



*Il Commissario Straordinario
delegato all'attuazione degli interventi
di mitigazione del rischio idrogeologico*



Regione
Lombardia



Parco Regionale
Valle del Lambro

Comuni di Inverigo (CO), Nibionno (LC) e Veduggio con Colzano (MB)



Oggetto

AREA DI LAMINAZIONE DI INVERIGO

INTERVENTI IDRAULICI E DI RIQUALIFICAZIONE FLUVIALE NEI TERRITORI DI
INVERIGO, NIBIONNO E VEDUGGIO CON COLZANO

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE STRUTTURALE

Progettisti -Timbri e Firme



PARCO REGIONALE DELLA
VALLE DEL LAMBRO

Via Veneto 19
TRIUGGIO

web: www.parcovalldelambro.it
web: www.progettolambro.it

Consulenze

Progettazione Idraulica: prof.ing. Maurizio ROSSO - ing. Santo LA FERLITA

Progettazione Strutturale: ing. Piergiorgio LOCATELLI - ing. Nicola Nava

Consulenza Ambientale: arch. Moris LORENZI

Assistenza Grafica: arch. Massimo NEGRI

VERSIONE N°

DATA

DESCRIZIONE REVISIONE E RIFERIMENTI DOCUMENTI SOSTITUTIVI

Elaborato

0

MAGGIO 2014

EMISSIONE

R03



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

Opere di regolazione delle portate previste nell'intervento "Area di laminazione di Inverigo – Interventi idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Inverigo, Nibionno e Veduggio con Colzano"

ING. PIERGIORGIO LOCATELLI
ING. NAVA NICOLA

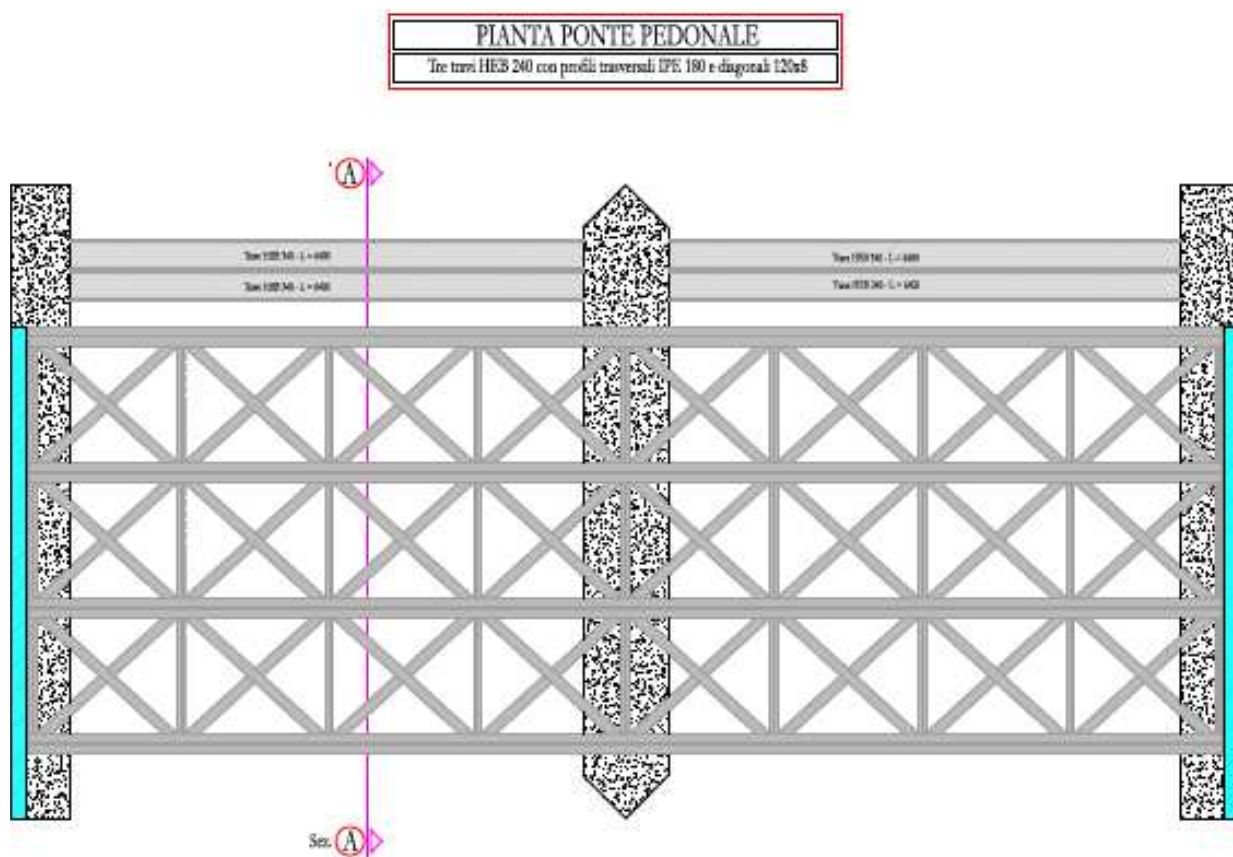
Progetto Definitivo

1. PREMESSA	2
2. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	3
2.1.1 - Parametri ambientali	4
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4. AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE.....	5
5. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E SCHEMI STATICI.....	6
6. CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA SULLA PILA E SULLE SPALLE	7
6.1 ANALISI SISMICA ALLO SLV	7
6.1.1 Forza sismica sulla pila in direzione normale all'asse dell'impalcato.....	8
6.1.2 Forza sismica sulla pila in direzione parallela all'asse dell'impalcato.....	8
6.1.3 Forza sismica sulle spalle in direzione normale all'asse dell'impalcato	8
6.1.4 Forza sismica sulle spalle in direzione parallela all'asse dell'impalcato.....	9
6.1.5 Azioni agenti sugli elementi verticali allo SLV	9
7. ANALISI STATICA ALLO SLU	10
8. VERIFICHE STATICHE	11
8.1 VERIFICA A FLESSIONE DELLE TRAVI HEB 240.....	11
8.2 VERIFICA A TAGLIO DELLE TRAVI HEB 240.....	13
8.3 VERIFICA AD INSTABILITÀ FLESSO-TORSIONALE DELLE TRAVI HEB 240	14
8.4 VERIFICA DELLA FRECCIA NELLE TRAVI HEB 240	16
8.5 VERIFICA A FLESSIONE DELLE TRAVI HEB 340 E DEI PROFILI IPE 220 DELLE PARATOIE	18
8.6 VERIFICA A TAGLIO DELLE TRAVI HEB 340 E DEI PROFILI IPE 220	20
8.7 VERIFICA AD INSTABILITÀ FLESSO-TORSIONALE TRAVI HEB 340 ED IPE 220.....	22
8.8 VERIFICA DELLA FRECCIA NELLE TRAVI HEB 340 ED IPE 220.....	25
8.9 VERIFICA GEOTECNICA DELLA FONDAZIONE	28
8.9.1 CARICHI SUI PALI DELLA PILA.....	28
8.9.2 CARICHI SUI PALI DELLA SPALLA.....	29
8.10 VERIFICA STRUTTURALE DELLA SPALLA E DELLA PILA	31
8.11 VERIFICA STRUTTURALE DELLA FONDAZIONE.....	33
8.11.1 VERIFICA STRUTTURALE DELLA PILA	33
8.11.2 VERIFICA STRUTTURALE DELLA SPALLA.....	34
8.12 VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO DA 80 CM DI LUNGHEZZA 14 M.....	35
9. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ADOTTATI	36
9.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE (C32/40)	36
9.2 ACCIAIO PER ARMATURE B540C	36
9.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA S355JR	36



1. PREMESSA

La presente relazione riguarda la realizzazione di un ponte ciclopeditonale a scavalco del torrente Lambro attrezzato con doppie paratoie fluviali per controllo della portata di piena per conto del Parco Regionale della Valle del Lambro. La struttura progettata prevede un impalcato costituente il ponte composto da travi d'acciaio HEB 240 con profili trasversali IPE 180 connessi da profili diagonali da 120 mm spessi 8, necessari sostenere carichi in direzione trasversale all'asse dell'impalcato. Le paratoie sono costituite da travi HEB 340 con profili trasversali IPE 220 e diagonali IPE 220; i profili trasversali risultano in questo caso necessari al contenimento della spinta dell'acqua dovuta alla portata di piena del fiume. L'impalcato posa su spalle realizzate in cemento armato e su una pila centrale, le quali identificano una doppia campata da 6 m l'una. Le fondazioni poggiano su pali trivellati di diametro 80 cm lunghi 14 m in accordo con la relazione geotecnica "Progetto definitivo opere strutturali relative all'intervento Area di laminazione di Inverigo - Interventi Idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Inverigo, Nibionno e Veduggio con Colzano" dell'Aprile 2014 realizzata dal Dott. Geol. Pietro Alborghetti.





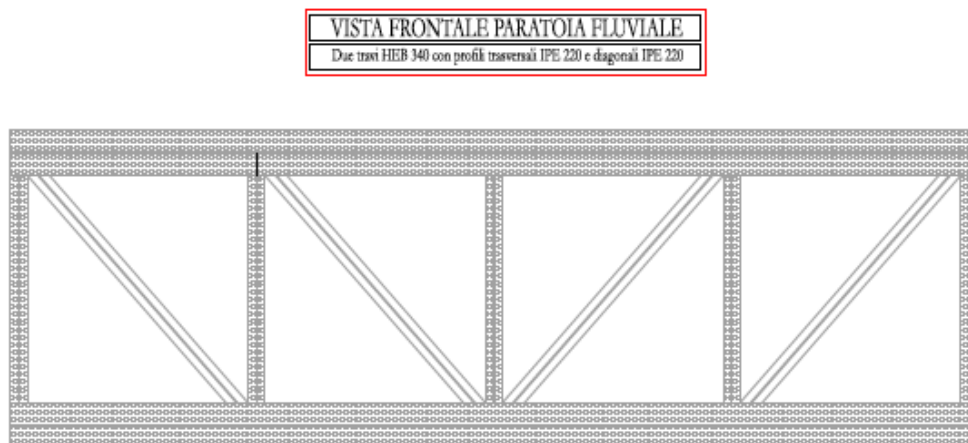
2. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il ponte ciclopeditonale oggetto della presente relazione presenta un impalcato di larghezza 5.0 m realizzato con quattro travi in acciaio HEB 240 poste ad interasse di 156 cm e di lunghezza 13.96 m, le quali appoggiano su spalle realizzate in cemento armato, per una lunghezza di 48 cm e su una pila centrale di spessore 100 cm, realizzando una trave continua a doppia campata di luce libera 6.00 m. Tali elementi in acciaio sono tra loro connessi tramite profili trasversali IPE 180 e diagonali "piatte" 120 mm di spessore 8, le quali conferiscono rigidità all'impalcato nei confronti di azioni trasversali. Il piano camminatoio è realizzato tramite una lamiera forata stirata in acciaio Inox. A completare l'opera ci sono i parapetti sono costituiti da centine in acciaio di spessore 15 mm sagomate con taglio laser e da tubolari orizzontali diametro 32.7 mm, sp. 3 mm. Tra le spalle/pila centrale e le travi sono poste piastre in acciaio di diffusione del carico in modo da evitare l'appoggio diretto dell'impalcato sul calcestruzzo.

Le spalle e la pila centrale del ponte sono realizzate in cemento armato, con dimensioni di 70x740 cm e 100 per 740 rispettivamente; queste, oltre alla funzione di sostegno dell'impalcato, devono far fronte sia alla spinta del terreno sia a quella dell'acqua trasmessa dalle paratoie fluviali, e pertanto sono state opportunamente dimensionate tenendo conto dei parametri geomeccanici forniti dalla relazione geotecnica sopra citata. L'altezza di questi elementi verticali è stata ottenuta imponendo una distanza sotto-trave HEB240 del ponte e l'estradosso della fondazione di 5.10 m.

Le opere in cemento armato poggiano su fondazioni profonde costituite da pali trivellati di diametro 80 cm e lunghezza 14 m, i quali si rendono necessari al fine di trasferire in carico in profondità; tale scelta è giustificata dalle caratteristiche geomeccaniche del terreno le quali risultano essere non idonee per il sostegno di fondazioni superficiali. Sono stati previsti otto pali ad interasse di 240 cm per le spalle e 12 pali sempre distanziati di 240 cm per la pila centrale.

Le paratoie fluviali in acciaio Corten di dimensioni 640 x 210 cm sono costituite da travi principali HEB 340 lunghe 640 cm e profili trasversali facenti funzione di travi secondarie IPE 220. Inoltre sono presenti profili diagonali IPE 220. Tali opere di difesa idraulica sono state realizzate in accordo con quanto fornito nella relazione idraulica redatta dallo studio S.R.I.A. s.r.l.





In base alla nuova zonizzazione sismica, la zona in cui sorgerà il complesso è dichiarata sismica e classificata "zona sismica 4"; il manufatto inteso come opera di importanza strategica data la sua particolare funzione di difesa del territorio è definito in classe d'uso III con vita nominale $V_N \geq 100$ anni ; il calcolo è dunque stato condotto, in accordo con quanto previsto dall'attuale normativa D.M. 14/01/08, utilizzando il Metodo delle Stati Limite.

2.1.1 - Parametri ambientali

Regione LOMBARDIA

Comune di Inverigo (LC)

Altitudine 232 m s.l.m.

Zona vento 1

Categoria di esposizione II

Classe di rugosità D

Coefficiente topografico $C_t = 1.0$

Categoria topografica: T1

Long. 9.225439 (Est) – Lat. 45.741234 (Nord)

Zona sismica: 4

Vita nominale: $V_N \geq 100$ anni

Classe d'uso III

Categoria del suolo di fondazione: E

Coefficiente di amplificazione topografica: $ST = 1$

Classe di duttilità: B

Coefficiente di amplificazione topografica: $ST = 1$

Fattore di struttura: $q = 1.00$ (calcolo con spettro elastico)

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento:	81	%
Tr:	90	[anni]
ag:	0,029	g
Fo:	2,583	
Tc*:	0,205	[s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	63	%
Tr:	151	[anni]
ag:	0,034	g
Fo:	2,611	
Tc*:	0,226	[s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10	%
Tr:	1424	[anni]
ag:	0,065	g
Fo:	2,701	
Tc*:	0,304	[s]



3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si riporta a seguito l'elenco delle normative di riferimento adottate per la progettazione del ponte ciclopodonale.

- **Legge 1086** del 05.11.1971: Norme per la disciplina di opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Decreto Ministero dei Lavori Pubblici** del 20.11.1987: Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.
- **Decreto Ministero dei Lavori Pubblici** del 14.02.1992: Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato e precompresso e per le strutture metalliche.
- **Decreto Ministero dei Lavori Pubblici** del 16.01.1996: Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- **Decreto Ministero dei Lavori Pubblici** del 16.01.1996: Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- **Circolare Ministeriale n. 65 AA.GG.** del 10.04.1997.
- **Ordinanza P.C.M. n. 3274** del 20.03.2003: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- **Ordinanza P.C.M. n. 3316** del 02.10.2003: Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza n. 3274 del 20.03.2003.
- **Decreto Ministero delle Infrastrutture** del 14.01.2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- **Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617** del 02.02.2009: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14.01.2008.

4. AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE

Le azioni di progetto considerate agenti sulla struttura sono state divise in PERMANENTI (Gk) e VARIABILI (Qk), intendendo come permanenti strutturali il peso proprio della struttura, della lamiera e i sovraccarichi relativi all'impalcato (parapetto), e come variabili i sovraccarichi accidentali relativi ai ponti di categoria III, del vento e della neve e del sisma, opportunamente combinati come prescritto dalle norme tecniche delle costruzioni – DM 14.01.2008. Per quanto riguarda le paratoie fluviali si considera la spinta dell'acqua con un coefficiente parziale per le azioni di 1.5 in condizioni idrostatiche e con un fattore di sicurezza 1.5 a favore di sicurezza in condizioni sismiche, a tener conto dei possibili sollecitazioni di eventuali corpi flottanti che impattino dinamicamente sulle strutture.



Nella progettazione delle strutture portanti per il ponte si sono assunti i seguenti sovraccarichi:

- Carichi sull'impalcato:

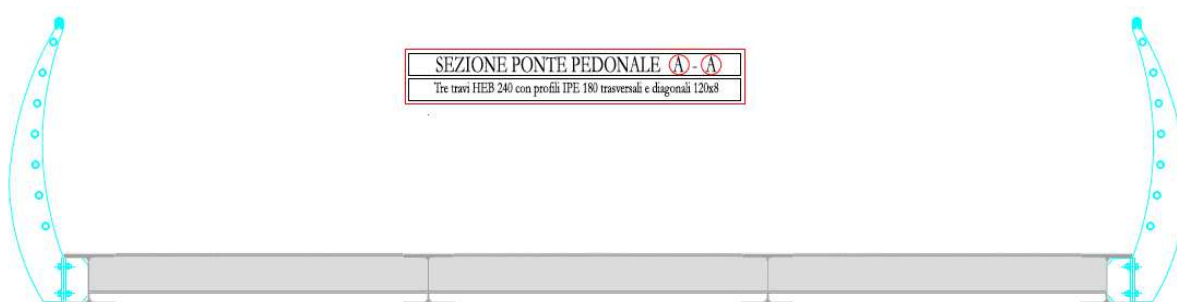
peso proprio dei profili in acciaio	100	kg/m ²
peso proprio lamiera forata	30	kg/m ²

sovraccarichi permanenti	50	kg/m ²
--------------------------	----	-------------------

sovraccarichi variabili (ponti di Categoria III)	500	kg/m ²
--	-----	-------------------

sovraccarichi variabili (Neve)	125	kg/m ²
--------------------------------	-----	-------------------

TOTALI	805	kg/m²
---------------	------------	-------------------------



Per il calcolo delle fondazioni sono state utilizzate le sollecitazioni sotto forma di reazione vincolare derivate dall'impalcato e direttamente applicate all'estradosso della spalla. L'interazione terreno-struttura è stata studiata come muro di sostegno su fondazioni profonde in accordo con la relazione geotecnica "Progetto definitivo opere strutturali relative all'intervento Area di laminazione di Inverigo - Interventi Idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Inverigo, Nibionno e Veduggio con Colzano" dell'Aprile 2014.

Per quanto concerne l'azione sismica questa è stata valutata in accordo con il D.M. 14/01/08, utilizzando il Metodo degli Stati Limite assumendo i parametri sopra elencati.

5. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E SCHEMI STATICI

La struttura dell'impalcato è stata calcolata con schema statico di trave continua su appoggi. I carichi sono stati assegnati considerando dapprima una striscia di un metro sulla sezione perpendicolare all'asse del ponte, considerando le quattro travi in acciaio come tre appoggi. Dalle reazioni vincolari di questo schema sono stati ricavati i carichi che gravano sulle singole HEB 240.

La struttura delle paratoie fluviali è stata calcolata con schema di travi su appoggi tenendo conto del fatto che il profilo più in basso è caricato maggiormente a causa dell'andamento trapezoidale della spinta dell'acqua dovuta alla portata di piena e agente sulla paratoia posizionata più in profondità. I profili trasversali e diagonali sono stati anch'essi dimensionati a flessione, i quanto contribuiscono a sostenere il carico avendo funzione di travi secondarie.



Le fondazioni sono state calcolate assegnando i carichi in appoggio derivati dalla sovrastruttura, ai quali sono stati aggiunti i momenti e le spinte dovute al terreno a monte (nel caso delle spalle le quali svolgono funzione di muro di sostegno), la spinta dell'acqua ed il peso proprio della fondazione. Da queste sono state ricavate successivamente le azioni sui pali di fondazione sui quali gravano, oltre al peso proprio della fondazione e del palo, l'azione assiale scaricata in appoggio dall'impalcato ed le sollecitazioni derivanti dai momenti dovuti alla spinta del terreno e dell'acqua, trasmessa dalle paratoie abbassate.

In condizioni sismiche le spalle e la pila centrale sono state considerate come strutture a pendolo inverso le quali reggono il carico trasmesso dalla sovrastruttura, assumendo a favore di sicurezza un fattore di struttura $q = 1.0$, ossia effettuando un calcolo in fase elastica. Agli stati limite sismici gravano sugli elementi verticali la spinta sismica dell'impalcato, la spinta idrostatica dell'acqua aumentata di un coefficiente pari ad 1.5, la spinta del terreno (nel caso delle spalle).

Si precisa che in fase progettuale si è tenuto conto della configurazione peggiore caratterizzata da condizioni di portata di piena con entrambe le paratoie abbassate. In questo caso le spalle e la pila centrale sono soggette alle sollecitazioni più gravose in quanto, con gli elementi di difesa completamente abbassati si ottengono le condizioni di massima spinta idraulica.

Nel dimensionamento degli elementi strutturali costituenti l'impalcato dell'impalcato non ha rilevanza il livello del pelo libero dell'acqua in quanto le paratoie non sono direttamente connesse al ponte, bensì sono incanalate tra le spalle e la pila centrale; non si ha dunque trasmissione di spinta orizzontale idraulica all'impalcato da parte delle paratoie.

6. CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA SULLA PILA E SULLE SPALLE

L'analisi sismica è stata svolta ipotizzando una struttura a pendolo inverso di altezza 5.10 m, con fattore di struttura $q = 1.0$, ossia assumendo spettro di risposta elastico. Sono stati assegnati in cima alla pila i carichi trasmessi dalla sovrastruttura più in 50% del peso proprio della pila. A favore di sicurezza le massime spinte idrauliche amplificate di un fattore di sicurezza 1.5 sono state considerate contemporanee all'azione sismica massima di progetto.

Il calcolo è stato fatto in classe di duttilità B (bassa duttilità).

Data l'elevata rigidezza dell'elemento verticale costituente la pila (100 x 740 cm) e le spalle (70 x 740 cm) si omettono in questa sede le verifiche a spostamento agli stati limite SLO ed SLD e si riportano soltanto i calcoli relativi allo SLV.

6.1 ANALISI SISMICA ALLO SLV

Si riportano a seguito i calcoli dell'azione sismica agente sulla pila centrale e sulle spalle del ponte, alla quale vanno aggiunte la spinte orizzontali dell'acqua agente sulle paratoie abbassate trasferite all'elemento verticale e del terreno (nel caso delle spalle).



6.1.1 Forza sismica sulla pila in direzione normale all'asse dell'impalcato

Calcolo della massa sismica:

$$M = (0.100 + 0.03 + 0.05 + 500) \text{ kg/m}^2 \times (7 \times 5) \text{ m}^2 + 8.23 \text{ t} + 0.5 \text{ PP}_{\text{pila}} = 23.8 \text{ t} + 8.23 \text{ t} + 44 \text{ t} = 79 \text{ t}$$

$$EI_x = 8.26 \times 10^9 \text{ kNm}^2$$

$$K_x = 3 \times 0.5 \times EI_x / L^3 = 9.34 \times 10^7 \text{ kN/m}$$

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_x}}$$

Da cui per $0 < T_1 < T_B$ si ottiene:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left(\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right) = 0.148g \text{ per } q=1.0$$

$$F_{y,sism} = 0.12g \cdot 76000 \text{ kg} = 9.14 \text{ t}$$

Alla quale si aggiungono le spinte dovute all'acqua agenti sulle paratoie.

6.1.2 Forza sismica sulla pila in direzione parallela all'asse dell'impalcato

Calcolo della massa sismica:

$$M = (0.100 + 0.03 + 0.05 + 500) \text{ kg/m}^2 \times (7 \times 5) \text{ m}^2 + 8.23 \text{ t} + 0.5 \text{ PP}_{\text{pila}} = 23.8 \text{ t} + 8.23 \text{ t} + 44 \text{ t} = 79 \text{ t}$$

$$EI_y = 1.65 \times 10^7 \text{ kNm}^2$$

$$K_y = 3 \times 0.5 \times EI_y / L^3 = 1.87 \times 10^5 \text{ kN/m}$$

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_y}}$$

Da cui per $T_B < T_1 < T_C$ si ottiene:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 = 0.281g \text{ per } q=1.0$$

$$F_{x,sism} = 0.281g \cdot 76000 = 21.35 \text{ t}$$

Alla quale si aggiungono le spinte dovute all'acqua agenti sulle paratoie.

6.1.3 Forza sismica sulle spalle in direzione normale all'asse dell'impalcato

Calcolo della massa sismica:

$$M = (0.100 + 0.03 + 0.05 + 500) \text{ kg/m}^2 \times (3.5 \times 5) \text{ m}^2 + 6.79 \text{ t} + 0.5 \text{ PP}_{\text{pila}} = 12.78 \text{ t} + 6.79 \text{ t} + 35.25 \text{ t} = 55 \text{ t}$$

$$EI_x = 8.63 \times 10^8 \text{ kNm}^2$$

$$K_x = 3 \times 0.5 \times EI_x / L^3 = 9.76 \times 10^6 \text{ kN/m}$$

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_x}}$$

Da cui per $0 < T_1 < T_B$ si ottiene:



$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left(\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right) = 0.148g \text{ per } q=1.0$$

$$F_{y,sism} = 0.148g \cdot 55000kg = 8.14t$$

6.1.4 Forza sismica sulla spalle in direzione parallela all'asse dell'impalcato

Calcolo della massa sismica:

$$M = (0.100+0.03+0.05+500) \text{ kg/m}^2 \times (3.5 \times 5) \text{ m}^2 + 6.79 \text{ t} + 0.5 \text{ PP}_{\text{pila}} = 12.78 \text{ t} + 6.79 \text{ t} + 35.25 \text{ t} = 59 \text{ t}$$

$$EI_y = 6.77 \times 10^6 \text{ kNm}^2$$

$$K_y = 3 \times 0.5 \times EI_y / L^3 = 7.66 \times 10^4 \text{ kN/m}$$

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k_x}}$$

Da cui per $T_C < T_1 < T_D$ si ottiene:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 = 0.281g \text{ per } q = 1.0$$

$$F_{x,sism} = 0.281g \cdot 55000kg = 15.46t$$

Alla quale si aggiungono le spinte dovute al terreno.

6.1.5 Azioni agenti sugli elementi verticali allo SLV

AZIONI ALLO SLV - PILA CENTRALE						
	CC	N [t]	T _x [t]	M _y [tm]	T _y [t]	M _x [tm]
1	E _x + 0.3E _y	122,9	21,35	108,89	130,24	311,41
2	E _x - 0.3E _y	122,9	21,35	108,89	124,76	283,44
3	- E _x + 0.3E _y	122,9	-21,35	-108,89	130,24	311,41
4	- E _x - 0.3E _y	122,9	-21,35	-108,89	124,76	283,44
5	0.3E _x + E _y	122,9	6,41	32,67	136,64	344,04
6	- 0.3E _x + E _y	122,9	-6,41	-32,67	136,64	344,04
7	0.3E _x - E _y	122,9	6,41	32,67	118,36	250,81
8	- 0.3E _x - E _y	122,9	-6,41	-32,67	118,36	250,81

Con:

S_{yw1} = 84.5 t - Spinta orizzontale massima dell'acqua sulla paratoia in profondità

S_{yw2} = 20.0 t - Spinta orizzontale massima dell'acqua sulla paratoia in posizione alta

S_{yw3} = 23.0 t - Spinta orizzontale massima dell'acqua in azione diretta sulla pila



AZIONI ALLO SLV - SPALLA						
	CC	N [t]	T _x [t]	M _y [tm]	T _y [t]	M _x [tm]
1	$E_x + 0.3E_y$	90,6	31,31	106,10	66,19	161,17
2	$E_x - 0.3E_y$	90,6	31,31	106,10	61,31	136,26
3	$-E_x + 0.3E_y$	90,6	0,21	-52,51	66,19	161,17
4	$-E_x - 0.3E_y$	90,6	0,21	-52,51	61,31	136,26
5	$0.3E_x + E_y$	90,6	20,43	50,58	71,89	190,23
6	$-0.3E_x + E_y$	90,6	11,10	3,00	71,89	190,23
7	$0.3E_x - E_y$	90,6	20,43	50,58	55,61	107,20
8	$-0.3E_x - E_y$	90,6	11,10	3,00	55,61	107,20

Con:

$S_{yw1} = 42.3$ t - Spinta orizzontale massima dell'acqua sulla paratoia in profondità

$S_{yw2} = 10.0$ t - Spinta orizzontale massima dell'acqua sulla paratoia in posizione alta

$S_{yw3} = 11.5$ t - Spinta orizzontale massima dell'acqua in azione diretta sulla spalla

$S_t = 15.75$ t - Spinta orizzontale massima del terreno sulla spalla

7. ANALISI STATICA ALLO SLU

Di seguito si riportano le azioni ottenute in condizioni statiche con spinta dell'acqua amplificata per un coefficiente parziale pari ad 1.5, ed la spinta del terreno valutata secondo l'approccio A1+M1+R3 così come riportato nel capitolo 6 del DM 14.01.2008.

AZIONI STATICHE ALLO SLU - PILA CENTRALE						
	CC	N [t]	T _x [t]	M _y [tm]	T _y [t]	M _x [tm]
1	Acqua	163,6	0,00	0,00	127,50	297,43

AZIONI STATICHE ALLO SLU - SPALLA						
	CC	N [t]	T _x [t]	M _y [tm]	T _y [t]	M _x [tm]
1	Acqua	119,8	15,76	26,79	63,75	148,71



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

Opere di regolazione delle portate previste nell'intervento "Area di laminazione di Inverigo – Interventi idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Inverigo, Nibionno e Veduggio con Colzano"

ING. PIERGIORGIO LOCATELLI

ING. NAVA NICOLA

Progetto Definitivo

AZIONI ALLO SLU - TRAVI IN ACCIAIO					
HEB 240 - Ponte		HEB 340 - Paratoia		IPE 220 - Paratoia	
T [t]	M [tm]	T [t]	M [tm]	T [t]	M [tm]
8,43	14,08	29,36	46,08	12,12	6,35

8. VERIFICHE STATICHE

8.1 VERIFICA A FLESSIONE DELLE TRAVI HEB 240

Di seguito sono riportate le verifiche a flessione delle travi HEB 240 (considerando quelle centrali e di conseguenza più sollecitate).



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

Opere di regolazione delle portate previste nell'intervento "Area di laminazione di Inverigo – Interventi idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Inverigo, Nibionno e Veduggio con Colzano"

ING. PIERGIORGIO LOCATELLI

ING. NAVA NICOLA

Progetto Definitivo

	Ponte Ciclo-Pedonale - Inverigo
Oggetto	Verifica flessionale delle travi in acciaio

- Verifica flessionale dei profili IPE/HEA/HEB -
Travi principali HEB 240

DATI SEZIONE

A	106 cm ²	n.	PROFILO
J _y	11260 cm ⁴	1	HE 240 B
J _T	102,7 cm ⁴		
J _w	486900 cm ⁶		
W _{yed}	938,3 cm ³		
W _{yed}	1053 cm ³		

DATI MATERIALE

Acciaio	S355
---------	------

E	206000 N/mm ²	EJ _y	2320 tm ²
G	79231 N/mm ²	GJ _T	8,137 tm ²
f _{yd}	355 N/mm ²		
	3550 kg/cm ²		
σ _{adm} (CNR10011)	2400 kg/cm ²		
γ _{MB}	1,05	Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature	

CARICHI

		Coefficienti per le azioni	
Peso Proprio	355 kg/m ²	γ _{G1} 1,3	Larghezza di influenza 1 m
Permanenti	100 kg/m ²	γ _{G2} 1,5	Lunghezza travi in acciaio 7 m
Accidentali	1125 kg/m ²	γ _{Q1} 1,5	

VERIFICA

M _{Ed,max}	14,08 tm	Momento massimo agente sulla sezione
---------------------	----------	--------------------------------------

M _{Ed}	31,72 tm	Momento resistente della sezione
-----------------	----------	----------------------------------

VERIFICATA SODDISFATTA



8.2 VERIFICA A TAGLIO DELLE TRAVI HEB 240

Di seguito si riporta la verifica a taglio delle travi HEB 240.

		Ponte Ciclo-Pedonale - Inverigo	
Oggetto		Verifica a taglio delle travi in acciaio	
- Verifica a taglio dei profili IPE/HEA/HEB -			
Travi Principali HEB 240			
DATI SEZIONE			
A	106 cm ²	b	24 cm
Peso	83,2 kg/m	h	24 cm
J _y	11260 cm ⁴	t _w	1 cm
J _T	102,7 cm ⁴	t _f	1,7 cm
J _w	486900 cm ⁶	r	2,10 cm
W _{ypl}	938,3 cm ³		
W _{ypl}	1053 cm ³		
DATI MATERIALE			
Acciaio		S355	
E	206000 N/mm ²	EJ _y	2320 tm ²
G	79231 N/mm ²	GJ _T	8,137 tm ²
f _{yd}	355 N/mm ²		
	3550 kg/cm ²		
σ _{adm} (CNR 10011)	2400 kg/cm ²		
γ _{M0}	1,05	Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature	
CARICHI			
Coefficienti per le azioni			
Peso Proprio	355 kg/m ²	γ _{G1} 1,3	Larghezza di influenza 1 m
Permanenti	100 kg/m ²	γ _{G2} 1,5	Lunghezza travi in acciaio 7 m
Accidentali	1125 kg/m ²	γ _{Q1} 1,5	
CARICO NEL PIANO DELL'ANIMA?		SI	
VERIFICA a TAGLIO			
V _{Td,max}	8,43 t	Taglio massimo agente sulla sezione	
A _{ov}	29,67 cm ²	Area resistente in caso di carico nel piano dell'anima	
A _{of}	85,40 cm ²	Area resistente in caso di carico nel piano dell'ala	
V _{cRAw}	57,92 t	Taglio resistente nel piano dell'anima	
V _{cRAf}	t	Taglio resistente nel piano dell'ala	
VERIFICATA SODDISFATTA			
NON E' NECESSARIA UNA VERIFICA A TAGLIO-FLESSIONE			
f _{yd}	3550	kg/cm ²	Resistenza a flessione invariata



8.3 VERIFICA AD INSTABILITÀ FLESSO-TORSIONALE DELLE TRAVI HEB 240

Nel presente paragrafo viene riportata la verifica ad instabilità per membrature soggette a flessione nel piano dell'anima con piattabanda compressa non sufficientemente vincolate lateralmente; la verifica è stata svolta relativamente alle travi HEB 240 maggiormente sollecitate a flessione, in accordo con il paragrafo §. 4.2.4.1.3.2 "Stabilità delle membrature – Travi inflesse" del DM 14-01-2008.

La verifica ad instabilità delle travi inflesse risulta soddisfatta se è verificata la seguente relazione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} - \text{resistenza all'instabilità flessio-torsionale.}$$

La verifica è stata effettuata sulla trave maggiormente sollecitata a flessione ossia una delle HEB 240 centrali. Di seguito si riporta la suddetta verifica.

Si ricorda che γ_{M1} è il coefficiente di sicurezza per la stabilità delle membrature pari ad 1.10 per ponti stradali.



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

Opere di regolazione delle portate previste nell'intervento "Area di laminazione di Inverigo – Interventi idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Inverigo, Nibionno e Veduggio con Colzano"

ING. PIERGIORGIO LOCATELLI

ING. NAVA NICOLA

Progetto Definitivo

Ponte Ciclo-Pedonale Inverigo					
Oggetto	Travi principali HEB 240				
- Verifica ad Instabilità Flessa-Torsionale - Elementi orizzontali					
DATI SEZIONE					
E	210000 N/mm ²	EJ _y	824 tm ²	HE 240 B	⬆
J _y	3923 cm ⁴				
G	80769 N/mm ²	GJ _T	8,295 tm ²		
J _T	102,7 cm ⁴				
J _ω	486900 cm ⁶	EJ _ω	10,225 tm ⁴		
W _{pl}	938,3 cm ³				
W _{pl}	1053 cm ³				
DATI MATERIALE					
Acciaio	S355				
E	210000 N/mm ²				
G	80769 N/mm ²				
f _y	355 N/mm ²				
f _{yk}	3550 kg/cm ²				
γ _{MI}	1,10	Coefficiente di sicurezza per la stabilità			
VERIFICA					
ψ	1	M ₁	0 tm		
l	7 m	M ₂	0 tm		
I _α	7 m				
M _{cr}	41,45 tm				
λ _{LT}	0,95				
λ _{LT0}	0,2				
β	1				
α _{LT}	0,34				
Φ _{LT}	1,078				
χ _{LT}	0,629				
k _σ	0,91				
f	0,957				
χ _{LT,mod}	0,657	att: torsionale			
M _{Ed}	14,08 tm				
M _{Ed}	22,34 tm	VERIFICATO			
		M _{b,Rd} = χ _{LT} · W _y · $\frac{f_{yk}}{\gamma_{MI}}$			

FORMULE

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1,0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \end{cases}$$

$$f = 1 - 0,5(1 - k_{\sigma}) \left[1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right]$$



8.4 VERIFICA DELLA FRECCIA NELLE TRAVI HEB 240

Per quanto riguarda gli elementi orizzontali sono state effettuate le verifiche degli spostamenti verticali massimi in campata utilizzando uno schema di calcolo di trave semplicemente appoggiata. La verifica si considera soddisfatta se è rispettata la seguente relazione:

$$f_{\max} \leq \frac{L}{400}$$

Con L lunghezza della trave ossia distanza tra i due appoggi in accordo con lo schema statico ipotizzato.

Con f spostamento verticale, pari nel caso di trave appoggiata a:

$$f = \frac{5}{384} \frac{pL^4}{EI}$$



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

Opere di regolazione delle portate previste nell'intervento "Area di laminazione di Inverigo – Interventi idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Inverigo, Nibionno e Veduggio con Colzano"

ING. PIERGIORGIO LOCATELLI

ING. NAVA NICOLA

Progetto Definitivo

Ponte Ciclo-Pedonale Cernusco Inverigo	
Oggetto	Trave HEB 240
- Verifica Freccia -	
Elementi orizzontali	
PROFILO	HE 240 B
VINCOLI	Appoggio
N. profili	1
ELEMENTO	Solai che supportano colonne
E	206000 N/mm ²
I	11260 cm ⁴
EI	23195600 tcm ²
CARICHI	
Peso Proprio Solai	355 kg/m ²
Getto	kg/m ²
Sovr. Permanenti	100 kg/m ²
Sovr. Accidentali	1165 kg/m ²
γ_{G1}/γ_{G2}	1,00
Lunghezza trave	6 m
Larghezza d'influenza	1 m
PP	0,083 t/m
P _{perm}	0,455 t/m
P _{acc}	1,165 t/m
L	600 cm
f _{acc}	0,848 cm
f	1,239 cm
f _{acc-max}	1,200 cm
f _{max}	1,500 cm
Verifica soddisfatta	
Verifica soddisfatta	

Tabella 4.2.X Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_s}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{250}$
Coperture portanti	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.



8.5 VERIFICA A FLESSIONE DELLE TRAVI HEB 340 E DEI PROFILI IPE 220 DELLE PARATOIE

Di seguito sono riportate le verifiche a flessione delle travi HEB 340 e dei profili trasversali IPE 220 secondari.

		Ponte Ciclo-Pedonale - Inverigo	
Oggetto	Verifica flessionale delle travi in acciaio		
- Verifica flessionale dei profili IPE / HEA / HEB -			
Travi principali HEB 340			
DATI SEZIONE			
A	170,9 cm ²	n.	PROFILO
J _y	36660 cm ⁴	1	HE 340 B
J _T	257,2 cm ⁴		
J _w	2454000 cm ⁶		
W _{yed}	2156 cm ³		
W _{yed}	2408 cm ³		
DATI MATERIALE			
Acciaio		S355	
E	206000 N/mm ²	EJ _y	7552 tm ²
G	79231 N/mm ²	GJ _T	20,378 tm ²
f _{yd}	355 N/mm ²		
	3550 kg/cm ²		
σ _{adm} (CNR10011)	2400 kg/cm ²		
γ _{MD}	1,05	Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature	
CARICHI			
Coefficienti per le azioni			
Peso Proprio	0 kg/m ²	γ _{G1} 1,3	Larghezza di influenza 1 m
Permanenti	0 kg/m ²	γ _{G2} 1,5	Lunghezza travi in acciaio 6,4 m
Acqua	6000 kg/m ²	γ _{Q1} 1,5	
VERIFICA			
M _{Ed,max}	46,08 tm	Momento massimo agente sulla sezione	
M _{Ed}	72,89 tm	Momento resistente della sezione	
VERIFICATA SODDISFATTA			



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

Opere di regolazione delle portate previste nell'intervento "Area di laminazione di Inverigo – Interventi idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Inverigo, Nibionno e Veduggio con Colzano"

ING. PIERGIORGIO LOCATELLI

ING. NAVA NICOLA

Progetto Definitivo

Ponte Ciclo-Pedonale - Inverigo	
Oggetto	Verifica flessionale delle travi in acciaio
- Verifica flessionale dei profili IPE/HEA/HEB -	
Profili trasversali IPE 220	
DATI SEZIONE	
A	33,37 cm ²
J _y	2772 cm ⁴
J _T	9,07 cm ⁴
J _w	22670 cm ⁶
W _{yed}	252 cm ³
W _{yed}	285,4 cm ³
DATI MATERIALE	
Acciaio	S355
E	206000 N/mm ²
G	79231 N/mm ²
f _{yd}	355 N/mm ²
σ _{adm} (EN10011)	3550 kg/cm ²
γ _{MD}	1,05
EJ _y	571 tm ²
GJ _T	0,719 tm ²
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature	
CARICHI	
Coefficienti per le azioni	
Peso Proprio	0 kg/m ²
Permanenti	0 kg/m ²
Aqua	7675 kg/m ²
γ _{G1}	1,3
γ _{G2}	1,5
γ _{Q1}	1,5
Larghezza di influenza	1 m
Lunghezza travi in acciaio	2,1 m
VERIFICA	
M _{Ed,max}	6,35 tm
M _{Ed}	8,52 tm
Momento massimo agente sulla sezione	
Momento resistente della sezione	
VERIFICATA SODDISFATTA	



8.6 VERIFICA A TAGLIO DELLE TRAVI HEB 340 E DEI PROFILI IPE 220

Di seguito si riporta la verifica a taglio delle travi HEB 340 e dei profili trasversali IPE 220.

Oggetto		Ponte Ciclo-Pedonale - Inverigo	
		Verifica a taglio delle travi in acciaio	

- Verifica a taglio dei profili IPE/HEA/HEB -			
Travi Principali HEB 340			

DATI SEZIONE			
A	170,9 cm ²	b	30 cm
Peso	134,0 kg/m	h	34 cm
J _y	36660 cm ⁴	t _w	1,2 cm
J _T	257,2 cm ⁴	t _f	2,15 cm
J _w	2454000 cm ⁶	r	2,70 cm
W _{yed}	2156 cm ³		
W _{ypl}	2408 cm ³		

DATI MATERIALE			
Acciaio		S355	
E	206000 N/mm ²	EJ _y	7552 tm ²
G	79231 N/mm ²	GJ _T	20,378 tm ²
f _{yd}	355 N/mm ²		
	3550 kg/cm ²		
σ _{adm} (CNR 10011)	2400 kg/cm ²		
γ _{MD}	1,05	Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature	

CARICHI			
Coefficienti per le azioni			
Peso Proprio	0 kg/m ²	γ _{G1} 1,3	Larghezza di influenza 1 m
Permanenti	0 kg/m ²	γ _{G2} 1,5	Lunghezza travi in acciaio 6,4 m
Acqua	6000 kg/m ²	γ _{Q5} 1,5	
CARICO NEL PIANO DELL'ANIMA?		SI	

VERIFICA A TAGLIO			
V _{Edmax}	29,36 t	Taglio massimo agente sulla sezione	
A _{rw}	50,29 cm ²	Area resistente in caso di carico nel piano dell'anima	
A _{ef}	135,26 cm ²	Area resistente in caso di carico nel piano dell'ala	
V _{EdRw}	98,16 t	Taglio resistente nel piano dell'anima	
V _{EdRf}	t	Taglio resistente nel piano dell'ala	
VERIFICATA SODDISFATTA			

NON E' NECESSARIA UNA VERIFICA A TAGLIO-FLESSIONE			
f _{yd}	3550	kg/cm ²	Resistenza a flessione invariata



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

Opere di regolazione delle portate previste nell'intervento "Area di laminazione di Inverigo – Interventi idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Inverigo, Nibionno e Veduggio con Colzano"

ING. PIERGIORGIO LOCATELLI
ING. NAVA NICOLA

Progetto Definitivo

Oggetto		Ponte Ciclo-Pedonale - Inverigo	
		Verifica a taglio delle travi in acciaio	

- Verifica a taglio dei profili IPE/HEA/HEB -			
Profili Trasversali IPE 220			

DATI SEZIONE			
A	33,37 cm ²	b	11 cm
Peso	26,2 kg/m	h	22 cm
J _y	2772 cm ⁴	t _w	0,59 cm
J _x	9,07 cm ⁴	t _f	0,92 cm
J _u	22670 cm ⁶	r	1,20 cm
W _{ypl}	252 cm ³		
W _{yfl}	285,4 cm ³		

DATI MATERIALE			
Acciaio		S355	
E	206000 N/mm ²	EJ _y	571 tm ²
G	79231 N/mm ²	GJ _x	0,719 tm ²
f _{yd}	355 N/mm ²		
	3550 kg/cm ²		
σ _{adm} (CNR 10011)	2400 kg/cm ²		
γ _{M0}	1,05	Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature	

CARICHI			
Coefficienti per le azioni			
Peso Proprio	0 kg/m ²	γ _{G1} 1,3	Larghezza di influenza 1 m
Permanenti	0 kg/m ²	γ _{G2} 1,5	Lunghezza travi in acciaio 2,1 m
Acqua	7675 kg/m ²	γ _{Q1} 1,5	
CARICO NEL PIANO DELL'ANIMA?		SI	

VERIFICA A TAGLIO			
V _{Ed,max}	12,12 t	Taglio massimo agente sulla sezione	
A _{rw}	14,78 cm ²	Area resistente in caso di carico nel piano dell'anima	
A _{cf}	21,48 cm ²	Area resistente in caso di carico nel piano dell'ala	
V _{cr,RW}	28,84 t	Taglio resistente nel piano dell'anima	
V _{cr,Rcf}	t	Taglio resistente nel piano dell'ala	
VERIFICATA SODDISFATTA			

NON E' NECESSARIA UNA VERIFICA A TAGLIO-FLESSIONE			
f _{yd}	3550	kg/cm ²	Resistenza a flessione invariata



8.7 VERIFICA AD INSTABILITÀ FLESSO-TORSIONALE TRAVI HEB 340 ED IPE 220

Nel presente paragrafo viene riportata la verifica ad instabilità per membrature soggette a flessione nel piano dell'anima con piattabanda compressa non sufficientemente vincolate lateralmente; la verifica è stata svolta relativamente alle colonne maggiormente sollecitate a flessione, in accordo con il paragrafo §. 4.2.4.1.3.2 "Stabilità delle membrature – Travi inflesse" del DM 14-01-2008.

La verifica ad instabilità delle travi inflesse risulta soddisfatta se è verificata la seguente relazione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}} - \text{resistenza all'instabilità flessio-torsionale.}$$

La verifica è stata effettuata sulla trave maggiormente sollecitata a flessione ossia una delle HEB 340. Di seguito si riporta la suddetta verifica.

Si ricorda che γ_{M1} è il coefficiente di sicurezza per la stabilità delle membrature pari ad 1.10 per ponti stradali.



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

Opere di regolazione delle portate previste nell'intervento "Area di laminazione di Inverigo – Interventi idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Inverigo, Nibionno e Veduggio con Colzano"

ING. PIERGIORGIO LOCATELLI

ING. NAVA NICOLA

Progetto Definitivo

Oggetto		Ponte Ciclo-Pedonale Inverigo	
		Travi principali HEB 240	
- Verifica ad Instabilità Flessa-Torsionale - Elementi orizzontali			
DATI SEZIONE			
E	210000 N/mm ²	EJ _y	2035 tm ²
J _y	9690 cm ⁴		
G	80769 N/mm ²	GJ _T	20,774 tm ²
J _T	257,2 cm ⁴		
J _ω	2454000 cm ⁶	EJ _ω	51,534 tm ⁴
W _{ye}	2156 cm ³		
W _{ye}	2408 cm ³		
HE 340 B			
DATI MATERIALE			
Acciaio		S355	
E	210000 N/mm ²		
G	80769 N/mm ²		
f _y	355 N/mm ²		
γ _{M1}	1,10	Coefficiente di sicurezza per la stabilità	
VERIFICA			
ψ	1	M ₁	0 tm
l	6,4 m	M ₂	0 tm
L _{cr}	6,4 m		
M _{cr}	127,57 tm		
λ _{LT}	0,82		
λ _{LT0}	0,2		
β	1		
α _{LT}	0,34		
Φ _{LT}	0,940		
χ _{LT}	0,713		
k _c	0,91		
f	0,955		
χ _{LTmod}	0,746	att: torsionale	
M _{Ed}	55,13 tm		
M _{Ed}	58,01 tm	VERIFICATO	
		$M_{b,Ed} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$	

FORMULE

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1,0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \end{cases}$$

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c) \left[1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right]$$



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

Opere di regolazione delle portate previste nell'intervento "Area di laminazione di Inverigo – Interventi idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Inverigo, Nibionno e Veduggio con Colzano"

ING. PIERGIORGIO LOCATELLI

ING. NAVA NICOLA

Progetto Definitivo

Ponte Ciclo-Pedonale Inverigo				
Oggetto	Profili Trasversali IPE 220			
- Verifica ad Instabilità Flesso-Torsionale - Elementi orizzontali				
DATI SEZIONE				
E	210000 N/mm ²	EJ _y	43 tm ²	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">IPE 220</div>
J _y	204,9 cm ⁴			
G	80769 N/mm ²	GJ _τ	0,733 tm ²	
J _τ	9,07 cm ⁴			
J _ω	22670 cm ⁶	EJ _ω	0,476 tm ⁴	
W _{ypl}	252 cm ³			
W _{ypl}	285,4 cm ³			
DATI MATERIALE				
Acciaio	S355			
E	210000 N/mm ²			
G	80769 N/mm ²			
f _y	355 N/mm ²			
γ _{M1}	1,10	Coefficiente di sicurezza per la stabilità		
VERIFICA				
ψ	1	M ₁	0 tm	
l	2,1 m	M ₂	0 tm	
L _{cr}	2,1 m			
M _{cr}	13,16 tm			
λ _{LT}	0,877			
λ _{LT0}	0,2			
β	1			
α _{LT}	0,34			
Φ _{LT}	1,000			
χ _{LT}	0,676			
k _c	0,91			
f	0,956			
χ _{LTmod}	0,707	att: torsionale		
M _{Ed}	6,35 tm			
M _{Ed}	6,51 tm	VERIFICATO		
		$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$		

FORMULE

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \left\{ \frac{1,0}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \right.$$

$$\left. f = 1 - 0,5(1 - k_c) \left[1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right] \right\}$$



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

Opere di regolazione delle portate previste nell'intervento "Area di laminazione di Inverigo – Interventi idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Inverigo, Nibionno e Veduggio con Colzano"

ING. PIERGIORGIO LOCATELLI

ING. NAVA NICOLA

Progetto Definitivo

8.8 VERIFICA DELLA FRECCIA NELLE TRAVI HEB 340 ED IPE 220

Per quanto riguarda gli elementi orizzontali sono state effettuate le verifiche degli spostamenti verticali massimi in campata utilizzando uno schema di calcolo di trave semplicemente appoggiata.

La verifica si considera soddisfatta se è rispettata la seguente relazione:

$$f_{\max} \leq \frac{L}{300}$$

Con L lunghezza della trave ossia distanza tra i due appoggi in accordo con lo schema statico ipotizzato.

Con f spostamento verticale, pari nel caso di trave appoggiata a:

$$f = \frac{5}{384} \frac{pL^4}{EI}$$



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

Opere di regolazione delle portate previste nell'intervento "Area di laminazione di Inverigo – Interventi idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Inverigo, Nibionno e Veduggio con Colzano"

ING. PIERGIORGIO LOCATELLI

ING. NAVA NICOLA

Progetto Definitivo

Ponte Ciclo-Pedonale Cernusco Inverigo	
Oggetto	Trave HEB 340
- Verifica Freccia -	
Elementi orizzontali	
PROFILO	HE 340 B
VINCOLI	Appoggio
N. profili	1
ELEMENTO	Solai generici
E	206000 N/mm ²
I	36660 cm ⁴
EI	75519600 tcm ²
CARICHI	
Peso Proprio Solaio	0 kg/m ²
Getto	0 kg/m ²
Sovr. Permanenti	0 kg/m ²
Acqua	6000 kg/m ²
γ_{G1}/γ_{Q1}	1,00
Lunghezza trave	6 m
Larghezza d'influenza	1 m
PP	0,134 t/m
P_{perm}	0,000 t/m
p_{acc}	6,000 t/m
L	600 cm
f_{acc}	1,341 cm
f	1,371 cm
f_{acc-max}	2,000 cm
f_{max}	2,400 cm
Verifica soddisfatta	

Tabella 4.2.X Limiti di deformabilità per gli elementi di ingalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_f}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture porticcioli	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

Opere di regolazione delle portate previste nell'intervento "Area di laminazione di Inverigo – Interventi idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Inverigo, Nibionno e Veduggio con Colzano"

ING. PIERGIORGIO LOCATELLI

ING. NAVA NICOLA

Progetto Definitivo

Ponte Ciclo-Pedonale Cernusco Inverigo	
Oggetto	Profili trasversali IPE 220
- Verifica Freccia -	
Elementi orizzontali	
PROFILO	IPE 220
VINCOLI	Appoggio
N. profili	1
ELEMENTO	Solai generici
E	206000 N/mm ²
I	2772 cm ⁴
EI	5710320 cm ⁴
CARICHI	
Peso Proprio Solaio	0 kg/m ²
Getto	0 kg/m ²
Sovr. Permanenti	0 kg/m ²
Acqua	7675 kg/m ²
γ_{ed}/γ_Q	1,00
Lunghezza trave	2,1 m
Larghezza d'influenza	1 m
PP	0,026 t/m
P_{ipera}	0,000 t/m
p_{acc}	7,675 t/m
L	210 cm
f_{acc}	0,340 cm
f	0,342 cm
f_{acc-max}	0,700 cm
f_{max}	0,840 cm
Verifica soddisfatta	
Verifica soddisfatta	

Tabella 4.2.X Limiti di deformabilità per gli elementi di traliccio della costruzione ordinaria

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_x}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o intonaco non flessibile	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.



8.9 VERIFICA GEOTECNICA DELLA FONDAZIONE

Per le verifiche geotecniche delle fondazioni si faccia riferimento alla relazione geotecnica "Progetto definitivo opere strutturali relative all'intervento Area di laminazione di Inverigo - Interventi Idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Inverigo, Nibionno e Veduggio con Colzano" dell'Aprile 2014 del Dott. Geol. Pietro Alborghetti.

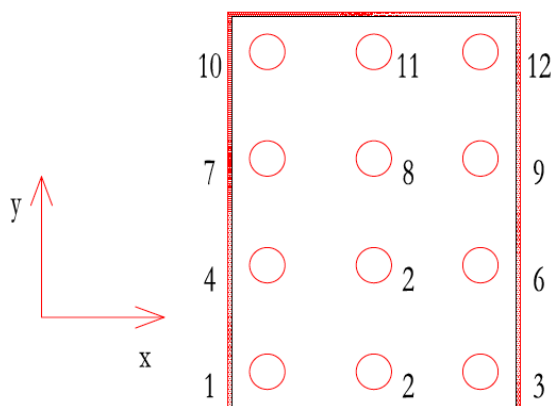
8.9.1 CARICHI SUI PALI DELLA PILA

In base alla seguente formula sono stati ripartiti i carichi sui pali in accordo con le azioni riportate nei paragrafi 6 e 7 alle quali va aggiunto il peso proprio della fondazione.

$$N_i = \frac{N_{tot}}{n_{pali}} + \frac{V_x \cdot h_{fond} + M_y}{\sum_{i=1}^n x_i^2} + \frac{V_y \cdot h_{fond} + M_x}{\sum_{i=1}^n y_i^2}$$

Con x_i ed y_i , distanze del palo rispetto al baricentro.

PILA CENTRALE			
SLV		SLU	
Palo	N [t]	Palo	N [t]
1	49,7	1	46,6
2	42,3	2	46,6
3	49,7	3	46,6
4	36,2	4	34,7
5	28,8	5	34,7
6	36,2	6	34,7
7	36,2	7	34,7
8	28,8	8	34,7
9	36,2	9	34,7
10	49,7	10	46,6
11	42,3	11	46,6
12	49,7	12	46,6



8.9.2 CARICHI SUI PALI DELLA SPALLA

In base alla seguente formula sono stati ripartiti i carichi sui pali in accordo con le azioni riportate nei paragrafi 6 e 7 alle quali va aggiunto il peso proprio della fondazione.

$$N_i = \frac{N_{tot}}{n_{pali}} + \frac{V_x \cdot h_{fond} + M_y}{\sum_{i=1}^n x_i^2} + \frac{V_y \cdot h_{fond} + M_x}{\sum_{i=1}^n y_i^2}$$

Con x_i ed y_i , distanze del palo rispetto al baricentro.

SPALLA			
SLV - CC1		SLU	
Palo	N [t]	Palo	N [t]
1	51,9	1	40,7
2	51,9	2	40,7
3	41,3	3	38,2
4	41,3	4	38,2
5	41,3	5	38,2
6	41,3	6	38,2
7	51,9	7	40,7
8	51,9	8	40,7



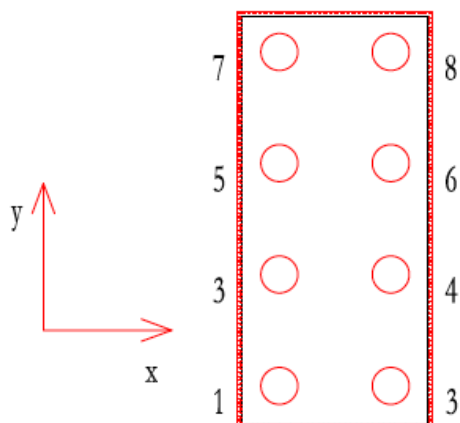
PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

Opere di regolazione delle portate previste nell'intervento "Area di laminazione di Inverigo – Interventi idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Inverigo, Nibionno e Veduggio con Colzano"

ING. PIERGIORGIO LOCATELLI

ING. NAVA NICOLA

Progetto Definitivo





8.10 VERIFICA STRUTTURALE DELLA SPALLA E DELLA PILA

Di seguito si riportano le verifiche strutturali della parte in elevazione della spalla, la quale svolge anche funzione di muro di contenimento, e della pila. Ai fini del calcolo si tengono conto delle azioni trasmesse dall'impalcato, le azioni derivate dalla spinta del terreno e dell'acqua.

Si tengono conto delle spinte dovute alle azioni sismiche del terreno a monte, dell'impalcato e dell'acqua così come illustrate nei paragrafi 6 e 7.

8.10.1 VERIFICA STRUTTURALE DELLA PILA CENTRALE

Verifica C.A. S.L.U. - File: VERIFICA_PILA

Titolo: VERIFICA PILA CENTRALE

N° Vertici: 6 Zoom N° barre: 90 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	-50	50
3	-50	690
4	0	740
5	50	690
6	50	50

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1229 kN
M_{Ed}: 3114 kNm
M_{yEd}: 1025 kNm

Materiali: C32/40

σ_{su} : 67.5 %
 f_{yd} : 391.3 N/mm²
 E_s : 200.000 N/mm²
 E_s/E_c : 15
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²

σ_{c2} : 2 %
 σ_{cu} : 3.5 %
 f_{cd} : 18.13
 i_{cc}/i_{cd} : 0.8
 $\sigma_{c,adm}$: 12.25
 τ_{co} : 0.7333
 τ_{c1} : 2.114

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: -5.022 kNm
M_{yRd}: 4.635 kNm
 σ_c : -18.13 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 %
 ϵ_s : 50.05 %
d: 95 cm
x: 6.21 x/d: 0.06536
 δ : 0.7

Tipo Sezione: Rettang. re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Sezione C... File

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

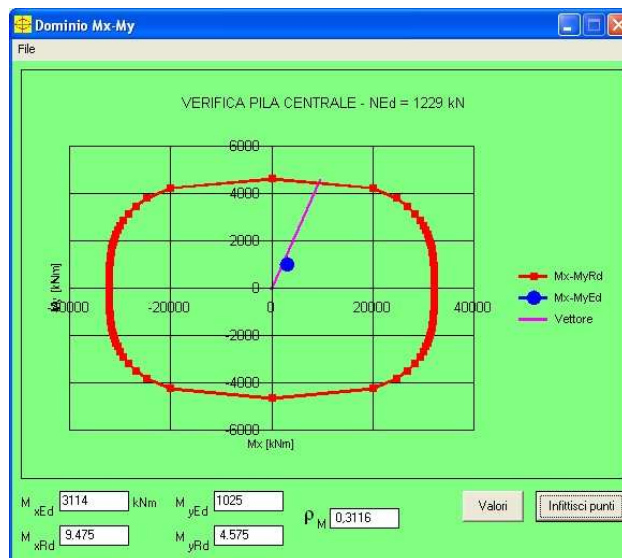
Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° : 270

Precompresso





PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

Opere di regolazione delle portate previste nell'intervento "Area di laminazione di Inverigo – Interventi idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Inverigo, Nibionno e Veduggio con Colzano"

ING. PIERGIORGIO LOCATELLI

ING. NAVA NICOLA

Progetto Definitivo

8.10.2 VERIFICA STRUTTURALE DELLE SPALLE LATERALI

Verifica C.A. S.L.U. - File: VERIFICA_SPALLA

File | Materiali | Opzioni | Visualizza | Progetto Sez. Rett. | Simica | Normativa: NTC 2008

Titolo: VERIFICA SPALLA LATERALE

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 80 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-35	0
2	-35	740
3	35	740
4	35	0

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 906 kN
M_{xEd}: 1611 kNm
M_{yEd}: 904 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN: yN:

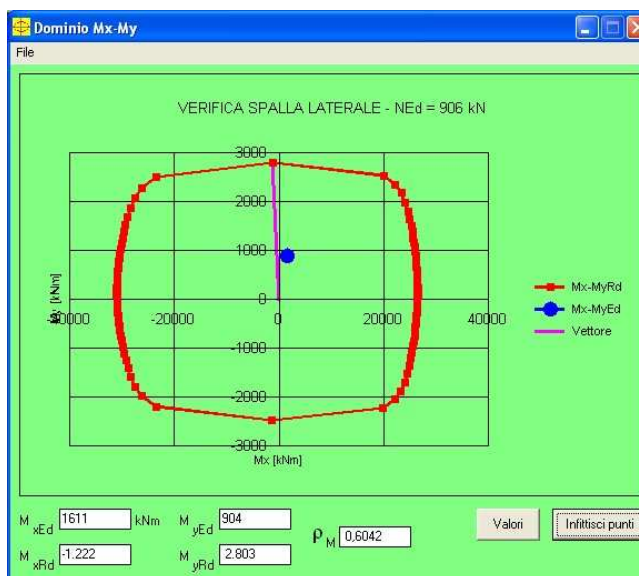
Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

Proprietà	B450C	C32/40
σ_{su} [MPa]	67.5	2
σ_{c2} [MPa]		2
f_{yd} [MPa]	391.3	3.5
E_s [N/mm ²]	200.000	18.13
E_s/E_c	15	
f_{cc}/f_{cd}	0.9	
σ_{syd} [MPa]	1.957	12.25
$\sigma_{s,adm}$ [MPa]	255	0.7333
τ_{cl} [MPa]		2.114

M_{xRd}: 16.000 kNm
M_{yRd}: 2.656 kNm
 σ_c : -18.13 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 15.81 ‰
d: 89.01 cm
x: 16.13 x/d: 0.1812
 δ : 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio Mx-My
angolo asse neutro θ° : 271.87
Precompresso





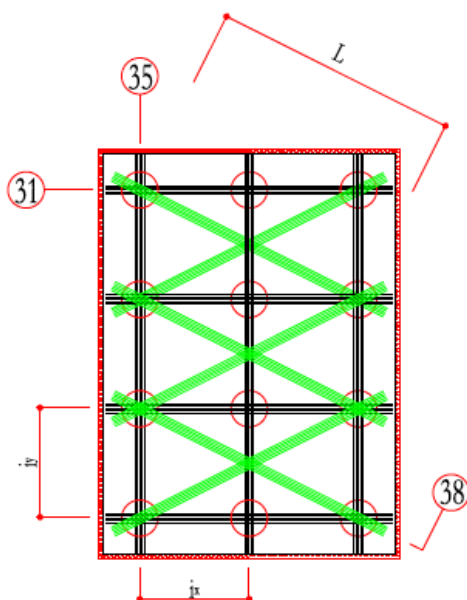
8.11 VERIFICA STRUTTURALE DELLA FONDAZIONE

8.11.1 VERIFICA STRUTTURALE DELLA PILA

Di seguito si riportano le verifiche strutturali della fondazione della spalla del ponte calcolate tenendo conto della reazione generata dal palo, la quale spinge sulla fondazione con schema statico a mensola.

La fondazione della spalla è sostenuta da dodici pali di diametro 80 cm ad interasse x di 2.40 m ed interasse y 2.40 cm, con L diagonale tra i pali, come indicato in figura. La fondazione misura 6.4 x 8.8 m in pianta ed è spessa 100 cm.

Considerando l'azione massima agente sul palo come spinta sulla fondazione, cioè 50 t (CC1 - SLV – rif. Paragrafo 6) si ha:



$$N_{\text{palo}} = 50 \text{ t}$$

$$M_{\text{ad}} \text{ sulla fondazione} = 135 \text{ tm}$$

Assumendo:

- armatura posizione **38** : 5 $\Phi 24 = 22.6 \text{ cm}^2$
- armatura posizione **31** : 5 $\Phi 22 = 19 \text{ cm}^2$
- armatura posizione **35** : 5 $\Phi 22 = 19 \text{ cm}^2$

Ottingo:

$$M_{\text{Rd}} = 163 \text{ tm} > M_{\text{ad}}$$

Pertanto la verifica si considera soddisfatta.

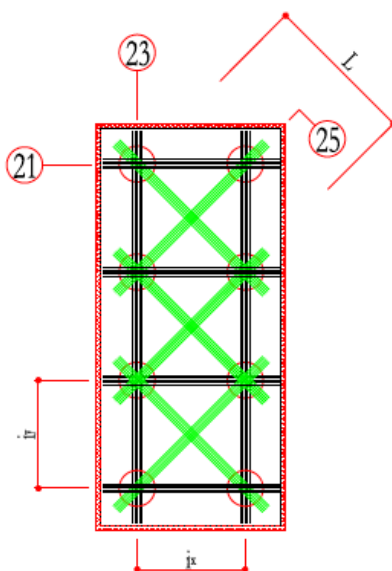


8.11.2 VERIFICA STRUTTURALE DELLA SPALLA

Di seguito si riportano le verifiche strutturali della fondazione della spalla del ponte calcolate tenendo conto della reazione generata dal palo, la quale spinge sulla fondazione con schema statico a mensola.

La fondazione della spalla è sostenuta da otto pali di diametro 80 cm ad interasse x di 2.40 m ed interasse y 2.40 cm, con L diagonale tra i pali, come indicato in figura. La fondazione misura 4.0 x 8.8 m in pianta ed è spessa 100 cm.

Considerando l'azione massima agente sul palo come spinta sulla fondazione, cioè 52 t (CC1 - SLV – rif. Paragrafo 6) si ha:



$$N_{\text{palo}} = 52 \text{ t}$$

$$M_{\text{ad}} \text{ sulla fondazione} = 63 \text{ tm}$$

Assumendo:

- armatura posizione **25** : 5 $\Phi 22 = 19 \text{ cm}^2$
- armatura posizione **21** : 5 $\Phi 16 = 10.05 \text{ cm}^2$
- armatura posizione **23** : 5 $\Phi 16 = 10.05 \text{ cm}^2$

Ottingo:

$$M_{\text{Rd}} = 110 \text{ tm} > M_{\text{ad}}$$

Pertanto la verifica si considera soddisfatta.



8.12 VERIFICA STRUTTURALE DEL PALO DA 80 CM DI LUNGHEZZA 14 M

Di seguito si riportano le verifiche strutturali del palo di fondazione di diametro 80 cm e lunghezza 14 m. Il calcolo è stato fatto in accordo con i parametri geomeccanici del terreno forniti nella relazione geotecnica; si considera uno schema di palo incastrato in sommità con testa a rotazione impedita.

L'azione di taglio massima assoluta agente in testa al palo risulta essere pari a $V = 12.15$ t (CC1 - SLV - rif. Paragrafo 6).

Verifica C.A. S.L.U. - File: VERIFICA_PALO

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: VERIFICA FLESSIONE PALO

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 80 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 12
Diametro barre: 2 [cm]
Copri ferro (baric.): 7 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{Ed}: 420 kNm
M_{Ed}: 0 kNm
M_{Ed}: 0 kNm

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 14.17 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.9
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

P.to applicazione N

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

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

Verticali: 52 N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

Calcolo

M_{xRd}: 1.050 kNm
 σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 31.43 ‰
d: 153 cm
x: 15.33 x/d: 0.1002
 δ : 0.7

Precompresso



9. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ADOTTATI

9.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE (C32/40)

Classe di Esposizione XC4-XF1

Classe di consistenza - S4

Dosaggio minimo di cemento - 340 kg/m³

Rapporto massimo acqua/cemento - 0.5

Copriferro minimo - 35 mm

Resistenza caratteristica a rottura (a 28 gg.) - $f_{ck} = 320 \text{ kg/cm}^2$ - $R_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$

Coefficiente di sicurezza SLU - $\gamma_c = 1.5$

Resistenza a compressione di progetto (28 gg.) SLU - $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c = 320 \times 0.85 / 1.5 = 181.3 \text{ kg/cm}^2$

Resistenza media a trazione - $f_{ctm} = 0.646 f_{ck}^{2/3} = 30.22 \text{ kg/cm}^2$

Resistenza caratteristica a trazione - $f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 21.15 \text{ kg/cm}^2$

Resistenza a trazione di progetto (a 28 gg.) SLU - $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 21.15 / 1.5 = 14.1 \text{ kg/cm}^2$

Tensione limite fin. a compressione (a 28 gg.) SLE - comb. rara - $f_c = 0.60 f_{ck} = 192 \text{ kg/cm}^2$

Tensione limite fin. a compressione (a 28 gg.) SLE - comb. q. perm. - $f_c = 0.45 f_{ck} = 144 \text{ kg/cm}^2$

9.2 ACCIAIO PER ARMATURE B540C

Resistenza caratteristica a rottura - $f_{tk} = 5400 \text{ kg/cm}^2$

Tensione caratteristica di snervamento - $f_{yk} = 4500 \text{ kg/cm}^2$

Coefficiente di sicurezza SLU - $\gamma_s = 1.15$

Tensione di snervamento di progetto SLU - $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 4500 / 1.15 = 3913 \text{ kg/cm}^2$

Tensione limite in esercizio SLE - comb. rara, freq. ,q. perm. - $f_s = 0.8 f_{yk} = 3600 \text{ kg/cm}^2$

9.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA S355JR

Resistenza caratteristica a rottura - $f_{tk} = 5100 \text{ kg/cm}^2$

Tensione caratteristica di snervamento - $f_{yk} = 3550 \text{ kg/cm}^2$

Lecco, Maggio 2014



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

Opere di regolazione delle portate previste nell'intervento "Area di laminazione di Inverigo – Interventi idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Inverigo, Nibionno e Veduggio con Colzano"

Progetto Definitivo

ING. PIERGIORGIO LOCATELLI

ING. NAVA NICOLA

I CALCOLATORI DELLE STRUTTURE

Dott. Ing. Piergiorgio Locatelli....



Dott. Ing. Nicola Nava

