



# Anas SpA

DIREZIONE CENTRALE PROGETTAZIONE

## S.S. N. 9 "Via Emilia" Variante di Casalpusterlengo ed eliminazione passaggio a livello sulla SP ex S.S. N. 234

### PROGETTO DEFINITIVO

#### CONTRIBUTI SPECIALISTICI

**TECNOSTUDIO BIEFFE S.R.L.**  
VIA MAZZETTI 7  
FONTANELLATO (PR)

COMPONENTE STRADALE E STRUTTURALE; SICUREZZA, COORDINAMENTO, FASAGGI DI CANTIERE, MOVIMENTAZIONE DI CAVA; RILIEVI E COMPUTAZIONE

**CONSORZIO MUZZA BASSA LODIGIANA**  
VIA NINO DALL'ORO, 4 - LODI

COMPONENTE IDRAULICA

**ARCH. MADDALENA GIOIA GIBELLI**  
VIA SENATO, 45  
MILANO

COMPONENTE PAESAGGISTICA ED AMBIENTALE

**P I GIOVANNI PERRI**  
VIA PRIORATO, 16  
FONTANELLATO ( PR )

COMPONENTE IMPIANTISTICA, TECNOLOGICA ED ILLUMINOTECNICA

**CI.TRA S.R.L.**  
VIALE LOMBARDIA, 5  
MILANO,  
IN COLLABORAZIONE CON  
**L.C.E. SRL**  
VIA DEI PLATANI, 7  
OPERA

COMPONENTE TRASPORTISTICA ED ACUSTICA

#### I PROGETTISTI

**Arch. Savino GARILLI** PROVINCIA DI LODI  
Iscritto all'Ordine degli Architetti della Provincia di Piacenza al n° 280

**Ing. Antonio SIMONE** COMUNE DI CASALPUSTERLENGO  
Iscritto all'ordine degli Ingegneri della provincia di Foggia al n° 1270

#### IL GEOLOGO

**Dott. Geol. Gianluca CANTARELLI**

Iscritto all'Ordine dei Geologi dell' Emilia Romagna al n° 359  
via Malpeli, 2  
FIDENZA (PR)

#### COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

**Geom: Fiorenzo BERGAMASCHI**

Iscritto al Collegio dei Geometri della Provincia di Parma al n° 1606  
via Mazzetti, 7  
FONTANELLATO (PR)

VISTO:IL RESPONSABILE  
DEL PROCEDIMENTO  
Ing Massimo SIMONINI

DATA

PROTOCOLLO

## PONTE SUL BREMBIOLO N°1 NOTE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

D	RECEPIMENTO PRESCRIZIONI ISTRUTTORIA ANAS				
C	RECEPIMENTO PRESCRIZIONI CONFERENZA DEI SERVIZI	FEBBRAIO 2011			
B	VERIFICA DI OTTEMPERANZA AL DECRETO VIA	APRILE 2010			
A	PRIMA CONSEGNA PROGETTO	MARZO 2009			
REV.	DESCRIZIONE	DATA	VERIFICATO RESP. TECNICO	CONTROLLATO RESP. D'ITINERARIO	APPROVATO RESP. DI SETTORE

Codice Elaborato

**VI01 5510**

Data Revisione:

FEBBRAIO 2011

REV.

**C**

FOGLIO

**01** DI **01**

Scala:

ELABORATO DI TESTO

NOME FILE

VI01-5510\_00 BREMBIOLO 1 NDC.doc

**SOMMARIO**

1.	GENERALITA'	4
1.1	Oggetto e scopo del lavoro	4
1.2	Criteri di calcolo	4
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3.	MATERIALI	6
4.	PARAMETRI GEOTECNICI E SISMICI	8
4.1	Dati geotecnici	8
4.2	Parametri di sismicità del sito	9
5.	DATI RELATIVI ALL'IMPALCATO	10
6.	SPALLA "A"	12
6.1.1	Generalità	12
6.1.2	Sistema di riferimento e convenzioni sui segni	12
6.2	Dati geometrici	13
6.3	Azioni trasmesse dall'impalcato	14
6.4	Azioni agenti sulla spalla	16
6.5	Sollecitazioni risultanti	18
6.6	Verifiche	20
7.	SPALLA "B"	29
7.1	Dati geometrici	29
7.2	Azioni trasmesse dall'impalcato	30
7.3	Azioni agenti sulla spalla	32
7.4	Sollecitazioni risultanti	34
7.5	Verifiche	36
8.	PALI	41
8.1	Determinazione delle sollecitazioni sui singoli pali	41
8.2	Capacità Portante dei pali	42
8.3	Verifica a pressoflessione	43
8.4	Verifica a taglio	44
9.	IMPALCATO STRADALE	45
9.1	Modalità di costruzione dell'impalcato	45
9.2	Modalità di costruzione delle travi	45
9.3	Dati geometrici dell'impalcato	45
9.4	Caratteristiche dei materiali	46
9.4.1	Calcestruzzo per le travi prefabbricate:	46

9.4.2	Calcestruzzo per il getto integrativo (soletta e traversi):	46
9.4.3	Acciaio per c.a.p.:	46
9.4.4	Acciaio FeB44K	46
9.5	Metodo e ipotesi di calcolo	47
9.6	Risoluzione del sistema elastico e sollecitazioni	48
9.7	Sezioni	51
9.8	Analisi dei carichi	53
9.8.1	Carichi permanenti	53
9.8.2	Carichi variabili in esercizio	54
9.8.3	Tensioni iniziali nel calcestruzzo	56
9.8.4	Caduta di tensione per ritiro del calcestruzzo	56
9.8.5	Viscosità	57
9.8.6	Tensioni limite per gli acciai da precompressione	58
9.8.7	Cadute di tensione per rilassamento	58
9.8.8	Ritiro differenziale fra trave e soletta	59
9.9	Sollecitazioni sulle travi	60
9.10	Verifica della trave prefabbricata	61
9.10.1	Sezione descritta per punti	61
9.10.2	Descrizione dell'armatura	62
9.10.3	Verifica della sezione precompressa	66
9.10.4	Verifica a taglio	69
9.10.5	Verifica a scorrimento trave/soletta superiore	70
9.10.6	Metodo semiprobabilistico - verifiche a rottura	71
10.	MURO DI CONTENIMENTO	73
10.1	Verifica strutturale fondazione	79
10.2	Verifica strutturale paramento verticale	80
11.	ALLEGATI	81

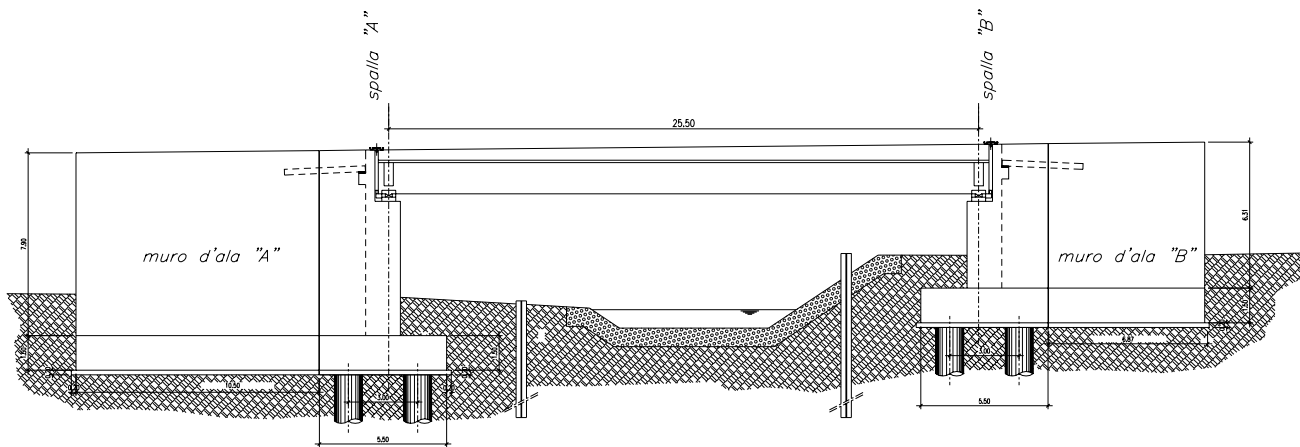
## 1. GENERALITA'

### 1.1 Oggetto e scopo del lavoro

La presente relazione viene condotta a verifica delle strutture del ponte sul colatore Brembiolo, posto alla progressiva 1+270.95 dell'asse principale.

L'impalcato è realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e soletta gettata in opera. Lo schema statico principale è di semplice appoggio.

Le spalle sono del tipo a parete piena a mensola in c.a., fondate su pali e la geometria del ponte è indicata in figura:



### 1.2 Criteri di calcolo

Il calcolo viene condotto con riferimento alle verifiche agli stati limite secondo tab. 5.1.V e assumendo i seguenti coefficienti parziali per gli stati limite ultimi

			EQU	STR	GEO
Permanenti	F	$\gamma_{G1}$	0.90	1.00	1.00
	S		1.10	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	F	$\gamma_{G2}$	0.00	0.00	0.00
	S		1.50	1.50	1.30
Variabili da traffico	F	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00
	S		1.35	1.35	1.15
Variabili	F	$\gamma_{Qi}$	0.00	0.00	0.00
	S		1.50	1.50	1.30
Distorsioni	F	$\gamma_{E1}$	0.90	1.00	1.00
	S		1.00	1.00	1.00
Ritiro, viscosità, termica, cedimenti	F	$\gamma_{E2}, \gamma_{E3}, \gamma_{E4}$	0.00	0.00	0.00
	S		1.20	1.20	1.00

	<b>S.S. N.9 "Via Emilia"</b> <b>VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE</b> <b>PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234</b>
--	--

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella esecuzione dei calcoli si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi.

<b>L. 05/11/1971 n. 1086:</b>	"Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica";
<b>L. 02/02/1974 n. 64:</b>	"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
<b>Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008</b>	"Norme Tecniche per le Costruzioni".
<b>Circolare 2 febbraio 2009, n.617</b>	"Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
<b>CNR-UNI 10011:</b>	"Costruzioni di acciaio "Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".
<b>CNR-UNI 10016:</b>	"Travi composte di acciaio e calcestruzzo - Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".
<b>UNI EN 1992-2005:</b>	"Progettazione delle strutture di calcestruzzo".
<b>UNI EN 1993-2005:</b>	"Progettazione delle strutture di acciaio".
<b>UNI EN 1994-2005:</b>	"Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo".
<b>UNI EN 1997-2005:</b>	"Progettazione geotecnica".
<b>UNI EN 1998-2005:</b>	"Progettazione delle strutture per la resistenza sismica".
<b>UNI EN 206-1-2006:</b>	Calcestruzzo, "Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
<b>UNI 11104-2004:</b>	Calcestruzzo, " Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali".

### 3. MATERIALI

#### Calcestruzzo per soletta impalcato

si adotta un calcestruzzo di classe cubica:

Modulo elastico

Tensione di calcolo a rottura per compressione

Tensione di calcolo a rottura per trazione

Tensione di calcolo a rottura a trazione per flessione

Tensione di calcolo a rottura a taglio

$R_{ck} =$	40	[MPa]
$E_c =$	36050.0	[MPa]
$f_{cd} =$	17.64	[MPa]
$f_{ctk} =$	2.21	[MPa]
$f_{ctk} =$	2.65	[MPa]
$\tau_{rd} =$	10.18	[MPa]

#### Calcestruzzo per travi impalcato

si adotta un calcestruzzo di classe cubica:

Modulo elastico

Tensione di calcolo a rottura per compressione

Tensione di calcolo a rottura per trazione

Tensione di calcolo a rottura a trazione per flessione

Tensione di calcolo a rottura a taglio

$R_{ck} =$	55	[MPa]
$E_c =$	42272.3	[MPa]
$f_{cd} =$	24.25	[MPa]
$f_{ctk} =$	2.73	[MPa]
$f_{ctk} =$	3.28	[MPa]
$\tau_{rd} =$	14.00	[MPa]

#### Calcestruzzo per elevazioni e fondazioni spalle

si adotta un calcestruzzo di classe cubica:

Modulo elastico

Tensione di calcolo a rottura per compressione

Tensione di calcolo a rottura per trazione

Tensione di calcolo a rottura a trazione per flessione

Tensione di calcolo a rottura a taglio

$R_{ck} =$	35	[MPa]
$E_c =$	32588.1	[MPa]
$f_{cd} =$	16.46	[MPa]
$f_{ctk} =$	1.98	[MPa]
$f_{ctk} =$	2.38	[MPa]
$\tau_{rd} =$	9.50	[MPa]

#### Calcestruzzo per pali

si adotta un calcestruzzo di classe cubica:

Modulo elastico

Tensione di calcolo a rottura per compressione

Tensione di calcolo a rottura per trazione

Tensione di calcolo a rottura a trazione per flessione

Tensione di calcolo a rottura a taglio

$R_{ck} =$	30	[MPa]
$E_c =$	31220.2	[MPa]
$f_{cd} =$	13.23	[MPa]
$f_{ctk} =$	1.82	[MPa]
$f_{ctk} =$	2.19	[MPa]
$\tau_{rd} =$	7.64	[MPa]

#### Acciaio in tondi ad aderenza migliorata

tipo B450C avente caratteristiche:

Modulo di elasticità

Tensione caratteristica di snervamento

Tensione di calcolo a rottura (1%)

$E_s =$	206'000	[MPa]
$f_{yk} =$	430.00	[MPa]
$f_{sd} =$	373.91	[MPa]

	<p style="text-align: right;"><b>S.S. N.9 "Via Emilia"</b></p> <p style="text-align: center;"><b>VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE</b></p> <p style="text-align: center;"><b>PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234</b></p>
--	--

## 4. PARAMETRI GEOTECNICI E SISMICI

### 4.1 Dati geotecnici

I dati fanno riferimento ai parametri indicati nella relazione geotecnica e sono distinti nei soli due casi illustrati poiché per le verifiche geotecniche di fondazioni profonde si fa riferimento ad un allegato appositamente redatto. I parametri sono corretti nelle due situazioni di SLU e SLE con i rispettivi coefficienti parziali. Per le sole analisi GEO ed EQU (stato limite ultimo) di casi a fondazione diretta, i parametri geotecnici "di progetto" vengono definiti a partire dai parametri "caratteristici" applicando i coefficienti parziali ( $\gamma_M$ ) di cui all'Eurocodice 7 e 8, secondo le espressioni seguenti:

$$\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_{M1}$$

$$c'_d = c'_k / \gamma_{M2}$$

$$c_u = c_{uk} / \gamma_{M3}$$

$$\sigma_{c_u} = \sigma_{ck} / \gamma_{M4}$$

con:

$\phi_k$  = valore caratteristico dell'angolo d'attrito del terreno di fondazione;

$c'_k$  = valore caratteristico della coesione efficace del terreno di fondazione;

$c_{uk}$  = valore caratteristico della coesione non drenata del terreno di fondazione;

$\sigma_{ck}$  = valore caratteristico della resistenza a compressione della roccia;

$\gamma_{M,i}$  = valore coefficienti parziali sulla resistenza ( $\gamma_{M1} = 1.25$ ;  $\gamma_{M2} = 1.25$ ;  $\gamma_{M3} = 1.40$ ;  $\gamma_{M4} = 1.40$ )

#### Dati relativi al terreno di base

Peso specifico terreno	$\gamma_b =$	19.0	[kN/m <sup>3</sup> ]
Coesione drenata	$c'_{base} =$	0.0	[kN/m <sup>2</sup> ]
Falda superiore all'imposta plinto		VERO	
Angolo di attrito interno terreno	$\phi'_{base} =$	30	[°]
Tensione limite del terreno	$\sigma_{base} =$	250	[kN/m <sup>2</sup> ]
Profondità piano di posa platea (da p.c.)	$z_{base} =$	3	[m]
Modulo di Winkler	$K_w =$	10000	[kN/m <sup>3</sup> ]

#### Dati relativi al terreno di rinterro

Peso specifico terreno	$\gamma =$	18	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito interno terreno	$\phi' =$	38	[°]

Nel calcolo della spinta del terreno a tergo si applica un coefficiente di attrito terreno-paramento  $\delta$  tramite un rapporto  $\delta/\phi$  pari a 0.25; Il diagramma delle pressioni è triangolare con valore massimo alla base: il coefficiente di spinta è assunto intermedio tra quello ricavato con il regime di spinta attiva ed a riposo.

Coefficiente di spinta attiva	$K_a =$	0.2235
Coefficiente di spinta a riposo	$K_0 =$	0.3843
	$K_{med} =$	0.3039



#### 4.2 Parametri di sismicità del sito

I dati relativi alla sismicità sono desunti dalla relazione geotecnica ove si è condotta una analisi della sismicità locale sulla base dell'allegato A delle norme. Le verifiche sismiche sono condotte, come specificato al paragrafo precedente in accordo ad EC8, tramite l'applicazione di coefficienti parziali alle resistenze del terreno, per quanto riguarda le verifiche GEO, EQU .agli stati limite ultimi.

##### *Parametri sismici secondo NTC2008*

Vita nominale	$V_n =$	50	[anni]
Classe d'uso		IV	
Tipo di verifica allo stato limite ultimo		SLV	
Tempo di ritorno atteso	$T_r =$	949	[anni]
Fattore di amplificazione spettrale	$F_o =$	2.55	
Accelerazione orizzontale dello spettro elastico	$a_g/g =$	0.099	
Categoria di sottosuolo		C	
Categoria topografica		T1	
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$	1	
Coefficiente di sottosuolo	$S_S =$	1.500	
Coefficiente di suolo	$S =$	1.500	
Accelerazione orizzontale massima	$a_{max}/g =$	0.149	
Coefficiente di riduzione	$\theta =$	1.00	

Il calcolo dell'azione sismica viene svolto in accordo a quanto contenuto nelle NTC ovvero con riferimento ai seguenti coefficienti sismici:

$$k_H = \frac{\beta \cdot a_{max}}{g} \quad k_V = \pm 0.5 k_H$$

Coefficiente sismico orizzontale

$$k_h = 0.1485$$

Coefficiente sismico verticale

$$k_v = 0.0743$$

La quota parte della spinta sismica viene valutata, poiché ci troviamo in una situazione di spostamenti impediti ovvero deformazioni molto contenute tali da potere assumere che il terreno si trovi in fase elastica sia in condizioni statiche che durante il sisma, con la teoria di Wood (1973):

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot S \cdot h^2 = E$$

Il punto di applicazione dell'azione E si trova a metà altezza del paramento.

## 5. DATI RELATIVI ALL'IMPALCATO

### *Dati generali*

Angolo in piano tra asse impalcato ed asse x	$\omega =$	0	[°]
Raggio di curvatura carreggiata	$R_c =$	0	[m]
Altezza appoggi	$H_{app} =$	0.15	[m]
Coefficiente di attrito appoggi		0.06	
Eccentricità trasversale rispetto all'asse longitudinale		0	[m]

### *Dati relativi alle travi (campata di SX)*

numero travi		13	
lunghezza travi (in x')		26.40	[m]
peso travi		25.20	[KN/m]
Quota baricentro impalcato rispetto ad intradosso travi		1.55	[m]
interasse travi (ortogonalmente tra loro)		2.50	[m]
altezza trave		1.45	[m]
interasse giunti (in x')		26.55	[m]
interasse appoggi (in x')		25.50	[m]
Superficie investita dal vento a ponte scarico		79.43	[m <sup>2</sup> ]
Superficie investita dal vento a ponte carico		132.53	[m <sup>2</sup> ]

### *Dati relativi ai traversi (campata di SX)*

numero traversi di campata		0	
peso di un traverso di campata		0.00	[KN]
peso di un traverso di testata		126.00	[KN]

### *Dati relativi alla soletta*

larghezza carreggiata (ortogonalmente all'asse impalcato)	$w =$	32.30	[m]
larghezza corsia convenzionale	$l_c =$	3.00	[m]
Strisce di carico	$n_f =$	10	
Larghezza rimanente	$l_r =$	2.30	[m]
Spessore massimo soletta		0.45	[m]
Spessore minimo soletta		0.25	[m]
Area trasversale soletta (compreso cordolo)		13.2	[m <sup>2</sup> /m]
larghezza cordolo n° 1 -a maggior y- (ortogonalmente all'asse impalcato)		1.5	[m]
Larghezza marciapiede n° 1 -a maggior y-		0.75	[m]
larghezza cordolo n° 2 -a minor y -		1.5	[m]
Larghezza marciapiede n° 2 -a minor y-		0.75	[m]
Larghezza totale impalcato (ortogonalmente all'asse impalcato)		35.45	[m]
altezza cordoli		0.10	[m]

	<b>S.S. N.9 "Via Emilia"</b> <b>VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE</b> <b>PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234</b>
--	--

*Dati relativi alla pavimentazione*

spessore pavimentazione	0.10	[m]
peso pavimentazione	4.29	[KN/m <sup>2</sup> ]

*Dati relativi agli arredi*

Peso Barriere	1.30	[kN/m]
Peso Parapetti	0.60	[kN/m]

## 6. SPALLA "A"

### 6.1.1 Generalità

Come specificato in precedenza, considerando sia la maggior rigidezza della struttura che la minor entità dei carichi nel senso trasversale, si analizza la spalla nel senso longitudinale.

Il calcolo della spalla è condotto secondo le usuali ipotesi di meccanica dei terreni; essendo la spalla fondata su pali di grande diametro, si è adottato per il calcolo delle spinte del terreno un coefficiente di spinta 'a riposo', mentre, nel computo della spinta sismica del terreno, la quota parte 'statica' di quest'ultima è stata calcolata utilizzando un coefficiente di spinta attiva. In caso sismico, le forze agenti sulla spalla sono costituite da:

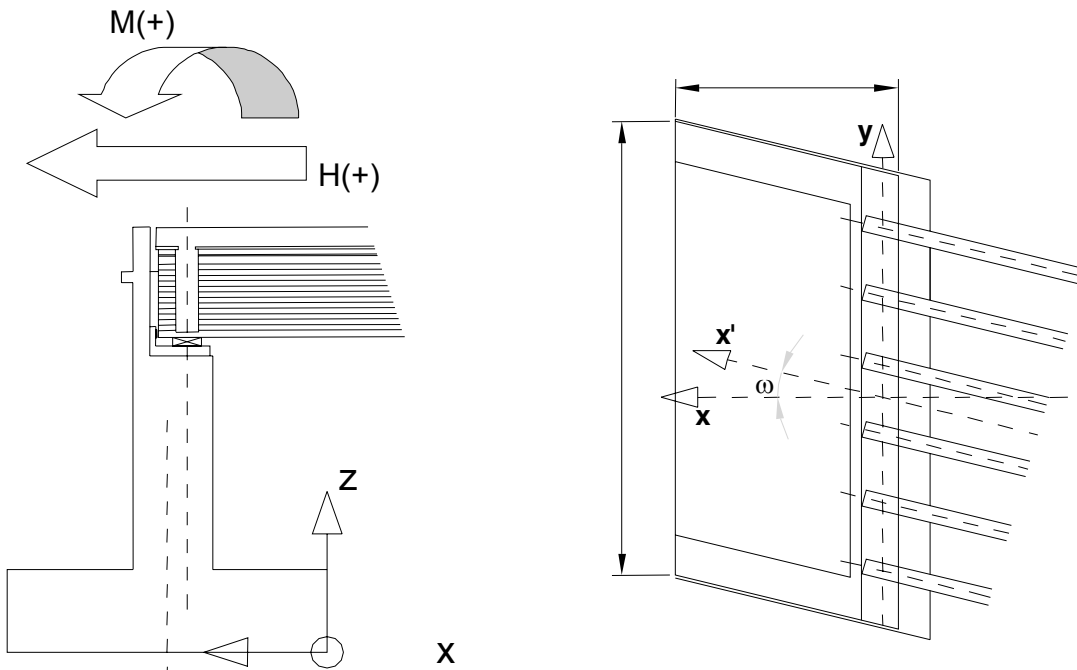
- La forza d'inerzia trasmessa dall'impalcato (spalla con appoggio fisso).
- La forza d'inerzia agente sulla massa della spalla e del terreno contenuto
- La spinta in condizioni sismiche del terreno retrostante.

Quest'ultima è calcolata in accordo all'espressione di Mononobe-Okabe ed è applicata secondo le prescrizioni regolamentari. Essendo la spalla considerata opera di sostegno, non si prendono in conto componenti sismiche verticali.

### 6.1.2 Sistema di riferimento e convenzioni sui segni

Il sistema di riferimento globale è costituito dagli assi  $x$ ,  $y$  aventi origine nel baricentro della platea di fondazione e con l'asse  $x$  parallelo all'asse del ponte. In direzione longitudinale  $x$  si considerano positive le azioni che hanno effetto stabilizzante nei confronti della spalla.

Nel computo dei carichi e delle eccentricità si fa riferimento alle figure che seguono.



## 6.2 Dati geometrici

Altezza paramento	$H_{par} =$	4.5	[m]
Spessore paramento (in x)		1.5	[m]
Larghezza paramento (in y)		35.45	[m]
Larghezza baggioli (in y)		0.6	[m]
Larghezza baggioli (in x)		0.6	[m]
N° baggioli		11	
Dist. asse baggioli da filo ant. paramento (in x)		0.5	[m]
Altezza baggioli		0.15	[m]
Altezza paraghiaia		2.3	[m]
Spessore paraghiaia (in x)		0.4	[m]
Larghezza paraghiaia (in y)		35.45	[m]
Distanza filo posteriore paraghiaia da filo post. paramento (in X)		0	[m]
Spessore platea di fondazione		1.5	[m]
Lunghezza platea di fondazione (in x)		5.5	[m]
Larghezza platea di fondazione (in y)		35.45	[m]
Sbalzo anteriore platea		2	[m]
Sbalzo posteriore platea		2	[m]
Wx (trasversale)		1151.98	[m <sup>2</sup> ]
Wy (longitudinale)		178.73	[m <sup>2</sup> ]
Lunghezza risvolti (in x)		2	[m]
Spessore medio risvolti		0.7	[m]
Altezza risvolti		6.8	[m]
Altezza orecchie al filo post. risvolto		0	[m]
Altezza orecchie all'estremità		0	[m]
Lunghezza orecchie (in x)		0	[m]
Spessore orecchie		0	[m]

### *Dati relativi al terreno di rinterro*

altezza a filo anteriore fondazione		1.5	[m]
altezza a filo anteriore paramento		1.4	[m]
altezza a filo posteriore paramento		4.5	[m]
altezza a filo posteriore fondazione		8.3	[m]

### *Dati relativi ai pali*

Diametro pali		1.2	[m]
Area Pali		22.62	[m <sup>2</sup> ]
Lunghezza pali		20.00	[m]
Lunghezza elastica	$L_0 =$	8.34	[m]
file trasversali di pali (in y)		10	
file longitudinali di pali (in x)		2	
distanza bordo fondazione-asse palo (lungo x)		1.00	[m]
distanza bordo fondazione-asse palo (lungo y)		1.50	[m]
interasse trasversale pali (lungo y)	$i_{py} =$	3.61	[m]
interasse longitudinale pali (lungo x)	$i_{px} =$	3.50	[m]
Modulo d'inerzia min palificata (attorno asse x)	$W_{px} =$	132.20	[m]
Modulo d'inerzia min palificata (attorno asse y)	$W_{py} =$	35.00	[m]

### 6.3 Azioni trasmesse dall'impalcato

#### 6.3.1 Carichi permanenti (g)

	V [kN]	ecc <sub>y</sub> [m]	M <sub>x</sub> [kNm]	ecc <sub>x</sub> [m]	M <sub>y</sub> [kNm]
travi	7331.94	0.00	0.00	-0.25	-1832.99
soletta	8987.18	0.00	0.00	-0.25	-2246.79
traversi di campata	0.00	0.00	0.00	-0.25	0.00
traversi di testata	252.00	0.00	0.00	-0.25	-63.00
cordoli	199.13	0.00	0.00	-0.25	-49.78
pavimentazione	3691.73	0.00	0.00	-0.25	-922.93
pesi aggiuntivi (barriere, parapetti,...)	50.45	0.00	0.00	-0.25	-12.61
<b>Totale per una spalla</b>	<b>10256.21</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>-0.25</b>	<b>-2564.05</b>

#### 6.3.2 Carichi accidentali verticali (q<sub>1</sub>, q<sub>2</sub>)

Poiché il calcolo è condotto a definire il dimensionamento della spalla si assume come disposizione più gravosa quella del q<sub>1a</sub> in appoggio; le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al bordo carreggiata Sx. I carichi comprendono l'incremento dinamico.

Le reazioni sulla spalla dovute ad ogni singola colonna di carico, compresa la folla sui marciapiedi, e le reazioni totali sono le seguenti:

	V [kN]	ecc <sub>y</sub> [m]	M <sub>x</sub> [kNm]	ecc <sub>x</sub> [m]	M <sub>y</sub> [kNm]
q <sub>1a</sub> +q <sub>1b</sub> 1 <sup>a</sup> striscia	1316.85	14.48	19061.40	-0.25	-329.21
q <sub>1a</sub> +q <sub>1b</sub> 2 <sup>a</sup> striscia	599.13	10.98	6575.40	-0.25	-149.78
q <sub>1a</sub> +q <sub>1b</sub> 3 <sup>a</sup> striscia	399.13	7.48	2983.46	-0.25	-99.78
q <sub>1a</sub> +q <sub>1b</sub> 4 <sup>a</sup> striscia	199.13	3.98	791.52	-0.25	-49.78
q <sub>1a</sub> +q <sub>1b</sub> striscia rimanente	686.98	0.48	326.32	-0.25	-171.75
q <sub>1e</sub> folla marc dx	99.56	17.35	1727.41	-0.25	-24.89
q <sub>1e</sub> folla marc sx	99.56	-17.35	-1727.41	-0.25	-24.89
<b>Totale per una spalla</b>	<b>1700.17</b>	<b>8.75</b>	<b>14869.05</b>	<b>-0.25</b>	<b>-425.04</b>

#### 6.3.3 Azione di frenatura (q<sub>3</sub>)

	H <sub>x</sub> [kN]	ecc <sub>z</sub> [m]	V [kN]	ecc <sub>x</sub> [m]	M <sub>y</sub> [kNm]
frenatura	900.00	2.00			1800.00
Squilibrio frenatura			70.59	-0.25	-17.65

#### 6.3.4 Azione centrifuga (q<sub>4</sub>)

	H <sub>y</sub> [kN]	ecc <sub>z</sub> [m]			M <sub>y</sub> [kNm]
Forza centrifuga per una spalla	0.00	2.00			0.00

#### 6.3.5 Azione del vento (q<sub>5</sub>)

	H <sub>x</sub> [kN]	H <sub>y</sub> [kN]	ecc <sub>z</sub> [m]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]
Vento ponte carico	0.00	169.08	8.70	1470.95	0.00
Vento ponte scarico	0.00	102.70	7.70	790.79	0.00

6.3.6 Azione sismica ( $q_6$ )

I criteri di calcolo seguiti sono quelli del OPCM 3274 ossia adottando un'analisi semplificata poiché il ponte è costituito da campate isostatiche per cui la deformata dinamica della struttura è governata da un solo grado di libertà. Peraltro si può notare che l'adozione di appoggi che sopportano solo le azioni ordinarie, adottando per l'assorbimento delle azioni sismiche degli appositi dispositivi, consente di affermare che il moto in senso longitudinale dell'impalcato e quello delle spalle in fase sismica sia, a meno degli attriti, disaccoppiato e di conseguenza si possa calcolare l'azione sismica dell'impalcato indipendentemente dall'interazione con la spalla. In questo caso l'azione sismica dovuta all'impalcato viene interamente assorbita dai ritegni quando agisce in direzione del terreno ed in direzione trasversale; poiché in direzione longitudinale opposta al terreno l'azione viene assorbita dal ritegno della spalla opposta, si trascurano gli effetti di interazione terreno struttura. L'analisi viene condotta separatamente per la direzione longitudinale e quella trasversale.

Per quanto riguarda l'azione sulla spalla in senso trasversale, come disposto dall'art. 8.7.2, l'interazione terreno struttura può essere parimenti trascurata e l'azione sismica viene assunta pari all'accelerazione di progetto  $a_g$ .

## SISMA ORIZZONTALE

	$H_x/H_y$ [kN]	$ecc_z$ [m]	Mx [kNm]	My [kNm]
Inerzia impalcato	2030.73	1.55	3147.63	3147.63

## SISMA VERTICALE

	V [kN]	$ecc_y$ [m]	Mx [kNm]	$ecc_x$ [m]	My [kNm]
Inerzia impalcato	1015.36	0.00	0.00	-0.25	-253.84
Squilibrio dato da sisma orizz.	123.44	0.00	0.00	-0.25	-30.86
<b>Totale</b>	<b>1138.80</b>		<b>0.00</b>		<b>-284.70</b>

6.3.7 Resistenze parassite dei vincoli ( $q_7$ )

	$H_x$ [kN]	$ecc_z$ [m]	Mx [kNm]	$ecc_x$ [m]	My [kNm]
Attrito sugli appoggi	615.37	2.00	0.00		-1230.74

6.3.8 Veicoli in svio ( $q_8$ )

	$H_y$ [kN]	$ecc_z$ [m]	Mx [kNm]
Svio (barriera tipo H4)	750.00	3.80	2850.00

## 6.4 Azioni agenti sulla spalla

### 6.4.1 Peso proprio

	V [kN]	ecc <sub>x</sub> [m]	My [kNm]
Paramento	5982.19	0.00	0.00
Paraghiaia	815.35	0.55	448.44
Platea	7311.56	0.00	0.00
Risvolti	476.00	1.75	833.00
Terreno a monte	8335.44	1.75	14587.02
Terreno a valle	1850.49	-1.75	-3238.36
Baggioli	14.85	-0.25	-3.71
<b>Totale</b>	<b>24785.88</b>	<b>0.51</b>	<b>12626.39</b>

### Momenti agenti globali

	ecc <sub>x</sub> [m]	My <sub>stab</sub> [kNm]	ecc <sub>y</sub> [m]	Mx <sub>stab</sub> [kNm]
Paramento	2.75	16451.02	17.73	106034.27
Paraghiaia	3.30	2690.66	17.73	14452.08
Platea	2.75	20106.80	17.73	129597.45
Risvolti	4.50	2142.00	0.00	0.00
Terreno a monte	4.50	37509.48	17.73	147745.67
Terreno a valle	1.00	1850.49	17.73	32799.94
Baggioli	2.50	37.13	17.73	263.22
<b>Totale</b>		<b>80787.56</b>		<b>430892.62</b>

### 6.4.2 Spinta delle terre

#### 6.4.2.1 Spinta del terreno

Si prevede un riempimento con terreno di buona qualità, con strati drenanti a ridosso della spalla. Il diagramma delle pressioni è triangolare con valore massimo alla base: il coefficiente di spinta è assunto intermedio tra quello ricavato con il regime di spinta attiva ed a riposo.

	H <sub>x</sub> [kN]	ecc <sub>z</sub> [m]	My [kNm]
A livello spiccato paramento	-4483.66	2.27	-10162.96
A livello intadosso platea	-6679.91	2.77	-18481.09

#### 6.4.2.2 Spinta relativa al sovraccarico sul terrapieno

Si considerano due condizioni di carico sul terrapieno:

sovraccarico concomitante con impalcato scarico =	20	[kN/m <sup>2</sup> ]
sovraccarico concomitante con impalcato carico =	10	[kN/m <sup>2</sup> ]

Il diagramma delle pressioni è rettangolare:

	H <sub>x</sub> [kN]	ecc <sub>z</sub> [m]	Mx [kNm]	My [kNm]
Impalcato scarico: a livello spiccato paramento	1077.52	-3.40		-3663.58
Impalcato carico: a livello spiccato paramento	538.76	-3.40		-1831.79
Impalcato scarico: a livello intadosso platea	1315.21	-4.15		-5458.13
Impalcato carico: a livello intadosso platea	657.61	-4.15		-2729.06



6.4.2.3 Spinta relativa al terreno di valle

A favore di sicurezza si trascura il contributo alla stabilità offerto dalla spinta del terreno di valle.

6.4.3 Azione del vento

Si considera una pressione cinetica di 2.5 kPa

	H <sub>x</sub> [kN]	ecc <sub>z</sub> [m]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]
Su superf.laterale paramento	34.00	8.30	282.20	

6.4.4 Azione sismica

*SISMA ORIZZONTALE*

	H <sub>x</sub> /H <sub>y</sub> [kN]	ecc <sub>z</sub> [m]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]
Increm. spinta terreno a tergo	147.31	4.15	611.35	611.35
Inerzia paramento	710.68	3.75	2665.06	2665.06
Inerzia paraghiaia	96.86	7.15	692.57	692.57
Inerzia terreno tra risvolti	990.25	4.90	4852.23	4852.23
Inerzia fondazione	868.61	0.75	651.46	651.46
Inerzia risvolti	56.55	4.90	277.09	277.09
Inerzia baggioli	1.76	6.08	10.72	10.72
<b>Totale</b>	<b>2872.04</b>		<b>9760.49</b>	<b>9760.49</b>

*SISMA VERTICALE*

	V [kN]	ecc <sub>x</sub> [m]	M <sub>y</sub> [kNm]
Inerzia paramento	355.34	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia	48.43	0.55	26.64
Inerzia fondazione	434.31	0.00	0.00
Inerzia risvolti	28.27	1.75	49.48
Inerzia baggioli	495.13	-0.25	-123.78
<b>Totale</b>	<b>1361.48</b>		<b>-47.66</b>

## 6.5 Sollecitazioni risultanti

Vengono riportate nel seguito le caratteristiche di sollecitazione relative alla spalla, riferite agli assi baricentrici della platea.

### 6.5.1 Carichi elementari ad intradosso impalcato

	Vert V [kN]	trasv Hy [kN]	long Hx [kN]	trasv Mx [kNm]	long My [kNm]
Peso proprio della spalla +Terreno	g <sub>1</sub>				
Peso proprio dell'impalcato	g <sub>2</sub>	10'256.21			-2'564.05
Spinta delle terre	g <sub>3</sub>				
Carico accidentale sull'impalcato	q <sub>1</sub> +q <sub>2</sub>	1'700.17		14'869.05	-425.04
Carico acc.sul rilevato contemporaneo all'accidentale s	q <sub>1</sub>				
Carico acc. sul rilevato in assenza di accidentale sull'im	q <sub>1</sub>				
Azione di frenatura	q <sub>3</sub>	70.59	-900.00		1'817.65
Azione centrifuga	q <sub>4</sub>		0.00	0.00	
Azione del vento a ponte carico (±)	q <sub>5</sub>		169.08	0.00	405.78
Azione del vento a ponte scarico (±)	q <sub>5</sub>		102.70	0.00	143.78
Azioni sismiche longitudinali (±)	q <sub>6</sub>	123.44		0.00	-30.86
Azioni sismiche trasversali (±)	q <sub>6</sub>	123.44	1'015.36		1'542.96
Azioni sismiche verticali (±)	q <sub>6</sub>	1'015.36			-253.84
Attrito sugli appoggi	q <sub>7</sub>		0.00	-615.37	0.00
Veicolo in svio	q <sub>8</sub>			375.00	1'425.00

### 6.5.2 Carichi elementari allo spiccato paramento

	Vert V [kN]	trasv Hy [kN]	long Hx [kN]	trasv Mx [kNm]	long My [kNm]
Peso proprio della spalla +Terreno	g <sub>1</sub>	6'812.39			6'812.39
Peso proprio dell'impalcato	g <sub>2</sub>	10'256.21		0.00	-2'564.05
Spinta delle terre	g <sub>3</sub>	2'122.61			-10'162.96
Carico accidentale sull'impalcato	q <sub>1</sub> +q <sub>2</sub>	1'700.17		14'869.05	-425.04
Carico acc.sul rilevato contemporaneo all'accidentale sull'impalcato	q <sub>1</sub>	-255.05		-538.76	-1'831.79
Carico acc. sul rilevato in assenza di accidentale sull'impalcato	q <sub>1</sub>	-510.11		-1'077.52	-3'663.58
Azione di frenatura	q <sub>3</sub>	70.59	-900.00		5'832.35
Azione centrifuga	q <sub>4</sub>		0.00	0.00	
Azione del vento a ponte carico (±)	q <sub>5</sub>		169.08	0.00	1'217.34
Azione del vento a ponte scarico (±)	q <sub>5</sub>		102.70	0.00	636.74
Azioni sismiche longitudinali (±)	q <sub>6</sub>	123.44		-2'003.43	-2'708.97
Azioni sismiche trasversali (±)	q <sub>6</sub>	123.44	3'018.79		9'350.60
Azioni sismiche verticali (±)	q <sub>6</sub>	1'942.54			-301.50
Attrito sugli appoggi	q <sub>7</sub>			615.37	-4'184.53
Veicolo in svio	q <sub>8</sub>			375.00	1'425.00

	<b>S.S. N.9 "Via Emilia"</b> <b>VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE</b> <b>PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234</b>
--	--

6.5.3 Carichi elementari all'intradosso platea

		Vert V [kN]	trasv Hy [kN]	long Hx [kN]	trasv Mx [kNm]	long My [kNm]
Peso proprio della spalla + Terreno	g <sub>1</sub>	24'785.88				12'626.39
Peso proprio dell'impalcato	g <sub>2</sub>	10'256.21				-2'564.05
Spinta delle terre	g <sub>3</sub>	0.00		-6'679.91		-18'481.09
Carico accidentale sull'impalcato	q <sub>1</sub> +q <sub>2</sub>	1'700.17			14'869.05	-442.69
Carico acc.sul rilevato contemporaneo all'accidentale sull'impalcato	q <sub>1</sub>			-657.61		-2'729.06
Carico acc. sul rilevato in assenza di accidentale sull'impalcato	q <sub>1</sub>			-1'315.21		-5'458.13
Azione di frenatura	q <sub>3</sub>	70.59		-900.00		7'182.35
Azione centrifuga	q <sub>4</sub>		0.00		0.00	
Azione del vento a ponte carico (±)	q <sub>5</sub>		169.08	0.00	1'470.95	0.00
Azione del vento a ponte scarico (±)	q <sub>5</sub>		102.70	0.00	790.79	0.00
Azioni sismiche longitudinali (±)	q <sub>6</sub>	123.44		-2'872.04	0.00	-9'729.63
Azioni sismiche trasversali (±)	q <sub>6</sub>	123.44	3'887.40		17'136.08	
Azioni sismiche verticali (±)	q <sub>6</sub>	2'376.84				-301.50
Attrito sugli appoggi	q <sub>7</sub>			-615.37		5'107.59
Veicolo in svio	q <sub>8</sub>		375.00		1'425.00	

## 6.6 Verifiche

### 6.6.1 Appoggi

Nel calcolo delle sollecitazioni si fa riferimento ai valori massimi per appoggio. Ai fini del calcolo delle rotazioni e degli spostamenti si ritiene in ogni caso che le travi abbiano già scontato il 50% degli accorciamenti dovuti alla viscosità e al ritiro.

Si assumono inoltre i seguenti valori dei coefficienti:

Coefficiente di ritiro

$$\varepsilon = 0.0003$$

Coefficiente di dilatazione termica

$$\alpha = 1.00E-05$$

Scorrimento longitudinale (+40°)

10.20 [mm]

Scorrimento trasversale (+40°)

10.00 [mm]

	V [kN]	Hx [kN]	Hy [kN]
Solo Permanenti	932.38	0.00	0.00
Solo Accidentali (q)	517.22	0.00	0.00
Combinazione con Frenatura V/H = -14.89%	549.60	-81.82	0.00
Combinazione con Attrito V/H = 3.86%	1449.60	55.94	0.00
Combinazione con Sisma long. 11 ritegni per spalla	1189.54	384.61	0.00
Combinazione con Sisma trasv. 2 ritegni per spalla	1092.32	0.00	2115.34

Ai fini del dimensionamento dei baggioli, a favore di sicurezza, si assumono i valori massimi delle sollecitazioni agli appoggi. La verifica viene condotta secondo la norma CNR 10037

## 6.6.2 Paramento frontale

		Vert V [kN]	long Hx [kN]	long My [kNm]
Impalcato SX scarico	U1a	26226.52	-8341.77	-14455.01
Impalcato SX carico	U2a	28521.74	-7533.63	-16804.19
Impalcato SX carico + frenatura	U3a	28617.03	-8748.63	-24677.87
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	U4a	28521.74	-7533.63	-16804.19
Senza impalcato+rinterro (provvisoria)	P1	12380.63	-6725.49	-6047.71
Sisma long +	USL+	19314.64	-7564.61	-8623.59
Sisma long -	USL-	19067.77	-3557.76	-3205.65
Sisma trasv +	UST+	19314.64	-2542.39	3435.97
Sisma trasv -	UST-	19067.77	-8579.97	-5914.62
Sisma vert +	USV+	21133.74	-3868.29	-6216.13
Impalcato SX scarico	E2a	19191.20	-5561.18	-13762.73
Impalcato SX carico	E3a	20891.37	76.61	-12355.99
Impalcato SX carico + frenatura	E4a	20961.96	-6461.18	-18188.34
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	E5a	20891.37	76.61	-12355.99
Impalcato SX carico - frequente	E6a	20519.27	-5562.73	-9053.02

Combinazioni di verifica (per 1m di paramento)

		M ver [kNm/m]	H ver [kN/m]	V ver [kN/m]
U3a	SLU	-696.13	-246.79	-807.25
E4a	SLE	-513.07	-182.26	-591.31

Si esegue la verifica con

H = 1.5 m , B = 1 m , c = 40 mm

Armatura minima  $A_{smin} = 2250.00 \text{ mm}^2$ Armatura superiore  $A_s = 3141.6 \text{ mm}^2$ , (1Ø20 passo 10cm, ossia 10Ø20/m)Armatura inferiore  $A'_s = 3141.6 \text{ mm}^2$ , (1Ø20 passo 10cm, ossia 10Ø20/m)

Sollecitazioni SLU:

 $M_u = 697.00 \text{ kNm}$ ;  $V_u = 247.00 \text{ kN}$ ;  $N_u = -808.00 \text{ kN}$ Momento agente ultimo (+contr. del taglio):  $M'_u = 1021.56 \text{ kNm}$ 

Sezione pressoinflessa parzializzata, Campo di rottura '2'

Taglio limite:  $V_{lim} = 817.55 \text{ kN}$  (Armatura a taglio non necessaria)Azione Taglio compressione:  $V_{cdc} = 6759.57 \text{ kN}$ Azione Taglio trazione:  $V_{wd} + V_{cd} = 14136.56 \text{ kN}$ Momento ultimo resistente  $M_{rd} = 2209.71 \text{ kNm}$

	<b>S.S. N.9 "Via Emilia"</b> <b>VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE</b> <b>PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234</b>
--	--

Sollecitazioni SLE:

$M_e = 515.00 \text{ kNm}$ ;  $N_e = -592.00 \text{ kN}$

Sezione pressoinflessa parzializzata

$\sigma_c = -2.11 \text{ MPa} < -13.073 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 44.45 \text{ MPa} < 301 \text{ MPa}$

Ampiezza di fessurazione di verifica  $W_k = 0.026 \text{ mm} (< 0.2 \text{ mm})$

### 6.6.3 Paramento laterale (risolto)

Poiché il risolto è incastrato su due lati (uno alla base e l'altro al lato paramento) si dovrebbe eseguire il calcolo di lastra incastrata su due lati; si opera invece a favore di sicurezza immaginando il risolto semplicemente incastrato alla sola base e caricato (poiché è solidale dai due lati e non può muoversi relativamente) con una spinta a riposo anziché una spinta di tipo attivo.

Sollecitazioni allo spiccatto

Combinazione	Vert	trav	trav	
	V [kN]	Hy [kN]	Mx [kNm]	
Impalcato SX scarico	U1a	321.30	1467.06	975.52
Impalcato SX carico	U2a	321.30	990.28	620.72
Impalcato SX carico + frenatura	U3a	321.30	990.28	620.72
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	U4a	321.30	990.28	620.72
Sisma trav +	UST+	238.00	447.05	746.80
Sisma trav -	UST-	238.00	-447.05	314.48
Sisma vert +	USV+	276.35	319.89	362.54
Impalcato SX scarico	E2a	238.00	1051.17	709.58
Impalcato SX carico	E3a	238.00	695.73	733.60
Impalcato SX carico + frenatura	E4a	238.00	695.73	733.60
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	E5a	238.00	695.73	733.60
Impalcato SX carico - frequente	E6a	238.00	1037.57	596.70

Combinazioni di verifica (per 1m di risolto)

		M ver	V ver	N ver
		[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
U1a	SLU	487.76	733.53	-160.65
E6a	SLE	366.80	347.86	-119.00

Si esegue la verifica con

$$H = 0.7 \text{ m} , B = 1 \text{ m} , c = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Armatura minima } A_{smin} = 1050.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{Armatura superiore } A_s = 4908.7 \text{ mm}^2, (1\varnothing 25 \text{ passo } 10\text{cm}, \text{ ossia } 10\varnothing 25/\text{m})$$

$$\text{Armatura inferiore } A'_s = 4908.7 \text{ mm}^2, (1\varnothing 25 \text{ passo } 10\text{cm}, \text{ ossia } 10\varnothing 25/\text{m})$$

Sollecitazioni SLU:

$$M_u = 488.00 \text{ kNm}; V_u = 734.00 \text{ kN}; N_u = -161.00 \text{ kN}$$

$$\text{Momento agente ultimo (+contr. del taglio): } M'_u = 924.00 \text{ kNm}$$

Sezione pressoinflessa parzializzata, Campo di rottura '2'

$$\text{Taglio limite: } V_{lim} = 457.76 \text{ kN (Armatura a taglio necessaria)}$$

$$\text{Azione Taglio compressione: } V_{cdc} = 3055.70 \text{ kN}$$

$$\text{Azione Taglio trazione: } V_{wd} + V_{cd} = 6547.49 \text{ kN}$$

$$\text{Momento ultimo resistente } M_{rd} = 1190.72 \text{ kNm}$$

	<b>S.S. N.9 "Via Emilia"</b> <b>VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE</b> <b>PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234</b>
--	--

Sollecitazioni SLE:

$M_e = 367.00 \text{ kNm}$ ;  $N_e = -119.00 \text{ kN}$

Sezione pressoinflessa parzializzata

$\sigma_c = -3.91 \text{ MPa} < -13.073 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 113.51 \text{ MPa} < 301 \text{ MPa}$

Ampiezza di fessurazione di verifica  $W_k = 0.077 \text{ mm} (< 0.2 \text{ mm})$



#### 6.6.4 Paraghiaia

Il calcolo delle sollecitazioni viene istituito con riferimento alla condizione di massimo sovraccarico sul rilevato ( $20.0 \text{ kN/m}^2$ ) e con azione frenante concentrata sulla sommità del paraghiaia.

Si considera che agisca direttamente sul paraghiaia l'azione frenante di due assi costituenti il  $q_{1,a}$  (ossia 20% di 400kN), secondo lo schema di carico 2, ripartita su una larghezza pari all'ingombro delle ruote del  $q_{1,a}$  (2.6m) aumentata della quantità derivante da una ripartizione a  $45^\circ$  sull'altezza del paraghiaia.

Altezza di calcolo paraghiaia:

2.40

 m

M ver [kNm/m]	V ver [kN/m]	N ver [kN/m]
56.06	39.56	-24.00

Si esegue la verifica con

$H = 0.4 \text{ m}$  ,  $B = 1 \text{ m}$  ,  $c = 40 \text{ mm}$

Armatura minima  $A_{smin} = 600.00 \text{ mm}^2$

Armatura superiore  $A_s = 2010.6 \text{ mm}^2$ , ( $1\text{Ø}16$  passo 10cm, ossia  $10\text{Ø}16/\text{m}$ )

Armatura inferiore  $A'_s = 2010.6 \text{ mm}^2$ , ( $1\text{Ø}16$  passo 10cm, ossia  $10\text{Ø}16/\text{m}$ )

Sollecitazioni SLU:

$M_u = 57.00 \text{ kNm}$ ;  $V_u = 24.00 \text{ kN}$ ;  $N_u = -40.00 \text{ kN}$

Momento agente ultimo (+contr. del taglio):  $M'_u = 64.78 \text{ kNm}$

Sezione pressoinflessa parzializzata, Campo di rottura '2'

Taglio limite:  $V_{lim} = 288.71 \text{ kN}$  (Armatura a taglio non necessaria)

Azione Taglio compressione:  $V_{cdc} = 1666.74 \text{ kN}$

Azione Taglio trazione:  $V_{wd} + V_{cd} = 3485.73 \text{ kN}$

Momento ultimo resistente  $M_{rd} = 257.50 \text{ kNm}$

Sollecitazioni SLE:

$M_e = 57.00 \text{ kNm}$ ;  $N_e = -40.00 \text{ kN}$

Sezione pressoinflessa parzializzata

$\sigma_c = -2.52 \text{ MPa} < -13.073 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 78.42 \text{ MPa} < 301 \text{ MPa}$

Ampiezza di fessurazione di verifica  $W_k = 0.036 \text{ mm} (< 0.2 \text{ mm})$

## 6.6.5 Platea

## 6.6.5.1 Sollecitazioni all'intradosso

Combinazione			Vert V [kN]	trav Hy [kN]	long Hx [kN]	trav Mx [kNm]	long My [kNm]
Impalcato SX scarico	GEO	U1a	35042.09	133.51	-10796.37	1028.03	-11126.76
Impalcato SX carico	GEO	U2a	36997.28	131.88	-10040.12	19762.65	-8772.95
Impalcato SX carico + frenatura	GEO	U3a	37058.16	131.88	-10917.62	19762.65	-2578.17
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	GEO	U4a	36997.28	131.88	-10917.62	19762.65	-8772.95
Sisma long +	GEO	USL+	35165.52	0.00	-9921.18	0.00	-15000.75
Sisma long -	GEO	USL-	35165.52	0.00	-4423.25	0.00	4458.50
Sisma trav +	GEO	UST+	35165.52	3887.40	-7295.29	17136.08	-8418.75
Sisma trav -	GEO	UST-	35165.52	-3887.40	-7295.29	-17136.08	-8418.75
Sisma vert +	GEO	USV+	37418.93	0.00	-7295.29	0.00	-8720.26
Impalcato SX scarico	STR	U1a	47306.82	154.05	-11974.59	640.54	-12678.00
Impalcato SX carico	STR	U2a	49602.04	354.67	-11599.93	22839.89	-14395.47
Impalcato SX carico + frenatura	STR	U3a	49602.04	354.67	-12511.18	22839.89	-7123.34
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	STR	U4a	49602.04	354.67	-11599.93	22839.89	-14395.47
Sisma long +	STR	USL+	35165.52	0.00	-9921.18	0.00	-15000.75
Sisma long -	STR	USL-	35165.52	0.00	-4423.25	0.00	4458.50
Sisma trav +	STR	UST+	35165.52	3887.40	-7295.29	17136.08	-8418.75
Sisma trav -	STR	UST-	35165.52	-3887.40	-7295.29	-17136.08	-8418.75
Sisma vert +	STR	USV+	37418.93	0.00	-7295.29	0.00	-8720.26
Impalcato SX scarico	EQU	U1a	38546.30	154.05	-12487.70	1186.19	-18734.31
Impalcato SX carico	EQU	U2a	40841.52	759.86	-11599.93	21728.04	-15971.13
Impalcato SX carico + frenatura	EQU	U3a	40912.99	759.86	-12511.18	21728.04	-8699.00
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	EQU	U4a	40841.52	759.86	-11599.93	21728.04	-15971.13
Senza impalcato+rinterro (provvisoria)	EQU	P1	27264.47	154.05	-12043.82	1186.19	-21884.24
Sisma long +	EQU	USL+	35165.52	0.00	-9921.18	0.00	-15000.75
Sisma long -	EQU	USL-	35165.52	0.00	-4423.25	0.00	4458.50
Sisma trav +	EQU	UST+	35165.52	3887.40	-7295.29	17136.08	-8418.75
Sisma trav -	EQU	UST-	35165.52	-3887.40	-7295.29	-17136.08	-8418.75
Sisma vert +	EQU	USV+	37418.93	0.00	-7295.29	0.00	-8720.26
Impalcato SX scarico		E2a	35042.09	102.70	-9131.65	16530.89	-8681.66
Impalcato SX carico		E3a	36317.21	450.33	-8474.05	17041.01	-6966.87
Impalcato SX carico + frenatura		E4a	36370.15	450.33	-9149.05	17041.01	-1580.11
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga		E5a	36370.15	450.33	-8474.05	17041.01	-6966.87
Impalcato SX carico - frequente		E6a	35750.39	319.08	-7943.67	16027.43	-7644.42

6.6.5.2 Sollecitazione sulla fondazione diretta

Si omette poiché la platea è fondata su pali

**Verifiche EQU**

Dal paragrafo 6.4.1 si ricavano i momenti stabilizzanti nei due sensi da cui si redige la tabella seguente.

Momento stabilizzante long.                    **80787.56** [kNm]

Momento stabilizzante trasv.                **430892.62** [kNm]

*Combinazione*

- Impalcato SX scarico
- Impalcato SX carico
- Impalcato SX carico + frenatura
- Impalcato SX carico + Az. Centrifuga
- Senza impalcato+rinterro (provvisoria)
- Sisma long +
- Sisma long -
- Sisma trasv +
- Sisma trasv -
- Sisma vert +

Long -direzione x		Trasv -direzione y	
$\gamma_{Sciv}$	$\gamma_{Rib}$	$\gamma_{Sciv}$	$\gamma_{Rib}$
1.19	2.58	96.31	363.26
1.36	2.82	20.69	19.83
1.26	3.79	20.72	19.83
1.36	2.82	20.69	19.83
<b>0.87</b>	2.34	68.12	363.26
1.36	2.92	0.00	0.00
3.06	9.89	0.00	0.00
1.86	3.84	3.48	25.15
1.86	3.84	3.48	25.15
1.97	3.78	0.00	0.00

Combinazione di verifica platea

		<b>M</b>	<b>V</b>
		[kNm/m]	[kN/m]
A monte	Combinazione USL+	214.71	135.16
	Combinazione E2a	162.13	56.30
A valle	Combinazione U2a	-762.96	-530.97
	Combinazione E2a	-463.70	-283.07

Si esegue la verifica con

H = 1.5 m , B = 1 m , c = 40 mm

Armatura minima  $A_{smin} = 2250.00$  mmq

Armatura superiore  $A_s = 3141.6$  mmq, (1Ø20 passo 10cm, ossia 10Ø20/m)

Armatura inferiore  $A'_s = 3141.6$  mmq, (1Ø20 passo 10cm, ossia 10Ø20/m)

Sollecitazioni SLU:

$M_u = 763.00$  kNm;  $V_u = 531.00$  kN;  $N_u = 0.00$  kN

Momento agente ultimo (+contr. del taglio):  $M^u = 1460.73$  kNm

Sezione semplicemente inflessa, Campo di rottura '2'

Taglio limite:  $V_{lim} = 817.55$  kN (Armatura a taglio non necessaria)

Azione Taglio compressione:  $V_{cdc} = 6759.57$  kN

Azione Taglio trazione:  $V_{wd} + V_{cd} = 14908.32$  kN

Momento ultimo resistente  $M_{rd} = 1661.77$  kNm

Sollecitazioni SLE:

$M_e = 464.00$  kNm;  $N_e = 0.00$  kN

Sezione semplicemente inflessa

$\sigma_c = -1.80$  MPa <  $-13.073$  MPa

$\sigma_s = 107.43$  MPa <  $301$  MPa

Ampiezza di fessurazione di verifica  $W_k = 0.049$  mm (<  $0.2$  mm)

## 7. SPALLA "B"

### 7.1 Dati geometrici

Altezza paramento	$H_{par} =$	2.45	[m]
Spessore paramento (in x)		1.5	[m]
Larghezza paramento (in y)		35.45	[m]
Larghezza baggioli (in y)		0.6	[m]
Larghezza baggioli (in x)		0.6	[m]
N° baggioli		11	
Dist. asse baggioli da filo ant. paramento (in x)		0.5	[m]
Altezza baggioli		0.15	[m]
Altezza paraghiaia		2.1	[m]
Spessore paraghiaia (in x)		0.4	[m]
Larghezza paraghiaia (in y)		35.45	[m]
Distanza filo posteriore paraghiaia da filo post. paramento (in X)		0	[m]
Spessore platea di fondazione		1.5	[m]
Lunghezza platea di fondazione (in x)		5.5	[m]
Larghezza platea di fondazione (in y)		35.45	[m]
Sbalzo anteriore platea		2	[m]
Sbalzo posteriore platea		2	[m]
Wx (trasversale)		1151.98	[m <sup>2</sup> ]
Wy (longitudinale)		178.73	[m <sup>2</sup> ]
Lunghezza risvolti (in x)		2	[m]
Spessore medio risvolti		0.7	[m]
Altezza risvolti		4.55	[m]
Altezza orecchie al filo post. risvolto		0	[m]
Altezza orecchie all'estremità		0	[m]
Lunghezza orecchie (in x)		0	[m]
Spessore orecchie		0	[m]

#### *Dati relativi al terreno di rinterro*

altezza a filo anteriore fondazione		1.5	[m]
altezza a filo anteriore paramento		1.4	[m]
altezza a filo posteriore paramento		1.5	[m]
altezza a filo posteriore fondazione		6.05	[m]

#### *Dati relativi ai pali*

Diametro pali		1.2	[m]
Area Pali		22.62	[m <sup>2</sup> ]
Lunghezza pali		20.00	[m]
Lunghezza elastica	$L_0 =$	8.34	[m]
file trasversali di pali (in y)		10	
file longitudinali di pali (in x)		2	
distanza bordo fondazione-asse palo (lungo x)		1.00	[m]
distanza bordo fondazione-asse palo (lungo y)		1.50	[m]
interasse trasversale pali (lungo y)	$i_{py} =$	3.61	[m]
interasse longitudinale pali (lungo x)	$i_{px} =$	3.50	[m]
Modulo d'inerzia min palificata (attorno asse x)	$W_{px} =$	132.20	[m]
Modulo d'inerzia min palificata (attorno asse y)	$W_{py} =$	35.00	[m]

## 7.2 Azioni trasmesse dall'impalcato

### 7.2.1 Carichi permanenti (g)

	V [kN]	ecc <sub>y</sub> [m]	M <sub>x</sub> [kNm]	ecc <sub>x</sub> [m]	M <sub>y</sub> [kNm]
travi	7331.94	0.00	0.00	-0.25	-1832.99
soletta	8987.18	0.00	0.00	-0.25	-2246.79
traversi di campata	0.00	0.00	0.00	-0.25	0.00
traversi di testata	252.00	0.00	0.00	-0.25	-63.00
cordoli	199.13	0.00	0.00	-0.25	-49.78
pavimentazione	3691.73	0.00	0.00	-0.25	-922.93
pesi aggiuntivi (barriere, parapetti,...)	50.45	0.00	0.00	-0.25	-12.61
<b>Totale per una spalla</b>	<b>10256.21</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>-0.25</b>	<b>-2564.05</b>

### 7.2.2 Carichi accidentali verticali (q<sub>1</sub>, q<sub>2</sub>)

Poiché il calcolo è condotto a definire il dimensionamento della spalla si assume come disposizione più gravosa quella del q<sub>1</sub> in appoggio; le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al bordo carreggiata Sx. I carichi comprendono l'incremento dinamico.

Le reazioni sulla spalla dovute ad ogni singola colonna di carico, compresa la folla sui marciapiedi, e le reazioni totali sono le seguenti:

	V [kN]	ecc <sub>y</sub> [m]	M <sub>x</sub> [kNm]	ecc <sub>x</sub> [m]	M <sub>y</sub> [kNm]
q <sub>1a</sub> +q <sub>1b</sub> 1 <sup>a</sup> striscia	1316.85	14.48	19061.40	-0.25	-329.21
q <sub>1a</sub> +q <sub>1b</sub> 2 <sup>a</sup> striscia	599.13	10.98	6575.40	-0.25	-149.78
q <sub>1a</sub> +q <sub>1b</sub> 3 <sup>a</sup> striscia	399.13	7.48	2983.46	-0.25	-99.78
q <sub>1a</sub> +q <sub>1b</sub> 4 <sup>a</sup> striscia	199.13	3.98	791.52	-0.25	-49.78
q <sub>1a</sub> +q <sub>1b</sub> striscia rimanente	686.98	0.48	326.32	-0.25	-171.75
q <sub>1e</sub> folla marc dx	99.56	17.35	1727.41	-0.25	-24.89
q <sub>1e</sub> folla marc sx	99.56	-17.35	-1727.41	-0.25	-24.89
<b>Totale per una spalla</b>	<b>1700.17</b>	<b>8.75</b>	<b>14869.05</b>	<b>-0.25</b>	<b>-425.04</b>

### 7.2.3 Azione di frenatura (q<sub>3</sub>)

	H <sub>x</sub> [kN]	ecc <sub>z</sub> [m]	V [kN]	ecc <sub>x</sub> [m]	M <sub>y</sub> [kNm]
frenatura	900.00	2.00			1800.00
Squilibrio frenatura			70.59	-0.25	-17.65

### 7.2.4 Azione centrifuga (q<sub>4</sub>)

	H <sub>y</sub> [kN]	ecc <sub>z</sub> [m]			M <sub>y</sub> [kNm]
Forza centrifuga per una spalla	0.00	2.00			0.00

### 7.2.5 Azione del vento (q<sub>5</sub>)

	H <sub>x</sub> [kN]	H <sub>y</sub> [kN]	ecc <sub>z</sub> [m]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]
Vento ponte carico	0.00	169.08	6.65	1124.35	0.00
Vento ponte scarico	0.00	102.70	5.65	580.26	0.00

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

7.2.6 Azione sismica ( $q_6$ )

I criteri di calcolo seguiti sono quelli del OPCM 3274 ossia adottando un'analisi semplificata poichè il ponte è costituito da campate isostatiche per cui la deformata dinamica della struttura è governata da un solo grado di libertà. Peraltro si può notare che l'adozione di appoggi che sopportano solo le azioni ordinarie, adottando per l'assorbimento delle azioni sismiche degli appositi dispositivi, consente di affermare che il moto in senso longitudinale dell'impalcato e quello delle spalle in fase sismica sia, a meno degli attriti, disaccoppiato e di conseguenza si possa calcolare l'azione sismica dell'impalcato indipendentemente dall'interazione con la spalla. In questo caso l'azione sismica dovuta all'impalcato viene interamente assorbita dai ritegni quando agisce in direzione del terreno ed in direzione trasversale; poichè in direzione longitudinale opposta al terreno l'azione viene assorbita dal ritegno della spalla opposta, si trascurano gli effetti di interazione terreno struttura. L'analisi viene condotta separatamente per la direzione longitudinale e quella trasversale.

Per quanto riguarda l'azione sulla spalla in senso trasversale, come disposto dall'art. 8.7.2, l'interazione terreno struttura può essere parimenti trascurata e l'azione sismica viene assunta pari all'accelerazione di progetto  $a_g$ .

*SISMA ORIZZONTALE*

	$H_x/H_y$ [kN]	$ecc_z$ [m]	Mx [kNm]	My [kNm]
Inerzia impalcato	2030.73	1.55	3147.63	3147.63

*SISMA VERTICALE*

	V [kN]	$ecc_y$ [m]	Mx [kNm]	$ecc_x$ [m]	My [kNm]
Inerzia impalcato	1015.36	0.00	0.00	-0.25	-253.84
Squilibrio dato da sisma orizz.	123.44	0.00	0.00	-0.25	-30.86
<b>Totale</b>	<b>1138.80</b>		<b>0.00</b>		<b>-284.70</b>

7.2.7 Resistenze parassite dei vincoli ( $q_7$ )

	$H_x$ [kN]	$ecc_z$ [m]	Mx [kNm]	$ecc_x$ [m]	My [kNm]
Attrito sugli appoggi	615.37	2.00	0.00		-1230.74

7.2.8 Veicoli in svio ( $q_8$ )

	$H_y$ [kN]	$ecc_z$ [m]	Mx [kNm]
Svio (barriera tipo H4)	750.00	3.80	2850.00

### 7.3 Azioni agenti sulla spalla

#### 7.3.1 Peso proprio

	V [kN]	ecc <sub>x</sub> [m]	My [kNm]
Paramento	3256.97	0.00	0.00
Paraghiaia	744.45	0.55	409.45
Platea	7311.56	0.00	0.00
Risvolti	318.50	1.75	557.38
Terreno a monte	5577.39	1.75	9760.43
Terreno a valle	1850.49	-1.75	-3238.36
Baggioli	14.85	-0.25	-3.71
<b>Totale</b>	<b>19074.21</b>	<b>0.39</b>	<b>7485.19</b>

#### Momenti agenti globali

	ecc <sub>x</sub> [m]	My <sub>stab</sub> [kNm]	ecc <sub>y</sub> [m]	Mx <sub>stab</sub> [kNm]
Paramento	2.75	8956.66	17.73	57729.77
Paraghiaia	3.30	2456.69	17.73	13195.38
Platea	2.75	20106.80	17.73	129597.45
Risvolti	4.50	1433.25	0.00	0.00
Terreno a monte	4.50	25098.26	17.73	98859.24
Terreno a valle	1.00	1850.49	17.73	32799.94
Baggioli	2.50	37.13	17.73	263.22
<b>Totale</b>		<b>59939.27</b>		<b>332444.98</b>

#### 7.3.2 Spinta delle terre

##### 7.3.2.1 Spinta del terreno

Si prevede un riempimento con terreno di buona qualità, con strati drenanti a ridosso della spalla. Il diagramma delle pressioni è triangolare con valore massimo alla base: il coefficiente di spinta è assunto intermedio tra quello ricavato con il regime di spinta attiva ed a riposo.

	H <sub>x</sub> [kN]	ecc <sub>z</sub> [m]	My [kNm]
A livello spiccato paramento	-2007.42	1.52	-3044.58
A livello intadosso platea	-3549.16	2.02	-7157.47

##### 7.3.2.2 Spinta relativa al sovraccarico sul terrapieno

Si considerano due condizioni di carico sul terrapieno:

sovraccarico concomitante con impalcato scarico =	20	[kN/m <sup>2</sup> ]
sovraccarico concomitante con impalcato carico =	10	[kN/m <sup>2</sup> ]

Il diagramma delle pressioni è rettangolare:

	H <sub>x</sub> [kN]	ecc <sub>z</sub> [m]	Mx [kNm]	My [kNm]
Impalcato scarico: a livello spiccato paramento	720.99	-2.28		-1640.25
Impalcato carico: a livello spiccato paramento	360.49	-2.28		-820.13
Impalcato scarico: a livello intadosso platea	958.68	-3.03		-2900.00
Impalcato carico: a livello intadosso platea	479.34	-3.03		-1450.00



**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

*7.3.2.3 Spinta relativa al terreno di valle*

A favore di sicurezza si trascura il contributo alla stabilità offerto dalla spinta del terreno di valle.

7.3.3 Azione del vento

Si considera una pressione cinetica di 2.5 kPa

	H <sub>x</sub> [kN]	ecc <sub>z</sub> [m]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]
Su superf.laterale paramento	22.75	6.05	137.64	

7.3.4 Azione sismica

*SISMA ORIZZONTALE*

	H <sub>x</sub> /H <sub>y</sub> [kN]	ecc <sub>z</sub> [m]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]
Increment. spinta terreno a tergo	78.27	3.03	236.77	236.77
Inerzia paramento	386.93	2.73	1054.38	1054.38
Inerzia paraghiaia	88.44	5.00	442.20	442.20
Inerzia terreno tra risvolti	662.59	3.78	2501.29	2501.29
Inerzia fondazione	868.61	0.75	651.46	651.46
Inerzia risvolti	37.84	3.78	142.84	142.84
Inerzia baggioli	1.76	4.03	7.10	7.10
<b>Totale</b>	<b>2124.45</b>		<b>5036.04</b>	<b>5036.04</b>

*SISMA VERTICALE*

	V [kN]	ecc <sub>x</sub> [m]	M <sub>y</sub> [kNm]
Inerzia paramento	193.46	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia	44.22	0.55	24.32
Inerzia fondazione	434.31	0.00	0.00
Inerzia risvolti	18.92	1.75	33.11
Inerzia baggioli	331.30	-0.25	-82.82
<b>Totale</b>	<b>1022.21</b>		<b>-25.39</b>

## 7.4 Sollecitazioni risultanti

Vengono riportate nel seguito le caratteristiche di sollecitazione relative alla spalla, riferite agli assi baricentrici della platea.

### 7.4.1 Carichi elementari ad intradosso impalcato

	Vert V [kN]	trasv Hy [kN]	long Hx [kN]	trasv Mx [kNm]	long My [kNm]
Peso proprio della spalla +Terreno	g <sub>1</sub>				
Peso proprio dell'impalcato	g <sub>2</sub>	10'256.21			-2'564.05
Spinta delle terre	g <sub>3</sub>				
Carico accidentale sull'impalcato	q <sub>1</sub> +q <sub>2</sub>	1'700.17		14'869.05	-425.04
Carico acc.sul rilevato contemporaneo all'accidentale s	q <sub>1</sub>				
Carico acc. sul rilevato in assenza di accidentale sull'im	q <sub>1</sub>				
Azione di frenatura	q <sub>3</sub>	70.59	-900.00		1'817.65
Azione centrifuga	q <sub>4</sub>		0.00	0.00	
Azione del vento a ponte carico (±)	q <sub>5</sub>		169.08	405.78	0.00
Azione del vento a ponte scarico (±)	q <sub>5</sub>		102.70	143.78	0.00
Azioni sismiche longitudinali (±)	q <sub>6</sub>	123.44	0.00		-30.86
Azioni sismiche trasversali (±)	q <sub>6</sub>	123.44	1'015.36	1'542.96	
Azioni sismiche verticali (±)	q <sub>6</sub>	1'015.36			-253.84
Attrito sugli appoggi	q <sub>7</sub>		0.00	0.00	-1'230.74
Veicolo in svio	q <sub>8</sub>		375.00	1'425.00	

### 7.4.2 Carichi elementari allo spiccato paramento

	Vert V [kN]	trasv Hy [kN]	long Hx [kN]	trasv Mx [kNm]	long My [kNm]
Peso proprio della spalla +Terreno	g <sub>1</sub>	4'016.27			4'016.27
Peso proprio dell'impalcato	g <sub>2</sub>	10'256.21		0.00	-2'564.05
Spinta delle terre	g <sub>3</sub>	950.33	-2'007.42		-3'044.58
Carico accidentale sull'impalcato	q <sub>1</sub> +q <sub>2</sub>	1'700.17		14'869.05	-425.04
Carico acc.sul rilevato contemporaneo all'accidentale sull'impalcato	q <sub>1</sub>	-170.66	-360.49		-820.13
Carico acc. sul rilevato in assenza di accidentale sull'impalcato	q <sub>1</sub>	-341.32	-720.99		-1'640.25
Azione di frenatura	q <sub>3</sub>	70.59	-900.00		3'987.35
Azione centrifuga	q <sub>4</sub>		0.00	0.00	
Azione del vento a ponte carico (±)	q <sub>5</sub>		169.08	870.74	0.00
Azione del vento a ponte scarico (±)	q <sub>5</sub>		102.70	426.21	0.00
Azioni sismiche longitudinali (±)	q <sub>6</sub>	123.44	-1'255.84		-1'000.81
Azioni sismiche trasversali (±)	q <sub>6</sub>	123.44	2'271.20	4'299.79	
Azioni sismiche verticali (±)	q <sub>6</sub>	1'603.26			-279.24
Attrito sugli appoggi	q <sub>7</sub>		615.37		-2'923.02
Veicolo in svio	q <sub>8</sub>		375.00	1'425.00	

	<b>S.S. N.9 "Via Emilia"</b> <b>VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE</b> <b>PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234</b>
--	--

7.4.3 Carichi elementari all'intradosso platea

		Vert V [kN]	trasv Hy [kN]	long Hx [kN]	trasv Mx [kNm]	long My [kNm]
Peso proprio della spalla +Terreno	g <sub>1</sub>	19'074.21				7'485.19
Peso proprio dell'impalcato	g <sub>2</sub>	10'256.21				-2'564.05
Spinta delle terre	g <sub>3</sub>	0.00		-3'549.16		-7'157.47
Carico accidentale sull'impalcato	q <sub>1</sub> +q <sub>2</sub>	1'700.17			14'869.05	-442.69
Carico acc.sul rilevato contemporaneo all'accidentale sull'impalcato	q <sub>1</sub>			-479.34		-1'450.00
Carico acc. sul rilevato in assenza di accidentale sull'impalcato	q <sub>1</sub>			-958.68		-2'900.00
Azione di frenatura	q <sub>3</sub>	70.59		-900.00		5'337.35
Azione centrifuga	q <sub>4</sub>		0.00		0.00	
Azione del vento a ponte carico (±)	q <sub>5</sub>		169.08	0.00	1'124.35	0.00
Azione del vento a ponte scarico (±)	q <sub>5</sub>		102.70	0.00	580.26	0.00
Azioni sismiche longitudinali (±)	q <sub>6</sub>	123.44		-2'124.45	0.00	-5'005.18
Azioni sismiche trasversali (±)	q <sub>6</sub>	123.44	3'139.81		10'073.56	
Azioni sismiche verticali (±)	q <sub>6</sub>	2'037.57				-279.24
Attrito sugli appoggi	q <sub>7</sub>			-615.37		3'846.08
Veicolo in svio	q <sub>8</sub>		375.00		1'425.00	

## 7.5 Verifiche

### 7.5.1 Appoggi

Nel calcolo delle sollecitazioni si fa riferimento ai valori massimi per appoggio. Ai fini del calcolo delle rotazioni e degli spostamenti si ritiene in ogni caso che le travi abbiano già scontato il 50% degli accorciamenti dovuti alla viscosità e al ritiro.

Si assumono inoltre i seguenti valori dei coefficienti:

Coefficiente di ritiro

$$\varepsilon = 0.0003$$

Coefficiente di dilatazione termica

$$\alpha = 1.00E-05$$

Scorrimento longitudinale (+40°)

$$10.20 \text{ [mm]}$$

Scorrimento trasversale (+40°)

$$10.00 \text{ [mm]}$$

Solo Permanenti

Solo Accidentali (q)

Combinazione con Frenatura V/H = -14.89%

Combinazione con Attrito V/H = 3.86%

Combinazione con Sisma long. 11 ritegni per spalla

Combinazione con Sisma trasv. 2 ritegni per spalla

	V [kN]	Hx [kN]	Hy [kN]
SLE	932.38	0.00	0.00
SLE	517.22	0.00	0.00
SLE	549.60	-81.82	0.00
SLE	1449.60	55.94	0.00
SLU	1189.54	384.61	0.00
SLU	1092.32	0.00	2115.34

Ai fini del dimensionamento dei baggioli, a favore di sicurezza, si assumono i valori massimi delle sollecitazioni agli appoggi. La verifica viene condotta secondo la norma CNR 10037

7.5.2 Paramento frontale

		Vert V [kN]	long Hx [kN]	long My [kNm]
Impalcato SX scarico	U1a	20693.34	-4092.61	-4820.72
Impalcato SX carico	U2a	22988.56	-3551.87	-7274.13
Impalcato SX carico + frenatura	U3a	23083.86	-4766.87	-12657.06
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	U4a	22988.56	-3551.87	-7274.13
Senza impalcato+rinterro (provvisoria)	P1	6847.46	-3011.12	855.09
Sisma long +	USL+	15346.24	-3984.24	-2593.17
Sisma long -	USL-	15099.37	-1472.57	-591.56
Sisma trasv +	UST+	15346.24	-457.21	2707.43
Sisma trasv -	UST-	15099.37	-4999.61	-1592.36
Sisma vert +	USV+	16826.07	-1392.04	-1871.60
Impalcato SX scarico	E2a	15222.81	-2728.41	-6155.64
Impalcato SX carico	E3a	16922.97	254.88	-5760.55
Impalcato SX carico + frenatura	E4a	16993.56	-3628.41	-9747.90
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	E5a	16922.97	254.88	-5760.55
Impalcato SX carico - frequente	E6a	16550.87	-2952.79	-3784.63

Combinazioni di verifica (per 1m di paramento)

		M ver [kNm/m]	H ver [kN/m]	V ver [kN/m]
U3a	SLU	-357.04	-134.47	-651.17
E4a	SLE	-274.98	-102.35	-479.37

Si noti che le sollecitazioni sono inferiori di quelle ottenute per la spalla "A", pertanto valgono le verifiche effettuate in precedenza.

**VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234**

## 7.5.3 Paramento laterale (risvolto)

Poiché il risvolto è incastrato su due lati (uno alla base e l'altro al lato paramento) si dovrebbe eseguire il calcolo di lastra incastrata su due lati; si opera invece a favore di sicurezza immaginando il risvolto semplicemente incastrato alla sola base e caricato (poiché è solidale dai due lati e non può muoversi relativamente) con una spinta a riposo anziché una spinta di tipo attivo.

Sollecitazioni allo spiccato

	Combinazione	Vert	trasv	trasv
		V [kN]	Hy [kN]	Mx [kNm]
Impalcato SX scarico	U1a	214.99	662.93	366.36
Impalcato SX carico	U2a	214.99	450.14	230.98
Impalcato SX carico + frenatura	U3a	214.99	450.14	230.98
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	U4a	214.99	450.14	230.98
Sisma trasv +	UST+	159.25	206.41	230.84
Sisma trasv -	UST-	159.25	-206.41	87.09
Sisma vert +	USV+	190.82	143.22	108.61
Impalcato SX scarico	E2a	159.25	475.14	270.76
Impalcato SX carico	E3a	159.25	316.01	286.03
Impalcato SX carico + frenatura	E4a	159.25	316.01	286.03
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	E5a	159.25	316.01	286.03
Impalcato SX carico - frequente	E6a	159.25	466.04	215.71

Combinazioni di verifica (per 1m di risvolto)

		M ver	V ver	N ver
		[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
U1a	SLU	183.18	331.46	-107.49
E6a	SLE	143.02	158.00	-79.63

Si noti che le sollecitazioni sono inferiori di quelle ottenute per la spalla "A", pertanto valgono le verifiche effettuate in precedenza.

#### 7.5.4 Paraghiaia

Il calcolo delle sollecitazioni viene istituito con riferimento alla condizione di massimo sovraccarico sul rilevato (20.0 kN/m<sup>2</sup>) e con azione frenante concentrata sulla sommità del paraghiaia.

Si considera che agisca direttamente sul paraghiaia l'azione frenante di due assi costituenti il  $q_{1,a}$  (ossia 20% di 400kN), secondo lo schema di carico 2, ripartita su una larghezza pari all'ingombro delle ruote del  $q_{1,a}$  (2.6m) aumentata della quantità derivante da una ripartizione a 45° sull'altezza del paraghiaia.

Altezza di calcolo paraghiaia:

2.20	m
------	---

M ver [kNm/m]	V ver [kN/m]	N ver [kN/m]
49.56	36.59	-22.00

Si noti che le sollecitazioni sono inferiori di quelle ottenute per la spalla “A”, pertanto valgono le verifiche effettuate in precedenza.

## 7.5.5.1 Sollecitazioni all'intradosso

			Vert	trasv	long	trasv	long
			V	Hy	Hx	Mx	My
Combinazione			[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Impalcato SX scarico	GEO	U1a	29330.42	133.51	-6316.37	754.33	-570.85
Impalcato SX carico	GEO	U2a	31285.61	131.88	-5765.13	19424.71	679.77
Impalcato SX carico + frenatura	GEO	U3a	31346.49	131.88	-6642.63	19424.71	5283.24
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	GEO	U4a	31285.61	131.88	-6642.63	19424.71	679.77
Sisma long +	GEO	USL+	29453.86	0.00	-6042.83	0.00	-4093.89
Sisma long -	GEO	USL-	29453.86	0.00	-2040.08	0.00	5916.48
Sisma trasv +	GEO	UST+	29453.86	3139.81	-4164.53	10073.56	-2236.34
Sisma trasv -	GEO	UST-	29453.86	-3139.81	-4164.53	-10073.56	-2236.34
Sisma vert +	GEO	USV+	31367.99	0.00	-4164.53	0.00	-2515.57
Impalcato SX scarico	STR	U1a	39596.07	154.05	-6917.46	470.01	-1219.50
Impalcato SX carico	STR	U2a	41891.29	354.67	-6663.14	22527.94	-3278.49
Impalcato SX carico + frenatura	STR	U3a	41891.29	354.67	-7574.39	22527.94	2125.58
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	STR	U4a	41891.29	354.67	-6663.14	22527.94	-3278.49
Sisma long +	STR	USL+	29453.86	0.00	-6042.83	0.00	-4093.89
Sisma long -	STR	USL-	29453.86	0.00	-2040.08	0.00	5916.48
Sisma trasv +	STR	UST+	29453.86	3139.81	-4164.53	10073.56	-2236.34
Sisma trasv -	STR	UST-	29453.86	-3139.81	-4164.53	-10073.56	-2236.34
Sisma vert +	STR	USV+	31367.99	0.00	-4164.53	0.00	-2515.57
Impalcato SX scarico	EQU	U1a	32263.46	154.05	-7310.25	870.38	-5205.06
Impalcato SX carico	EQU	U2a	34558.68	759.86	-6663.14	21338.11	-3736.93
Impalcato SX carico + frenatura	EQU	U3a	34630.16	759.86	-7574.39	21338.11	1667.14
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	EQU	U4a	34558.68	759.86	-6663.14	21338.11	-3736.93
Senza impalcato+rinterro (provvisoria)	EQU	P1	20981.63	154.05	-6986.69	870.38	-6935.79
Sisma long +	EQU	USL+	29453.86	0.00	-6042.83	0.00	-4093.89
Sisma long -	EQU	USL-	29453.86	0.00	-2040.08	0.00	5916.48
Sisma trasv +	EQU	UST+	29453.86	3139.81	-4164.53	10073.56	-2236.34
Sisma trasv -	EQU	UST-	29453.86	-3139.81	-4164.53	-10073.56	-2236.34
Sisma vert +	EQU	USV+	31367.99	0.00	-4164.53	0.00	-2515.57
Impalcato SX scarico		E2a	29330.42	102.70	-5644.37	16372.99	-1526.78
Impalcato SX carico		E3a	30605.54	450.33	-5165.03	16781.06	-771.30
Impalcato SX carico + frenatura		E4a	30658.48	450.33	-5840.03	16781.06	3231.72
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga		E5a	30658.48	450.33	-5165.03	16781.06	-771.30
Impalcato SX carico - frequente		E6a	30038.72	319.08	-4634.65	15888.79	-1454.98

Si noti che le sollecitazioni sono inferiori di quelle ottenute per la spalla "A", pertanto valgono le verifiche effettuate in precedenza.



## 8. PALI

### 8.1 Determinazione delle sollecitazioni sui singoli pali

Il calcolo delle sollecitazioni è stata eseguita con le seguenti ipotesi:

- vincolo di incastro tra pali e spalla;
- interazione fra i pali trascurabile;
- rotazione della testa dei pali impedita.

Si assumono come sollecitazioni di progetto le azioni relative alla combinazione di carico che fornisce il massimo momento flettente lungo l'asse del palo accoppiato alla massima azione orizzontale:

	M [kNm]	N [kN]	T [kN]
U3a	2276.055	-3073.432	545.921
USL-	922.071	-2157.788	221.162
E6a	1657.273	-2820.886	397.504

## 8.2 Capacità Portante dei pali

La definizione della lunghezza da assegnare ai pali è avvenuta tramite una serie di verifiche della capacità portante dei pali di fondazione eseguite tramite le formulazioni proposte per i pali trivellati di grande diametro e contenute nelle indicazioni riportate nel documento "Raccomandazioni sui pali di fondazione" dell'Associazione Geotecnica Italiana, 1984. La portata totale limite del palo singolo (P) sottoposto a carichi assiali di compressione è data dalla seguente equazione:

$$P = P_L + P_p$$

essendo:  $P_L$ = portata laterale       $P_p$ = portata alla punta

Per quanto riguarda la portata ultima alla base del palo si è fatto ricorso alla formulazioni proposte da Meyerhof (1976).

Il calcolo della portata laterale è valutato come:

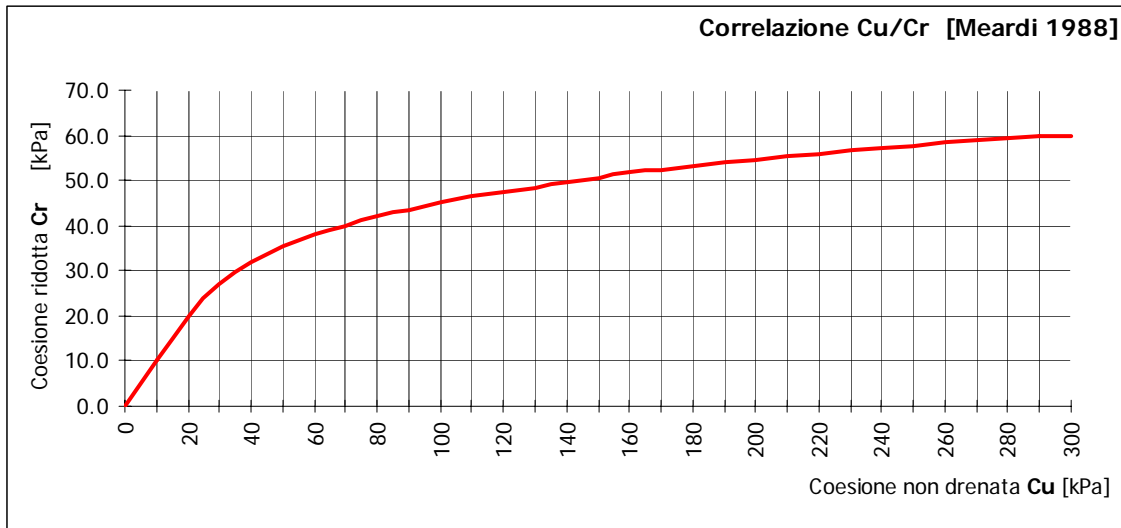
$$P_L = \sum f_{si} \cdot A_L \cdot C_s$$

condotto secondo quanto espresso da Reese (1976), ove il coefficiente di attrito dello strato i-esimo è dato dalla formula:

$$f_s = \alpha \cdot C + p'_0 \cdot K \cdot \tan \delta$$

Il valore di  $p'_0$  segnato corrisponde alla pressione litostatica efficace media in corrispondenza dello strato i-esimo, indicata sotto come  $\sigma'_{vz}$ .

Il valore del coefficiente di riduzione dell'adesione  $\alpha$  è assunto plafonato a 0.2; la coesione ridotta  $C_r$  è ricavata quindi tramite la correlazione di Meardi con la coesione non drenata  $C_u$  rappresentata nel grafico:



Il coefficiente K è ricavabile da una semplice tabella proposta da Reese in cui K assume valori compresi tra 0.5 e 0.7 in funzione della profondità dello strato.

### Parametri geometrici

Diametro palo	D = 1200 [mm]	Peso palo	616.4 [kN]
Area laterale palo	$A_L = 3.8$ [m/m]	Lunghezza perforazione	$L_p = 33.0$ [m]
Area sezione palo	$A_s = 1.13$ [m <sup>2</sup> ]	Lunghezza netta palo	L = 33.0 [m]
Perforazione a vuoto	$H_v = 0.0$ [m]		
Profondità falda da p.c.	$H_f = 5.0$ [m]	Carico verticale massimo	$N_{max} = 3074.0$ [kN]
Combinazione	<b>2</b>	Approccio	1 Combinazione 2
Coeff. Parziale Per portata laterale	$\gamma_s = 1.45$		
Coeff. Parziale Per portata di punta	$\gamma_p = 1.70$		
Fattore di correlazione	$\alpha = 1.7$		
Cedimento ammissibile	$S_b = 35.0$ [mm]		

### 8.3 Verifica a pressoflessione

Si riportano di seguito i risultati del calcolo di verifica a pressoflessione della sezione:

**Titolo :** Pali di fondazione VI01-PONTE SUL BREMBIOLO 1

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 600 [mm]  
 Raggio interno: 0 [mm]  
 N° barre uguali: 16  
 Diametro barre: 25 [mm]  
 Copriferro (baric.): 80 [mm]

N° barre: 1 Zoom

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	314	400	0

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Sd</sub>: 3074 0 kN  
 M<sub>xSd</sub>: 2277 0 kNm  
 M<sub>ySd</sub>: 0 0

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[mm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

**FeB44k** **C25/30**

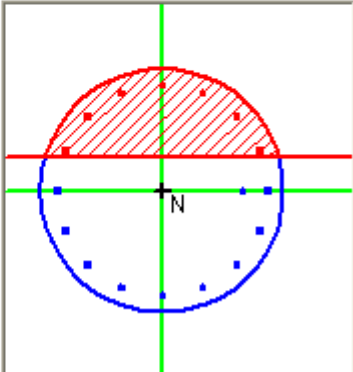
$\varepsilon_{su}$ : 10 ‰  $\varepsilon_{cu}$ : 3.5  
 $f_{yd}$ : 373.9 N/mm²  $f_{cd}$ : 15.63  
 $E_s$ : 200'000 N/mm²  $\alpha$ : 0.85 ?  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8 ?  
 $\varepsilon_{syd}$ : 1.870 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm²  $\tau_{co}$ : 0.6  
 $\tau_{c1}$ : 1.829

M<sub>xRd</sub>: 2'320 kN m

$\sigma_c$ : -13.29 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 373.9 N/mm²  
 $\varepsilon_c$ : 3.500 ‰  
 $\varepsilon_s$ : 5.404 ‰  
 d: 1'120 mm  
 x: 440.2 x/d: 0.3931  
 $\delta$ : 0.9313

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.



**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>: 0 mm Col. modello

Precompresso

#### 8.4 Verifica a taglio

Sollecitazioni:

$V_u = 546.00 \text{ kN}$

Si esegue la verifica con:

$H = 1.056 \text{ m}$  , larghezza reagente a taglio,  $B = 1.056 \text{ m}$  ,  $c = 80 \text{ mm}$

Area staffe,  $A_{st} = 414.69 \text{ mm}^2$ , (1Ø10 passo 20 cm)

Risultati:

Resistenza limite a taglio per sezioni non armate,  $V_{lim} = 531.55 \text{ kN} < V_u$

Armatura a taglio necessaria

Resistenza limite biella compressa,  $V_{cdc} = 4701.80 \text{ kN}$

Resistenza limite taglio trazione,  $V_{wd} + V_{cd} = 2020.90 \text{ kN}$

Entrambe  $> V_u$

## 9. IMPALCATO STRADALE

### 9.1 Modalità di costruzione dell'impalcato

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto in opera di traversi e soletta collaboranti.

Le travi sono autoportanti, non necessitano quindi di alcun rompitratta o puntellamento provvisorio durante l'esecuzione dell'impalcato.

Si distinguono due fasi successive di lavoro:

Prima fase : Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono da sole al peso proprio ed a quello della soletta gettata in opera.

Seconda fase: Il sistema misto travi precomprese e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

### 9.2 Modalità di costruzione delle travi

Le travi vengono costruite in uno stabilimento di prefabbricazione e successivamente trasportate a pie' d'opera e varate. Il sistema di precompressione e' del tipo a fili aderenti.

I trefoli che costituiscono l'armatura di precompressione vengono tesati sino alla tensione  $\sigma_{spi}$  prevista nella presente relazione.

Disposta l'armatura lenta per gli sforzi di taglio (staffe), ultimata la tesatura e fissata la casseratura, si procede al getto del calcestruzzo.

La maturazione del calcestruzzo avviene con ciclo termico a vapore opportunamente tarato in funzione del mix-design e della resistenza  $R_{ckj}$  che e' richiesta al momento del taglio dei trefoli. Una volta raggiunta la resistenza  $R_{ckj}$  si procede all'allentamento delle armature di precompressione ed allo stoccaggio del manufatto.

### 9.3 Dati geometrici dell'impalcato

Luce di calcolo	2550.000cm	Numero travi	7
Larghezza cordolo sinistro	100.000cm	Interasse travi	250.000cm
Larghezza carreggiata	1630.000cm	Spessore medio soletta	35.000cm
Larghezza cordolo destro	160.000cm	Spessore minimo soletta	26.000cm
Larghezza fuori tutto	1890.000cm	Luce di calcolo soletta	250.000cm
Tipo travi	V145	Spessore medio cordoli	15.000cm
Larghezza sezione	214cm	Spessore pavimentazione	10.000cm

## 9.4 Caratteristiche dei materiali

### 9.4.1 Calcestruzzo per le travi prefabbricate:

Confezionato con 400 kg/mc di cemento Portland e con inerte vagliato e lavato proveniente da cava.

Modulo Elastico calcestruzzo	= 42213.7(N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza cubica del calcestruzzo: in esercizio	$R_{ck} = 55.00(N/mm^2)$ $\sigma_{adm} \text{ comp.} = 205.03$
(con arm. sussidiaria)	$\sigma_{adm} \text{ traz.} = -16.19$ $\sigma_{adm} \text{ traz.} = -32.37$
Rckj al taglio trefoli	= 39.25(N/mm <sup>2</sup> )
al taglio dei trefoli	$\sigma_{adm} \text{ comp.} = 188.35$ $\sigma_{adm} \text{ traz.} = -15.70$
(con arm. sussidiaria)	$\sigma_{adm} \text{ traz.} = -31.39$

### 9.4.2 Calcestruzzo per il getto integrativo (soletta e traversi):

Rck a tempo infinito  $\geq 35$  MPa  
in esercizio  $\sigma_{adm} \text{ comp.} = 107.91$

### 9.4.3 Acciaio per c.a.p.:

L'acciaio usato per la precompressione delle travi e' trefolo da 6/10" stabilizzato.

Modulo Elastico acciaio preteso aderente	= 195000.0(N/mm <sup>2</sup> )
carico a rottura	$f_{ptk} \geq 1863.90 \text{ N/mm}^2$
carico caratteristico all'1%	$f_{p(0.1)k} \geq 1667.70 \text{ N/mm}^2$
alla tesatura	$\sigma_{spi} = \min(0.8 f_{ptk}, 0.9 f_{p(0.1)k}) = 1491.12 \text{ N/mm}^2$
cadute di tensione per rilassamento a 1000 ore	$\rho_{1000} = 2.50 \%$

### 9.4.4 Acciaio FeB44K

Questo tipo di acciaio costituisce l'armatura per assorbire gli sforzi di taglio nella trave, gli sforzi di aderenza tra la trave prefabbricata e la soletta gettata in opera ed altri sforzi locali di trazione nei manufatti.

Costituisce inoltre l'armatura della soletta e dei traversi.

## 9.5 Metodo e ipotesi di calcolo

Per valutare lo stato di sollecitazione della trave distingueremo le seguenti fasi :

### FASE 1

- la sezione resistente è costituita dalla trave isolata (profilo di 1° fase);
- i carichi esterni sono costituiti dal peso proprio della trave;
- lo sforzo di precompressione ha il suo valore massimo.

### 1° QUOTA DI CADUTA DI TENSIONE

lo sforzo di precompressione si riduce per l'intervento della 1^ quota di caduta di tensione costituita da:

- o caduta di tensione da ritiro acciaio aderente 30%
- o caduta di tensione da fluage acciaio aderente 50%
- o caduta di tensione da rilassamento acciaio aderente 100%

### FASE 2

- la sezione resistente è costituita dalla trave isolata (profilo di 1° fase);
- i carichi esterni sono costituiti dal peso proprio della trave incrementati del peso della soletta;

### 2° QUOTA DI CADUTA DI TENSIONE

lo sforzo di precompressione si riduce per l'intervento della 2^ quota di caduta di tensione costituita da:

- o caduta di tensione da ritiro acciaio aderente 60%
- o caduta di tensione da fluage acciaio aderente 50%
- o caduta di tensione da rilassamento acciaio aderente 0%

### FASE 3

- la sezione resistente è costituita dalla trave + soletta (profilo di 2° fase);
- i carichi esterni si incrementano del peso dei carichi permanenti portati;

### 3° QUOTA DI CADUTA DI TENSIONE

lo sforzo di precompressione si riduce per l'intervento della 3^ quota di caduta di tensione costituita da:

- o caduta di tensione da ritiro acciaio aderente 10%
- o caduta di tensione da fluage acciaio aderente 0%
- o caduta di tensione da rilassamento acciaio aderente 0%

### FASE 4

- la sezione resistente è costituita dalla trave + soletta;
- i carichi esterni si incrementano per la presenza dei carichi accidentali.

### FASE 5

- la sezione resistente è costituita dalla trave + soletta;
- i carichi esterni si incrementano dei coefficienti parziali relativi allo Stato Limite Ultimo .

## 9.6 Risoluzione del sistema elastico e sollecitazioni

Si distinguono due macrofasi:

- macrofase 1 in cui la sezione reagente è costituita dalla sola trave (comprende le fasi 1 e 2); in questo caso i carichi vengono applicati alla trave isolata di competenza nello schema statico di trave semplicemente appoggiata.
- macrofase 2 in cui la sezione reagente è costituita dalla trave+soletta; in questo caso il calcolo della ripartizione dei carichi permanenti portati e dei carichi mobili viene esaminato con un reticolo del tipo *Grid Frame*.

L'impalcato è schematizzato come un grigliato piano costituito da aste rappresentanti:

1. travi principali (colore rosso)
2. trasversi (colore marrone)
3. campi di soletta (colore verde)
4. aste fittizie trasversali (colore magenta)
5. aste fittizie longitudinali (colore ciano)
6. aste fittizie trasversali in mezzera (colore giallo)

Gli elementi tipo beam rappresentanti le travi principali e i trasversi sono stati imputati con le reali caratteristiche geometriche.

Gli elementi tipo 3 sono aste fittizie necessarie all'introduzione dei carichi permanenti portati e accidentali da traffico uniformemente distribuiti.

Gli elementi tipo 4 e 5 sono aste fittizie necessarie al fine di schematizzare il reale ingombro delle travi principali.

In particolare gli elementi tipo 4 sono a inerzia flessionale infinita, mentre gli elementi tipo 5 sono a inerzia flessionale nulla.

Il programma di calcolo è: "ProSAP ver. 5.00.00"

Si riportano nel seguito gli schemi dei modelli adottati ed i valori delle sollecitazioni risultanti.



MACROFASE 1

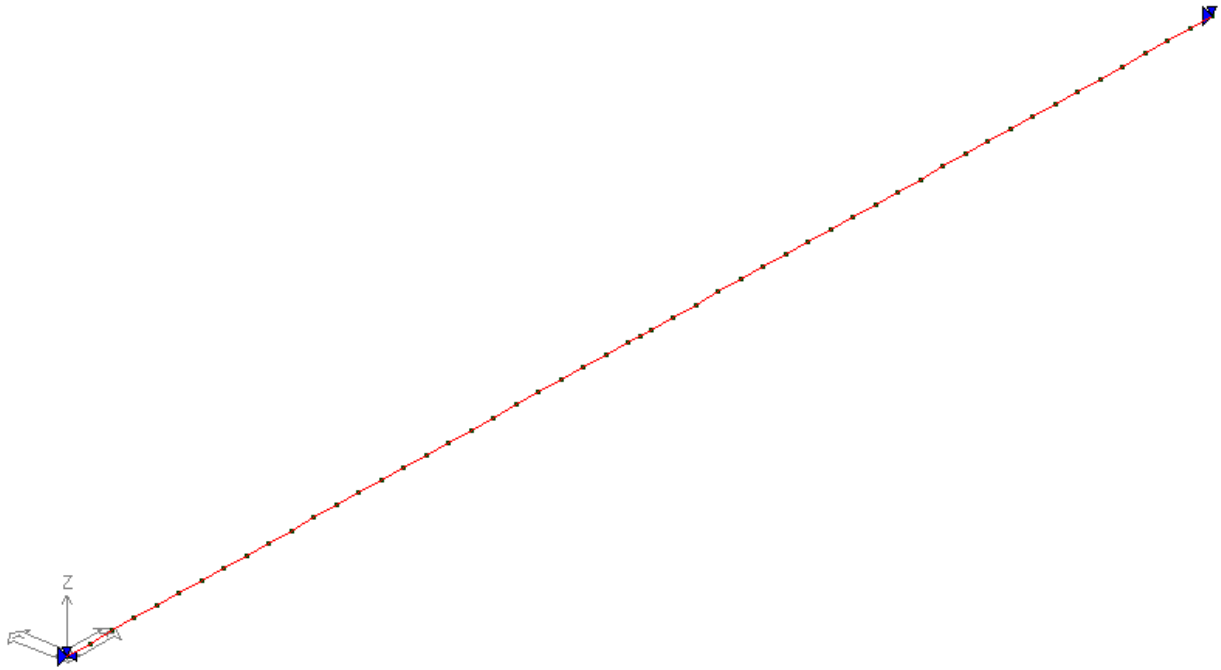


fig. 9.6.1 Schema unifilare

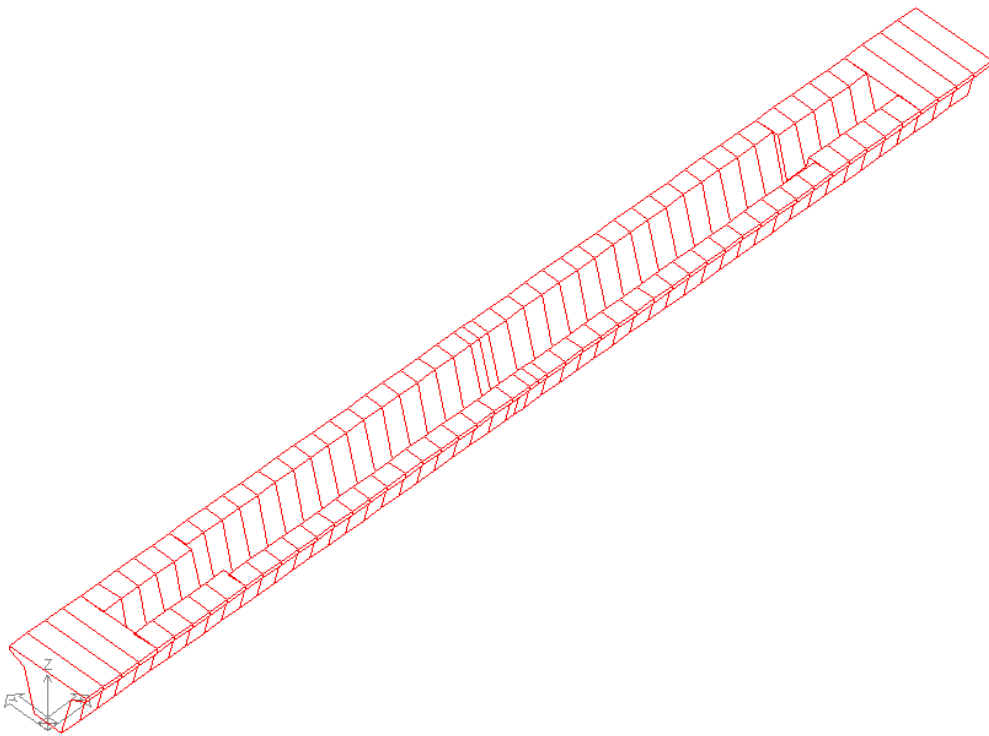


fig. 9.6.2 Vista tridimensionale della trave

MACROFASE 2

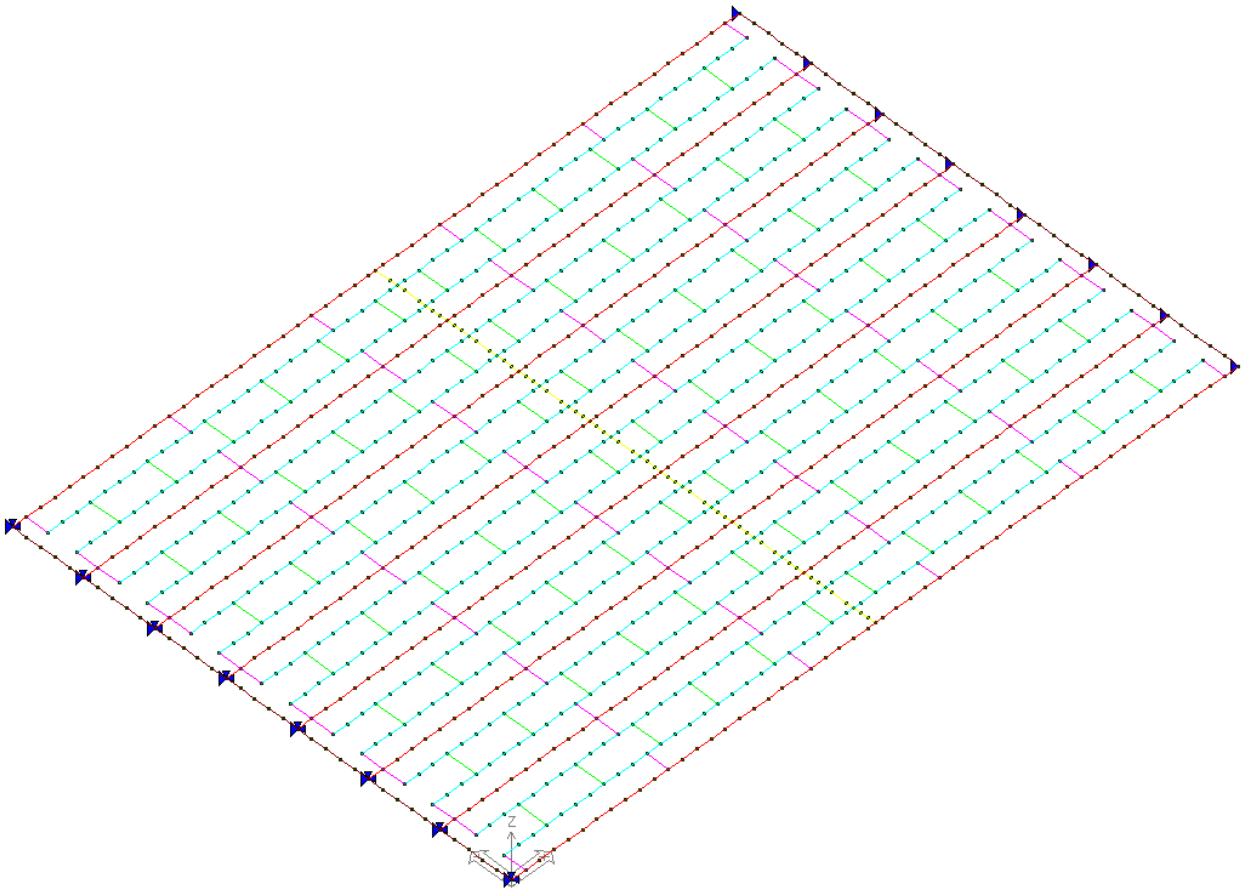


fig. 9.6.3 Modello tipo *Grid Frame* dell'impalcato

## 9.7 Sezioni

### MACROFASE 1

- Sezione di appoggio

Sezioni generiche		Profili semplici		Profili accoppiati	
Dati sezione		Amatura trasversale		Amatura longitudinale	
A	17775.088	J 2-2	29936116.1	J 3-3	31572003.7
A V2	0.0	W 2-2	279739.328	W 3-3	373161.153
A V3	0.0	Wp 2-2	335687.193	Wp 3-3	447793.383
Jt	40574629.6	Altezza	145.0	Base	214.0
%R A	100	%R Jt	100		

Analisi resistenza al fuoco

Unita' in cm

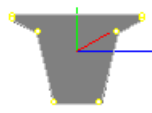
V145\_APOGGIO

Usa per acciaio-legno

Copia Incolla

Annulla Esci

Applica 5



- Sezione di transizione

Sezioni generiche		Profili semplici		Profili accoppiati	
Dati sezione		Amatura trasversale		Amatura longitudinale	
A	11103.459	J 2-2	27461694.9	J 3-3	23383463.4
A V2	0.0	W 2-2	256643.998	W 3-3	306560.371
A V3	0.0	Wp 2-2	307972.798	Wp 3-3	367872.445
Jt	7473492.58	Altezza	145.0	Base	214.0
%R A	100	%R Jt	100		

Analisi resistenza al fuoco

Unita' in cm

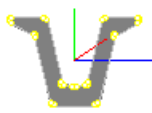
V145\_TRANSIZIONE

Usa per acciaio-legno

Copia Incolla

Annulla Esci

Applica 7



- Sezione in mezzeria

Sezioni generiche		Profili semplici		Profili accoppiati	
Dati sezione		Amatura trasversale		Amatura longitudinale	
A	6619.472	J 2-2	21958229.7	J 3-3	16565010.6
A V2	0.0	W 2-2	205185.704	W 3-3	213128.876
A V3	0.0	Wp 2-2	246222.845	Wp 3-3	255754.651
Jt	1245979.01	Altezza	145.0	Base	214.0
%R A	100	%R Jt	100		

Analisi resistenza al fuoco

Unita' in cm

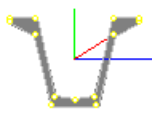
v145\_MEZZERIA

Usa per acciaio-legno

Copia Incolla

Annulla Esci

Applica 6



### MACROFASE 2

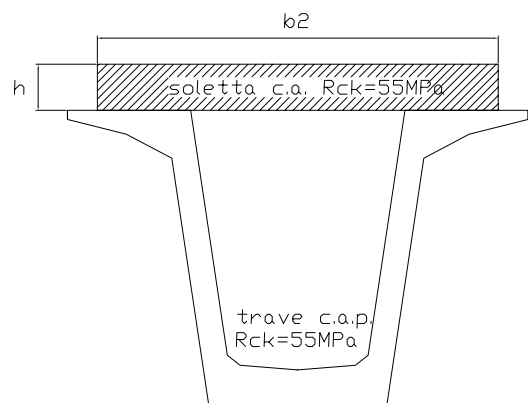
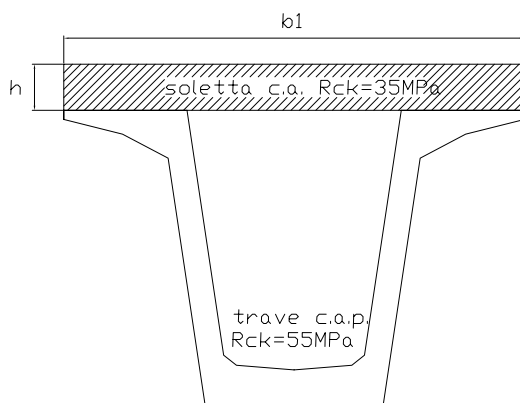
## - Sezione trave + soletta

Nel calcolo delle caratteristiche inerziali delle aste si tiene conto del differente modulo di elasticità dei calcestruzzi della trave e del getto in opera. A tal fine si procede riducendo le aree del getto in opera di un fattore  $n_c$  pari al rapporto tra i moduli elastici.

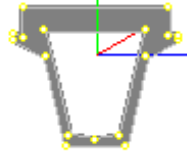
$$E_{cm} = 22000 \cdot \sqrt[3]{\frac{f_{cm}}{10}} \quad f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad f_{ck} = 0.83R_{ck}$$

$$b_2 = b_1 \frac{E_1}{E_2} = b_1 \sqrt[3]{\frac{(0.83R_{ck1} + 8)}{(0.83R_{ck2} + 8)}}$$

Il coefficiente  $n_c$  vale pertanto 0.8839.



Sezioni generiche		Profili semplici		Profili accoppiati	
Dati sezione		Amatura trasversale		Amatura longitudinale	
A	13436.184	J 2-2	42391053.1	J 3-3	42270148.2
A V2	0.0	W 2-2	392728.397	W 3-3	354697.915
A V3	0.0	Wp 2-2	471274.076	Wp 3-3	425637.498
Jt	9624083.97	Altezza	180.0	Base	214.0
%R A	100	%R Jt	100		
Analisi resistenza al fuoco					
Unita' in cm					
Poligonale cava					


  
 Usa per acciaio-legno  
 Copia    Incolla  
 Annulla    Esci  
 Applica    1

## 9.8 Analisi dei carichi

### 9.8.1 Carichi permanenti

#### 9.8.1.1 Carichi permanenti in 1a fase

Peso delle travi:

Sezione corrente	$0.6620 \cdot 25$	=	16.55 kN/m
Incidenza testate	$(1.7775 \cdot 1.00 + 1.1103 \cdot 1.50) \cdot 25$	=	86.10 kN/cad

Peso soletta in 1a fase e traversi:

Peso soletta	$2.50 \cdot 0.35 \cdot 25$	=	21.88 kN/m/trave
Peso trasverso di testata	$1.40 \cdot 0.40 \cdot 25$	=	14.00 kN/ trave/cad

#### 9.8.1.2 Carichi permanenti portati in 2a fase

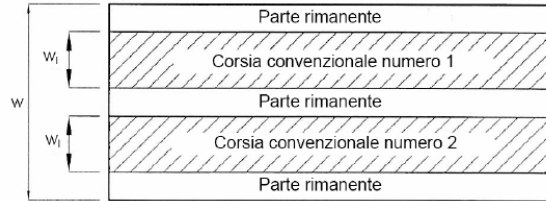
Parapetto e sicurvia a sn	$0.60 + 1.30$	=	1.90 kN/m
Marciapiede a sn	$0.4064 \cdot 2.5$	=	10.16 kN/m
Marciapiede a dx	$0.8958 \cdot 2.5$	=	22.40 kN/m
Parapetto e sicurvia a dx	$0.60 + 1.30$	=	1.90 kN/m
		Totale =	36.36 kN/m

Pavimentazione carreggiata	$0.15 \cdot 20$	=	3.00 kN/m <sup>2</sup>
----------------------------	-----------------	---	------------------------

**9.8.2 Carichi variabili in esercizio**

9.8.2.1 Azione dei carichi da traffico

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3 delle NTC2008, disposti su corsie convenzionali.

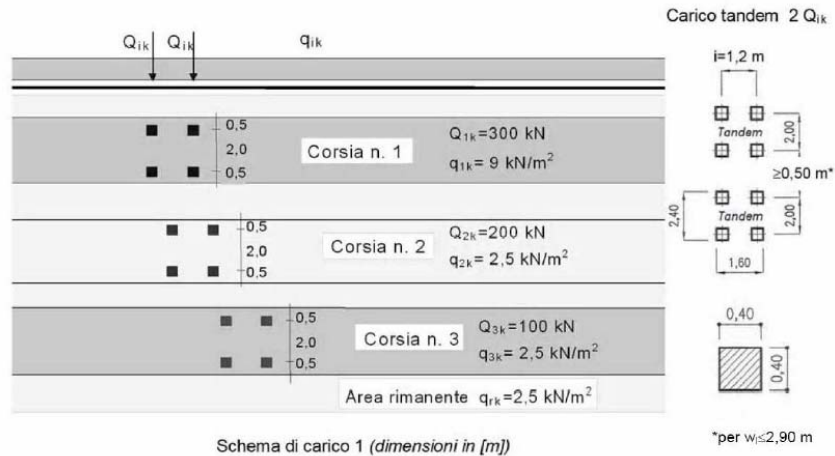


Le larghezze  $w_l$  delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono date dalla relazione:

$$n_l = \text{Int}(w/3)$$

In accordo da quanto previsto in normativa, essendo la carreggiata dell' impalcato da ponte divisa in due parti separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono state definite adottando uno lo schema di carico 1 (§ 5.1.3.3.5 delle NTC2008), costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2.



	<b>S.S. N.9 “Via Emilia”</b> <b>VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE</b> <b>PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234</b>
--	--

Nel caso in esame si è considerato il carico tandem distribuito uniformemente sulla larghezza della corsia standard ( $Q'_{ik}=Q_{ik}/w$ ), ovvero si sono considerati i seguenti carichi:

CORSIA	CARICO TANDEM	CARICO DISTRIBUITO SULLA LARGHEZZA	CARICO DISTRIBUITO SULLA SUPERFICIE
1	$Q_{1K} = 2 \times 300\text{kN}$	$Q'_{1K} = 600\text{kN}/3\text{m}=200\text{kN/m}$	$q_{1k} = 9\text{kN/m}^2$
2	$Q_{2K} = 2 \times 200\text{kN}$	$Q'_{2K} = 400\text{kN}/3\text{m}=66.67\text{kN/m}$	$q_{2k} = 2.5\text{kN/m}^2$
3	$Q_{3K} = 2 \times 100\text{kN}$	$Q'_{3K} = 200\text{kN}/3\text{m}=33.33\text{kN/m}$	$q_{3k} = 2.5\text{kN/m}^2$
4	$Q_{4K} = 0\text{kN}$	$Q'_{4K} = 0\text{kN}$	$q_{4k} = 2.5\text{kN/m}^2$

#### 9.8.2.2 Azione longitudinale di frenamento

La forza di frenamento o di accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 (cfr. 5.1.3.5 NTC2008) ed è uguale a:

$$180\text{kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L \leq 900\text{kN}$$

per i ponti di 1a categoria essendo  $w_l$  la larghezza della corsia e  $L$  la lunghezza della zona caricata.

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Si assume  $q_3 = 35\text{kN/m}$ .

### 9.8.3 Tensioni iniziali nel calcestruzzo

All'atto della precompressione le tensioni di compressione non debbono superare il valore:

$$\sigma_c < 0,70 f_{ckj}$$

essendo  $f_{ckj}$  la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro.

Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali  $c$  e  $s$  prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:

$$\sigma_c < 0,90 f_{ckj}$$

### 9.8.4 Caduta di tensione per ritiro del calcestruzzo

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

$\varepsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro

$\varepsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento

$\varepsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento :

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti tabelle in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro  $h_0$ :

Valori di  $\varepsilon_{c0}$ :

$f_{ck}$	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
<b>20</b>	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
<b>40</b>	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
<b>60</b>	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
<b>80</b>	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Valori di  $h_0$ :

$h_0$ (mm)	$k_h$
100	1,0
200	0,85



Lo sviluppo nel tempo della deformazione  $\varepsilon_{cd}$  può essere valutato come:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot \varepsilon_{cd,\infty}$$

dove la funzione di sviluppo temporale assume la forma:

$$\beta_{ds}(t - t_s) = (t - t_s) / \left[ (t - t_s) + 0.04h_0^{3/2} \right]$$

in cui:

$t$  è l'età del calcestruzzo nel momento considerato (in giorni)

$t_s$  è l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni).

$h_0$  è la dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto  $2A_c / u$  essendo

$A_c$  è l'area della sezione in calcestruzzo

$u$  è il perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria.

Nel nostro caso si assume che la maturazione delle travi avvenga in stabilimento in ambiente saturo di vapore, per cui  $U_R=100\%$  e quindi  $\varepsilon_{c0}=0$ .

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

con  $f_{ck}$  espresso in  $N/mm^2$ .

La caduta di tensione nell'acciaio, dovuta agli effetti del ritiro vale quindi:

$$\Delta\sigma_{rit} = \varepsilon_{cs} \cdot E_p$$

### 9.8.5 Viscosità

In sede di progettazione, se lo stato tensionale del calcestruzzo, al tempo  $t_0 = j$  di messa in carico, non è superiore a  $0,45 \cdot f_{ckj}$ , il coefficiente di viscosità  $\varphi(\infty, t_0)$ , a tempo infinito, a meno di valutazioni più precise può essere dedotto dalle seguenti tabelle:

$t_0$	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
$\geq 60$ giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Quindi la tensione dovuta alla viscosità è data da:

$$\Delta\sigma_{af} = \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c, Qp} \cdot \frac{E_p}{E_{cm}}$$

dove:

$\varphi(t, t_0)$  = coefficiente di viscosità al tempo t riferito a carichi applicati al tempo  $t_0$ ;

$\sigma_{c, Qp}$  = tensione nel calcestruzzo dovuta al peso proprio, alla precompressione iniziale e ad altre azioni permanenti;

$E_p$  = modulo di elasticità delle armature di precompressione;

$E_{cm}$  = modulo di elasticità del calcestruzzo

### 9.8.6 Tensioni limite per gli acciai da precompressione

Le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi devono rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni:

$$\sigma_{spi} < 0,90 f_{p(0,1)k}$$

$$\sigma_{spi} < 0,80 f_{ptk} \text{ per armatura pre-tesa}$$

### 9.8.7 Cadute di tensione per rilassamento

La caduta di tensione  $\Delta\sigma_{pr}$  per rilassamento al tempo t ad una temperatura di 20 °C può assumersi pari ai valori calcolato con la seguente formula

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} &= 5,39 \rho_{1000} e^{6,7\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} && \text{per Classe 1} \\ \Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} &= 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} && \text{per Classe 2} \\ \Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} &= 1,98 \rho_{1000} e^{8,0\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} && \text{per Classe 3} \end{aligned}$$

dove:

$\sigma_{pi}$  è la tensione iniziale nel cavo;

$\rho_{1000}$  è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 °C e a partire da una tensione iniziale pari a 0,7 della resistenza  $f_p$  del campione provato;

$$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk};$$

$f_{pk}$  è la resistenza caratteristica dell'acciaio da precompressione;

	<b>S.S. N.9 "Via Emilia"</b> <b>VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE</b> <b>PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234</b>
--	--

t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

Le prime due espressioni si applicano, rispettivamente, ai fili, trecce e trefoli a normale rilassamento ed a basso rilassamento. La terza espressione si applica alle barre laminate a caldo.

In mancanza di specifica sperimentazione, i valori di  $\rho_{1000}$  possono essere tratti dalla seguente tabella:

Classe di armatura	$\rho_{1000}$
Classe 1 – Trecce, filo o trefolo ordinario	8,0
Classe 2 – Trecce, filo o trefolo stabilizzato	2,5
Classe 3 – Barra laminata	4,0

Nel caso in esame si assumono trefoli a basso rilassamento, per cui si utilizza la relazione:

$$\Delta\sigma_{pr} / \sigma_{pi} = 1.98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{0.8\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

con  $\rho_{1000}=2.5\%$ .

La caduta finale per rilassamento viene valutata con le formule sopra scritte per un tempo t = 500000 ore.

### 9.8.8 Ritiro differenziale fra trave e soletta

Per effetto del ritiro della soletta si genera uno stato di coazione che si manifesta attraverso una forza  $N_r$ . Tale forza viene applicata in asse soletta e comporta una tensione di trazione uniforme nella soletta e una tensione di compressione eccentrica nella sezione completa trave+soletta.

Il valore della forza  $N_r$  si ricava dalla :

$$N_r = \frac{\varepsilon_r \cdot A_s \cdot E_s}{1 + \alpha \cdot \varphi}$$

dove:

$\varepsilon_r = 0.1\%$  = ritiro differenziale

$A_s = B_s \cdot H_s$  = sezione trasversale della soletta

$E_s = 18000 \cdot \sqrt{R_{cks}}$  = modulo elastico soletta

$\alpha = 0.80$  = coefficiente di invecchiamento

$\varphi = 3$  = coefficiente di viscosità soletta (fluage soletta)

	<b>S.S. N.9 "Via Emilia"</b> <b>VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE</b> <b>PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234</b>
--	--

### 9.9 Sollecitazioni sulle travi

Le sollecitazioni di calcolo per la verifica delle travi dell'impalcato sono state ottenute per ciascuna delle fasi indicate al paragrafo §9.5, applicando i coefficienti parziali riportati nella tabella seguente:

Combinazione di carico	Carichi permanenti		Carichi permanenti non strutturali	Carichi variabili
	peso trave	peso soletta		
Fase 1	1.00	0.00	0.00	0.00
Fase 2	1.00	1.00	0.00	0.00
Fase 3	1.00	1.00	1.00	0.00
Fase 4	1.00	1.00	1.00	1.00
Fase 5	1.35	1.35	1.50	1.35

Si sono così ottenute le sollecitazioni riportate nella tabella seguente:

BREMBIOLO 1 V145	M (kNm)		N (kN)		V (kN)		T (kNm)	
	appoggio	mezzeria	appoggio	mezzeria	appoggio	mezzeria	appoggio	mezzeria
Fase 1	0	1491.96	0	0	294.8	0	0	0
Fase 2	0	1270.02	0	0	199.22	0	0	0
Fase 3	0	545.54	0	0	93.98	0	0	0
Fase 4	-24.53	2308.38	33.96	-15.27	371.53	126.65	0	0
Fase 5	-33.12	7663.30	45.85	-20.61	1309.46	170.98	0	0

## 9.10 Verifica della trave prefabbricata

Si riportano di seguito i risultati della analisi eseguite con il programma di calcolo *STS Verifiche agli stati limite*.

### 9.10.1 Sezione descritta per punti

Coordinate dei vertici della sezione

Vertice 1:	X = 53.138 (cm)	Y = 145.000 (cm)
Vertice 2:	X = 69.488 (cm)	Y = 36.000 (cm)
Vertice 3:	X = 76.488 (cm)	Y = 25.000 (cm)
Vertice 4:	X = 110.488 (cm)	Y = 23.000 (cm)
Vertice 5:	X = 144.488 (cm)	Y = 25.000 (cm)
Vertice 6:	X = 151.488 (cm)	Y = 36.000 (cm)
Vertice 7:	X = 167.838 (cm)	Y = 145.000 (cm)
Vertice 8:	X = 210.488 (cm)	Y = 145.000 (cm)
Vertice 9:	X = 210.488 (cm)	Y = 130.000 (cm)
Vertice 10:	X = 180.488 (cm)	Y = 122.000 (cm)
Vertice 11:	X = 177.133 (cm)	Y = 113.725 (cm)
Vertice 12:	X = 160.488 (cm)	Y = 0.000 (cm)
Vertice 13:	X = 60.488 (cm)	Y = 0.000 (cm)
Vertice 14:	X = 43.842 (cm)	Y = 113.725 (cm)
Vertice 15:	X = 40.488 (cm)	Y = 122.000 (cm)
Vertice 16:	X = 10.488 (cm)	Y = 130.000 (cm)
Vertice 17:	X = 10.488 (cm)	Y = 145.000 (cm)
Vertice 18:	X = 220.975 (cm)	Y = 145.000 (cm) (*)
Vertice 19:	X = 220.975 (cm)	Y = 170.000 (cm) (*)
Vertice 20:	X = 0.000 (cm)	Y = 170.000 (cm) (*)
Vertice 21:	X = 0.000 (cm)	Y = 145.000 (cm) (*)

(\*) = vertici del profilo di 2° fase

N.B.: profilo di prima fase = trave isolata  
 profilo di seconda fase = trave +soletta

### 9.10.2 Descrizione dell'armatura

#### 9.10.2.1 Armatura normale

φ 16.0 mm;	X = 15.00 cm	Y = 141.00 cm
φ 16.0 mm;	X = 44.00 cm	Y = 141.00 cm
φ 16.0 mm;	X = 29.00 cm	Y = 141.00 cm
φ 16.0 mm;	X = 205.98 cm	Y = 141.00 cm
φ 16.0 mm;	X = 176.98 cm	Y = 141.00 cm
φ 16.0 mm;	X = 191.98 cm	Y = 141.00 cm
φ 16.0 mm;	X = 15.00 cm	Y = 133.00 cm
φ 16.0 mm;	X = 44.00 cm	Y = 133.00 cm
φ 16.0 mm;	X = 29.00 cm	Y = 133.00 cm
φ 16.0 mm;	X = 205.98 cm	Y = 133.00 cm
φ 16.0 mm;	X = 176.98 cm	Y = 133.00 cm
φ 16.0 mm;	X = 191.98 cm	Y = 133.00 cm
φ 20.0 mm;	X = 63.00 cm	Y = 3.00 cm
φ 20.0 mm;	X = 56.00 cm	Y = 53.00 cm
φ 20.0 mm;	X = 61.00 cm	Y = 28.00 cm
φ 20.0 mm;	X = 51.00 cm	Y = 86.00 cm
φ 20.0 mm;	X = 157.98 cm	Y = 3.00 cm
φ 20.0 mm;	X = 164.98 cm	Y = 53.00 cm
φ 20.0 mm;	X = 159.98 cm	Y = 28.00 cm
φ 20.0 mm;	X = 169.98 cm	Y = 86.00 cm
φ 14.0 mm;	X = 5.00 cm	Y = 165.00 cm (*)
φ 14.0 mm;	X = 5.00 cm	Y = 148.00 cm (*)
φ 14.0 mm;	X = 25.00 cm	Y = 165.00 cm (*)
φ 14.0 mm;	X = 45.00 cm	Y = 165.00 cm (*)
φ 14.0 mm;	X = 65.00 cm	Y = 165.00 cm (*)
φ 14.0 mm;	X = 85.00 cm	Y = 165.00 cm (*)
φ 14.0 mm;	X = 105.00 cm	Y = 165.00 cm (*)
φ 14.0 mm;	X = 125.00 cm	Y = 165.00 cm (*)
φ 14.0 mm;	X = 145.00 cm	Y = 165.00 cm (*)
φ 14.0 mm;	X = 165.00 cm	Y = 165.00 cm (*)
φ 14.0 mm;	X = 185.00 cm	Y = 165.00 cm (*)
φ 14.0 mm;	X = 205.00 cm	Y = 165.00 cm (*)
φ 14.0 mm;	X = 25.00 cm	Y = 148.00 cm (*)
φ 14.0 mm;	X = 45.00 cm	Y = 148.00 cm (*)
φ 14.0 mm;	X = 65.00 cm	Y = 148.00 cm (*)

$\phi$ 14.0 mm;	X = 85.00 cm	Y = 148.00 cm (*)
$\phi$ 14.0 mm;	X = 105.00 cm	Y = 148.00 cm (*)
$\phi$ 14.0 mm;	X = 125.00 cm	Y = 148.00 cm (*)
$\phi$ 14.0 mm;	X = 145.00 cm	Y = 148.00 cm (*)
$\phi$ 14.0 mm;	X = 165.00 cm	Y = 148.00 cm (*)
$\phi$ 14.0 mm;	X = 185.00 cm	Y = 148.00 cm (*)
$\phi$ 14.0 mm;	X = 205.00 cm	Y = 148.00 cm (*)

(\*) = tondi nel getto di 2° fase

Area armatura normale del profilo di 1° fase = 49.3(cm<sup>2</sup>)

Ascissa X del baricentro armatura normale = 110.5(cm)

Ordinata Y del baricentro armatura normale = 88.8(cm)

Area armatura normale del profilo di 2° fase = 83.1(cm<sup>2</sup>)

Ascissa X del baricentro armatura normale = 108.3(cm)

Ordinata Y del baricentro armatura normale = 116.4(cm)

#### 9.10.2.2 Armatura pretesa aderente

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 85.49 cm - Y = 5.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 90.49 cm - Y = 5.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 95.49 cm - Y = 5.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 100.49 cm - Y = 5.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 105.49 cm - Y = 5.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 110.49 cm - Y = 5.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 115.49 cm - Y = 5.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 120.49 cm - Y = 5.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 125.49 cm - Y = 5.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 130.49 cm - Y = 5.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 135.49 cm - Y = 5.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 85.49 cm - Y = 10.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 90.49 cm - Y = 10.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 95.49 cm - Y = 10.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 100.49 cm - Y = 10.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 105.49 cm - Y = 10.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 110.49 cm - Y = 10.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 115.49 cm - Y = 10.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 120.49 cm - Y = 10.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 125.49 cm - Y = 10.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

A = 1.39 cm<sup>2</sup>: X = 130.49 cm - Y = 10.00 cm; trefolo da 0.6 pollici

$A = 1.39 \text{ cm}^2$ :  $X = 135.49 \text{ cm} - Y = 10.00 \text{ cm}$ ; trefolo da 0.6 pollici  
 $A = 1.39 \text{ cm}^2$ :  $X = 48.50 \text{ cm} - Y = 122.00 \text{ cm}$ ; trefolo da 0.6 pollici  
 $A = 1.39 \text{ cm}^2$ :  $X = 172.48 \text{ cm} - Y = 122.00 \text{ cm}$ ; trefolo da 0.6 pollici  
 $A = 1.39 \text{ cm}^2$ :  $X = 85.49 \text{ cm} - Y = 15.00 \text{ cm}$ ; trefolo da 0.6 pollici  
 $A = 1.39 \text{ cm}^2$ :  $X = 135.49 \text{ cm} - Y = 15.00 \text{ cm}$ ; trefolo da 0.6 pollici  
 $A = 1.39 \text{ cm}^2$ :  $X = 90.49 \text{ cm} - Y = 15.00 \text{ cm}$ ; trefolo da 0.6 pollici  
 $A = 1.39 \text{ cm}^2$ :  $X = 130.49 \text{ cm} - Y = 15.00 \text{ cm}$ ; trefolo da 0.6 pollici

Area armatura pretesa aderente =  $38.9(\text{cm}^2)$   
 Ascissa X del baricentro armatura pretesa =  $110.5(\text{cm})$   
 Ordinata Y del baricentro armatura pretesa =  $16.8(\text{cm})$

#### 9.10.2.3 Profilo di 1° fase - sezione di solo calcestruzzo

Area della sezione =  $7143.08(\text{cm}^2)$   
 Ascissa X del baricentro sezione =  $110.5(\text{cm})$   
 Ordinata Y del baricentro sezione =  $66.9(\text{cm})$   
 Momento d'inerzia principale massimo =  $21202000.00(\text{cm}^4)$   
 Momento d'inerzia principale minimo =  $18338190.00(\text{cm}^4)$   
 Semidiametro maggiore dell'ellisse d'inerzia =  $54.5(\text{cm})$   
 Semidiametro minore dell'ellisse d'inerzia =  $50.7(\text{cm})$   
 Inclinazione diametro maggiore sull'asse X =  $0.0 \text{ deg.}$   
 Momento d'inerzia baricentrico secondo X =  $18338190.00(\text{cm}^4)$   
 Momento d'inerzia baricentrico secondo Y =  $21202000.00(\text{cm}^4)$

#### 9.10.2.4 Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata

Area della sezione =  $7583.98(\text{cm}^2)$   
 Ascissa X del baricentro sezione =  $110.5(\text{cm})$   
 Ordinata Y del baricentro sezione =  $66.4(\text{cm})$   
 Momento d'inerzia principale massimo =  $22471530.00(\text{cm}^4)$   
 Momento d'inerzia principale minimo =  $19781630.00(\text{cm}^4)$   
 Semidiametro maggiore dell'ellisse d'inerzia =  $54.4(\text{cm})$   
 Semidiametro minore dell'ellisse d'inerzia =  $51.1(\text{cm})$   
 Inclinazione diametro maggiore sull'asse X =  $0.0 \text{ deg.}$   
 Momento d'inerzia baricentrico secondo X =  $19781630.00(\text{cm}^4)$   
 Momento d'inerzia baricentrico secondo Y =  $22471530.00(\text{cm}^4)$   
 Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =  $6$



## 9.10.2.5 Profilo di 2° fase - sezione di solo calcestruzzo

Area della sezione	=	1618.70(cm <sup>2</sup> )
Ascissa X del baricentro sezione	=	110.5(cm)
Ordinata Y del baricentro sezione	=	-242.1(cm)
Momento d'inerzia principale massimo	=	181869500.00(cm <sup>4</sup> )
Momento d'inerzia principale minimo	=	1277568.00(cm <sup>4</sup> )
Semidiametro maggiore dell'ellisse d'inerzia	=	335.2(cm)
Semidiametro minore dell'ellisse d'inerzia	=	28.1(cm)
Inclinazione diametro maggiore sull'asse X	=	90.0 deg.
Momento d'inerzia baricentrico secondo X	=	-1.819E+08(cm <sup>4</sup> )
Momento d'inerzia baricentrico secondo Y	=	-1277568.00(cm <sup>4</sup> )

## 9.10.2.6 Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata

Area della sezione	=	2228.94(cm <sup>2</sup> )
Ascissa X del baricentro sezione	=	110.1(cm)
Ordinata Y del baricentro sezione	=	-152.7(cm)
Momento d'inerzia principale massimo	=	131937400.00(cm <sup>4</sup> )
Momento d'inerzia principale minimo	=	674641.40(cm <sup>4</sup> )
Semidiametro maggiore dell'ellisse d'inerzia	=	243.3(cm)
Semidiametro minore dell'ellisse d'inerzia	=	17.4(cm)
Inclinazione diametro maggiore sull'asse X	=	89.9 deg.
Momento d'inerzia baricentrico secondo X	=	-1.319E+08(cm <sup>4</sup> )
Momento d'inerzia baricentrico secondo Y	=	674019.60(cm <sup>4</sup> )
Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura	=	6

### 9.10.3 Verifica della sezione precompressa

#### 9.10.3.1 Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti orari

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura = 6

#### 9.10.3.2 Tensioni coattive iniziali nel calcestruzzo

(Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Tensione iniziale nell'armatura pretesa aderente = 1488.00(N/mm<sup>2</sup>)

Sforzo coattivo di precompressione = 5791.29(KN)

Momento X coattivo di precompressione = -2873.26(KN.m)

Momento Y coattivo di precompressione = 0.00(KN.m)

Nel baricentro sezione = -7.64(N/mm<sup>2</sup>)

Nel vertice n° 1 = 3.79(N/mm<sup>2</sup>)

#### 9.10.3.3 Effetti da PESO PROPRIO

(Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Momento secondo X = 1492.00(KN.m)

Variazione di tensione nel vertice n° 1 = -5.93(N/mm<sup>2</sup>)

Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1 = -2.15(N/mm<sup>2</sup>)

Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente = -11.10(N/mm<sup>2</sup>)

Cadute da accorciamento elastico nell'acciaio aderente = 51.28(N/mm<sup>2</sup>)

#### 9.10.3.4 Cadute di tensione nel tempo (1° step)

(Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente = -11.10(N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente (30%) = 17.55(N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione da fluage acciaio aderente (50%) = 61.53(N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente (100%) = 32.26(N/mm<sup>2</sup>)

Sforzo coattivo di precompressione = -433.33(KN)

Momento X coattivo di precompressione = 227.19(KN.m)

Momento Y coattivo di precompressione = 0.00(KN.m)

Variazione di tensione nel vertice n° 1 = -0.33(N/mm<sup>2</sup>)

Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1 = -2.48(N/mm<sup>2</sup>)

#### 9.10.3.5 Effetti da GETTO SOLETTA

(Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Momento secondo X = 1270.00(KN.m)

Variazione di tensione nel vertice n° 1 = -5.05(N/mm<sup>2</sup>)

Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1 = -7.53(N/mm<sup>2</sup>)

#### 9.10.3.6 Cadute di tensione nel tempo (2° step)

(Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente = -6.77(N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente (60%) = 35.10(N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione da fluage acciaio aderente (50%) = 37.55(N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente ( %) = 0.00(N/mm<sup>2</sup>)

Sforzo coattivo di precompressione = -282.75(KN)

Momento X coattivo di precompressione = -480.13(KN.m)

Momento Y coattivo di precompressione = 1.18(KN.m)

Variazione di tensione nel vertice n° 1 = 0.19(N/mm<sup>2</sup>)

Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1 = -7.34(N/mm<sup>2</sup>)

#### 9.10.3.7 Effetti da PERMANENTE

(Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Momento secondo X = 545.00(KN.m)

Variazione di tensione nel vertice n° 1 = 1.33(N/mm<sup>2</sup>)

Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1 = -6.01(N/mm<sup>2</sup>)

#### 9.10.3.8 Cadute di tensione nel tempo (3° step)

(Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente = -5.42(N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente ( 10%) = 5.85(N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione da fluage acciaio aderente ( %) = 0.00(N/mm<sup>2</sup>)

Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente ( %) = 0.00(N/mm<sup>2</sup>)

Cadute totali nell'acciaio aderente = 241.12(N/mm<sup>2</sup>)

Tensione finale nell'armatura pretesa aderente = 1246.88(N/mm<sup>2</sup>)

Sforzo coattivo di precompressione = -22.77(KN)

Momento X coattivo di precompressione = -38.57(KN.m)

Momento Y coattivo di precompressione = 0.09(KN.m)

Variazione di tensione nel vertice n° 1 = 1.516E-02(N/mm<sup>2</sup>)

Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1 = -5.99(N/mm<sup>2</sup>)

#### Tensioni coattive finali nel calcestruzzo

Nel baricentro sezione = -5.69(N/mm<sup>2</sup>)

Nel vertice n° 1 = 3.65(N/mm<sup>2</sup>)

### 9.10.3.9 Effetti da ACCIDENTALE

(Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata)

Sforzo Normale = -15.00(KN)

Momento secondo X = 2310.00(KN.m)

Variazione di tensione nel vertice n° 1 = 5.66(N/mm<sup>2</sup>)

Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1 = -0.33(N/mm<sup>2</sup>)

Massimo momento d'esercizio:  $M_x = 5617.00$ (KN.m)

Momento di fessurazione:  $M_{fx} = 7397.69$ (KN.m)

Calcestruzzo: resistenza alla trazione = 4.67(N/mm<sup>2</sup>)

Sicurezza alla fessurazione secondo X = 1.317

### 9.10.4 Verifica a taglio

#### 9.10.4.1 VERIFICA DELLA FIBRA POSIZIONATA A -43.2 cm DA INTRADOSSO

(fibra baricentrica)

Larghezza della fibra = 0.0 cm

Tensioni Principali in esercizio

Tagli operanti sul profilo di 2° fase

Rapporto J/S = 0.0 cm

Taglio da carichi esterni = 127.00(KN)

Tensione tangenziale  $\tau = 0.00$ (N/mm<sup>2</sup>)

Sommatoria tensioni  $\Sigma\tau = 0.00$ (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Normale  $\sigma_x = -2.83$ (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Principale  $\sigma_I = [\sigma_x + \sqrt{(\sigma_x^2 + 4\tau^2)}]/2 = 0.00$ (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Principale  $\sigma_{II} = [\sigma_x - \sqrt{(\sigma_x^2 + 4\tau^2)}]/2 = -2.83$ (N/mm<sup>2</sup>)

#### 9.10.4.2 VERIFICA DELLA FIBRA POSIZIONATA A 23.0 cm DA INTRADOSSO

(fibra in cui insorge la massima tensione principale  $\sigma_I$ )

Larghezza della fibra = 106.7 cm

##### Tensioni Principali in esercizio

Tagli operanti sul profilo di 2° fase

Rapporto J/S = 0.0 cm

Taglio da carichi esterni = 127.00(KN)

Tensione tangenziale  $\tau$  = 0.00(N/mm<sup>2</sup>)

Sommatoria tensioni  $\Sigma\tau$  = 0.00(N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Normale  $\sigma_x$  = -1.81(N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Principale  $\sigma_I = [\sigma_x + \sqrt{(\sigma_x^2 + 4\tau^2)}]/2 = 0.00$ (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Principale  $\sigma_{II} = [\sigma_x - \sqrt{(\sigma_x^2 + 4\tau^2)}]/2 = -1.81$ (N/mm<sup>2</sup>)

#### 9.10.4.3 VERIFICA DELLA FIBRA POSIZIONATA A -43.2 cm DA INTRADOSSO

(fibra in cui insorge la massima tensione principale  $\sigma_{II}$ )

Larghezza della fibra = 0.0 cm

##### Tensioni Principali in esercizio

Tagli operanti sul profilo di 2° fase

Rapporto J/S = 0.0 cm

Taglio da carichi esterni = 127.00(KN)

Tensione tangenziale  $\tau$  = 0.00(N/mm<sup>2</sup>)

Sommatoria tensioni  $\Sigma\tau$  = 0.00(N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Normale  $\sigma_x$  = -2.83(N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Principale  $\sigma_I = [\sigma_x + \sqrt{(\sigma_x^2 + 4\tau^2)}]/2 = 0.00$ (N/mm<sup>2</sup>)

Tensione Principale  $\sigma_{II} = [\sigma_x - \sqrt{(\sigma_x^2 + 4\tau^2)}]/2 = -2.83$ (N/mm<sup>2</sup>)

Massima armatura richiesta nella fibra posta a 23.0 cm da intrad.

Armatura ( $\sigma_I \cdot b/\sigma_s$ ):  $A_s = 0.0$  cm<sup>2</sup>/m ( $\sigma_s = 22$ )

#### 9.10.5 Verifica a scorrimento trave/soletta superiore

##### VERIFICA DELLA FIBRA POSIZIONATA A 145.0 cm DA INTRADOSSO

Larghezza della fibra = 85.3 cm

Tagli operanti sul profilo di 2° fase

Rapporto J/S = 0.0 cm

Taglio da carichi esterni = 127.00(KN)

Tensione tangenziale  $\tau$  = 0.00(N/mm<sup>2</sup>)

Armatura ( $\tau \cdot b/\sigma_s$ ):  $A_s$  = 0.0 cm<sup>2</sup>/m ( $\sigma_s$  = 15)

### 9.10.6 Metodo semiprobabilistico - verifiche a rottura

#### 9.10.6.1 Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 206000.0(N/mm<sup>2</sup>)

Modulo Elastico acciaio preteso aderente = 195000.0(N/mm<sup>2</sup>)

Modulo Elastico calcestruzzo = 42213.7(N/mm<sup>2</sup>)

Resistenza cubica del calcestruzzo:  $R_{ck}$  = 55.00(N/mm<sup>2</sup>)

Soglia di snervamento acciaio normale:  $F_{yk}$  = 450.00(N/mm<sup>2</sup>)

Soglia di snervamento acciaio preteso aderente :  $F_{pk}$  = 1850.00(N/mm<sup>2</sup>)

#### 9.10.6.2 Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo

Accorciamento ultimo a flessione = 0.3500 %

Accorciamento ultimo a compress. = 0.2000 %

Legge costitutiva dell'acciaio normale : Bilineare

Allungamento ultimo acciaio normale = 1.000 %

Legge costitutiva dell'acciaio preteso : Bilineare

Allungamento ultimo acciaio preteso = 1.000 %

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo :  $\gamma_c$  = 1.600

Coefficiente di sicurezza acciaio :  $\gamma_s$  = 1.150

Termine di lunga durata :  $F_1$  = 0.850

Rapporto  $R_{cyl}/R_{cubo}$ :  $F_2$  = 0.830

Resistenza di progetto calcestruzzo :  $F_1 \cdot F_2 \cdot R_{cubo}/\gamma_c$  = 0.44 $R_{cubo}$

Resistenza di progetto dell'acciaio :  $F_{sd} = F_{yk}/\gamma_s$  = 0.87 $F_{yk}$

#### 9.10.6.3 Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 24.25(N/mm<sup>2</sup>)

Acciaio normale = 391.30(N/mm<sup>2</sup>)

Acciaio preteso aderente = 1608.70(N/mm<sup>2</sup>)

#### 9.10.6.4 Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti orari

#### 9.10.6.5 Acciaio Preteso; Allungamento alla Decompressione

Acciaio del tipo aderente = 0.6702 %

#### 9.10.6.6 Condizione di carico n° 1

Momento di progetto  $M_{xd} = 7660.00(\text{KN.m})$

Momento di progetto  $M_{yd} = 0.00(\text{KN.m})$

Sforzo di progetto  $N_d = -20.00(\text{KN})$

(sollecitazioni operanti sul profilo di 2° fase)

Momento di rottura  $M_{xr} = 10447.34(\text{KN.m})$

Momento di rottura  $M_{yr} = 3.95(\text{KN.m})$

Sforzo di rottura  $N_r = -26.56(\text{KN})$

Rottura nel Dominio 2

Distanza asse neutro dal tondo n° 13 = 144.1(cm)

Distanza asse neutro dal vertice 19 = 23.1(cm)

Inclinazione dell'asse neutro sull'asse X = -0.05 (deg.)

Sicurezza a rottura  $M_{xr}/M_{xd} = 1.364$



**10. MURO DI CONTENIMENTO**

La geometria dei manufatti in oggetto è riportata in figura 10-1 :

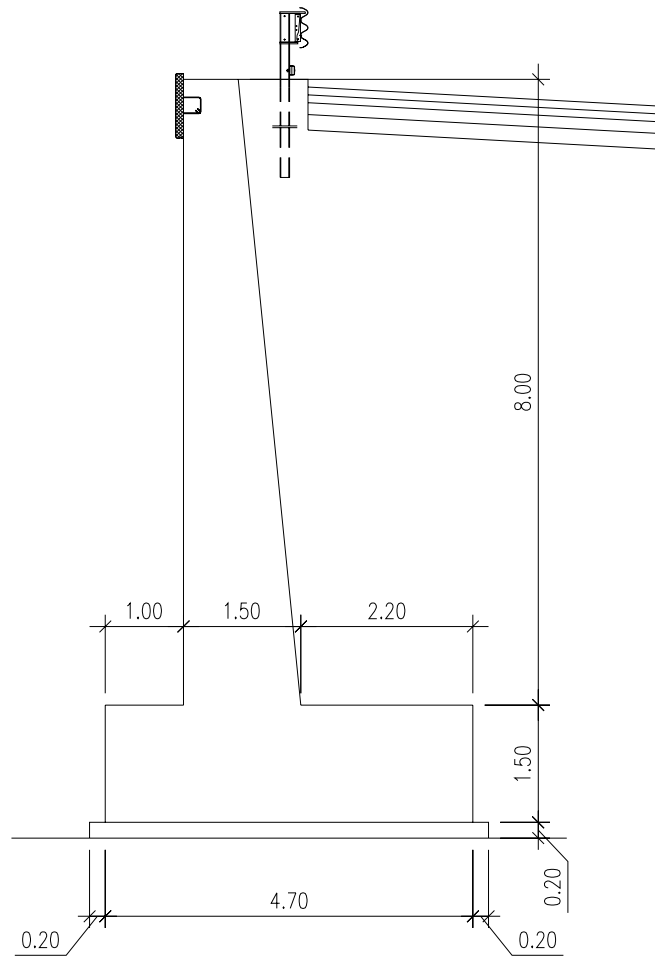


Figura 10-1 – Geometria della sezione tipo

MURO DI CONTENIMENTO VI.01

**Approcci progettuali (annesso A EC7-1, tab. 2.6.I e 6.5.I)**Coefficienti parziali per verifiche di equilibrio limite globale (EQU)

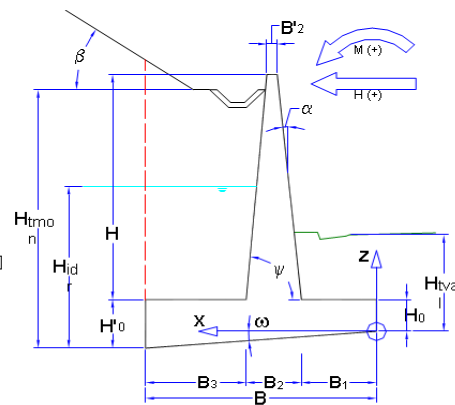
Azioni permanenti (sfavorevoli)	1.1
Azioni permanenti (favorevoli)	0.9
Azioni accidentali (sfavorevoli)	1.5
Azioni accidentali (favorevoli)	0
Angolo di attrito interno ( $\tan \phi$ )	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.4
Peso di volume	1

Coefficienti parziali per verifiche di geotecniche e strutturali (GEO, STR)

	1	2	
Azioni permanenti (sfavorevoli)	A	1.3	1
Azioni permanenti (favorevoli)	A	1	1
Azioni accidentali (sfavorevoli)	A	1.5	1.3
Azioni accidentali (favorevoli)	A	0	0
Angolo di attrito interno ( $\tan \phi$ )	M	1.0	1.25
Coesione efficace	M	1.0	1.25
Coesione non drenata	M	1.0	1.4
Peso di volume	M	1.0	1.0
Capacità portante	R	1.0	1.4
Resistenza allo scivolamento	R	1.0	1.1
Resistenza del terreno	R	1.0	1.4

**Parametri geometrici della sezione**

Altezza netta paramento	H = 8.00 [m]
Spessore fondazione valle	H <sub>0</sub> = 1.50 [m]
Spessore fondazione monte	H' <sub>0</sub> = 1.50 [m]
Inclinazione piano di posa fondazione	$\omega = 0.00^\circ$ 0%
Larghezza totale fondazione	B = 4.70 [m]
Sbalzo anteriore fondazione	B <sub>1</sub> = 1.00 [m]
Spessore paramento in sommità	B' <sub>2</sub> = 0.70 [m]
Spessore paramento alla base	B <sub>2</sub> = 1.50 [m]
Sbalzo posteriore fondazione	B <sub>3</sub> = 2.20 [m]
Inclinaz. parete Interna (sull'orizzontale)	$\psi = 84.29^\circ$ 10.0%
Inclinaz. parete Esterna (sulla verticale)	$\alpha = 0.00^\circ$
Peso specifico muro	$\gamma_m = 25.00$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Sviluppo totale fondazione	L = 5.00 [m]
Altezza taglione	H <sub>ta</sub> = 0.00 [m]
Altezza terreno a monte	H <sub>umon</sub> = 9.50 [m]
Altezza terreno a monte (a filo ciabatta post)	H' <sub>umon</sub> = 9.50 [m]
Altezza terreno a valle	H <sub>tval</sub> = 2.50 [m]
Altezza della falda	H <sub>idr</sub> = 0.00 [m]

**Carichi permanenti**

Sovraccarico sul terreno	Q <sub>perm</sub> = 0 [kN/m <sup>2</sup> ]
Distanza di applicazione dal testa muro	d <sub>Qperm</sub> = 0 [m]
Azione verticale concentrata in sommità	V <sub>perm</sub> = 0 [kN] Positiva verso il basso
Azione orizzontale concentrata in sommità	H <sub>perm</sub> = 0 [kN] Positivo se stabilizzante
Momento concentrato in sommità	M <sub>perm</sub> = 0 [kNm] Positivo se stabilizzante
Spinta concentrata sul paramento	C <sub>perm</sub> = 0 [kN]
Punto di applicazione (misurato dalla sommità)	z <sub>Cperm</sub> = 0 [m]

**Carichi accidentali**

Sovraccarico sul terreno	Q <sub>acc</sub> = 20 [kN/m <sup>2</sup> ]
Distanza di applicazione dal testa muro	d <sub>Qacc</sub> = 0 [m]
Azione verticale concentrata in sommità	V <sub>acc</sub> = 0 [kN] Positiva verso il basso
Azione orizzontale concentrata in sommità	H <sub>acc</sub> = 0 [kN] Positivo se stabilizzante
Momento concentrato in sommità	M <sub>acc</sub> = 0 [kNm] Positivo se stabilizzante

**Caratteristiche terreno a tergo**

Inclinaz. del terrapieno	$\beta = 0.00^\circ$
Peso specifico terreno	$\gamma_t = 18.00$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Peso specifico efficace	$\gamma'_t = 18.00$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito interno	$\phi'_t = 35.0^\circ$
	$\tan(\phi'_t) = 0.70021$
Coesione drenata	e = 0.00 [kN/m <sup>2</sup> ]
Angolo di attrito muro-terreno	$\delta = 17.00^\circ$
	$\tan(\delta) = 0.30573$

**Catteristiche terreno di fondazione**

Peso specifico	$\gamma_{tbase} =$	19.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Peso specifico efficace	$\gamma'_{tbase} =$	19.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Ang. attrito interno (in cond. drenate)	$\Phi'_{tbase} =$	30.00°	
	$\tan(\Phi'_{tbase}) =$	0.5774	
Fattore di profondità di Hansen	$k =$	0.53	
Coesione non drenata	$c_{ubase} =$	0.00	[kN/m <sup>2</sup> ]
Coesione drenata	$c'_{base} =$	0.00	[kN/m <sup>2</sup> ]
Coef. di attr. terreno-fondaz.	$Fs_{base} =$	0.58	

**Parametri sismici secondo NTC2008**

Vita nominale	$V_n =$	50	[anni]
Classe d'uso		IV	
Tipo di verifica allo stato limite ultimo		SLV	
Tempo di ritorno atteso	$T_r =$	949	[anni]
Fattore di amplificazione spettrale	$F_o =$	2.55	
Accelerazione orizzontale dello spettro elast	$a_y/g =$	0.09	
Categoria di sottosuolo		C	
Categoria topografica		T1	
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$	1	
Coefficiente di sottosuolo	$S_g =$	1.500	
Coefficiente di suolo	$S =$	1.500	
Accelerazione orizzontale massima	$a_{max}/g =$	0.135	
Coefficiente di riduzione (tab.7.11.II)	$\beta =$	0.24	
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h =$	0.032	
Coefficiente sismico verticale	$k_v =$	0.016	
	$K_{A,E}^d =$	0.37462	
	$K_{A,E}^w =$	0.37462	

**Analisi dei carichi**

	<u>Paramento</u>		<u>Fondazione</u>	
Volume paramento	$V_{par} =$	8.80 [m <sup>3</sup> ]	$V_{fond} =$	7.05 [m <sup>3</sup> ]
Peso paramento	$P_{par} =$	220.00 [kN]	$P_{fond} =$	176.25 [kN]
Ascissa baricentro	$Xg_{par} =$	2.77 [m]	$Xg_{fond} =$	2.35 [m]
Ordinata baricentro	$Zg_{par} =$	5.02 [m]	$Zg_{fond} =$	0.75 [m]
<u>Terreno</u>	<u>a monte su sbal. post.</u>		<u>a valle su sbal. ant.</u>	
Volume	$V_{tmon} =$	4.80 [m <sup>3</sup> ]	$V_{val} =$	2.20 [m <sup>3</sup> ]
Peso	$P_{tmon} =$	86.40 [kN]	$P_{val} =$	39.60 [kN]
Ascissa baricentro	$Xg_{tmon} =$	4.20 [m]	$Xg_{val} =$	1.10 [m]
Ordinata baricentro	$Zg_{tmon} =$	5.88 [m]	$Zg_{val} =$	2.00 [m]
<u>Totale peso proprio</u>				
Peso	$RV_{pp} =$	396.25 [kN]		
Ascissa baricentro	$Xg_{pp} =$	2.59 [m]		
Ordinata baricentro	$Zg_{pp} =$	3.12 [m]		
Momento dovuto al peso proprio	$M_{pp} =$	1024.52 [kNm]		
<u>Totale peso del Terreno</u>				
Peso	$RV_{perm} =$	126.00 [kN]		
Ascissa baricentro	$Xg_{perm} =$	3.22 [m]		
Ordinata baricentro	$Zg_{perm} =$	2.00 [m]		
Momento dovuto al peso del Terreno	$M_{perm} =$	406.14 [kNm]		
<u>Totale sovraccarichi permanenti</u>				
Risultante Sovraccarico distribuito	$RV_{sovr} =$	0.00 [kN]		
Ascissa punto di applicazione	$Xg_{sovr} =$	3.80 [m]		
Momento dovuto ai sovraccarichi perm.	$M_{sovr} =$	0.00 [kNm]		
<u>Totale sovraccarichi accidentali</u>				
Risultante Sovraccarico distribuito	$RV_{sovr} =$	36.00 [kN]		
Ascissa punto di applicazione	$Xg_{sovr} =$	3.80 [m]		
Momento dovuto ai sovraccarichi acc.	$M_{sovr} =$	136.80 [kNm]		

**Spinte sull'opera**

	Caso statico (GEO,STR)						Caso statico (EQU)	Caso dinamico (EQU)	Caso dinamico (GEO,STR)
	SLS	App#1, c#1	App#1, c#2	App#2	App#3				
Coeff. di spinta attiva (statica Muller-Bresl)	$K_a = 0.288$	0.288	0.353	0.288	0.353	0.353			
Coeff. di spinta passiva (statica Rankine)	$K_p = 3.690$	3.690	2.912	3.690	2.912	2.912			
Coeff. di spinta passiva (statica Caquot-Ker)	$K_p = 3.695$	3.695	2.888	3.695	2.888	2.888			
Coeff. di spinta passiva (Dinamica Mononobe)	$K_p =$								
Quotaparte di spinta passiva presa in conto nel calcolo	25.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	3.626	3.626	
							100.0%	#####	

**Spinta dell'acqua lato monte (assimilato ad un accident)**

	SLS	App#1, c#1	App#1, c#2	App#2	App#3	Caso statico (EQU)	Caso dinamico (EQU)	
Risultante	$RH_{H2O} = 0.00$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kN]
Ordinata baricentro	$ZG_{H2O} = 0.00$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[m]
Momento	$M_{H2O} = 0.00$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kNm]

**Spinta del terreno lato monte (perm sfavor.)**

	SLS	App#1, c#1	App#1, c#2	App#2	App#3	Caso statico (EQU)	Caso dinamico (EQU)	
Risultante	$R'_{terreno} = -233.60$	-303.68	-287.05	-303.68	-287.05	-287.05	-309.22	[kN]
Componente orizzontale (sfavorevole)	$RH'_{terreno} = -215.49$	-280.14	-264.79	-280.14	-264.79	-291.27	-313.77	[kN]
Componente verticale (farorevole)	$RV'_{terreno} = 90.19$	117.24	110.82	117.24	110.82	99.74	107.44	[kN]
Momento componente orizzontale	$MH'_{terreno} = -682.38$	-887.10	-857.10	-887.10	-857.10	-942.81	#####	[kNm]
Momento componente Verticale	$IV'_{terreno} = 333.69$	433.80	410.05	433.80	410.05	369.04	397.54	[kNm]

**Spinta del terreno lato valle**

	SLS	App#1, c#1	App#1, c#2	App#2	App#3	Caso statico (EQU)	Caso dinamico (EQU)	
Risultante (solo orizzontale)	$R''_{terreno} = 54.85$	219.39	171.47	219.39	171.47	171.47	193.79	[kN]
Momento componente orizzontale	$M''_{terreno} = 45.71$	182.83	142.89	182.83	142.89	142.89	161.49	[kNm]

**Spinta del carico distribuito permanente**

	SLS	App#1, c#1	App#1, c#2	App#2	App#3	Caso statico (EQU)	Caso dinamico (EQU)	
Risultante	$R_{perm} = 0.00$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kN]
Componente orizzontale	$RH_{perm} = 0.00$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kN]
Componente verticale	$RV_{perm} = 0.00$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kN]
Ascissa punto applicazione RV	$XG_{perm} = 3.23$	3.23	3.23	3.23	3.23	3.23	3.23	[m]
Momento componente orizzontale	$MH_{perm} = 0.00$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kNm]
Momento componente Verticale	$MV_{perm} = 0.00$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kNm]

**Spinta del carico distribuito accidentale**

	SLS	App#1, c#1	App#1, c#2	App#2	App#3	Caso statico (EQU)	Caso dinamico (EQU)	
Risultante	$R_{acc} = -54.64$	-54.64	-67.15	-54.64	-67.15	-67.15	0.00	[kN]
Componente orizzontale	$RH_{acc} = -50.41$	-50.41	-61.94	-50.41	-61.94	-61.94	0.00	[kN]
Componente verticale	$RV_{acc} = 21.10$	21.10	25.92	21.10	25.92	25.92	0.00	[kN]
Ascissa punto applicazione RV	$XG_{acc} = 3.23$	3.23	3.23	3.23	3.23	3.23	3.23	[m]
Momento componente orizzontale	$MH_{acc} = -259.56$	-259.56	-318.95	-259.56	-318.95	-318.95	0.00	[kNm]
Momento componente Verticale	$MV_{acc} = 68.06$	68.06	83.63	68.06	83.63	83.63	0.00	[kNm]

**Spinta carichi permanenti concentrati in sommità**

	SLS	App#1, c#1	App#1, c#2	App#2	App#3	Caso statico (EQU)	Caso dinamico (EQU)	
Azione orizzontale	$RCH_{somm} = 0.00$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kN]
Azione verticale	$RCV_{somm} = 0.00$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kN]
Odinata applicazione azione Orizz	$zT_{somm} = 9.50$	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	[m]
Ascissa applicazione azione Vert.	$xV_{somm} = 2.55$	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	[m]
Momento componente Orizzontale	$MCH_{somm} = 0.00$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kNm]
Momento componente Verticale	$MCV_{somm} = 0.00$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kNm]

**Spinta carichi accidentali concentrati in sommità**

	SLS	App#1, c#1	App#1, c#2	App#2	App#3	Caso statico (EQU)	Caso dinamico (EQU)	
Azione orizzontale	$RCH_{somm} = 0.00$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kN]
Azione verticale	$RCV_{somm} = 0.00$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kN]
Odinata applicazione azione Orizz	$zT_{somm} = 9.50$	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	[kN]
Ascissa applicazione azione Vert.	$xV_{somm} = 2.55$	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	[m]
Momento componente Orizzontale	$MCH_{somm} = 0.00$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kNm]
Momento componente Verticale	$MCV_{somm} = 0.00$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kNm]

**Spinta aggiuntiva sul paramento**

	SLS	App#1, c#1	App#1, c#2	App#2	App#3	Caso statico (EQU)	Caso dinamico (EQU)	
Azione orizzontale	$RCH_{somm} = 0.00$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kN]
Odinata applicazione azione Orizz	$zT_{somm} = 9.50$	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	9.50	[kN]
Momento componente Orizzontale	$MCH_{somm} = 0.00$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kNm]

**Azioni dovute all'evento sismico**

Inerzia terreno a monte	$S_{itm} =$						-2.80	[kN]
Momento dell'inerzia terreno a monte	$M_{itm} =$						-15.40	[kNm]
Spinta inerzia muro	$S_{ipp} =$						-12.84	[kN]
Momento dell'inerzia muro	$M_{ipp} =$						-40.03	[kNm]
Spinta inerzia dell'acqua	$E_{wd} =$						0.00	[kN]
Momento dell'inerzia dell'acqua	$M_{ewd} =$						0.00	[kNm]

Riepilogo resistenze globali

	Caso statico (GEO,STR)					Caso statico (ROU)	Caso dinamico (ROU)	
	SLS	App#1, c#1	App#1, c#2	App#2	App#3			
$RH_{tot}$	54.85	219.39	171.47	219.39	171.47	171.47	193.44	[kN]
$RV_{perm+acc}$	733.45	673.45	673.45	673.45	673.45	606.11	606.11	[kNm]
Momento delle comp. orizz. spinte a tergo								
$MH_{tot}$	45.71	182.83	142.89	182.83	142.89	142.89	161.20	[kNm]
Momento delle comp. vert. spinte a tergo								
$MV_{tot}$	268.21	335.86	329.58	335.86	329.58	301.88	270.65	[kNm]
$M_{perm+acc}$	1893.74	1701.74	1701.74	1701.74	1701.74	1531.56	1531.56	[kNm]

Riepilogo azioni globali

Totale spinte orizzontali	$RH_{tot}$	-215.49	-280.14	-264.79	-280.14	-264.79	-291.27	-339.51	[kN]
Totale spinte verticali	$RV_{tot}$	111.28	138.34	136.75	138.34	136.75	125.66	108.26	[kN]
Momento delle comp. orizz. spinte a tergo	$MH_{tot}$	-941.94	-1146.65	-1176.04	-1146.65	-1176.04	-1261.75	-1154.11	[kNm]
Momento delle comp. vert. spinte a tergo	$MV_{tot}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kNm]

Verifiche di stabilità globale

	SLS	App#1, c#1	App#1, c#2	App#2	App#3	Caso statico (ROU)	Caso dinamico (ROU)		
VERIFICA ALLA TRASLAZIONE ORIZZONTALE									
Totale spinte orizzontali	$R_{Htot}$	-215.49				-291.27	-339.51	[kN]	
Resistenza allo scivolamento	$R_{res}$	542.56				593.96	605.88	[kN]	
	$\gamma_{sciv}$	2.52				2.04	1.78		
VERIFICA ALLA ROTAZIONE									
Momento delle comp. orizz. spinte a tergo	$M_{Otot}$	-941.94				-1261.75	-1154.11	[kNm]	
Momento stabilizzante	$M_{stab}$	2207.66				1976.34	1963.41	[kNm]	
	$\gamma_{rib}$	2.34				1.57	1.70		
VERIFICA ALLA TRASLAZIONE VERTICALE									
Totale spinte orizzontali	$N_{tot}$	844.73	811.79	810.20	811.79	810.20	731.77	714.37	[kN]
Totale spinte verticali	$H_{tot}$	-160.64	-60.74	-93.32	-60.74	-93.32	-119.80	-146.08	[kN]
Momento risultante	$M_{ris}$	1265.72	1073.77	998.17	1073.77	998.17	714.59	809.30	[kNm]
Eccentricità rispetto all'asse fondazione	$e$	-0.85	-1.03	-1.12	-1.03	-1.12	-1.37	-1.22	[m]
Larghezza reagente	$B_{app}$	4.50	3.97	3.70	3.97	3.70	2.93	3.40	[m]
Larghezza efficace	$B_{eff}$	2.997	2.645	2.464	2.645	2.464	1.953	2.266	[m]
Area efficace	$A_{eff}$	14.984	13.227	12.320	13.227	12.320	9.765	11.329	[m <sup>2</sup> ]
Tensione nel terreno lato monte	$\sigma_{tmonte}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kPa]
Tensione nel terreno lato valle	$\sigma_{tvalle}$	375.85	409.15	438.41	409.15	438.41	499.58	420.38	[kPa]
Coefficiente di sicurezza (d.m. 4.4.1988)		2.00	-	-	-	-	-	-	
Capacità portante limite	$\sigma_{clim}$	935.33	930.77	923.74	930.77	923.74	903.95	916.06	[kPa]

Verifiche delle sollecitazioniSezione di spiccato della parete frontaleAZIONI

	SLS	App#1, c#1	App#1, c#2	App#2	App#3	Caso dinamico (GEO)		
Spinta orizzontale dell'acqua	$RH_{H2O}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kN]
Peso del terreno sul paramento	$P_{terr}$	57.46	57.46	57.46	57.46	57.46	57.46	[kN]
Spinta terreno a monte	$R_{terr}$	-162.42	-162.42	-199.58	-162.42	-199.58	-220.95	[kN]
Comp. orizzontale spinta terreno a monte	$RH_{terr}$	-149.83	-149.83	-184.11	-149.83	-184.11	-203.82	[kN]
Comp. verticale spinta terreno a monte	$RV_{terr}$	62.71	62.71	77.05	62.71	77.05	85.30	[kN]
Ascissa	$X_{go}$	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	[m]
Comp. Orizzontale sovraccarico permanente	$RH_{perm}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kN]
Comp. Verticale sovraccarico permanente	$RV_{perm}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kN]
Carico permanente conc. orizzontale	$H_{perm}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kN]
Carico permanente conc. verticale	$V_{perm}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kN]
Comp. Orizzontale sovraccarico accidentale	$RH_{acc}$	-42.45	-50.41	-61.94	-50.41	-61.94	-55.62	[kN]
Comp. Verticale sovraccarico accidentale	$RV_{acc}$	17.77	42.75	52.53	42.75	52.53	23.28	[kN]
Carico accidentale orizzontale	$H_{acc}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kN]
Carico accidentale verticale	$V_{acc}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[kN]
Peso proprio paramento	$P_{par}$	220.00	220.00	220.00	220.00	220.00	220.00	[kN]
Inerzia sismica peso proprio paramento	$I_{par}$						-7.84	[kN]

VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE  
PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234

**MOMENTI**

Spinta orizzontale dell'acqua  
Peso terreno a monte su paramento  
Comp. orizzontale spinta terreno a monte  
Comp. verticale spinta terreno a monte  
Comp. Orizzontale spinta sovr. Permanente  
Momento concentrato permanente  
Comp. Orizzontale spinta sovr. accidentale  
Momento concentrato accidentale  
Peso proprio paramento  
Inerzia sismica peso proprio paramento

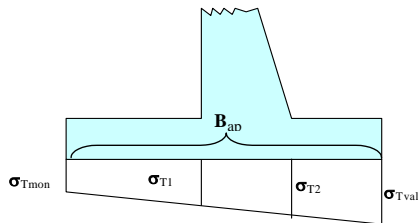
$M_{H2O}$	=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[ kNm ]
$M_{parV}$	=	27.77	27.77	27.77	27.77	27.77	27.77	[ kNm ]
$M_{terrH}$	=	-407.50	-407.50	-500.74	-407.50	-500.74	-500.74	[ kNm ]
$M_{terrV}$	=	24.61	24.61	30.24	24.61	30.24	30.24	[ kNm ]
$M_{permH}$	=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[ kNm ]
$M_{permV}$	=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[ kNm ]
$MC_{accH}$	=	-184.06	-184.06	-226.18	-184.06	-226.18	-226.18	[ kNm ]
$MC_{accV}$	=	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	[ kNm ]
$M_{pppar}$	=	38.67	38.67	38.67	38.67	38.67	38.67	[ kNm ]
$M_{par}$	=							[ kNm ]

Momento sulla sezione di spiccato  
Azione assiale sulla sezione di spiccato  
Taglio sulla sezione di spiccato

	SLS	App#1, c#1	App#1, c#2	App#2	App#3		
$M$	=	-500.52	-500.52	-630.24	-500.52	-630.24	-1125.75 [ kNm ]
$N$	=	357.93	382.91	407.04	382.91	407.04	386.04 [ kN ]
$V$	=	-192.28	-200.23	-246.05	-200.23	-246.05	-267.28 [ kN ]

**Verifiche delle sollecitazioni**

Sezione ciabatta di fondazione



Andamento delle tensioni nel terreno.

	$\sigma_{tmonte}$	$\sigma_{tvalle}$	$B_{app}$	$\sigma_{t1}$	$\sigma_{t2}$
SLS	0.00	375.85	4.50	166.82	292.23
App#1, c#1	0.00	409.15	3.97	151.38	306.04
App#1, c#2	0.00	438.41	3.70	141.87	319.80
App#2	0.00	409.15	3.97	151.38	306.04
App#3	0.00	438.41	3.70	141.87	319.80
Caso dinamico (GEO)	0.00	420.38	3.40	111.16	296.69

**AZIONI**

Momento totale alla sez. 1 monte  
Taglio totale alla sezione 1 monte  
Momento totale alla sez. 2 valle  
Taglio totale alla sezione 2 valle

	SLS	App#1, c#1	App#1, c#2	App#2	App#3	Caso dinamico (GEO)	
$Mf_{mon}$	=	376.96	433.25	453.81	433.25	453.81	472.67 [ kNm ]
$Vf_{mon}$	=	276.89	332.18	358.46	332.18	358.46	393.35 [ kN ]
$Mf_{val}$	=	-146.24	-159.64	-171.69	-159.64	-171.69	-161.82 [ kNm ]
$Vf_{val}$	=	-278.54	-302.10	-323.60	-302.10	-323.60	-303.03 [ kN ]

### 10.1 Verifica strutturale fondazione

Si esegue la verifica con

$$H = 1.5 \text{ m} , B = 1 \text{ m} , c = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Armatura minima } A_{smin} = 2250.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{Armatura superiore } A_s = 3141.6 \text{ mm}^2, (1\varnothing 20 \text{ passo } 10\text{cm}, \text{ ossia } 10\varnothing 20/\text{m})$$

$$\text{Armatura inferiore } A'_s = 3141.6 \text{ mm}^2, (1\varnothing 20 \text{ passo } 10\text{cm}, \text{ ossia } 10\varnothing 20/\text{m})$$

Sollecitazioni SLU:

$$M_u = 453.00 \text{ kNm}; V_u = 349.00 \text{ kN}; N_u = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{Momento agente ultimo (+contr. del taglio): } M'_u = 911.59 \text{ kNm}$$

Sezione semplicemente inflessa, Campo di rottura '2'

$$\text{Taglio limite: } V_{lim} = 737.70 \text{ kN} (\text{Armatura a taglio non necessaria})$$

$$\text{Azione Taglio compressione: } V_{cdc} = 5793.92 \text{ kN}$$

$$\text{Azione Taglio trazione: } V_{wd} + V_{cd} = 12977.02 \text{ kN}$$

$$\text{Momento ultimo resistente } M_{rd} = 1660.68 \text{ kNm}$$

Sollecitazioni SLE:

$$M_e = 437.00 \text{ kNm}; N_e = 0.00 \text{ kN}$$

Sezione semplicemente inflessa

$$\sigma_c = -1.70 \text{ MPa} < -11.205 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 101.18 \text{ MPa} < 301 \text{ MPa}$$

$$\text{Ampiezza di fessurazione di verifica } W_k = 0.046 \text{ mm} (< 0.2 \text{ mm})$$

## 10.2 Verifica strutturale paramento verticale

Si esegue la verifica con

$$H = 1.2 \text{ m} , B = 1 \text{ m} , c = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Armatura minima } A_{smin} = 1800.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{Armatura superiore } A_s = 3141.6 \text{ mm}^2, (1\varnothing 20 \text{ passo } 10\text{cm, ossia } 10\varnothing 20/\text{m})$$

$$\text{Armatura inferiore } A'_s = 3141.6 \text{ mm}^2, (1\varnothing 20 \text{ passo } 10\text{cm, ossia } 10\varnothing 20/\text{m})$$

Sollecitazioni SLU:

$$M_u = 1116.00 \text{ kNm}; V_u = 265.00 \text{ kN}; N_u = -386.00 \text{ kN}$$

$$\text{Momento agente ultimo (+contr. del taglio): } M'_u = 1392.66 \text{ kNm}$$

Sezione pressoinflessa parzializzata, Campo di rottura '2'

$$\text{Taglio limite: } V_{lim} = 600.84 \text{ kN (Armatura a taglio non necessaria)}$$

$$\text{Azione Taglio compressione: } V_{cdc} = 4603.39 \text{ kN}$$

$$\text{Azione Taglio trazione: } V_{wd} + V_{cd} = 10310.51 \text{ kN}$$

$$\text{Momento ultimo resistente } M_{rd} = 1520.86 \text{ kNm}$$

Sollecitazioni SLE:

$$M_e = 501.00 \text{ kNm}; N_e = -358.00 \text{ kN}$$

Sezione pressoinflessa parzializzata

$$\sigma_c = -2.98 \text{ MPa} < -11.205 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 97.87 \text{ MPa} < 301 \text{ MPa}$$

$$\text{Ampiezza di fessurazione di verifica } W_k = 0.056 \text{ mm} (< 0.2 \text{ mm})$$



	<p style="text-align: right;"><b>S.S. N.9 "Via Emilia"</b></p> <p style="text-align: center;"><b>VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.S. N.234</b></p>
--	--

**11. ALLEGATI**