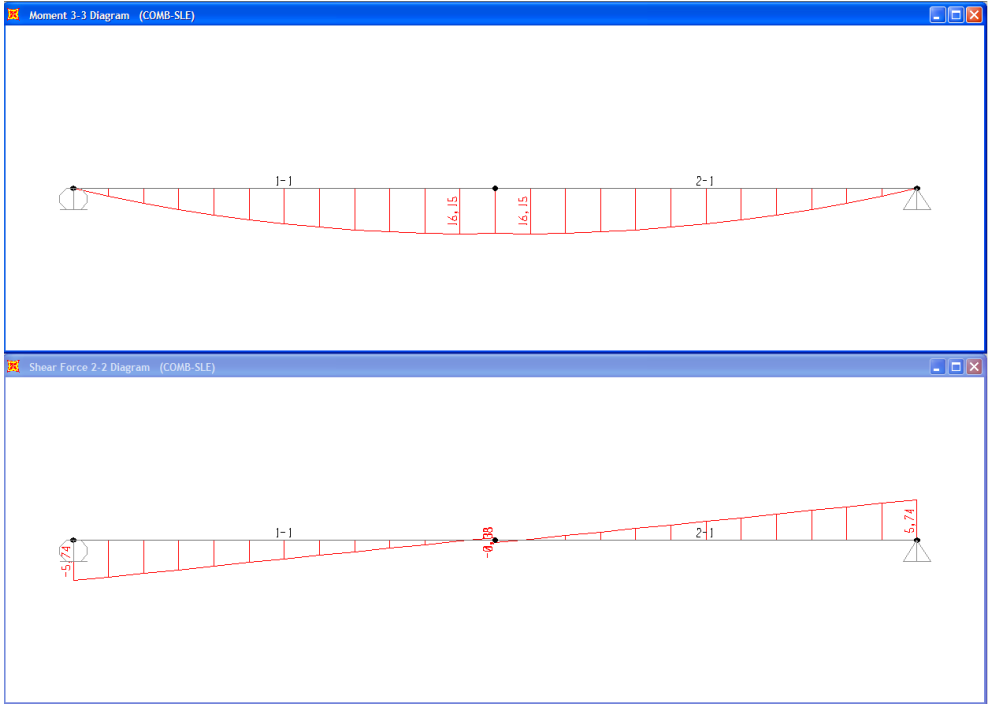
**MODELLO 2**  
Combinazione SLE dei carichi

**Trave interna – Elementi 3-4**  
Momento flettente (sopra) [kNm] / Taglio (sotto) [kN]



**MODELLO 2**  
Combinazione SLE dei carichi

**Trave esterna – Elementi 1-2**  
Momento flettente (sopra) [kNm] / Taglio (sotto) [kN]



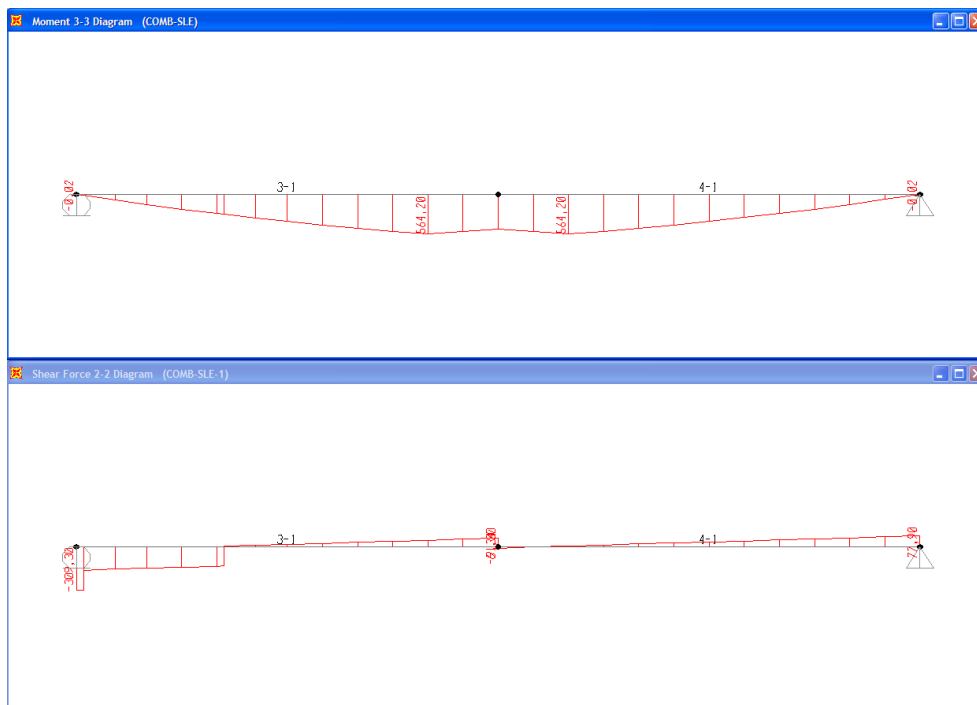
### MODELLO 3

Combinazione SLE dei carichi

### Trave interna – Elementi 3-4

Momento flettente (sopra) [kNm] per carico da traffico viario concentrato in corrispondenza della mezzeria della trave

Taglio (sotto) [kN] per carico da traffico viario concentrato in corrispondenza dell'appoggio della trave



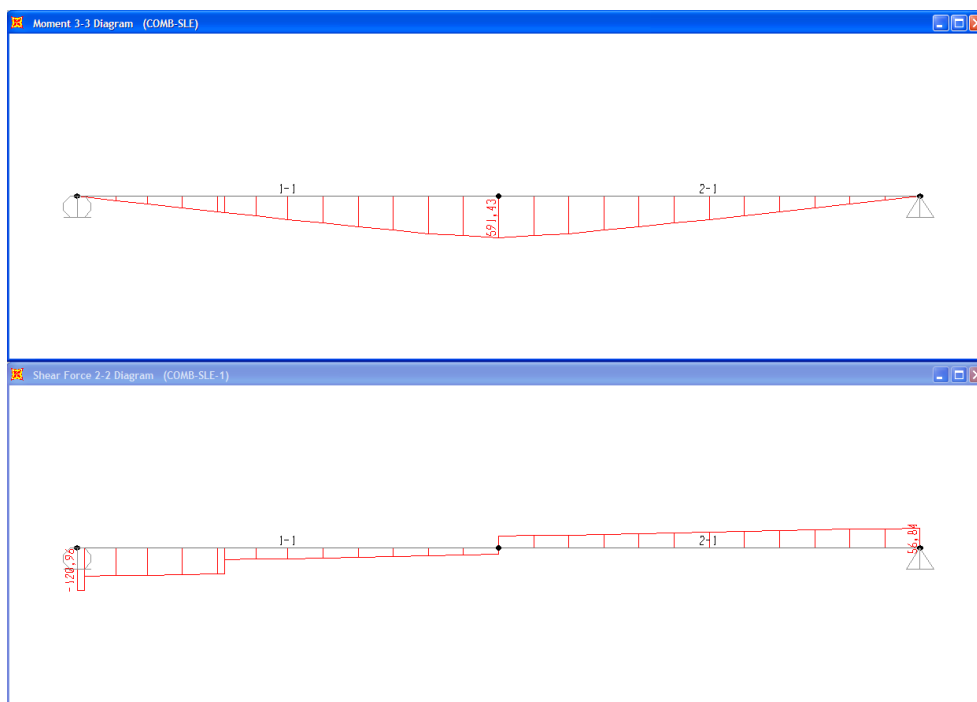
### MODELLO 3

Combinazione SLE dei carichi

### Trave esterna – Elementi 1-2

Momento flettente (sopra) [kNm] per carico da traffico viario concentrato in corrispondenza della mezzeria della trave

Taglio (sotto) [kN] per carico da traffico viario concentrato in corrispondenza dell'appoggio della trave



### 5.2.7 Verifiche a flessione SLE-SLU

TRAVE INTERNA				Elementi 3		-	4
Modello	Descrizione	n	M [kNm]	$W_{el,s}$ [cm <sup>3</sup> ]	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$W_{el,c}$ [cm <sup>3</sup> ]	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1	Fase di getto	-	76	1678	45,29	-	-
2	Carichi di lunga durata	20	27	2828	9,55	77529	0,35
3	Carichi di breve durata	6	578	3177	181,92	48459	11,93
Sforzo totale SLE					236,76		12,28
Sforzo totale SLU (SLE x 1.35)					319,62		16,57
Sforzo ammissibile SLU					338,10		18,81
TRAVE INTERNA				Elementi 5		-	6
Modello	Descrizione	n	M [kNm]	$W_{el,s}$ [cm <sup>3</sup> ]	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$W_{el,c}$ [cm <sup>3</sup> ]	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1	Fase di getto	-	76	1678	45,29	-	-
2	Carichi di lunga durata	20	29	2828	10,25	77529	0,37
3	Carichi di breve durata	6	469	3177	147,61	48459	9,68
Sforzo totale SLE					203,16		10,05
Sforzo totale SLU (SLE x 1.35)					274,26		13,57
Sforzo ammissibile SLU					338,10		18,81
TRAVE ESTERNA				Elementi 1		-	2
Modello	Descrizione	n	M [kNm]	$W_{el,s}$ [cm <sup>3</sup> ]	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$W_{el,c}$ [cm <sup>3</sup> ]	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1	Fase di getto	-	237	3550	66,76	-	-
2	Carichi di lunga durata	20	16	3583	4,47	110434	0,14
3	Carichi di breve durata	6	591	3646	162,10	51407	11,50
Sforzo totale SLE					233,33		11,64
Sforzo totale SLU (SLE x 1.35)					315,00		15,72
Sforzo ammissibile SLU					338,10		18,81
TRAVE ESTERNA				Elementi 7		-	8
Modello	Descrizione	n	M [kNm]	$W_{el,s}$ [cm <sup>3</sup> ]	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$W_{el,c}$ [cm <sup>3</sup> ]	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1	Fase di getto	-	237	3550	66,76	-	-
2	Carichi di lunga durata	20	50	3583	13,95	110434	0,45
3	Carichi di breve durata	6	250	3646	68,57	51407	4,86
Sforzo totale SLE					149,29		5,32
Sforzo totale SLU (SLE x 1.35)					201,54		7,18
Sforzo ammissibile SLU					338,10		18,81

### 5.2.8 Verifiche a taglio SLU

Le massime sollecitazioni a taglio sugli elementi longitudinali si manifestano quando i carichi concentrati, legati al traffico viario, sono applicati in corrispondenza degli appoggi.

La resistenza a taglio è affidata unicamente all'area resistente a taglio della trave in acciaio strutturale.

Di seguito si riporta la verifica a taglio per le travi "interne" ed "esterne" maggiormente sollecitate.

- Trave interna – Elementi 3-4

$$V_{Ed} = 476 \text{ kN (SLU)}$$

Trave in acciaio strutturale: HEB 300

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 4745 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd} = A_v \times f_{yk} / \sqrt{3} / \gamma_{M0} = 4745 \text{ mm}^2 \times 355 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3} / 1.05 / 1000 = 926 \text{ kN} > V_{Ed}$$

- Trave esterna – Elementi 1-2

$$V_{Ed} = 232 \text{ kN (SLU)}$$

Trave in acciaio strutturale: HEA 500

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 7468 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd} = A_v \times f_{yk} / \sqrt{3} / \gamma_{M0} = 7468 \text{ mm}^2 \times 355 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3} / 1.05 / 1000 = 1458 \text{ kN} > V_{Ed}$$

La normativa prevede che la verifica all'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio e priva di irrigidimenti deve essere condotta se:

$$(h_w / t) > (72 / \eta) \times \sqrt{(235 / f_{yk})}$$

- Trave interna – Trave in acciaio strutturale HEB 300  
 $(300/11) = 27 < (72/1.00) \times \sqrt{(235/355)} = 58$
- Trave esterna – Trave in acciaio strutturale IPE600  
 $(490/12) = 41 < (72/1.00) \times \sqrt{(235/355)} = 58$

Non è necessario condurre la verifica all'instabilità dell'anima della sezione.



### 5.2.9 Spostamenti verticali

<b>TRAVE</b>	Trave interna (lato strada) El. 3-4	Trave interna (lato pista) El. 5-6	Trave esterna (lato strada) El. 1-2	Trave esterna (lato pista) El. 7-8
<b>Carichi permanenti strutturali</b>	<b><math>\delta_i</math> [cm]</b>	<b><math>\delta_i</math> [cm]</b>	<b><math>\delta_i</math> [cm]</b>	<b><math>\delta_i</math> [cm]</b>
p.p. della trave in acciaio	0,42	0,42	0,35	0,35
p.p. della lamiera grecata	0,04	0,04	0,03	0,03
p.p. della soletta in cls	1,77	1,77	1,30	1,30
<b>Contromonta (<math>\delta_c</math>)</b>	<b>-2,23</b>	<b>-2,23</b>	<b>-1,68</b>	<b>-1,68</b>
<b>Carichi permanenti non strutturali</b>	-	-	-	-
parapetto + guardrail	0,16	0,16	0,19	0,19
p.p. della pavimentazione	0,22	0,29	0,12	0,35
<b>Carichi permanenti non strutturali (<math>\delta_1</math>)</b>	<b>0,38</b>	<b>0,45</b>	<b>0,31</b>	<b>0,54</b>
<b>Carichi accidentali</b>	-	-	-	-
traffico stradale (concentrato)	2,46	1,94	2,18	0,58
traffico stradale (distribuito)	1,00	0,79	0,89	0,24
folla	0,16	0,31	-0,03	0,43
<b>Carichi accidentali (<math>\delta_2</math>)</b>	<b>3,62</b>	<b>3,04</b>	<b>3,04</b>	<b>1,25</b>
<b>Carichi totali (<math>\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2</math>)</b>	<b>4,00</b>	<b>3,49</b>	<b>3,35</b>	<b>1,79</b>

## 5.2.10 Verifica dei connettori a taglio (pioli)

### 5.2.10.1 Descrizione generale

I connettori sono posati con passo adeguato all'andamento del diagramma delle azioni di taglio sulla trave, in modo che ciascuno di essi resista alla forza di scorrimento agente sul suo interasse (i):

$$P_{Ed} / i = V_{Ed} \times S^* / J_{id}$$

dove

$(P_{Ed} / i)$  è la forza di scorrimento per unità di lunghezza

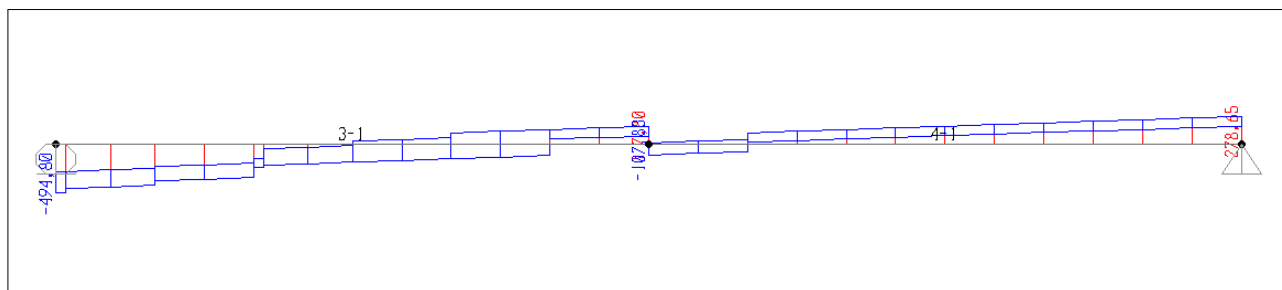
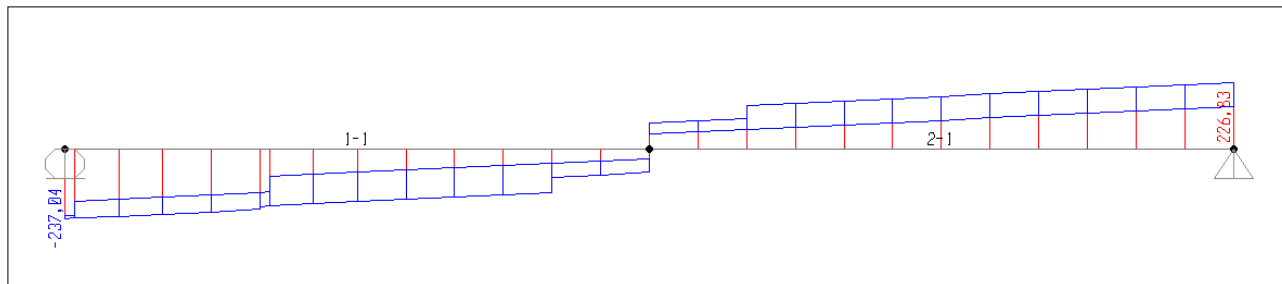
$V_{Ed}$  è la forza di taglio (SLU) nel tratto considerato

$S^*$  è il momento statico della sezione in riferimento alla sezione di attacco dei pioli (per  $n=6$ )

$J_{id}$  è il momento di inerzia della sezione omogeneizzata (per  $n=6$ )

### 5.2.10.2 Sollecitazioni

La seguente immagine mostra l'andamento delle azioni di taglio [kN] sulla trave interna (elementi 3-4 del modello di calcolo) ed esterna (elementi 1-2) dovuto all'applicazione dei carichi gravitazionali (permanenti ed accidentali, fattorizzati per 1.35 – SLU) e considerando le diverse possibili posizioni lungo l'impalcato (in senso longitudinale) del carico concentrato legato al traffico viario.



### 5.2.10.3 Resistenza dei connettori (punto 4.3.4.3.1.2 delle NTC2008)

La resistenza di calcolo di un piolo è assunta pari al minore dei seguenti valori:

$$P_{Rd,a} = 0.8 \times f_t \times (\pi \times d^2 / 4) / \gamma_V / 1000 = 0.251 \times d^2$$

$$P_{Rd,c} = 0.29 \times \alpha \times d^2 \times (f_{ck} \times E_{cm})^{0.5} / \gamma_V / 1000 = 0.264 \times d^2$$

dove

$\gamma_V = 1.25$                       fattore parziale per le connessioni

$f_t = 500 \text{ N/mm}^2$               resistenza a rottura dell'acciaio del piolo

$f_{ck} = 37.35 \text{ N/mm}^2$           resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta

$E_{cm} = 34625 \text{ N/mm}^2$       valore medio del modulo secante del calcestruzzo

$\alpha = 1$

Si ottiene:

$$P_{Rd} = \min (P_{Rd,a} ; P_{Rd,c}) = 0.251 \times d^2$$

#### 5.2.10.4 Verifiche

- Trave interna (elementi 3-4)

$$S^* = 2954 \text{ cm}^3$$

$$J_{id} = 110591 \text{ cm}^4$$

Si considerano i seguenti tre tratti relativi a metà campata della trave:

- a)  $x: 0 - 2\text{m}$     (2m in prossimità degli appoggi)  
 $V_{Ed} = 415 \text{ kN}$     (taglio SLU)  
 $i = 110 \text{ mm}$     (passo)  
 $d = 22.22 \text{ mm (7/8")}$   
 $P_{Ed} = V_{Ed} \times S^* \times i / J_{id} = 122 \text{ kN}$   
 $P_{Rd} = 0.25 \times d^2 = 123 \text{ kN} > P_{Ed}$
- b)  $x: 2 - 4\text{m}$     (2m tra a) e c) )  
 $V_{Ed} = 194 \text{ kN}$   
 $i = 235 \text{ mm}$   
 $d = 22.22 \text{ mm (7/8")}$   
 $P_{Ed} = V_{Ed} \times S^* \times i / J_{id} = 122 \text{ kN}$   
 $P_{Rd} = 0.25 \times d^2 = 123 \text{ kN} > P_{Ed}$
- c)  $x: 4 - 6\text{m}$     (4m a cavallo della mezzeria)  
 $V_{Ed} = 146 \text{ kN}$   
 $i = 300 \text{ mm}$   
 $d = 22.22 \text{ mm (7/8")}$   
 $P_{Ed} = V_{Ed} \times S^* \times i / J_{id} = 117 \text{ kN}$   
 $P_{Rd} = 0.25 \times d^2 = 123 \text{ kN} > P_{Ed}$

- Trave esterna (elementi 1-2)

$$S^* = 2909 \text{cm}^3$$

$$J_{id} = 125321 \text{cm}^4$$

Si considerano i seguenti tre tratti relativi a metà campata della trave:

- a) x: 0 – 2m

$$V_{Ed} = 221 \text{kN}$$

$$i = 235 \text{mm}$$

$$d = 22.22 \text{mm (7/8")}$$

$$P_{Ed} = V_{Ed} \times S^* \times i / J_{id} = 121 \text{kN}$$

$$P_{Rd} = 0.25 \times d^2 = 123 \text{kN} > P_{Ed}$$

- b) x: 2 – 4m

$$V_{Ed} = 179 \text{kN}$$

$$i = 290 \text{mm}$$

$$d = 22.22 \text{mm (7/8")}$$

$$P_{Ed} = V_{Ed} \times S^* \times i / J_{id} = 120 \text{kN}$$

$$P_{Rd} = 0.25 \times d^2 = 123 \text{kN} > P_{Ed}$$

- c) x: 4 – 6m

$$V_{Ed} = 122 \text{kN}$$

$$i = 400 \text{mm}$$

$$d = 22.22 \text{mm (7/8")}$$

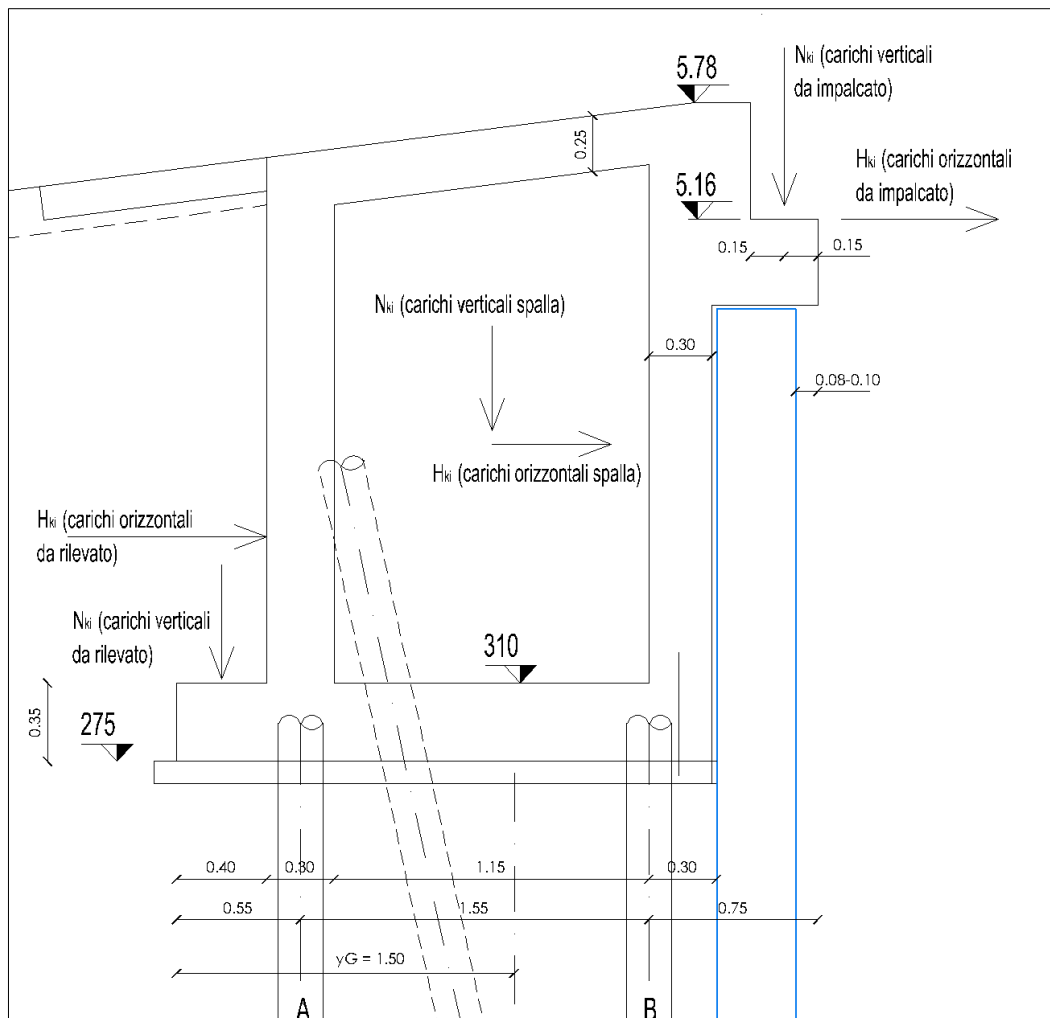
$$P_{Ed} = V_{Ed} \times S^* \times i / J_{id} = 113 \text{kN}$$

$$P_{Rd} = 0.25 \times d^2 = 123 \text{kN} > P_{Ed}$$

## 5.3 Spalla

### 5.3.1 Descrizione generale

In corrispondenza degli appoggi, l'impalcato si appoggia su due strutture scatolari in cemento armato (cassoni) fondate su pali e la cui sezione trasversale tipica è rappresentata nella figura seguente (Spalla Sud).



### 5.3.2 Calcolo delle reazioni in corrispondenza dei pali

Si ricavano le massime reazioni in corrispondenza dei pali appartenenti agli allineamenti A (n°pali: 3) e B (n°pali: 8).

Nelle tabelle successive:

$N_k$	carichi verticali caratteristici
$H_k$	carichi orizzontali caratteristici
$b$	braccio rispetto G, positivo orario
$M$	momento rispetto G
Coef. A	coefficiente per verifiche SLU
$N_{Ed}$	carico verticale SLU
$H_{Ed}$	carico orizzontale SLU
$N_A$	reazione totale dei pali su allineamento A
$N_B$	reazione totale dei pali su allineamento B
$N_{Ai}$	reazione totale del palo A
$N_{Bi}$	reazione totale del palo B

Peso proprio terreno - $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18
Angolo attrito del terreno - $\phi$ [°]	35
Coefficiente di spinta a riposo	0,43
Coefficiente di spinta attiva	0,27
Lunghezza fondazione - L [m]	2,75
All. pali A - $y_A$ [m]	0,55
All. pali B - $y_B$ [m]	1,85
Area pali all.A - $A_A$ [m <sup>2</sup> ]	3
Area pali all.B - $A_B$ [m <sup>2</sup> ]	8
Baricentro pali - $y_G$ [m]	1,50
Momento inerzia pali - I [m <sup>4</sup> ]	3,69
Modulo di resistenza pali all.A - $W_A$ [m <sup>3</sup> ]	-3,90
Modulo di resistenza pali all.B - $W_B$ [m <sup>3</sup> ]	10,40
coefficiente sismico orizzontale - $k_h$	0,074
coefficiente sismico verticale - $k_v$	0,037

APPROCCIO 1 - COMB. A1+M1+R1												
Carichi elementari	N <sub>k</sub> [kN]	H <sub>k</sub> [kN]	b [m]	M [kNm]	Coeff. A	N <sub>Ed</sub> [kN]	H <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed</sub> [kN]	N <sub>A</sub> [kN]	N <sub>B</sub> [kN]	N <sub>Ai</sub> [kN]	N <sub>Bi</sub> [kN]
<b>Reazioni da impalcato</b>												
p.p. carpenteria metallica	37	-	1,105	41	1,35	49,95	-	55	-0,52	41,63	-0,17	5,20
p.p. lamiera grecata	3	-	1,105	3	1,35	4,05	-	4	-0,04	3,38	-0,01	0,42
p.p. soletta cls	139	-	1,105	154	1,35	187,65	-	207	-1,97	156,40	-0,66	19,55
parapetto + guardrails	18	-	1,105	20	1,35	24,3	-	27	-0,25	20,25	-0,08	2,53
p.p. pavimentazione	40	-	1,105	44	1,35	54	-	60	-0,57	45,01	-0,19	5,63
traffico stradale (concentrato)	436	-	1,105	482	1,50	654	-	722	-6,86	545,10	-2,29	68,14
traffico stradale (distribuito)	151	-	1,105	167	1,50	226,5	-	250	-2,38	188,78	-0,79	23,60
folla	45	-	1,105	50	1,50	67,5	-	75	-0,71	56,26	-0,24	7,03
<b>Peso proprio della spalla</b>												
struttura di elevazione	330	-	-0,220	-73	1,35	446	-	-98	146,77	314,75	48,92	39,34
struttura di fondazione	135	-	-0,120	-16	1,35	183	-	-22	55,52	130,87	18,51	16,36
<b>Traffico viario (dist.) su spalla</b>	96	-	-0,220	-21	1,35	130	-	-29	42,66	91,48	14,22	11,44
<b>Peso proprio terreno di zavorra</b>	134	-	-1,295	-173	1,35	181	-	-234	109,22	108,82	36,41	13,60
<b>Spinta orizzontale del terreno</b>	-	204	0,977	200	1,35	-	276	269	-69,06	25,90	-23,02	3,24
<b>Spinta orizzontale da sovraccarico accidentale (traffico viario - dist.)</b>	-	56	1,465	82	1,50	-	84	123	-31,43	11,78	-10,48	1,47
<b>Totali</b>	<b>1564</b>	<b>260</b>		<b>958</b>		<b>2207</b>	<b>359</b>	<b>1410</b>	<b>240</b>	<b>1740</b>	<b>80</b>	<b>218</b>

APPROCCIO 1 - COMB. A2+M1+R2												
Carichi elementari	N <sub>k</sub> [kN]	H <sub>k</sub> [kN]	b [m]	M [kNm]	Coeff. A	N <sub>Ed</sub> [kN]	H <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed</sub> [kN]	N <sub>A</sub> [kN]	N <sub>B</sub> [kN]	N <sub>Ai</sub> [kN]	N <sub>Bi</sub> [kN]
<b>Reazioni da impalcato</b>												
p.p. carpenteria metallica	37	-	1,105	41	1,00	37	-	41	-0,39	30,84	-0,13	3,85
p.p. lamiera grecata	3	-	1,105	3	1,00	3	-	3	-0,03	2,50	-0,01	0,31
p.p. soletta cls	139	-	1,105	154	1,00	139	-	154	-1,46	115,85	-0,49	14,48
parapetto + guardrails	18	-	1,105	20	1,00	18	-	20	-0,19	15,00	-0,06	1,88
p.p. pavimentazione	40	-	1,105	44	1,00	40	-	44	-0,42	33,34	-0,14	4,17
traffico stradale (concentrato)	436	-	1,105	482	1,30	566,8	-	626	-5,95	472,42	-1,98	59,05
traffico stradale (distribuito)	151	-	1,105	167	1,30	196,3	-	217	-2,06	163,61	-0,69	20,45
folla	45	-	1,105	50	1,30	58,5	-	65	-0,61	48,76	-0,20	6,09
<b>Peso proprio della spalla</b>												
struttura di elevazione	330	-	-0,220	-73	1,00	330	-	-73	108,72	233,15	36,24	29,14
struttura di fondazione	135	-	-0,120	-16	1,00	135	-	-16	41,12	96,94	13,71	12,12
<b>Traffico viario (dist.) su spalla</b>	96	-	-0,220	-21	1,30	125	-	-28	41,08	88,10	13,69	11,01
<b>Peso proprio terreno di zavorra</b>	134	-	-1,295	-173	1,00	134	-	-173	80,90	80,61	26,97	10,08
<b>Spinta orizzontale del terreno</b>	-	204	0,977	200	1,00	-	204	200	-51,16	19,18	-17,05	2,40
<b>Spinta orizzontale da sovraccarico accidentale (traffico viario - dist.)</b>	-	56	1,465	82	1,30	-	73	106	-27,24	10,21	-9,08	1,28
<b>Totali</b>	<b>1564</b>	<b>260</b>		<b>958</b>		<b>1783</b>	<b>277</b>	<b>1185</b>	<b>182</b>	<b>1411</b>	<b>61</b>	<b>176</b>

CONDIZIONE SISMICA												
Carichi elementari	N <sub>k</sub> [kN]	H <sub>k</sub> [kN]	b [m]	M [kNm]	Coeff. A	N <sub>Ed</sub> [kN]	H <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed</sub> [kN]	N <sub>A</sub> [kN]	N <sub>B</sub> [kN]	N <sub>Ai</sub> [kN]	N <sub>Bi</sub> [kN]
<b>Reazioni verticali da impalcato</b>												
p.p. carpenteria metallica x (1+k <sub>y</sub> )	38	-	1,105	42	1,00	38	-	42	-0,40	31,97	-0,13	4,00
p.p. lamiera grecata	3	-	1,105	3	1,00	3	-	3	-0,03	2,59	-0,01	0,32
p.p. soletta cls	144	-	1,105	159	1,00	144	-	159	-1,51	120,11	-0,50	15,01
parapetto + guardrails	19	-	1,105	21	1,00	19	-	21	-0,20	15,55	-0,07	1,94
p.p. pavimentazione	41	-	1,105	46	1,00	41	-	46	-0,43	34,56	-0,15	4,32
<b>Forze inerzia impalcato</b>												
p.p. carpenteria metallica	-	5	2,410	13	1,00	-	5	13	-3,36	1,26	-1,12	0,16
p.p. lamiera grecata	-	0	2,410	1	1,00	-	0	1	-0,27	0,10	-0,09	0,01
p.p. soletta cls	-	20	2,410	49	1,00	-	20	49	-12,63	4,73	-4,21	0,59
parapetto + guardrails	-	3	2,410	6	1,00	-	3	6	-1,64	0,61	-0,55	0,08
p.p. pavimentazione	-	6	2,410	14	1,00	-	6	14	-3,59	1,35	-1,20	0,17
<b>Peso proprio della spalla</b>												
struttura di elevazione x (1+k <sub>y</sub> )	342	-	-0,220	-75	1,00	342	-	-75	112,72	241,72	37,57	30,21
struttura di fondazione x (1+k <sub>y</sub> )	140	-	-0,120	-17	1,00	140	-	-17	42,64	100,50	14,21	12,56
<b>Forze inerzia della spalla</b>												
struttura di elevazione	-	24	1,665	40	1,00	-	24	40	-10,36	3,89	-3,45	0,49
struttura di fondazione	-	10	0,175	2	1,00	-	10	2	-0,45	0,17	-0,15	0,02
<b>Peso terreno di zavorra x (1+k<sub>y</sub>)</b>	139	-	-1,295	-180	1,00	139	-	-180	83,88	83,57	27,96	10,45
<b>Spinta orizzontale attiva del terreno</b>												
Componente statica	-	130	0,977	127	1,00	-	130	127	-32,51	12,19	-10,84	1,52
Componente dinamica	-	17	1,465	26	1,00	-	17	26	-6,55	2,46	-2,18	0,31
<b>Totali</b>	<b>867</b>	<b>216</b>		<b>278</b>		<b>867</b>	<b>216</b>	<b>278</b>	<b>165</b>	<b>657</b>	<b>55</b>	<b>82</b>

La maggior sollecitazione su un palo vale 217kN. Per la verifica di portanza si rimanda ai pali di sostegno dei muri, di uguali dimensioni e sollecitazioni (vedi capitolo successivo).

## 5.4 Muro di sostegno

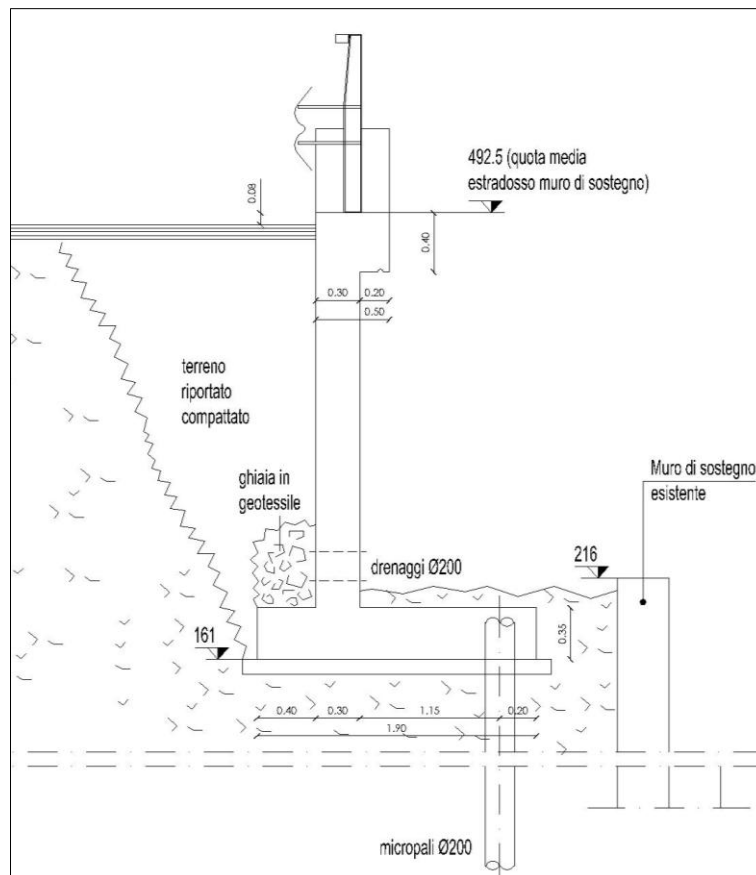
### 5.4.1 Descrizione generale

Si considera come altezza di calcolo del muro l'altezza media lungo la medesima sezione.

Nei disegni sono presenti:

- sezione 1: altezza media =  $4.92 - 1.96 = 2.97\text{m}$
- sezione 2: altezza media =  $5.42 - 3.10 = 2.32\text{m}$

Si analizza la sezione 1 del muro di sostegno in quanto più gravosa.





### 5.4.2 Verifica della resistenza strutturale della sezione di incastro del muro verticale (STR)

Caratteristiche geometriche muro		
Altezza	H [m]	2,97
Spessore	s [m]	0,30
Armatura lato terra	A <sub>s</sub>	1Ø16/20
Armatura lato strada	A <sub>s</sub> '	1Ø12/20

Caratteristiche terreno		
Peso specifico	$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18,00
Angolo attrito (a favore sicurezza)	$\varphi'$ [°]	30,00
Coefficiente spinta a riposo (= $1 - \sin\varphi'$ )	k <sub>0</sub>	0,50
Coefficiente spinta attiva (= $(1 - \sin\varphi')/(1 + \sin\varphi')$ )	k <sub>a</sub>	0,33

Descrizione carichi e calcolo sollecitazioni (SLE)	Coeff. STR	N <sub>SLE</sub> [kN/m]	V <sub>SLE</sub> [kN/m]	b [m]	M <sub>SLE</sub> [kNm/m]
Peso proprio muro (= $\gamma_c \times H \times s$ )	1,00	22,24	-	-	-
Peso proprio dente	1,00	2,00	-	-	-
Guardrail	1,00	1,00	-	-	-
Spinta delle terre a riposo (= $k_0 \times \gamma_t \times H^2 / 2$ )	1,00	-	37,45	0,962	36,02
Spinta da carico accidentale (= $k_0 \times q \times H$ )	1,00	-	10,67	1,443	15,40
<b>Totale</b>	-	25,24	48,13	-	51,42

Verifiche SLE					
Sforzo nel calcestruzzo	$\sigma_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-5,88	< 0,45 x f <sub>ck</sub> =	13,07	[N/mm <sup>2</sup> ]
Sforzo nell'acciaio	$\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	211,18	< 0,8 x f <sub>yk</sub> =	360,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Apertura fessure	w [mm]	0,205	< w <sub>amm</sub> =	0,30	[mm]

Descrizione carichi e calcolo sollecitazioni (SLU)	Coeff. STR	N <sub>SLU</sub> [kN/m]	V <sub>SLU</sub> [kN/m]	b [m]	M <sub>SLU</sub> [kNm/m]
Peso proprio muro (= $\gamma_c \times H \times s$ )	1,00	22,24	-	-	-
Peso proprio dente	1,00	2,00	-	-	-
Guardrail	1,00	1,00	-	-	-
Spinta delle terre a riposo (= $k_0 \times \gamma_t \times H^2 / 2$ )	1,30	-	48,69	0,962	46,82
Spinta da carico accidentale (= $k_0 \times q \times H$ )	1,50	-	16,01	1,443	23,10
<b>Totale</b>	-	25,24	64,70	-	69,92

Descrizione carichi e calcolo sollecitazioni (SISM)	Coeff. STR	N <sub>SLU</sub> [kN/m]	V <sub>SLU</sub> [kN/m]	b [m]	M <sub>SLU</sub> [kNm/m]
Peso proprio muro (= $\gamma_c \times H \times s$ )	1,00	22,24	-	-	-
Peso proprio dente	1,00	2,00	-	-	-
Guardrail	1,00	1,00	-	-	-
Forza inerzia muro (= $k_h \times \gamma_c \times H \times s$ )	1,00	-	0,29	-	-
Spinta delle terre statica - attiva (= $k_a \times \gamma_t \times H^2 / 2$ )	1,00	-	24,97	0,962	24,01
Spinta delle terre dinamica	1,00	-	0,57	1,443	0,82
Spinta da carico accidentale (= $k_a \times q \times H$ )	0,30	-	2,13	1,443	3,08
<b>Totale</b>	-	25,24	27,96	-	27,91

Nel calcolo delle azioni sismiche si è considerato:  $k_h = 0,013$

Verifiche SLU					
Momento resistente	M <sub>Rd</sub> [kNm/m]	94,00	> M <sub>SLU</sub> =	69,92	[kNm/m]
Taglio resistente (in assenza armatura resistente a taglio)	V <sub>Rd</sub> [kN/m]	125,00	> V <sub>SLU</sub> =	64,70	[kN/m]

### 5.4.3 Verifica al ribaltamento (EQU)

Caratteristiche geometriche muro		
Altezza muro	$H_m$ [m]	2,97
Spessore muro	$s_m$ [m]	0,30
Larghezza soletta	$L_s$ [m]	1,90
Spessore soletta	$s_s$ [m]	0,35

Caratteristiche terreno		
Peso specifico	$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18,00
Angolo attrito	$\phi'$ [°]	35,00
Coefficiente spinta a riposo (= $1 - \sin\phi'$ )	$k_0$	0,43
Coefficiente spinta attiva (= $(1 - \sin\phi')/(1 + \sin\phi')$ )	$k_a$	0,27

#### Verifica al ribaltamento in condizioni di esercizio (SLU - EQU)

Descrizione carichi	P [kN/m]	Coeff. EQU	b [m]	Mstab [kNm/m]	Mrib [kNm/m]
Peso proprio muro (= $\gamma_c \times H_m \times s_m$ )	22,24	0,90	1,300	26,02	-
Peso proprio soletta (= $\gamma_c \times L_s \times s_s$ )	16,63	0,90	0,750	11,22	-
Peso proprio dente	2,00	0,90	1,050	1,89	-
Peso terreno zavorra (lato monte)	20,77	0,90	1,500	28,04	-
Peso terreno zavorra (lato valle)	12,15	0,90	0,475	5,19	-
Carico accidentale (traffico viario - distribuito)	2,88	1,00	1,500	4,32	-
Spinta delle terre a riposo (= $k_0 \times \gamma_t \times (H_m + s_s)^2 / 2$ )	40,16	1,10	-1,078	-	-47,64
Spinta da carico accidentale (= $k_0 \times q \times (H_m + s_s)$ )	9,93	1,50	-1,618	-	-24,10
<b>Momento stabilizzante totale</b>				<b>76,69</b>	
<b>Momento ribaltante totale</b>					<b>-71,74</b>
<b>Fattore di sicurezza (= Mstab / Mrib)</b>	<b>1,07</b>	<b>&gt;1</b>			

#### Verifica al ribaltamento in condizioni sismiche

Descrizione carichi	P [kN/m]	Coeff. EQU	b [m]	Mstab [kNm/m]	Mrib [kNm/m]
Peso proprio muro (= $\gamma_c \times H_m \times s_m$ )	22,24	1,00	1,300	28,91	-
Peso proprio soletta (= $\gamma_c \times L_s \times s_s$ )	16,63	1,00	0,750	12,47	-
Peso proprio dente	2,00	1,00	1,050	2,10	-
Peso terreno zavorra (lato monte)	20,77	1,00	1,500	31,16	-
Peso terreno zavorra (lato valle)	12,15	1,00	0,475	5,77	-
Forza inerzia muro (= $k_h \times \gamma_c \times H_m \times s_m$ )	0,29	1,00	-1,833	-	-0,53
Forza inerzia soletta (= $k_h \times \gamma_c \times L_s \times s_s$ )	0,22	1,00	-0,175	-	-0,04
Spinta delle terre statica - attiva (= $k_a \times \gamma_t \times (H_m + s_s)^2 / 2$ )	25,52	1,00	-1,078	-	-27,52
Spinta delle terre dinamica	0,73	1,00	-1,618	-	-1,18
Spinta da carico accidentale (= $k_a \times q \times (H_m + s_s)$ )	6,31	0,30	-1,618	-	-3,06
<b>Momento stabilizzante totale</b>				<b>80,41</b>	
<b>Momento ribaltante totale</b>					<b>-32,33</b>
<b>Fattore di sicurezza (= Mstab / Mrib)</b>	<b>2,49</b>	<b>&gt;1</b>			

Nel calcolo delle azioni sismiche si è considerato:  $k_h = 0,013$

#### 5.4.4 Verifica della capacità portante del palo di fondazione

APPROCCIO 1 Combinazione A1+M1+R1

##### CARATTERISTICHE PALO

Diametro [m]	0,20	
$A_p$ [m <sup>2</sup> ]	0,031	
Altezza [m]	12,00	
Interasse pali (i) [m]	2,00	(i)

##### ANALISI DEI CARICHI

Descrizione carichi	N [kN/m]	$\gamma$	$N^* = N \times \gamma$ [kN/m]
Peso proprio muro	22,24	1,30	28,91
Peso proprio soletta	17,50	1,30	22,75
Peso proprio dente	2,00	1,30	2,60
Parapetti e guardrails	1,00	1,30	1,30
Peso terreno zavorra (lato monte)	21,35	1,30	27,76
Peso terreno zavorra (lato valle)	12,15	1,30	15,80
Carico accidentale (traffico viario - distribuito)	2,88	1,50	4,32
Totale	79,12		103,43

Peso proprio palo [kN]	9,42	1,30	12,25	( $W_p$ )
------------------------	------	------	-------	-----------

##### CALCOLO SOLLECITAZIONI

$$N_{Ed} = N^*_{totale} \times (i) + (W_p) \quad \mathbf{219} \quad \text{kN/palo}$$

##### CALCOLO CAPACITA' PORTANTE DEL PALO

$$Q_{lim} = Q_p + Q_s = A_p \times \sigma'_{v0} \times N_q + \pi \times D \times \int \tau dz$$

(con  $\tau = k \times \tan \phi'_{Mi} \times \sigma'_{vm}$ )

$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18,00	
$\phi'$	35,00	$\gamma_{Mi}$ 1,00
$\phi'_{Mi}$	35,00	angolo attrito secondo approccio considerato
$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	0,071	area del bulbo sulla testa del palo (D=30cm)
$\sigma'_{v0}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	96,00	tensione verticale efficace alla punta
$N_q$	70	(valutato secondo teoria Berezzantzev in funzione $\phi'_{Mi}$ )
$\sigma'_{vm}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	48,00	tensione verticale efficace media lungo altezza palo
k	0,50	coefficiente di spinta
$\tan \phi'$	0,70	coefficiente attrito terreno-palo

$Q_p$ [kN]	475
$Q_s$ [kN]	127
$Q_{lim}$ [kN]	602

Coefficienti riduttivi da norma (Tab.6.4.II e 6.4.IV delle NTC2008)

Resistenza alla punta	$\xi_3$ 1,70	Resistenza laterale	$\xi_3$ 1,70
	$\gamma_{Rb}$ 1,00		$\gamma_{Rs}$ 1,00

Resistenza di progetto

$$Q_d = Q_p / (\xi_{s3} \times \gamma_{Rb}) + Q_s / (\xi_{s3} \times \gamma_{Rs}) \quad \mathbf{354} \quad \text{kN/palo}$$

**VERIFICA SODDISFATTA? SI**

**APPROCCIO 1**                      **Combinazione**                      **A2+M1+R2**

**CARATTERISTICHE PALO**

Diametro [m]	0,20	
$A_p$ [m <sup>2</sup> ]	0,031	
Altezza [m]	12,00	
Interasse pali [m]	2,00	(i)

**ANALISI DEI CARICHI**

Descrizione carichi	N [kN/m]	$\gamma$	$N^* = N \times \gamma$ [kN/m]
Peso proprio muro	22,24	1,00	22,24
Peso proprio soletta	17,50	1,00	17,50
Peso proprio dente	2,00	1,00	2,00
Parapetti e guardrails	1,00	1,00	1,00
Peso terreno zavorra (lato monte)	21,35	1,00	21,35
Peso terreno zavorra (lato valle)	12,15	1,00	12,15
Carico accidentale (traffico viario - distribuito)	2,88	1,30	3,74
Totale	79,12		79,98

Peso proprio palo [kN]	9,42	1,00	9,42	(W <sub>p</sub> )
------------------------	------	------	------	-------------------

**CALCOLO SOLLECITAZIONI**

$$N_{Ed} = N^*_{totale} \times (i) + (W_p) \quad \mathbf{169} \quad \text{kN/palo}$$

**CALCOLO CAPACITA' PORTANTE DEL PALO**

$$Q_{lim} = Q_p + Q_s = A_p \times \sigma'_{v0} \times N_q + \pi \times D \times \int \tau dz$$

$$(\text{con } \tau = k \times \tan \phi'_{Mi} \times \sigma'_{vm})$$

$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18,00	
$\phi'$	35,00	$\gamma_{Mi}$ 1,00
$\phi'_{Mi}$	35,00	angolo attrito secondo approccio considerato
$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	0,071	area del bulbo sulla testa del palo (D=30cm)
$\sigma'_{v0}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	96,00	tensione verticale efficace alla punta
$N_q$	70	(valutato secondo teoria Berezantzev in funzione $\phi'_{Mi}$ )
$\sigma'_{vm}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	48,00	tensione verticale efficace media lungo altezza palo
k	0,50	coefficiente di spinta
$\tan \phi'$	0,70	coefficiente attrito terreno-palo
$Q_p$ [kN]	475	
$Q_s$ [kN]	127	
$Q_{lim}$ [kN]	602	

*Coefficienti riduttivi da norma (Tab.6.4.II e 6.4.IV delle NTC2008)*

Resistenza alla punta	$\xi_3$	1,70	Resistenza laterale	$\xi_3$	1,70
	$\gamma_{Rb}$	1,70		$\gamma_{Rs}$	1,45

Resistenza di progetto

$$Q_d = Q_p / (\xi_3 \times \gamma_{Rb}) + Q_s / (\xi_3 \times \gamma_{Rs}) \quad \mathbf{216} \quad \text{kN/palo}$$

**VERIFICA SODDISFATTA? SI**

## APPROCCIO 2

A1+M1+R3

### CARATTERISTICHE PALO

Diametro [m]	0,20	
$A_p$ [m <sup>2</sup> ]	0,031	
Altezza [m]	12,00	
Interasse pali (i) [m]	2,00	(i)

### ANALISI DEI CARICHI

Descrizione carichi	N [kN/m]	$\gamma$	$N^* = N \times \gamma$ [kN/m]
Peso proprio muro	22,24	1,30	28,91
Peso proprio soletta	17,50	1,30	22,75
Peso proprio dente	2,00	1,30	2,60
Parapetti e guardrails	1,00	1,30	1,30
Peso terreno zavorra (lato monte)	21,35	1,30	27,76
Peso terreno zavorra (lato valle)	12,15	1,30	15,80
Carico accidentale (traffico viario - distribuito)	2,88	1,50	4,32
Totale	79,12		103,43

Peso proprio palo [kN]	9,42	1,30	12,25	(W <sub>p</sub> )
------------------------	------	------	-------	-------------------

### CALCOLO SOLLECITAZIONI

$$N_{Ed} = N^*_{totale} \times (i) + (W_p) \quad \mathbf{219} \quad \text{kN/palo}$$

### CALCOLO CAPACITA' PORTANTE DEL PALO

$$Q_{lim} = Q_p + Q_s = A_p \times \sigma'_{v0} \times N_q + \pi \times D \times \int \tau dz$$

$$(\text{con } \tau = k \times \tan \phi'_{Mi} \times \sigma'_{vm})$$

$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18,00	
$\phi'$	35,00	$\gamma_{Mi}$ 1,00
$\phi'_{Mi}$	35,00	angolo attrito secondo approccio considerato
$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	0,071	area del bulbo sulla testa del palo (D=30cm)
$\sigma'_{v0}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	96,00	tensione verticale efficace alla punta
$N_q$	70	(valutato secondo teoria Berezantzev in funzione $\phi'_{Mi}$ )
$\sigma'_{vm}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	48,00	tensione verticale efficace media lungo altezza palo
k	0,50	coefficiente di spinta
$\tan \phi'$	0,70	coefficiente attrito terreno-palo
$Q_p$ [kN]	475	
$Q_s$ [kN]	127	
$Q_{lim}$ [kN]	602	

Coefficienti riduttivi da norma (Tab.6.4.II e 6.4.IV delle NTC2008)

Resistenza alla punta	$\xi_3$	1,70	Resistenza laterale	$\xi_3$	1,70
	$\gamma_{Rb}$	1,35		$\gamma_{Rs}$	1,15

Resistenza di progetto

$$Q_d = Q_p / (\xi_3 \times \gamma_{Rb}) + Q_s / (\xi_3 \times \gamma_{Rs}) \quad \mathbf{272} \quad \text{kN/palo}$$

**VERIFICA SODDISFATTA? SI**

Si considera che lo scorrimento orizzontale ( $\max=260\text{KN}$ ) sia totalmente impedito da solo i due pali inclinati di  $30^\circ$  rispetto la verticale.

In conseguenza di ciò ciascun palo è compresso per un valore:

$P=1/2 (260/\sin 30)=260\text{KN}$  ammissibile.