



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

PROGETTO DEFINITIVO

CONSULENZE SPECIALISTICHE

TECNOSTUDIO BIEFFE S.R.L.
Via Mazzetti 7
43012
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
43012
FONTANELLATO (PR)

COMPONENTE IMPIANTISTICA, TECNOLOGICA ED ILLUMINOTECNICA

CI.TRA S.R.L.
v.le Lombardia 5,
MILANO
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 Malpelli, 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°4 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

VI05 5550

Data Revisione:
FEBBRAIO 2011

REV.
C

FOGLIO
01 DI **01**

Scala:
ELABORATO DI TESTO

SOMMARIO

1.	GENERALITA'	3
1.1	Oggetto e scopo del lavoro	3
1.2	Criteri di calcolo	3
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3.	MATERIALI	5
4.	PARAMETRI GEOTECNICI E SISMICI	6
4.1	Dati geotecnici	6
4.2	Parametri di sismicità del sito	7
5.	DATI RELATIVI ALL'IMPALCATO	8
6.	SPALLA	10
6.1.1	Generalità	10
6.1.2	Sistema di riferimento e convenzioni sui segni	10
6.2	Dati geometrici	11
6.3	Azioni trasmesse dall'impalcato	12
6.4	Azioni agenti sulla spalla	14
6.5	Sollecitazioni risultanti	16
6.6	Verifiche	18
7.	PALI	28
7.1	Determinazione delle sollecitazioni sui singoli pali	28
7.2	Capacità Portante dei pali	29
7.3	Verifica a pressoflessione	31
7.4	Verifica a taglio	32
8.	IMPALCATO STRADALE	33
8.1	Modalità di costruzione dell'impalcato	33
8.2	Modalità di costruzione delle travi	33
8.3	Dati geometrici dell'impalcato	33
8.4	Caratteristiche dei materiali	35
8.4.1	Calcestruzzo per le travi prefabbricate:	35
8.4.2	Calcestruzzo per il getto integrativo (soletta e traversi):	35
8.4.3	Acciaio per c.a.p.:	35
8.4.4	Acciaio FeB44K	35
8.5	Metodo e ipotesi di calcolo	36
8.6	Risoluzione del sistema elastico e sollecitazioni	37
8.7	Sezioni	40
8.8	Sollecitazioni sulle travi prefabbricate	42

8.9	Verifica della trave prefabbricata	43
8.9.1	Caratteristiche geometriche della sezione trasversale	43
8.9.2	Descrizione dell'armatura	43
8.9.3	Verifica della sezione precompressa	47
8.9.4	Verifica a taglio	49
8.9.5	Verifica a scorrimento trave/soletta superiore	50
8.9.6	Metodo semiprobabilistico - verifiche a rottura	51

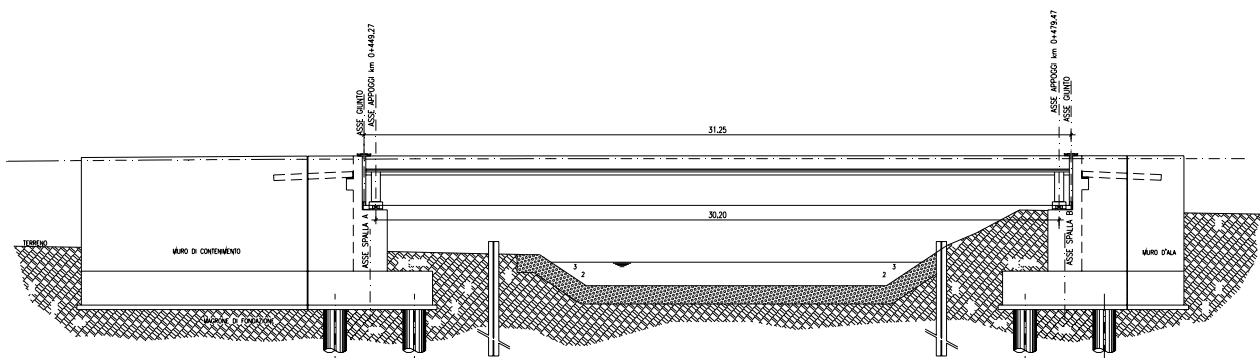
1. GENERALITA'

1.1 Oggetto e scopo del lavoro

La presente relazione viene condotta a verifica delle strutture del ponte sul colatore Brembiolo, posto tra le progressive 0+449.27 e 0+479.47 dell'asse 43

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	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	S		1.10	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	F	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	S		1.50	1.50	1.30
Variabili da traffico	F	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	S		1.35	1.35	1.15
Variabili	F	γ_{Q1}	0.00	0.00	0.00
	S		1.50	1.50	1.30
Distorsioni	F	$\gamma_{\epsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	S		1.00	1.00	1.00
Ritiro, viscosità, termica, cedimenti	F	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0.00	0.00	0.00
	S		1.20	1.20	1.00

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

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

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 (γ_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:

ϕ_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;

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

Dati relativi al terreno di rinterro

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

Nel calcolo della spinta del terreno a tergo si applica un coefficiente di attrito terreno-paramento δ tramite un rapporto δ/ϕ 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		4	
lunghezza travi (in x')		31.10	[m]
peso travi		25.20	[KN/m]
Quota baricentro impalcato rispetto ad intradosso travi		1.8	[m]
interasse travi (ortogonalmente tra loro)		2.75	[m]
altezza trave		1.60	[m]
interasse giunti (in x')		31.25	[m]
interasse appoggi (in x')		30.20	[m]
Superficie investita dal vento a ponte scarico		98.20	[m ²]
Superficie investita dal vento a ponte carico		160.70	[m ²]

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)	$w =$	8.50	[m]
larghezza corsia convenzionale	$l_c =$	3.00	[m]
Strisce di carico	$n_f =$	2	
Larghezza rimanente	$l_r =$	2.50	[m]
Spessore massimo soletta		0.45	[m]
Spessore minimo soletta		0.25	[m]
Area trasversale soletta (compreso cordolo)		4.35	[m ² /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)		11.50	[m]
altezza cordoli		0.10	[m]

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

Dati relativi alla pavimentazione

spessore pavimentazione	0.10	[m]
peso pavimentazione	4.29	[kN/m ²]

Dati relativi agli arredi

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

6. SPALLA

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:

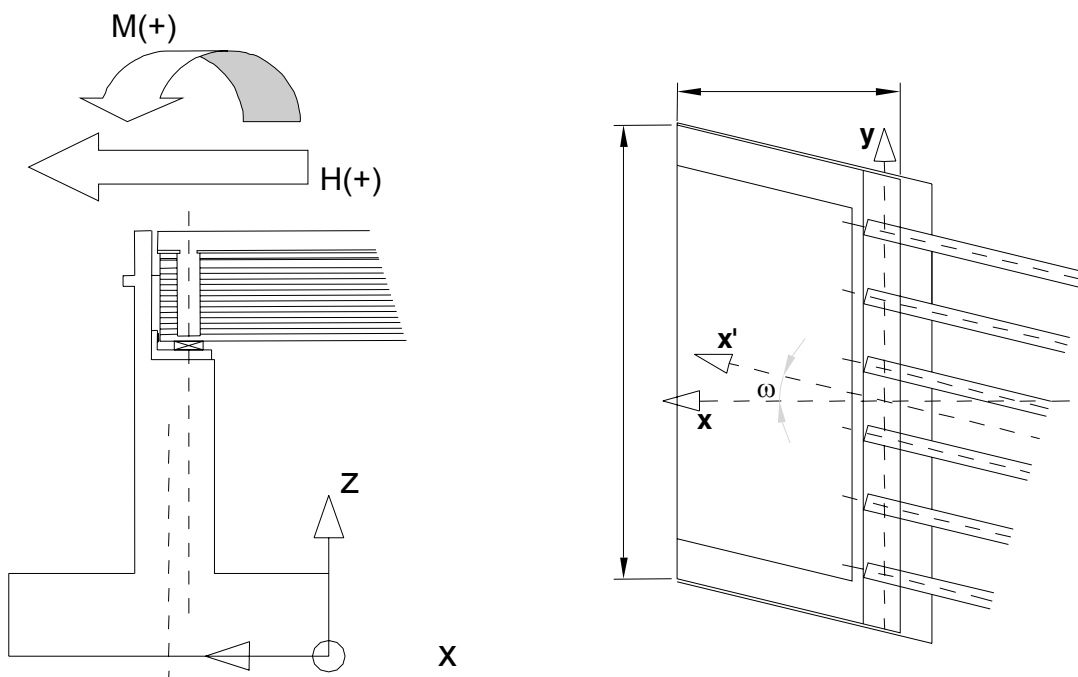
- La forza d'inerzia trasmessa dall'impalcato (spalla con appoggio fisso).
- La forza d'inerzia agente sulla massa della spalla e del terreno contenuto
- La spinta in condizioni sismiche del terreno retrostante.

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

6.2 Dati geometrici spalla

Altezza paramento	$H_{par} =$	2.7	[m]
Spessore paramento (in x)		1.5	[m]
Larghezza paramento (in y)		11.5	[m]
Larghezza baggioli (in y)		0.6	[m]
Larghezza baggioli (in x)		0.6	[m]
N° baggioli		4	
Dist. asse baggioli da filo ant. paramento (in x)		0.5	[m]
Altezza baggioli		0.15	[m]
Altezza paraghiaia		2.4	[m]
Spessore paraghiaia (in x)		0.4	[m]
Larghezza paraghiaia (in y)		11.5	[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)		12	[m]
Sbalzo anteriore platea		2	[m]
Sbalzo posteriore platea		2	[m]
Wx (trasversale)		132.00	[m ²]
Wy (longitudinale)		60.50	[m ²]
Lunghezza risvolti (in x)		2	[m]
Spessore medio risvolti		0.7	[m]
Altezza risvolti		4.95	[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		6.6	[m]

Dati relativi ai pali

Diametro pali		1	[m]
Area Pali		6.28	[m ²]
Lunghezza pali		20.00	[m]
Lunghezza elastica	$L_0 =$	7.27	[m]
file trasversali di pali (in y)		4	
file longitudinali di pali (in x)		2	
distanza bordo fondazione-asse palo (lungo x)		1.00	[m]
distanza bordo fondazione-asse palo (lungo y)		1.20	[m]
interasse trasversale pali (lungo y)	$i_{py} =$	3.20	[m]
interasse longitudinale pali (lungo x)	$i_{px} =$	3.50	[m]
Modulo d'inerzia min palificata (attorno asse x)	$W_{px} =$	21.33	[m]
Modulo d'inerzia min palificata (attorno asse y)	$W_{py} =$	14.00	[m]

6.3 Azioni trasmesse dall'impalcato

6.3.1 Carichi permanenti (g)

	V [kN]	ecc _y [m]	M _x [kNm]	ecc _x [m]	M _y [kNm]
travi	3134.88	0.00	0.00	-0.25	-783.72
soletta	3398.44	0.00	0.00	-0.25	-849.61
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	234.38	0.00	0.00	-0.25	-58.59
pavimentazione	1138.20	0.00	0.00	-0.25	-284.55
pesi aggiuntivi (barriere, parapetti,...)	59.38	0.00	0.00	-0.25	-14.84
Totale per una spalla	4108.64	0.00	0.00	-0.25	-1027.16

6.3.2 Carichi accidentali verticali (q₁, q₂)

Poiché il calcolo è condotto a definire il dimensionamento della spalla si assume come disposizione più gravosa quella del q_{1a} 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 _y [m]	M _x [kNm]	ecc _x [m]	M _y [kNm]
q _{1a} +q _{1b} 1 ^a striscia	1443.75	2.50	3609.38	-0.25	-360.94
q _{1a} +q _{1b} 2 ^a striscia	634.38	-1.00	-634.38	-0.25	-158.59
q _{1a} +q _{1b} 3 ^a striscia	234.38	-4.50	-1054.69	-0.25	-58.59
q _{1a} +q _{1b} 4 ^a striscia	0.00	-8.00	0.00	-0.25	0.00
q _{1a} +q _{1b} striscia rimanente	117.19	0.00	0.00	-0.25	-29.30
q _{1e} folla marc dx	117.19	5.38	629.88	-0.25	-29.30
q _{1e} folla marc sx	117.19	-5.38	-629.88	-0.25	-29.30
Totale per una spalla	1332.03	0.72	960.16	-0.25	-333.01

6.3.3 Azione di frenatura (q₃)

	H _x [kN]	ecc _z [m]	V [kN]	ecc _x [m]	M _y [kNm]
frenatura	599.06	2.05			1228.08
Squilibrio frenatura			40.66	-0.25	-10.17

6.3.4 Azione centrifuga (q₄)

	H _y [kN]	ecc _z [m]			M _y [kNm]
Forza centrifuga per una spalla	0.00	2.05			0.00

6.3.5 Azione del vento (q₅)

	H _x [kN]	H _y [kN]	ecc _z [m]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Vento ponte carico	0.00	200.87	6.98	1401.08	0.00
Vento ponte scarico	0.00	122.75	5.98	733.41	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]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
Inerzia impalcato	813.51	1.80	1464.32	1464.32

SISMA VERTICALE

	V [kN]	ecc_y [m]	M_x [kNm]	ecc_x [m]	M_y [kNm]
Inerzia impalcato	406.75	0.00	0.00	-0.25	-101.69
Squilibrio dato da sisma orizz.	48.49	0.00	0.00	-0.25	-12.12
Totale	455.24		0.00		-113.81

6.3.7 Resistenze parassite dei vincoli (q_7)

	H_x [kN]	ecc_z [m]	M_x [kNm]	ecc_x [m]	M_y [kNm]
Attrito sugli appoggi	246.52	2.05	0.00		-505.36

6.3.8 Veicoli in svio (q_8)

	H_y [kN]	ecc_z [m]	M_x [kNm]
Svio (barriera tipo H4)	750.00	3.85	2887.50

6.4 Azioni agenti sulla spalla

6.4.1 Peso proprio

	V [kN]	ecc _x [m]	My [kNm]
Paramento	1164.38	0.00	0.00
Paraghiaia	276.00	0.55	151.80
Platea	2475.00	0.00	0.00
Risvolti	346.50	1.75	606.38
Terreno a monte	1946.16	1.75	3405.78
Terreno a valle	626.40	-1.75	-1096.20
Baggioli	5.40	-0.25	-1.35
Totale	6839.84	0.45	3066.41

Momenti agenti globali

	ecc _x [m]	My _{stab} [kNm]	ecc _y [m]	Mx _{stab} [kNm]
Paramento	2.75	3202.03	6.00	6986.25
Paraghiaia	3.30	910.80	6.00	1656.00
Platea	2.75	6806.25	6.00	14850.00
Risvolti	4.50	1559.25	0.00	0.00
Terreno a monte	4.50	8757.72	6.00	11676.96
Terreno a valle	1.00	626.40	6.00	3758.40
Baggioli	2.50	13.50	6.00	32.40
Totale		21875.95		38960.01

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 _x [kN]	ecc _z [m]	My [kNm]
A livello spiccato paramento	-818.16	1.70	-1390.87
A livello intadosso platea	-1370.20	2.20	-3014.44

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/m²]

sovraccarico concomitante con impalcato carico = 10 [kN/m²]

Il diagramma delle pressioni è rettangolare:

	H _x [kN]	ecc _z [m]	Mx [kNm]	My [kNm]
Impalcato scarico: a livello spiccato paramento	262.16	-2.55		-668.51
Impalcato carico: a livello spiccato paramento	131.08	-2.55		-334.26
Impalcato scarico: a livello intadosso platea	339.27	-3.30		-1119.58
Impalcato carico: a livello intadosso platea	169.63	-3.30		-559.79

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

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 _x [kN]	ecc _z [m]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Su superf.laterale paramento	24.75	6.45	159.64	

6.4.4 Azione sismica

SISMA ORIZZONTALE

	H _x /H _y [kN]	ecc _z [m]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Increment. spinta terreno a tergo	93.15	3.30	307.39	307.39
Inerzia paramento	138.33	2.85	394.23	394.23
Inerzia paraghiaia	32.79	5.40	177.06	177.06
Inerzia terreno tra risvolti	231.20	4.05	936.38	936.38
Inerzia fondazione	294.03	0.75	220.52	220.52
Inerzia risvolti	41.16	3.98	163.63	163.63
Inerzia baggioli	0.64	4.28	2.74	2.74
Totale	831.30		2201.95	2201.95

SISMA VERTICALE

	V [kN]	ecc _x [m]	M _y [kNm]
Inerzia paramento	69.16	0.00	0.00
Inerzia paraghiaia	16.39	0.55	9.02
Inerzia fondazione	147.02	0.00	0.00
Inerzia risvolti	20.58	1.75	36.02
Inerzia baggioli	115.60	-0.25	-28.90
Totale	368.76		16.14

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

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 ₁				
Peso proprio dell'impalcato	g ₂	4'108.64			-1'027.16
Spinta delle terre	g ₃				
Carico accidentale sull'impalcato	q ₁ +q ₂	1'332.03		960.16	-333.01
Carico acc.sul rilevato contemporaneo all'accidentale s	q ₁				
Carico acc. sul rilevato in assenza di accidentale sull'im	q ₁				
Azione di frenatura	q ₃	40.66	-599.06		1'238.24
Azione centrifuga	q ₄		0.00	0.00	
Azione del vento a ponte carico (±)	q ₅		200.87	497.16	0.00
Azione del vento a ponte scarico (±)	q ₅		122.75	181.05	0.00
Azioni sismiche longitudinali (±)	q ₆	48.49	0.00		-12.12
Azioni sismiche trasversali (±)	q ₆	48.49	406.75	720.04	
Azioni sismiche verticali (±)	q ₆	406.75			-101.69
Attrito sugli appoggi	q ₇		0.00	-246.52	0.00
Veicolo in svio	q ₈			375.00	1'443.75

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 ₁	1'445.78			1'445.78
Peso proprio dell'impalcato	g ₂	4'108.64		0.00	-1'027.16
Spinta delle terre	g ₃	387.32	-818.16		-1'390.87
Carico accidentale sull'impalcato	q ₁ +q ₂	1'332.03		960.16	-333.01
Carico acc.sul rilevato contemporaneo all'accidentale sull'impalcato	q ₁	-62.05	-131.08		-334.26
Carico acc. sul rilevato in assenza di accidentale sull'impalcato	q ₁	-124.11	-262.16		-668.51
Azione di frenatura	q ₃	40.66	-599.06		2'835.38
Azione centrifuga	q ₄		0.00	0.00	
Azione del vento a ponte carico (±)	q ₅		200.87	1'099.77	0.00
Azione del vento a ponte scarico (±)	q ₅		122.75	549.29	0.00
Azioni sismiche longitudinali (±)	q ₆	48.49	-537.27		-556.15
Azioni sismiche trasversali (±)	q ₆	48.49	944.03	1'933.46	
Azioni sismiche verticali (±)	q ₆	628.50			-85.55
Attrito sugli appoggi	q ₇		246.52		-1'244.92
Veicolo in svio	q ₈			375.00	1'443.75

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

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 ₁	6'839.84			3'066.41
Peso proprio dell'impalcato	g ₂	4'108.64			-1'027.16
Spinta delle terre	g ₃	0.00	-1'370.20		-3'014.44
Carico accidentale sull'impalcato	q ₁ +q ₂	1'332.03		960.16	-343.17
Carico acc.sul rilevato contemporaneo all'accidentale sull'impalcato	q ₁		-169.63		-559.79
Carico acc. sul rilevato in assenza di accidentale sull'impalcato	q ₁		-339.27		-1'119.58
Azione di frenatura	q ₃	40.66	-599.06		3'733.97
Azione centrifuga	q ₄		0.00	0.00	
Azione del vento a ponte carico (±)	q ₅		200.87	0.00	1'401.08
Azione del vento a ponte scarico (±)	q ₅		122.75	0.00	733.41
Azioni sismiche longitudinali (±)	q ₆	48.49	-831.30	0.00	-2'189.83
Azioni sismiche trasversali (±)	q ₆	48.49	1'238.06	4'187.49	
Azioni sismiche verticali (±)	q ₆	775.51			-85.55
Attrito sugli appoggi	q ₇		-246.52		1'614.69
Veicolo in svio	q ₈		375.00	1'443.75	

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°)

$$12.08 \text{ [mm]}$$

Scorrimento trasversale (+40°)

$$3.30 \text{ [mm]}$$

Solo Permanenti

Solo Accidentali (q)

Combinazione con Frenatura $V/H = -17.30\%$

Combinazione con Attrito $V/H = 4.21\%$

Combinazione con Sisma long. 4 ritegni per spalla

Combinazione con Sisma trasv. 2 ritegni per spalla

	V [kN]	Hx [kN]	Hy [kN]
SLE	1027.16	0.00	0.00
SLE	437.75	0.00	0.00
SLE	865.85	-149.77	0.00
SLE	1464.91	61.63	0.00
SLU	1128.17	423.70	0.00
SLU	1359.96	0.00	847.41

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

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

6.6.2 Paramento frontale

	Combinazione	Vert V [kN]	long Hx [kN]	long My [kNm]
Impalcato SX scarico	U1a	8079.44	-1620.48	-2423.66
Impalcato SX carico	U2a	9877.68	-1423.86	-3716.84
Impalcato SX carico + frenatura	U3a	9932.58	-2232.59	-7544.61
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	U4a	9877.68	-1423.86	-3716.84
Senza impalcato+rinterro (provvisoria)	P1	2532.78	-1227.24	-134.50
Sisma long +	USL+	5990.22	-1617.59	-1528.40
Sisma long -	USL-	5893.25	-543.04	-416.10
Sisma trasv +	UST+	5990.22	-136.29	961.21
Sisma trasv -	UST-	5893.25	-2024.35	-972.25
Sisma vert +	USV+	6570.23	-571.64	-1057.80
Impalcato SX scarico	E2a	5941.73	-1080.32	-2885.68
Impalcato SX carico	E3a	7273.77	115.44	-2884.43
Impalcato SX carico + frenatura	E4a	7314.43	-1679.38	-5719.81
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	E5a	7273.77	115.44	-2884.43
Impalcato SX carico - frequente	E6a	6971.26	-1365.76	-1905.94

Combinazioni di verifica (per 1m di paramento)

		M ver [kNm/m]	H ver [kN/m]	V ver [kN/m]
U3a	SLU	-656.05	-194.14	-863.70
E4a	SLE	-497.37	-146.03	-636.04

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:

 $M_u = 657.00 \text{ kNm}$; $V_u = 195.00 \text{ kN}$; $N_u = -864.00 \text{ kN}$ Momento agente ultimo (+contr. del taglio): $M'_u = 913.23 \text{ kNm}$

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 $M_{rd} = 2246.88 \text{ kNm}$

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

Sollecitazioni SLE:

$M_e = 498.00 \text{ kNm}$; $N_e = -637.00 \text{ kN}$

Sezione pressoinflessa parzializzata

$\sigma_c = -2.02 \text{ MPa} < -13.073 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 36.92 \text{ MPa} < 301 \text{ MPa}$

Ampiezza di fessurazione di verifica $W_k = 0.021 \text{ mm} (< 0.2 \text{ mm})$

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

6.6.3 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.

Solicitazioni allo spiccato

Combinazione	Vert	trasv	trasv	
	V [kN]	Hy [kN]	Mx [kNm]	
Impalcato SX scarico	U1a	233.89	782.85	447.62
Impalcato SX carico	U2a	233.89	530.81	282.72
Impalcato SX carico + frenatura	U3a	233.89	530.81	282.72
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	U4a	233.89	530.81	282.72
Sisma trasv +	UST+	173.25	242.49	295.00
Sisma trasv -	UST-	173.25	-242.49	114.38
Sisma vert +	USV+	193.79	169.51	139.85
Impalcato SX scarico	E2a	173.25	561.05	329.80
Impalcato SX carico	E3a	173.25	372.71	346.57
Impalcato SX carico + frenatura	E4a	173.25	372.71	346.57
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	E5a	173.25	372.71	346.57
Impalcato SX carico - frequente	E6a	173.25	551.15	265.95

Combinazioni di verifica (per 1m di risvolto)

	M ver	V ver	N ver	
	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	
U1a	SLU	223.81	391.42	-116.94
E6a	SLE	173.29	186.35	-86.63

Si esegue la verifica con

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

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

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

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

Solicitazioni SLU:

$$M_u = 224.00 \text{ kNm}; V_u = 392.00 \text{ kN}; N_u = -117.00 \text{ kN}$$

$$\text{Momento agente ultimo (+contr. del taglio): } M'_u = 456.85 \text{ kNm}$$

Sezione pressoinflessa parzializzata, Campo di rottura '2'

$$\text{Taglio limite: } V_{lim} = 413.09 \text{ kN (Armatura a taglio non necessaria)}$$

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

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

$$\text{Momento ultimo resistente } M_{rd} = 770.26 \text{ kNm}$$

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

Sollecitazioni SLE:

$M_e = 174.00 \text{ kNm}$; $N_e = -87.00 \text{ kN}$

Sezione pressoinflessa parzializzata

$\sigma_c = -2.38 \text{ MPa} < -13.073 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 79.07 \text{ MPa} < 301 \text{ MPa}$

Ampiezza di fessurazione di verifica $W_k = 0.041 \text{ mm} (< 0.2 \text{ mm})$

6.6.4 Paraghiaia

Il calcolo delle sollecitazioni viene istituito con riferimento alla condizione di massimo sovraccarico sul rilevato (20.0 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° 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 $A_s = 2010.6 \text{ mm}^2$, (1Ø16 passo 10cm, ossia 10Ø16/m)

Armatura inferiore $A'_s = 2010.6 \text{ mm}^2$, (1Ø16 passo 10cm, ossia 10Ø16/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

			Vert	trasv	long	trasv	long
			V	Hy	Hx	Mx	My
Combinazione			[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Impalcato SX scarico	GEO	U1a	10948.47	159.57	-2411.77	953.44	-243.68
Impalcato SX carico	GEO	U2a	12480.31	156.68	-2216.70	3715.47	239.14
Impalcato SX carico + frenatura	GEO	U3a	12515.38	156.68	-2800.78	3715.47	3459.69
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	GEO	U4a	12480.31	156.68	-2800.78	3715.47	239.14
Sisma long +	GEO	USL+	10996.96	0.00	-2349.42	0.00	-1700.71
Sisma long -	GEO	USL-	10996.96	0.00	-785.41	0.00	2678.95
Sisma trasv +	GEO	UST+	10996.96	1238.06	-1616.72	4187.49	-975.20
Sisma trasv -	GEO	UST-	10996.96	-1238.06	-1616.72	-4187.49	-975.20
Sisma vert +	GEO	USV+	11723.98	0.00	-1616.72	0.00	-1060.75
Impalcato SX scarico	STR	U1a	14780.43	184.12	-2648.41	594.06	-501.79
Impalcato SX carico	STR	U2a	16578.68	383.28	-2561.64	4018.98	-1428.18
Impalcato SX carico + frenatura	STR	U3a	16578.68	383.28	-3168.19	4018.98	2352.47
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	STR	U4a	16578.68	383.28	-2561.64	4018.98	-1428.18
Sisma long +	STR	USL+	10996.96	0.00	-2349.42	0.00	-1700.71
Sisma long -	STR	USL-	10996.96	0.00	-785.41	0.00	2678.95
Sisma trasv +	STR	UST+	10996.96	1238.06	-1616.72	4187.49	-975.20
Sisma trasv -	STR	UST-	10996.96	-1238.06	-1616.72	-4187.49	-975.20
Sisma vert +	STR	USV+	11723.98	0.00	-1616.72	0.00	-1060.75
Impalcato SX scarico	EQU	U1a	12043.32	184.12	-2790.65	1100.12	-2118.94
Impalcato SX carico	EQU	U2a	13841.56	807.56	-2561.64	2872.43	-1552.16
Impalcato SX carico + frenatura	EQU	U3a	13882.73	807.56	-3168.19	2872.43	2228.49
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	EQU	U4a	13841.56	807.56	-2561.64	2872.43	-1552.16
Senza impalcato+rinterro (provvisoria)	EQU	P1	7523.82	184.12	-2676.14	1100.12	-2895.48
Sisma long +	EQU	USL+	10996.96	0.00	-2349.42	0.00	-1700.71
Sisma long -	EQU	USL-	10996.96	0.00	-785.41	0.00	2678.95
Sisma trasv +	EQU	UST+	10996.96	1238.06	-1616.72	4187.49	-975.20
Sisma trasv -	EQU	UST-	10996.96	-1238.06	-1616.72	-4187.49	-975.20
Sisma vert +	EQU	USV+	11723.98	0.00	-1616.72	0.00	-1060.75
Impalcato SX scarico		E2a	10948.47	122.75	-2343.65	2593.03	-603.86
Impalcato SX carico		E3a	11947.49	482.12	-2174.02	3093.78	-441.40
Impalcato SX carico + frenatura		E4a	11977.99	482.12	-2623.32	3093.78	2359.08
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga		E5a	11977.99	482.12	-2174.02	3093.78	-441.40
Impalcato SX carico - frequente		E6a	11497.55	350.87	-1878.07	2098.09	-690.50

6.6.5.2 Sollecitazione sulla fondazione diretta

Verifiche EQU

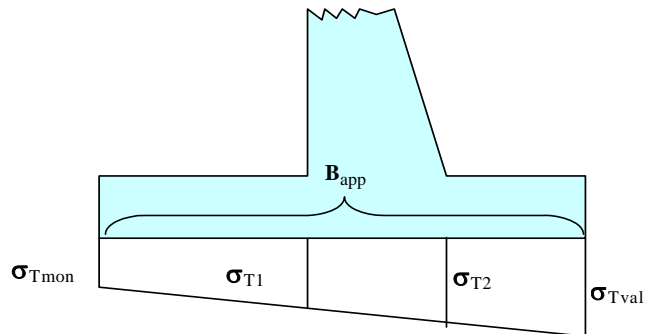
Dal paragrafo 6.4.1 si ricavano i momenti stabilizzanti nei due sensi da cui si redige la tabella seguente.

Momento stabilizzante long. **21875.95** [kNm]
 Momento stabilizzante trasv. **38960.01** [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	
γ_{Sciv}	γ_{Rib}	γ_{Sciv}	γ_{Rib}
1.66	4.22	25.18	35.41
2.08	4.74	6.60	13.56
1.69	26.11	6.62	13.56
2.08	4.74	6.60	13.56
1.08	3.67	15.73	35.41
1.80	4.59	0.00	0.00
5.39	56.46	0.00	0.00
2.62	5.41	3.42	9.30
2.62	5.41	3.42	9.30
2.79	5.30	0.00	0.00



Verifiche GEO

Combinazione		σ_t mon [kPa]	σ_t val [kPa]	σ_t LIM [kPa]
Impalcato SX scarico	U1a	169.08	177.14	478.03
Impalcato SX carico	U2a	213.29	221.20	469.14
Impalcato SX carico + frenatura	U3a	160.59	274.96	469.17
Impalcato SX carico + Az. Centrifuga	U4a	213.29	221.20	469.14
Sisma long +	USL+	138.51	194.73	481.71
Sisma long -	USL-	122.34	210.90	481.71
Sisma trasv +	UST+	182.23	214.46	465.63
Sisma trasv -	UST-	182.23	214.46	465.63
Sisma vert +	USV+	160.10	195.17	481.71

Verifiche STR

	σ_t mon [kPa]	σ_t val [kPa]	σ_{t1} [kPa]	σ_{t2} [kPa]	M_1 (mon) [KNm/m]	T_1 (mon) [kN/m]	M_2 (val) [KNm/m]	T_2 (val) [kN/m]
U1a	220.15	236.74	224.68	230.71	16.05	-132.23	-519.47	-352.85
U2a	258.03	305.25	270.91	288.08	-0.03	-176.34	-689.70	-478.72
U3a	242.76	320.52	263.96	292.24	14.79	-154.12	-715.62	-498.17
U4a	258.03	305.25	270.91	288.08	-0.03	-176.34	-689.70	-478.72
USL+	138.51	194.73	153.84	174.29	117.70	20.25	-239.82	-254.42
USL-	122.34	210.90	146.49	178.70	133.38	43.77	-418.06	-275.00
UST+	182.23	214.46	191.02	202.74	63.77	-60.64	-454.87	-302.60
UST-	182.23	214.46	191.02	202.74	63.77	-60.64	-454.87	-302.60
USV+	160.10	195.17	169.67	182.42	92.75	-17.17	-402.05	-262.99
E2a	175.55	195.51	180.99	188.25	74.91	-43.94	-383.88	-229.56
E3a	197.16	211.76	201.14	206.45	47.06	-85.71	-402.21	-222.61
E4a	165.93	243.92	187.20	215.56	77.18	-40.53	-239.63	62.53
E5a	197.63	212.22	201.61	206.91	46.44	-86.63	-59.84	291.87
E6a	178.69	201.51	184.91	193.21	70.20	-51.00	-283.30	-67.73

Combinazione di verifica platea

		M [kNm/m]	V [kN/m]
A monte	Combinazione USL-	133.38	43.77
	Combinazione E4a	77.18	-40.53
		M [kNm/m]	V [kN/m]
A valle	Combinazione U3a	-715.62	-498.17
	Combinazione E3a	-402.21	-229.56

Si esegue la verifica con

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

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:

$M_u = 716.00 \text{ kNm}$; $V_u = 500.00 \text{ kN}$; $N_u = 0.00 \text{ kN}$

Momento agente ultimo (+contr. del taglio): $M'_u = 1373.00 \text{ kNm}$

Sezione semplicemente inflessa, 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: $V_{wd} + V_{cd} = 14908.32 \text{ kN}$

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

Sollecitazioni SLE:

$M_e = 403.00 \text{ kNm}$; $N_e = 0.00 \text{ kN}$

Sezione semplicemente inflessa

$\sigma_c = -1.56 \text{ MPa} < -13.073 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 93.31 \text{ MPa} < 301 \text{ MPa}$

Ampiezza di fessurazione di verifica $W_k = 0.042 \text{ mm} (< 0.2 \text{ mm})$

7. PALI

7.1 Determinazione delle sollecitazioni sui singoli pali

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

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

Al fine della verifica strutturale dei pali 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	1450.586	-2473.485	398.911
USL-	357.006	-1387.269	98.177
E6a	868.437	-1816.169	238.820

Per quanto riguarda le verifiche di portanza dei pali si considera la massima sollecitazione verticale incrementata degli effetti flessionali:

Valore massimo per verifica GEO: -2350.398 kN (comb. = UST-)

7.2 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:

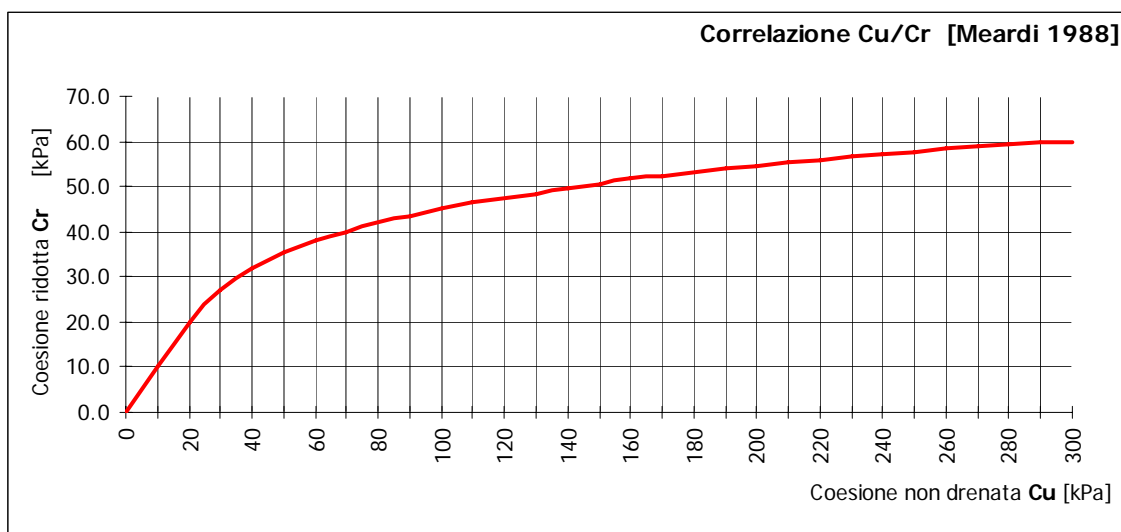
$$P_L = \sum f_{si} \cdot A_L \cdot C_s$$

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 σ'_{vz} .

Il valore del coefficiente di riduzione dell'adesione α 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	446.7 [kN]
Area laterale palo	A _L = 3.8 [m/m]	Lunghezza perforazione	L _p = 23.0 [m]
Area sezione palo	A _L = 1.13 [m ²]	Lunghezza netta palo	L = 23.0 [m]
Perforazione a vuoto	H _v = 0.0 [m]		
Profondità falda da p.c.	H _f = 5.0 [m]	Carico verticale massimo	N _{max} = 2350.4 [kN]
Combinazione	2	Approccio 1 Combinazione 2	
Coeff. Parziale Per portata laterale	γ _s = 1.45		
Coeff. Parziale Per portata di punta	γ _b = 1.70		
Fattore di correlazione	ξ = 1.7		
Cedimento ammissibile	S _b = 35.0 [mm]		

Portata laterale [Reese 1976, Meardi 1988]

	Spess. strato	Fondo strato	γ	γ'	σ'vz	C _u	C _r	φ'	K	f' _{si}	f'' _{si}	f _{si}
	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
16												
1	5.0	5.0	19.00	19.00	95.0		0.00	30	0.70	148.04	0	148.04
2	10.0	15.0	19.00	9.00	185.0		0.00	30	0.50	427.24	0	427.24
3	8.0	23.0	19.00	9.00	257.0		0.00	35	0.50	495.19	0	495.19
4		0.0		0.00	0.0		0.00		0.00	0.00	0	0.00
5		0.0		0.00	0.0		0.00		0.00	0.00	0	0.00
6		0.0		0.00	0.0		0.00		0.00	0.00	0	0.00
7		0.0		0.00	0.0		0.00		0.00	0.00	0	0.00
8		0.0		0.00	0.0		0.00		0.00	0.00	0	0.00
9		0.0		0.00	0.0		0.00		0.00	0.00	0	0.00
10		0.0		0.00	0.0		0.00		0.00	0.00	0	0.00
11		0.0		0.00	0.0		0.00		0.00	0.00	0	0.00
12		0.0		0.00	0.0		0.00		0.00	0.00	0	0.00
13		0.0		0.00	0.0		0.00		0.00	0.00	0	0.00
14		0.0		0.00	0.0		0.00		0.00	0.00	0	0.00
15		0.0		0.00	0.0		0.00		0.00	0.00	0	0.00
16		0.0		0.00	0.0		0.00		0.00	0.00	0	0.00
17		0.0		0.00	0.0		0.00		0.00	0.00	0	0.00
18		0.0		0.00	0.0		0.00		0.00	0.00	0	0.00

Portata totale laterale P_L = 2783.14 [kN]

Portata alla punta [Meyerof 1976]

$$P_{pu} = A_p \cdot [c \cdot N'_c + \eta \cdot \bar{q} \cdot (N'_q - 1)]$$

Strato alla punta	n° = 3
Terreno di tipo non coesivo	3
Angolo di attrito corrisp.	φ' = 29 [°]
	k = 1.000
	K _p = 2.882
Rapporto di profondità effettivo	L/D = 19.2
Rapporto per def tabella Meyerof	16
Rapporto di profondità critico	L _c /D = 5.39
	N _q = 22.805806
	N _c = 41.07135
	N _q /N _c = 0.5552729
	N [*] _q = 51.517242
	N [*] _c = 82.078787
	S [*] _q = 1.5543091
	S [*] _c = 1.5552729
	d [*] _q = 1.5711494
	d [*] _c = 1.4
	N [*] _q = 51.52
	N [*] _c = 82.08
Pressione limite	q = 50.00 [kPa]

Portata totale alla punta P_p = 1680.40 [kN]

Portata alla punta [Berezantezev 1965, 1970] [Jamiolkowski 1983]

Strato alla punta	n° = 3
Terreno di tipo non coesivo	FALSO
Angolo di attrito corrisp.	φ' = 29 [°]
	N [*] _q = 8.1825167
Pressione critica per L=L _c	σ _v = 257.00 [kPa]
Cedimento critico	S _{cr} = 60.00 [mm]
Pressione critica per s _b = 0.05D	q _{cr} = 2102.9 [kPa]
Rapporto di cedimento effettivo	S _b /B = 0.03
Fattore di riduzione	q/q _{cr} = 0.76

Pressione limite q_b = 1606.07 [kPa]

Portata totale alla punta P_p = 1068.49 [kN]

Verifiche

Portata totale complessiva P = 2625.61 [kN] 2265.66 [kN]
 1.12 0.96

7.3 Verifica a pressoflessione

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

Titolo : Pali di fondazione VI05-PONTE SUL BREMBIOLO 4

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 600 [mm]
 Raggio interno: 0 [mm]
 N° barre uguali: 16
 Diametro barre: 20 [mm]
 Copriferro (baric.): 80 [mm]

N° barre: 1 Zoom

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	314	400	0

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Sd}: 2474 0 kN
 M_{xSd}: 1451 0 kNm
 M_{ySd}: 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
ϵ_{su} 10 ‰	ϵ_{cu} 3.5
f_{yd} 373.9 N/mm²	f_{cd} 15.63
E_s 200'000 N/mm²	α 0.85 ?
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ϵ_{syd} 1.870 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

M_{xRd}: 1'823 kN m

σ_c : -13.29 N/mm²
 σ_s : 373.9 N/mm²
 ϵ_c : 3.500 ‰
 ϵ_s : 6.627 ‰
 d: 1'120 mm
 x: 387.1 x/d: 0.3456
 δ : 0.8720

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_o: 0 mm Col. modello

Precompresso

7.4 Verifica a taglio

Sollecitazioni:

$V_u = 400.00 \text{ kN}$

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 NON necessaria

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

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

Entrambe $> V_u$

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

8. IMPALCATO STRADALE

8.1 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.

8.2 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 σ_{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.

8.3 Dati geometrici dell'impalcato

Luce di calcolo	3020.000cm
Larghezza cordolo sinistro	155.000cm
Larghezza carreggiata	850.000cm
Larghezza cordolo destro	155.000cm
Larghezza fuori tutto	1160.000cm
Tipo travi	V160
Larghezza sezione	250cm

Numero travi	4
Interasse travi	275.000cm
Spessore medio soletta	35.000cm
Spessore minimo soletta	24.000cm
Luce di calcolo soletta	275.000cm
Spessore medio cordoli	15.000cm
Spessore pavimentazione	10.000cm

8.4 Caratteristiche dei materiali

8.4.1 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 ²)
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 ²)
al taglio dei trefoli	$\sigma_{adm} \text{ comp.} = 188.35$ $\sigma_{adm} \text{ traz.} = -15.70$
(con arm. sussidiaria)	$\sigma_{adm} \text{ traz.} = -31.39$

8.4.2 Calcestruzzo per il getto integrativo (soletta e traversi):

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

8.4.3 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 ²)
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	$\rho_{1000} = 2.50 \%$

8.4.4 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.

8.5 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 .

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

8.6 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 mezzeria (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

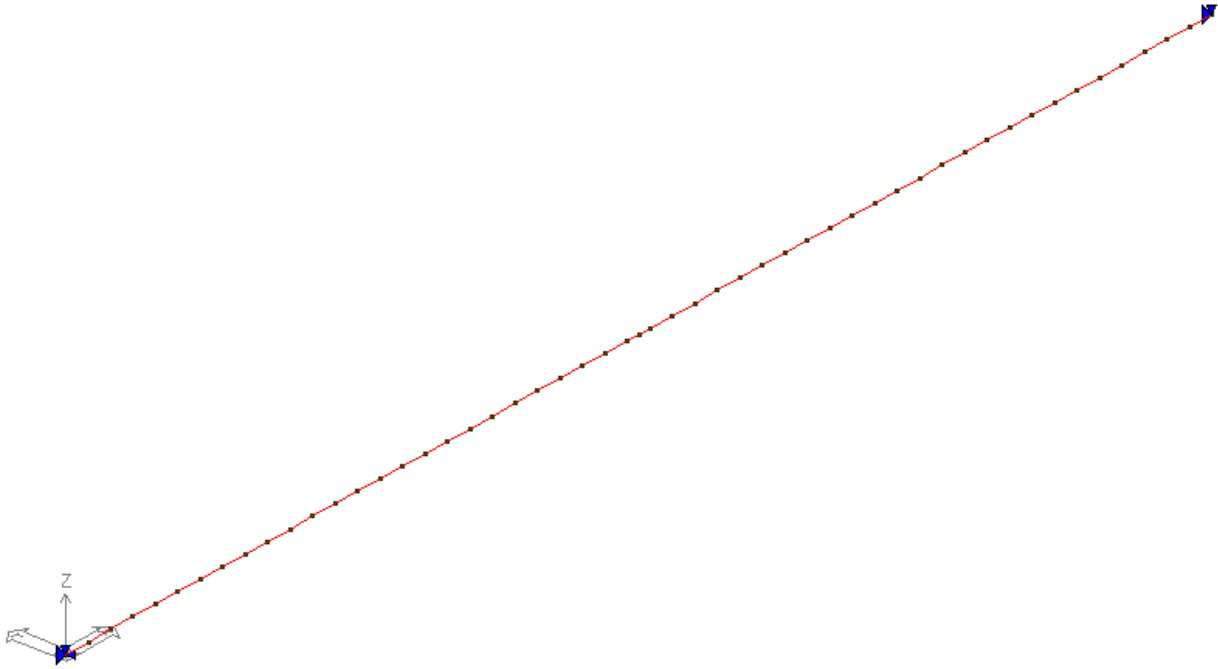


fig. 9.6.1 Schema unifilare

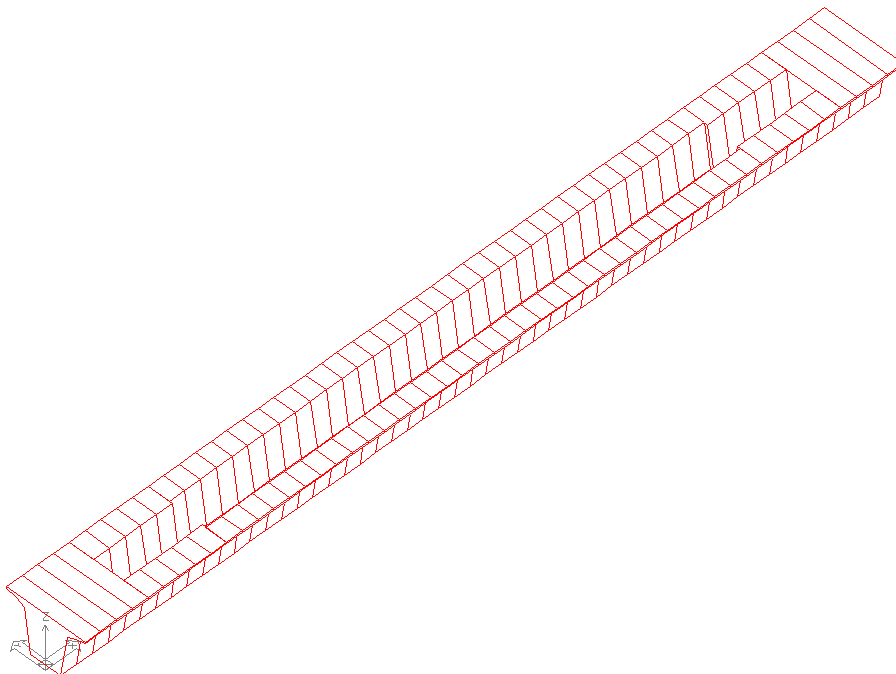


fig. 9.6.2 Vista tridimensionale della trave

MACROFASE 2

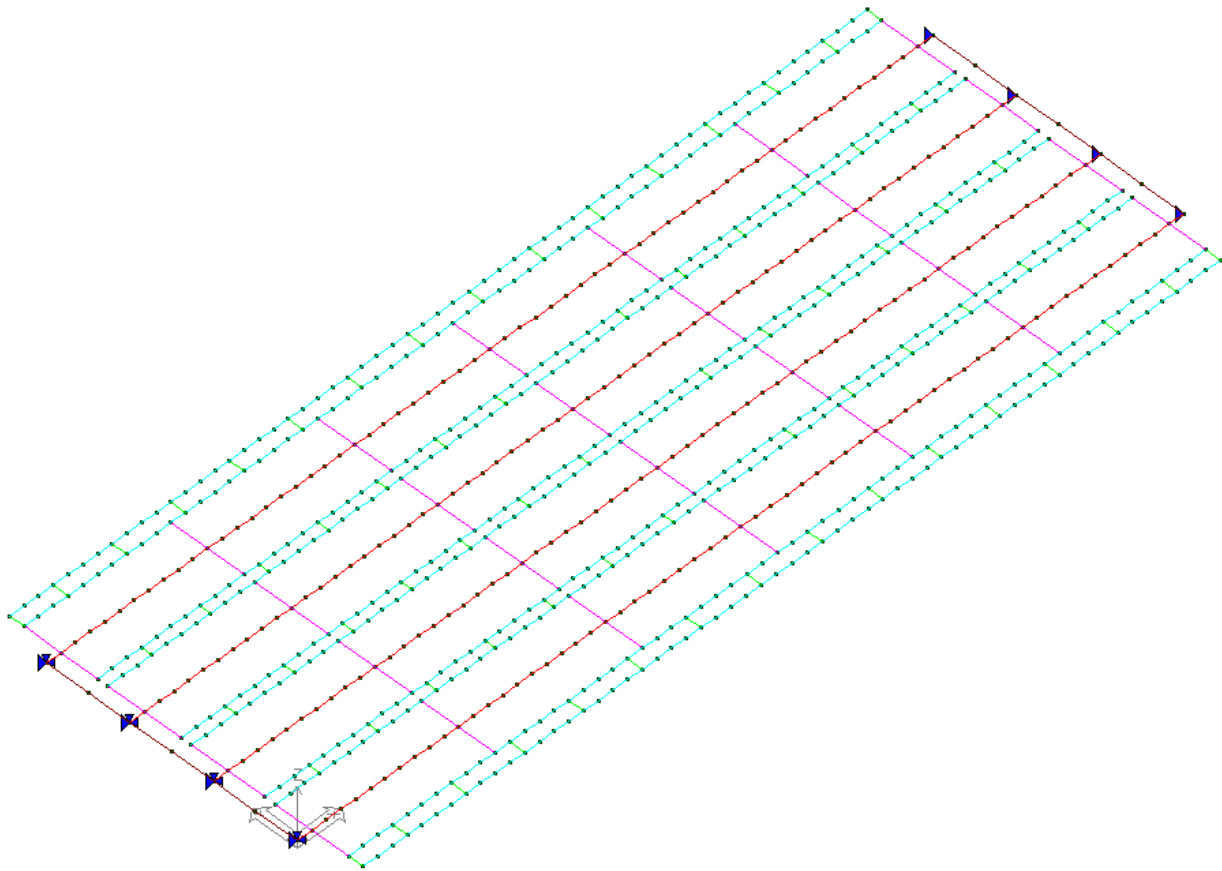


fig. 9.6.3 Modello tipo *Grid Frame* dell'impalcato

8.7 Sezioni

MACROFASE 1

- Sezione di appoggio

Sezioni generiche		Profili semplici		Profili accoppiati	
Dati sezione		Amatura trasversale		Amatura longitudinale	
A	20734.567	J 2-2	36537161.8	J 3-3	46606743.5
A V2	0.0	W 2-2	292286.822	W 3-3	518300.027
A V3	0.0	Wp 2-2	350744.187	Wp 3-3	621960.033
Jt	55576277.9	Altezza	160.0	Base	250.0
%R A	100	%R Jt	100		

Analisi resistenza al fuoco

Unita' in cm

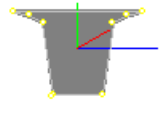
V160_APOGGIO

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	10787.697	J 2-2	31368441.3	J 3-3	30759955.1
A V2	0.0	W 2-2	250939.49	W 3-3	384004.097
A V3	0.0	Wp 2-2	301127.388	Wp 3-3	460804.916
Jt	5449602.46	Altezza	160.0	Base	250.0
%R A	100	%R Jt	100		

Analisi resistenza al fuoco

Unita' in cm

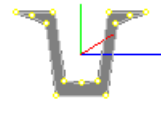
V160_TRANSIZIONE

Usa per acciaio-legno

Copia Incolla

Annulla Esci

Applica 6



- Sezione in mezzeria

Sezioni generiche		Profili semplici		Profili accoppiati	
Dati sezione		Amatura trasversale		Amatura longitudinale	
A	7459.517	J 2-2	26030518.8	J 3-3	24374272.0
A V2	0.0	W 2-2	208223.422	W 3-3	304597.384
A V3	0.0	Wp 2-2	249868.107	Wp 3-3	365516.86
Jt	1535716.28	Altezza	160.0	Base	250.0
%R A	100	%R Jt	100		

Analisi resistenza al fuoco

Unita' in cm

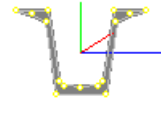
V160_MEZZERIA

Usa per acciaio-legno

Copia Incolla

Annulla Esci

Applica 7



MACROFASE 2

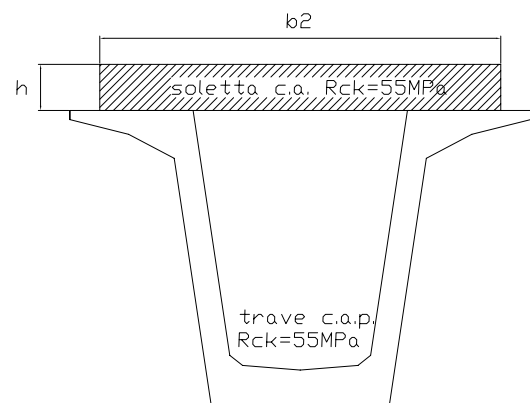
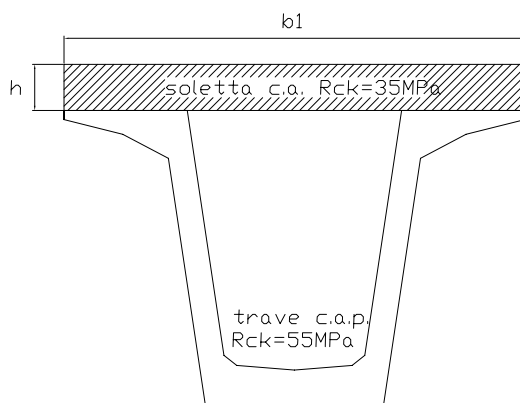
- Sezione trave + soletta

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.

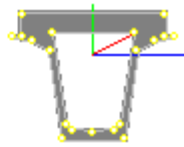
$$E_{cm} = 22000 \cdot \sqrt[3]{\frac{f_{cm}}{10}} \quad f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad f_{ck} = 0.83R_{ck}$$

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

Il coefficiente n_c vale pertanto 0.8839.



Sezioni generiche		Profili semplici		Profili accoppiati	
Dati sezione		Armatura trasversale		Armatura longitudinale	
A	15194.517	J 2-2	57512614.0	J 3-3	61278490.9
A V2	0.0	W 2-2	460078.419	W 3-3	472742.458
A V3	0.0	Wp 2-2	552094.103	Wp 3-3	567290.95
Jt	11217696.0	Altezza	195.0	Base	250.0
%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|

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

8.8 Sollecitazioni sulle travi prefabbricate

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 4 V160	M (kNm)		N (kN)		V (kN)		T (kNm)	
	appoggio	mezzeria	appoggio	mezzeria	appoggio	mezzeria	appoggio	mezzeria
Fase 1	0	2260.03	0	0	368.77	0	0	0
Fase 2	0	2348.97	0	0	250.23	0	0	0
Fase 3	10.16	1193	0	0	144.32	-26.43	-36.67	6.91
Fase 4	-15.91	4057.79	41	-13.28	454.91	-234.39	-129.01	32.12
Fase 5	-6.24	13489.67	55.35	-17.93	1666.26	-356.07	-229.1685	53.727

8.9 Verifica della trave prefabbricata

8.9.1 Caratteristiche geometriche della sezione trasversale

Sezione descritta per punti

Coordinate dei vertici della sezione

Vertice 1:	X = 0.000 (cm)	Y = 174.322 (cm)	
Vertice 2:	X = 0.000 (cm)	Y = 169.295 (cm)	
Vertice 3:	X = 31.893 (cm)	Y = 161.322 (cm)	
Vertice 4:	X = 56.593 (cm)	Y = 148.322 (cm)	
Vertice 5:	X = 76.693 (cm)	Y = 14.322 (cm)	
Vertice 6:	X = 125.000 (cm)	Y = 14.322 (cm)	
Vertice 7:	X = 173.307 (cm)	Y = 14.322 (cm)	
Vertice 8:	X = 193.407 (cm)	Y = 148.322 (cm)	
Vertice 9:	X = 218.107 (cm)	Y = 161.322 (cm)	
Vertice 10:	X = 250.000 (cm)	Y = 169.295 (cm)	
Vertice 11:	X = 250.000 (cm)	Y = 174.322 (cm)	
Vertice 12:	X = 183.150 (cm)	Y = 174.322 (cm)	
Vertice 13:	X = 163.200 (cm)	Y = 41.322 (cm)	
Vertice 14:	X = 156.300 (cm)	Y = 35.822 (cm)	
Vertice 15:	X = 125.000 (cm)	Y = 33.322 (cm)	
Vertice 16:	X = 93.700 (cm)	Y = 35.822 (cm)	
Vertice 17:	X = 86.800 (cm)	Y = 41.322 (cm)	
Vertice 18:	X = 66.850 (cm)	Y = 174.322 (cm)	
Vertice 19:	X = 235.488 (cm)	Y = 174.322 (cm)	(*)
Vertice 20:	X = 235.488 (cm)	Y = 199.322 (cm)	(*)
Vertice 21:	X = 14.513 (cm)	Y = 199.322 (cm)	(*)
Vertice 22:	X = 14.513 (cm)	Y = 174.322 (cm)	(*)

(*) = vertici del profilo di 2° fase

8.9.2 Descrizione dell'armatura

Armatatura normale

φ 16.0 mm;	X = 30.00 cm	Y = 170.00 cm
φ 16.0 mm;	X = 45.00 cm	Y = 170.00 cm
φ 16.0 mm;	X = 60.00 cm	Y = 170.00 cm
φ 16.0 mm;	X = 45.00 cm	Y = 160.00 cm
φ 16.0 mm;	X = 60.00 cm	Y = 160.00 cm
φ 16.0 mm;	X = 220.00 cm	Y = 170.00 cm
φ 16.0 mm;	X = 205.00 cm	Y = 170.00 cm

ϕ 16.0 mm; X = 190.00 cm	Y = 170.00 cm	
ϕ 16.0 mm; X = 205.00 cm	Y = 160.00 cm	
ϕ 16.0 mm; X = 190.00 cm	Y = 160.00 cm	
ϕ 20.0 mm; X = 79.42 cm	Y = 18.16 cm	
ϕ 20.0 mm; X = 74.54 cm	Y = 48.77 cm	
ϕ 20.0 mm; X = 69.43 cm	Y = 79.83 cm	
ϕ 20.0 mm; X = 63.22 cm	Y = 119.31 cm	
ϕ 20.0 mm; X = 58.12 cm	Y = 151.03 cm	
ϕ 20.0 mm; X = 170.58 cm	Y = 18.16 cm	
ϕ 20.0 mm; X = 175.46 cm	Y = 48.77 cm	
ϕ 20.0 mm; X = 180.57 cm	Y = 79.83 cm	
ϕ 20.0 mm; X = 186.78 cm	Y = 119.31 cm	
ϕ 20.0 mm; X = 191.88 cm	Y = 151.03 cm	
ϕ 14.0 mm; X = 25.00 cm	Y = 195.00 cm	(*)
ϕ 16.0 mm; X = 25.00 cm	Y = 178.00 cm	(*)
ϕ 14.0 mm; X = 45.00 cm	Y = 195.00 cm	(*)
ϕ 14.0 mm; X = 65.00 cm	Y = 195.00 cm	(*)
ϕ 14.0 mm; X = 85.00 cm	Y = 195.00 cm	(*)
ϕ 14.0 mm; X = 105.00 cm	Y = 195.00 cm	(*)
ϕ 14.0 mm; X = 125.00 cm	Y = 195.00 cm	(*)
ϕ 14.0 mm; X = 145.00 cm	Y = 195.00 cm	(*)
ϕ 14.0 mm; X = 165.00 cm	Y = 195.00 cm	(*)
ϕ 14.0 mm; X = 185.00 cm	Y = 195.00 cm	(*)
ϕ 14.0 mm; X = 205.00 cm	Y = 195.00 cm	(*)
ϕ 14.0 mm; X = 225.00 cm	Y = 195.00 cm	(*)
ϕ 16.0 mm; X = 45.00 cm	Y = 178.00 cm	(*)
ϕ 16.0 mm; X = 65.00 cm	Y = 178.00 cm	(*)
ϕ 16.0 mm; X = 85.00 cm	Y = 178.00 cm	(*)
ϕ 16.0 mm; X = 105.00 cm	Y = 178.00 cm	(*)
ϕ 16.0 mm; X = 125.00 cm	Y = 178.00 cm	(*)
ϕ 16.0 mm; X = 145.00 cm	Y = 178.00 cm	(*)
ϕ 16.0 mm; X = 165.00 cm	Y = 178.00 cm	(*)
ϕ 16.0 mm; X = 185.00 cm	Y = 178.00 cm	(*)
ϕ 16.0 mm; X = 205.00 cm	Y = 178.00 cm	(*)
ϕ 16.0 mm; X = 225.00 cm	Y = 178.00 cm	(*)

(*) = tondi nel getto di 2° fase

Area armatura normale del profilo di 1° fase	=	51.5(cm ²)
Ascissa X del baricentro armatura normale	=	125.0(cm)
Ordinata Y del baricentro armatura normale	=	115.6(cm)
Area armatura normale del profilo di 2° fase	=	90.6(cm ²)
Ascissa X del baricentro armatura normale	=	125.0(cm)

Ordinata Y del baricentro armatura normale = 145.7(cm)

Armatura pretesa aderente

A = 1.39 cm²: X = 115.00 cm - Y = 24.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 120.00 cm - Y = 24.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 125.00 cm - Y = 24.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 130.00 cm - Y = 24.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 135.00 cm - Y = 24.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 140.00 cm - Y = 24.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 145.00 cm - Y = 24.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 150.00 cm - Y = 24.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 155.00 cm - Y = 24.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 95.00 cm - Y = 24.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 100.00 cm - Y = 24.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 105.00 cm - Y = 24.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 110.00 cm - Y = 24.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 115.00 cm - Y = 29.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 120.00 cm - Y = 29.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 130.00 cm - Y = 29.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 135.00 cm - Y = 29.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 140.00 cm - Y = 29.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 110.00 cm - Y = 29.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 115.00 cm - Y = 19.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 120.00 cm - Y = 19.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 125.00 cm - Y = 19.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 130.00 cm - Y = 19.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 135.00 cm - Y = 19.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 140.00 cm - Y = 19.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 145.00 cm - Y = 19.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 150.00 cm - Y = 19.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 155.00 cm - Y = 19.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 95.00 cm - Y = 19.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 100.00 cm - Y = 19.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 105.00 cm - Y = 19.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 110.00 cm - Y = 19.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 70.27 cm - Y = 104.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 179.73 cm - Y = 104.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 53.00 cm - Y = 165.00 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 197.00 cm - Y = 165.00 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 145.00 cm - Y = 29.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 105.00 cm - Y = 29.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 58.00 cm - Y = 165.00 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 192.00 cm - Y = 165.00 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 150.00 cm - Y = 29.32 cm; trefolo da 0.6 pollici
 A = 1.39 cm²: X = 100.00 cm - Y = 29.32 cm; trefolo da 0.6 pollici

Area armatura pretesa aderente	=	58.4 (cm ²)
Ascissa X del baricentro armatura pretesa	=	125.0 (cm)
Ordinata Y del baricentro armatura pretesa	=	41.2 (cm)

Profilo di 1° fase - sezione di solo calcestruzzo

Area della sezione	=	7459.90 (cm ²)
Ascissa X del baricentro sezione	=	125.0 (cm)
Ordinata Y del baricentro sezione	=	94.3 (cm)
Momento d'Inerzia principale massimo	=	26031110.00 (cm ⁴)
Momento d'Inerzia principale minimo	=	24374630.00 (cm ⁴)
Semidiametro maggiore dell'ellisse d'Inerzia	=	59.1 (cm)
Semidiametro minore dell'ellisse d'Inerzia	=	57.2 (cm)
Inclinazione diametro maggiore sull'asse X	=	0.0 deg.
Momento d'inerzia baricentrico secondo X	=	24374630.00 (cm ⁴)
Momento d'inerzia baricentrico secondo Y	=	26031120.00 (cm ⁴)

Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata

Area della sezione	=	8009.41 (cm ²)
Ascissa X del baricentro sezione	=	125.0 (cm)
Ordinata Y del baricentro sezione	=	93.0 (cm)
Momento d'Inerzia principale massimo	=	27400980.00 (cm ⁴)
Momento d'Inerzia principale minimo	=	26640090.00 (cm ⁴)
Semidiametro maggiore dell'ellisse d'Inerzia	=	58.5 (cm)
Semidiametro minore dell'ellisse d'Inerzia	=	57.7 (cm)
Inclinazione diametro maggiore sull'asse X	=	0.0 deg.
Momento d'inerzia baricentrico secondo X	=	26640090.00 (cm ⁴)
Momento d'inerzia baricentrico secondo Y	=	27400990.00 (cm ⁴)
Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura	=	6

Profilo di 2° fase - sezione di solo calcestruzzo

Area della sezione	=	12984.28 (cm ²)
Ascissa X del baricentro sezione	=	125.0 (cm)
Ordinata Y del baricentro sezione	=	133.7 (cm)
Momento d'Inerzia principale massimo	=	51832650.00 (cm ⁴)
Momento d'Inerzia principale minimo	=	48510710.00 (cm ⁴)
Semidiametro maggiore dell'ellisse d'Inerzia	=	63.2 (cm)
Semidiametro minore dell'ellisse d'Inerzia	=	61.1 (cm)
Inclinazione diametro maggiore sull'asse X	=	90.0 deg.
Momento d'inerzia baricentrico secondo X	=	51832650.00 (cm ⁴)
Momento d'inerzia baricentrico secondo Y	=	48510710.00 (cm ⁴)

Profilo di 2° fase - sezione con armatura omogeneizzata

Area della sezione	=	13729.04 (cm ²)
Ascissa X del baricentro sezione	=	125.0 (cm)
Ordinata Y del baricentro sezione	=	132.1 (cm)
Momento d'Inerzia principale massimo	=	56252240.00 (cm ⁴)

Momento d'Inerzia principale minimo	=	50661560.00(cm ⁴)
Semidiametro maggiore dell'ellisse d'Inerzia	=	64.0(cm)
Semidiametro minore dell'ellisse d'Inerzia	=	60.7(cm)
Inclinazione diametro maggiore sull'asse X	=	90.0 deg.
Momento d'inerzia baricentrico secondo X	=	56252240.00(cm ⁴)
Momento d'inerzia baricentrico secondo Y	=	50661560.00(cm ⁴)
Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura	=	6

8.9.3 Verifica della sezione precompressa

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale	=	206000.0(N/mm ²)
Modulo Elastico acciaio preteso aderente	=	195000.0(N/mm ²)
Modulo Elastico calcestruzzo	=	42213.7(N/mm ²)
Resistenza cubica del calcestruzzo: R_{ck}	=	55.00(N/mm ²)
Coefficiente di caduta per ritiro	=	0.0300 %
Coefficiente di caduta per fluage	=	2.4000
Rilassamento a tempo infinito acciaio aderente	=	2.5 %

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni	
Sono positivi i momenti orari	
Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura	= 6

Tensioni coattive iniziali nel calcestruzzo

(Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata)	
Tensione iniziale nell'armatura pretesa aderente	= 1488.00(N/mm ²)
Sforzo coattivo di precompressione	= 8686.94(KN)
Momento X coattivo di precompressione	= -4506.57(KN.m)
Momento Y coattivo di precompressione	= -0.01(KN.m)
Nel baricentro sezione	= -10.85(N/mm ²)
Nel vertice n° 1	= 2.90(N/mm ²)

Effetti da Peso proprio

(Profilo di 1° fase - sezione con armatura omogeneizzata)	
Momento secondo X	= 2260.00(KN.m)

Variazione di tensione nel vertice n° 1 = -6.89(N/mm²)

Tensioni Risultanti

Nel vertice n° 1	=	-3.99(N/mm ²)
Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente	=	-15.22(N/mm ²)
Cadute da accorciamento elastico nell'acciaio aderente	=	70.31(N/mm ²)

Cadute di tensione nel tempo (1° step)

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

Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente = -15.22 (N/mm²)
 Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente (20%) = 11.70 (N/mm²)
 Cadute di tensione da fluage acciaio aderente (%) = 0.00 (N/mm²)
 Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente (100%) = 36.47 (N/mm²)
 Sforzo coattivo di precompressione = -281.21 (KN)
 Momento X coattivo di precompressione = 145.88 (KN.m)
 Momento Y coattivo di precompressione = $1.271E-04$ (KN.m)
 Variazione di tensione nel vertice n° 1 = -0.09 (N/mm²)
 Tensioni Risultanti
 Nel vertice n° 1 = -4.09 (N/mm²)

Effetti da Getto Soletta

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

Momento secondo X = 2350.00 (KN.m)
 Variazione di tensione nel vertice n° 1 = -7.17 (N/mm²)
 Tensioni Risultanti
 Nel vertice n° 1 = -11.26 (N/mm²)

Cadute di tensione nel tempo (2° step)

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

Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente = -10.01 (N/mm²)
 Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente (40%) = 23.40 (N/mm²)
 Cadute di tensione da fluage acciaio aderente (50%) = 55.48 (N/mm²)
 Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente (%) = 0.00 (N/mm²)
 Sforzo coattivo di precompressione = -460.52 (KN)
 Momento X coattivo di precompressione = 412.91 (KN.m)
 Momento Y coattivo di precompressione = $1.854E-04$ (KN.m)
 Variazione di tensione nel vertice n° 1 = $2.548E-02$ (N/mm²)
 Tensioni Risultanti
 Nel vertice n° 1 = -11.23 (N/mm²)

Effetti da Permanenti

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

Momento secondo X = 1193.00 (KN.m)
 Variazione di tensione nel vertice n° 1 = -0.90 (N/mm²)
 Tensioni Risultanti
 Nel vertice n° 1 = -12.13 (N/mm²)

Cadute di tensione nel tempo (3° step)

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

Tensione nel baricentro acciaio preteso aderente = -7.08 (N/mm²)
 Cadute di tensione da ritiro acciaio aderente (40%) = 23.40 (N/mm²)
 Cadute di tensione da fluage acciaio aderente (50%) = 39.24 (N/mm²)
 Cadute di tensione da rilas. acciaio aderente (%) = 0.00 (N/mm²)
 Cadute totali nell'acciaio aderente = 260.00 (N/mm²)
 Tensione finale nell'armatura pretesa aderente = 1228.00 (N/mm²)

Sforzo coattivo di precompressione = -365.67(KN)
 Momento X coattivo di precompressione = 308.93(KN.m)
 Momento Y coattivo di precompressione = 1.581E-04(KN.m)
 Variazione di tensione nel vertice n° 1 = 3.444E-02(N/mm²)
 Tensioni Risultanti
 Nel vertice n° 1 = -12.09(N/mm²)

Tensioni coattive finali nel calcestruzzo

Nel baricentro sezione = -9.89(N/mm²)
 Nel vertice n° 1 = 2.87(N/mm²)

Effetti da Accidentali

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

Sforzo Normale = -13.30(KN)
 Momento secondo X = 4058.00(KN.m)
 Variazione di tensione nel vertice n° 1 = -3.05(N/mm²)
 Tensioni Risultanti
 Nel vertice n° 1 = -15.14(N/mm²)
 Massimo momento d'esercizio: $M_x = 9861.00$ (KN.m)
 Momento di fessurazione: $M_{fx} = 10504.22$ (KN.m)
 Calcestruzzo: resistenza alla trazione = 4.67(N/mm²)
 Sicurezza alla fessurazione secondo X = 1.065

8.9.4 Verifica a taglio

VERIFICA DELLA FIBRA POSIZIONATA A 112.6 cm DA INTRADOSSO

(fibra baricentrica)

Larghezza della fibra = 28.3 cm

Tensioni Principali in esercizio

Tagli operanti sul profilo di 2° fase

Rapporto J/S = 145.7 cm

Taglio da carichi esterni = -235.00(KN)

Tensione tangenziale $\tau = -0.57$ (N/mm²)

Sommatoria tensioni $\Sigma\tau = -0.57$ (N/mm²)

Tensione Normale $\sigma_x = -8.01$ (N/mm²)

Tensione Principale $\sigma_I = [\sigma_x + \sqrt{(\sigma_x^2 + 4\tau^2)}] / 2 = 0.04$ (N/mm²)

Tensione Principale $\sigma_{II} = [\sigma_x - \sqrt{(\sigma_x^2 + 4\tau^2)}] / 2 = -8.05$ (N/mm²)

VERIFICA DELLA FIBRA POSIZIONATA A 33.3 cm DA INTRADOSSO

(fibra in cui insorge la massima tensione principale σ_I)

Larghezza della fibra = 102.3 cm

Tensioni Principali in esercizio

Tagli operanti sul profilo di 2° fase

Rapporto J/S = 239.3 cm

Taglio da carichi esterni = -235.00(KN)

Tensione tangenziale τ = -0.10(N/mm²)

Sommatoria tensioni $\Sigma\tau$ = -0.10(N/mm²)

Tensione Normale σ_x = 1.14(N/mm²)

Tensione Principale σ_I = $[\sigma_x + \sqrt{(\sigma_x^2 + 4\tau^2)}]/2 = 1.14(N/mm^2)$

Tensione Principale σ_{II} = $[\sigma_x - \sqrt{(\sigma_x^2 + 4\tau^2)}]/2 = -0.01(N/mm^2)$

VERIFICA DELLA FIBRA POSIZIONATA A 169.3 cm DA INTRADOSSO

(fibra in cui insorge la massima tensione principale σ_{II})

Larghezza della fibra = 135.2 cm

Tensioni Principali in esercizio

Tagli operanti sul profilo di 2° fase

Rapporto J/S = 164.5 cm

Taglio da carichi esterni = -235.00(KN)

Tensione tangenziale τ = -0.11(N/mm²)

Sommatoria tensioni $\Sigma\tau$ = -0.11(N/mm²)

Tensione Normale σ_x = -14.56(N/mm²)

Tensione Principale σ_I = $[\sigma_x + \sqrt{(\sigma_x^2 + 4\tau^2)}]/2 = 7.66E-04(N/mm^2)$

Tensione Principale σ_{II} = $[\sigma_x - \sqrt{(\sigma_x^2 + 4\tau^2)}]/2 = -14.56(N/mm^2)$

Massima armatura richiesta nella fibra posta a 33.3 cm da intrad.

Armatura ($\sigma_I \cdot b/\sigma_s$): $A_s = 531.7 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\sigma_s = 22$)

8.9.5 Verifica a scorrimento trave/soletta superiore

VERIFICA DELLA FIBRA POSIZIONATA A 174.3 cm DA INTRADOSSO

Larghezza della fibra = 133.7 cm

Tagli operanti sul profilo di 2° fase

Rapporto J/S = 179.9 cm

Taglio da carichi esterni = -235.00(KN)

Tensione tangenziale $\tau = -0.10(\text{N/mm}^2)$

Armatura ($\tau \cdot b/\sigma_s$): $A_s = -87.1 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\sigma_s = 15$)

8.9.6 Metodo semiprobabilistico - verifiche a rottura

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = $206000.0(\text{N/mm}^2)$
 Modulo Elastico acciaio preteso aderente = $195000.0(\text{N/mm}^2)$
 Modulo Elastico calcestruzzo = $42213.7(\text{N/mm}^2)$
 Resistenza cubica del calcestruzzo: $R_{ck} = 55.00(\text{N/mm}^2)$
 Soglia di snervamento acciaio normale: $F_{yk} = 450.00(\text{N/mm}^2)$
 Soglia di snervamento acciaio preteso aderente : $F_{pk} = 1850.00(\text{N/mm}^2)$

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 : $F_1 \cdot F_2 \cdot R_{cubo}/\gamma_c = 0.44R_{cubo}$
 Resistenza di progetto dell'acciaio : $F_{sd} = F_{yk}/\gamma_s = 0.87F_{yk}$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = $24.25(\text{N/mm}^2)$
 Acciaio normale = $391.30(\text{N/mm}^2)$
 Acciaio preteso aderente = $1608.70(\text{N/mm}^2)$

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
 Sono positivi i momenti orari

Acciaio Preteso; Allungamento alla Decompressione

Acciaio del tipo aderente = 0.6705%

Condizione di carico n° 1

Momento di progetto $M_{xd} = 13489.00(\text{KN.m})$

Momento di progetto $M_{y,d}$ = 0.00(KN.m)

Sforzo di progetto N_d = -15.50(KN)

(sollecitazioni operanti sul profilo di 2° fase)

Momento di rottura $M_{x,r}$ = 15141.11(KN.m)

Momento di rottura $M_{y,r}$ = 3.183E-03(KN.m)

Sforzo di rottura N_r = -9.87(KN)

Rottura nel Dominio 2

Distanza asse neutro dal tondo n° 11 = 152.6(cm)

Distanza asse neutro dal vertice 21 = 28.6(cm)

Inclinazione dell'asse neutro sull'asse X = 0.00 (deg.)

Sicurezza a rottura $M_{x,r}/M_{x,d}$ = 1.122