



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



**Regione
Lombardia**



**Parco Regionale
Valle del Lambro**

Comune di Costa Masnaga (LC)



Oggetto

UTILIZZAZIONE DELLA CAVA DI BRENNO QUALE VASCA DI LAMINAZIONE
DEL TORRENTE BEVERA DI MOLTENO - COMUNE DI COSTA MASNAGA (LC)

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

Progettazione e Consulenze

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

Progettazione Strutturale: ing. Piergiorgio LOCATELLI

Consulenza Geologica: prof. ing. Claudio DI PRISCO

Consulenza Ambientale: arch. Moris LORENZI

VERSIONE N°	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE E RIFERIMENTI DOCUMENTI SOSTITUTIVI
0	NOVEMBRE 2014	EMISSIONE
0	DICEMBRE 2014	VARIATO PARETE MURI

Elaborato

R03



SOMMARIO

1. GENERALITA'	2
1.1 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI	2
1.2 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E STRUTTURALI	2
1.2.1 Soletta d'impalcato gettata in opera	2
1.2.2 Sottostrutture: spalle e pile intermedie	3
1.2.3 Fondazioni: platea	3
1.3 CONSIDERAZIONI DI PROGETTO	3
1.4 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI PRINCIPALI MATERIALI UTILIZZATI	3
1.4.1 Calcestruzzo	3
1.4.2 Acciaio per armature strutture in c.a.	4
1.4.3 Acciaio da carpenteria metallica	5
1.4.4 Bullonerie	5
1.4.5 Magro di sottofondazione	5
2. OPERA DI PRESA	5
2.1 PONTE IN C.A.	5
2.1.1 Analisi dei carichi e calcolo delle sollecitazioni	6
2.1.2 Verifiche sezionali dell'impalcato	12
2.1.3 Verifica di deformabilità dell'impalcato	13
2.1.4 Verifica delle pile	13
2.1.5 Azione Sismica	15
2.2 PARATOIE METALLICHE	15
2.2.1 Analisi dei carichi e calcolo delle sollecitazioni	15
2.2.2 Verifica degli elementi diagonali	16
2.2.3 Verifica degli elementi montanti	19
2.2.4 Verifica degli elementi corrente superiore ed inferiore	19
3. CANALE DI CONVOGLIAMENTO	22
3.1 PARETI CANALE H=4.00 M (TIPO 1)	22
3.2 PARETI CANALE H=3.76 M (TIPO 2)	25
3.3 PARETI CANALE H=3.76 M (TIPO 3)	27
3.4 PARETI CANALE H=3.76 M (TIPO 4)	29
3.5 PARETI CANALE H=3.76 M (TIPO 5)	31
3.6 PARETI CANALE H=3.76 M (TIPO 6)	33



1. GENERALITA'

1.1 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

I comuni della valle del Lambro sono stati gravemente danneggiati dall'esondazione del lago di Pusiano e del fiume Lambro avvenuta nel novembre 2002, ed ogni anno ci troviamo di fronte ad una situazione critica appena si presentano periodi di precipitazione intensi. L'intervento in progetto consiste nella formazione di una vasca di laminazione nell'area della miniera di Brenno nel comune di Costa Masnaga (LC) tramite la costruzione di un'opera di presa sul torrente Bevera, affluente del fiume Lambro e la formazione di un sistema di canalizzazione delle acque verso il fondo della miniera con l'installazione di un sistema di pompaggio per lo svuotamento del bacino. Tale intervento dovrà prevedere la formazione di un manufatto di presa (nuovo ponte in c.a.) con un sistema di paratoie mobile-meccanizzate e la formazione di un canale in c.a. per il convogliamento delle acque.

L'impalcato del ponte verrà realizzato con una soletta in c.a. gettata in opera sostenuta da spalle terminali e pile intermedie in c.a. gettate in opera (4 campate). La fondazione sarà di tipo diretto costituita da una platea in c.a.. Alle spalle ed alle pile intermedie saranno vincolate le paratoie meccanizzate costituite da profili in acciaio.

Il canale in c.a. per il convogliamento delle acque verrà realizzato con dei muri di contenimento ad altezza variabile e piattabanda di fondazione di collegamento tra le due pareti in c.a. gettati in opera.

Si rimanda agli allegati grafici progettuali per la definizione delle geometrie e delle ipotesi progettuali sviluppate.

1.2 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E STRUTTURALI

Il ponte in oggetto, che costituisce l'opera di presa, è caratterizzato da una carreggiata complessiva di 5,0 m in cui trova sede una unica corsia di marcia di larghezza 4,0 m e 2 cordoli in c.a. di 50 cm come sede per il sicurvia. La sezione è completata, dal lato torrente Bevera, da un marciapiede pedonale di larghezza pari a 1,3 m e da un parapetto in c.a. dello spessore di cm 30.

Nel seguito, si riportano le principali caratteristiche geometriche, costruttive e statiche.

1.2.1 Soletta d'impalcato gettata in opera

La soletta in c.a. ordinario, di spessore costante pari a 35 cm, ha pendenza trasversale nulla.

La strada è resa percorribile da carichi di prima categoria Q_{1k} , posti in una corsia teorica larga 3,00 m, coerentemente con le prescrizioni di cui al D.M. 14/01/2008.



1.2.2 Sottostrutture: spalle e pile intermedie

Le sottostrutture del manufatto sono costituite da 2 spalle e 3 pile centrali sismo-resistenti in c.a. ordinario.

Le spalle e le pile hanno una sezione trasversale larga 80 cm ed una larghezza .

1.2.3 Fondazioni: platea

Le spalle e le pile intermedie sono collegate tramite una platea di fondazione di dimensioni 7,40 x 18,00 m e spessore variabile. La sezione trasversale risulta variabile linearmente da 60 a 54 cm in quanto costituisce il fondo del canale di presa.

1.3 CONSIDERAZIONI DI PROGETTO

Le verifiche statiche saranno svolte con riferimento al metodo degli stati limite. La tipologia strutturale dell'impalcato in oggetto, trave su più appoggi su sottostruttura scatolare.

Per la progettazione dei manufatti è stata rispettata la normativa vigente ed in particolare:

- 1) D.M. 14/01/2008 – Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- 2) Circ. Min. 02/02/2009 – Applicazione norme tecniche per le costruzioni.

1.4 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI PRINCIPALI MATERIALI UTILIZZATI

Tutti i materiali e i prodotti per uso strutturale devono essere prodotti e forniti secondo le modalità indicate nel capitolo 11 delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" approvate con D.M. 14 gennaio 2008 e nel rispetto delle normative vigenti.

Si riportano, di seguito, le indicazioni sui materiali e sulle loro caratteristiche utilizzati nell'ambito della progettazione strutturale.

1.4.1 Calcestruzzo

Tutti i calcestruzzi devono soddisfare i requisiti della legge 1086/1971, del DM 14/01/2008 e della norma UNI EN 206-1:

- Cemento: conforme alla norma UNI EN 197/1
- Aggregati: obbligo di marcatura CE conforme a UNI EN 12620
- Acqua di impasto: conforme a UNI EN 1008
- Additivi: conforme a UNI EN 934-2

Il calcestruzzo strutturale C32/40 viene adottato per tutte le strutture con classe di esposizione XC4. Vengono assunti a base di calcolo i seguenti parametri relativi alle caratteristiche meccaniche del materiale.

Resistenza cubica caratteristica $R_{ck} = 40,0 \text{ N/mm}^2$



Resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 33,2 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale $\gamma_c = 1,5$

Coefficiente di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 18,81 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a compressione $f_{cm} = 41,20 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 3,10 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 2,17 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = 1,45 \text{ N/mm}^2$

Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza $f_{bk} = 4,88 \text{ N/mm}^2$

Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo $f_{bd} = 3,25 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico istantaneo $E_{cm} = 33642 \text{ N/mm}^2$

Tensione a compressione SLER $\sigma_c = 19,92 \text{ N/mm}^2$

Tensione a compressione SLEQP $\sigma_c = 14,94 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di Poisson $\nu = 0,20$ (non fessurato) e $\nu = 0$ (fessurato)

Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

1.4.2 Acciaio per armature strutture in c.a.

È previsto l'impiego di barre ad aderenza migliorata tipo B450C ($f_{yk} 450 \text{ N/mm}^2$), certificato e dotato di marcatura CE in conformità di quanto previsto nel DM 14/01/2008. È previsto l'impiego di rete elettrosaldata in acciaio tipo B450C ($f_{yk} 450 \text{ N/mm}^2$).

Resistenza caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

Tensione di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo $f_{sd} = 390 \text{ N/mm}^2$

Caratteristiche di duttilità $1,15 \leq (f_t / f_y)_k < 1,35$

$$(f_t / f_{ynom})_k \leq 1,25$$

Allungamento $(A_{gt})_k \geq 7,5\%$

Modulo elastico $E_s = 2060000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale $\gamma_s = 1,15$

Tensione a trazione SLER $0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$



1.4.3 Acciaio da carpenteria metallica

È previsto l'impiego di acciaio da carpenteria tipo S355, certificato e dotato di marcatura CE in conformità di quanto previsto nel DM 14/01/2008.

Modulo elastico $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di Poisson $\nu = 0,30$

Modulo elastico trasversale $G = 80769 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Resistenza di rottura del materiale $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$ per $(t \leq 40 \text{ mm})$

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ per $(t \leq 40 \text{ mm})$

1.4.4 Bullonerie

È previsto l'impiego di dadi e bulloni, certificato e dotato di marcatura CE in conformità di quanto previsto nel DM 14/01/2008.

Per quanto riguarda le unioni si considerano bulloni di classe 8.8 con le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento $f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$

Tensione di rottura $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

1.4.5 Magro di sottofondazione

È stato utilizzato un magro di sotto fondazione avente classe di resistenza C10/12 e classe di esposizione X0.

2. OPERA DI PRESA

L'opera di presa, come già detto in precedenza, sarà costituita da un ponte in c.a. che scavalca il nuovo canale di convogliamento e da un sistema di paratoie mobili in acciaio che permetteranno o inibiranno il passaggio delle acque provenienti dal torrente Bevera.

2.1 PONTE IN C.A.

La struttura sarà costituita da un impalcato realizzato con una soletta in c.a. gettata in opera sostenuta da spalle terminali e pile intermedie in c.a. gettate in opera (4 campate). La fondazione sarà di tipo diretto costituita da una platea in c.a..



2.1.1 Analisi dei carichi e calcolo delle sollecitazioni

Il calcolo delle sollecitazioni agenti sulla struttura del ponte è stata effettuata considerando un telaio piano costituito dalla una trave superiore che rappresenta l'impalcato in c.a e dalle 5 pile incastrate alla base.

Sono stati considerati i carichi previsti dalle N.T.C. 2008 al capitolo 5. In particolare i seguenti valori caratteristici dei carichi sono stati considerati nella modellazione:

Peso proprio della soletta in c.a.: $25 \text{ kN/m}^3 * 0.35 \text{ m} = 8.75 \text{ kN/m}^2$

Peso della sovrastruttura: 5 kN/m^2

E' stata considerata una corsia convenzionale di larghezza $w = 3.00 \text{ m}$.

I carichi agenti sulle singole corsie di traffico sono stati calcolati secondo quanto descritto nelle N.T.C. al paragrafo §5.1.3.3.5 con riferimento allo Schema di Carico 1 (SC1) previsto al paragrafo §5.1.3.3 delle stesse N.T.C.

Carico tandem sulla corsia n. 1 $(2 \times Q_{1k}): Q_{1k} = 300 \text{ kN}$

Carico distribuito sulla corsia n.1 $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$

Carico distribuito sulla rimanente parte della superficie: $q_{rk} = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Al fine di massimizzare le azioni interne nella soletta in c.a. sono state considerate due differenti distribuzioni di carico che prevedono il posizionamento dei carichi tandem rispettivamente nella generica campata o in corrispondenza di una pila.

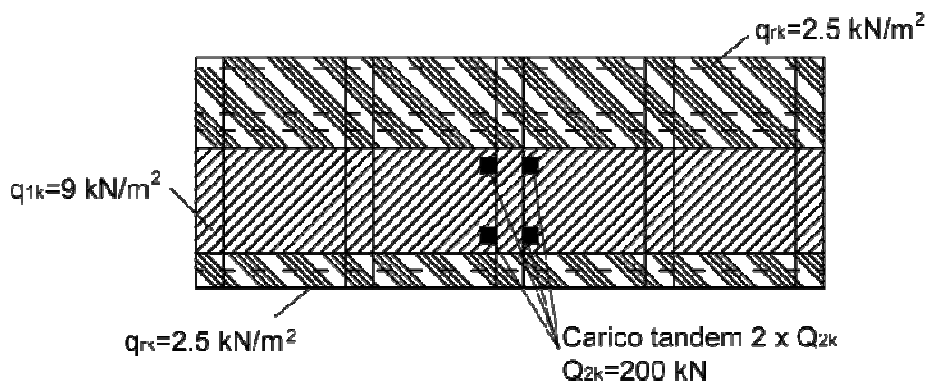
Si sono inoltre considerati gli schemi di carico 2 e 5 proposti dalla normativa che prevedono di considerare i seguenti carichi:

Schema di carico 2 (SC2) Carico asse: $Q_{ak} = 400 \text{ kN}$

Schema di carico 5 (SC5) Carico distribuito dovuto alla folla: $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$

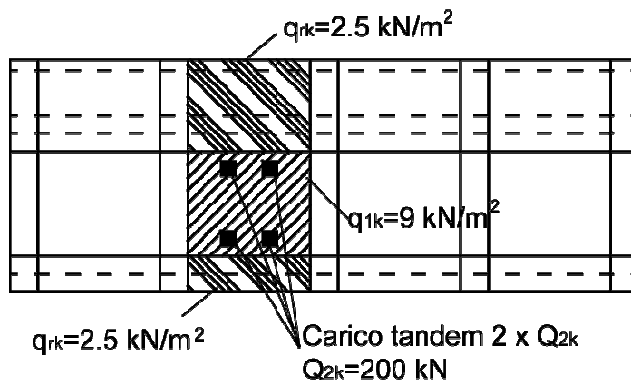
Nelle figure seguenti sono riportati gli schemi di carico nelle due differenti distribuzioni considerate:

SCHEMA DI CARICO 1 – COMBINAZIONE 1 (SC1-CC1)

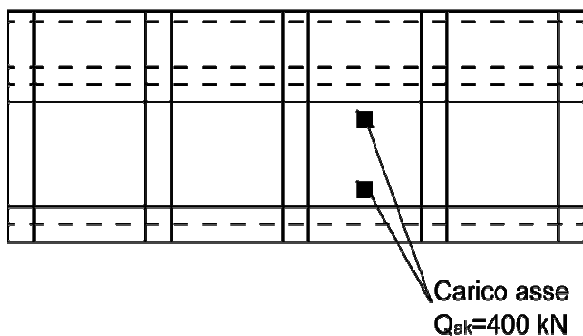




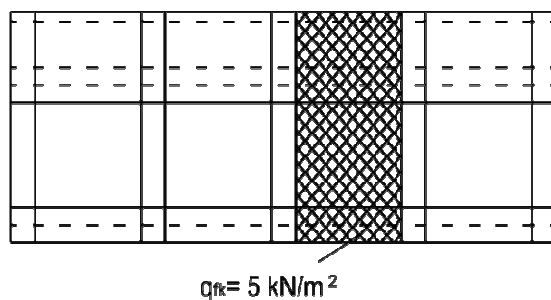
SCHEMA DI CARICO 1 – COMBINAZIONE 2 (SC1-CC2)



SCHEMA DI CARICO 2



SCHEMA DI CARICO 5



Si è inoltre considerata la situazione (FREN) in cui oltre ai carichi descritti per la combinazione SC1-CC2 sia applicato il carico di frenatura. L'azione di frenatura è stata applicata all'impalcato considerando la combinazione di carico prevista nel gruppo di azioni 2a di tabella 5.1.IV delle NTC.

L'azione di frenamento è stata valutata secondo la formula 5.1.4 delle N.T.C. considerando una larghezza della corsia pari a 3 m e una lunghezza di 18 m. L'azione globale di frenamento risulta pari a 408.6 kN che distribuita su tutta l'estensione della corsia risulta



Progetto Definitivo

pari ad un carico distribuito $q_{3k} = 22.7 \text{ kN/m}$ agente in direzione tangenziale allo sviluppo della corsia stessa.

Per tutti gli schemi e le combinazioni di carico analizzate si sono considerate la combinazione di carico allo SLU e la combinazione di carico rara allo SLE di seguito definite:

SLU: $\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$

SLE rara: $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$

Avendo assunto i coefficienti di sicurezza e di combinazioni previsti dalla tabella V.1.5 e V.1.6 delle N.T.C.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

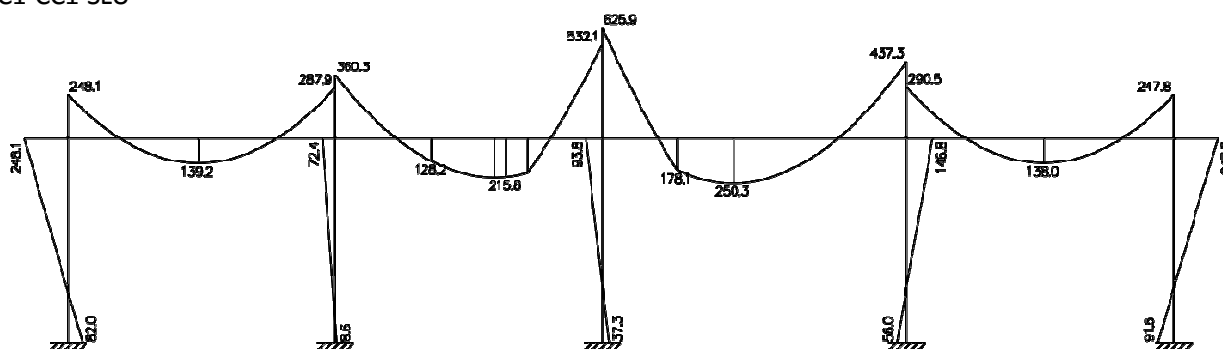
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali



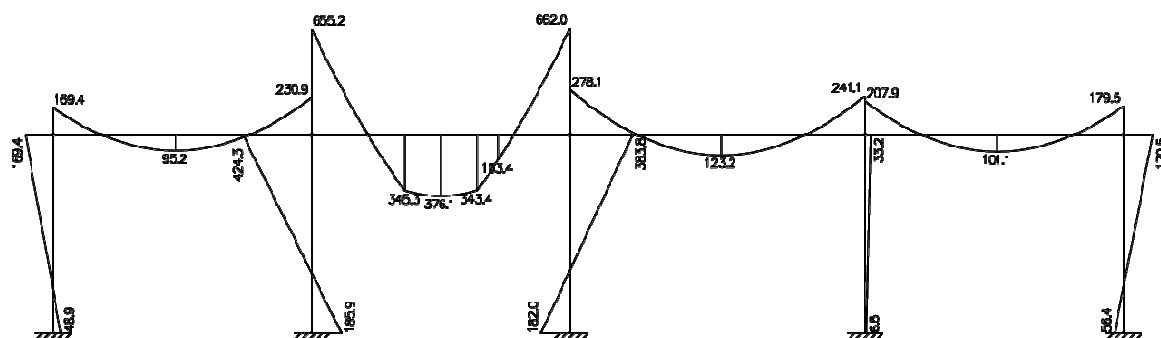
Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_f	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_f	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Nel seguito sono riportati i risultati dell'analisi delle sollecitazioni in termini di momento flettente per le combinazioni di carico precedentemente descritte sia allo SLU sia allo SLE.

SC1-CC1-SLU

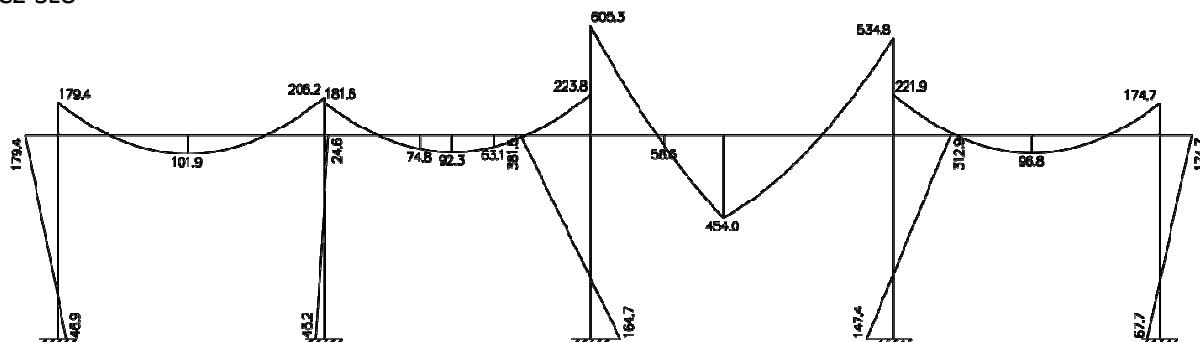


SC1-CC2-SLU

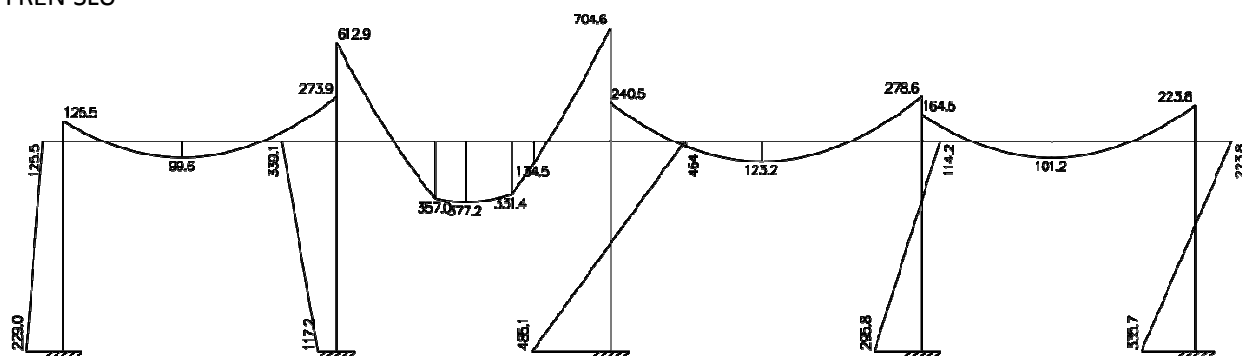




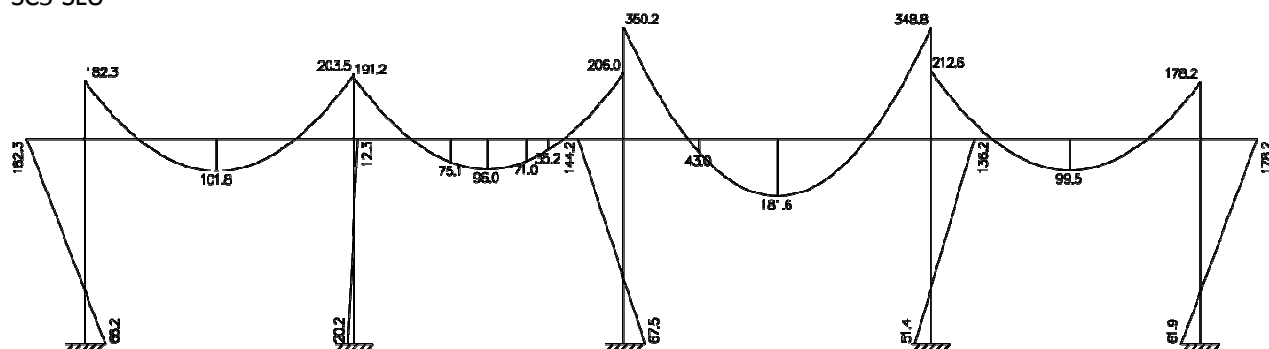
SC2-SLU



FREN-SLU

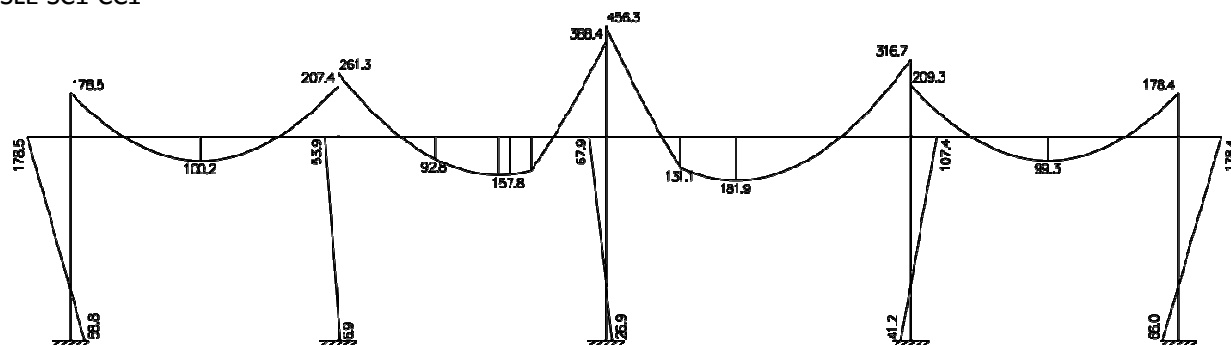


SC5-SLU

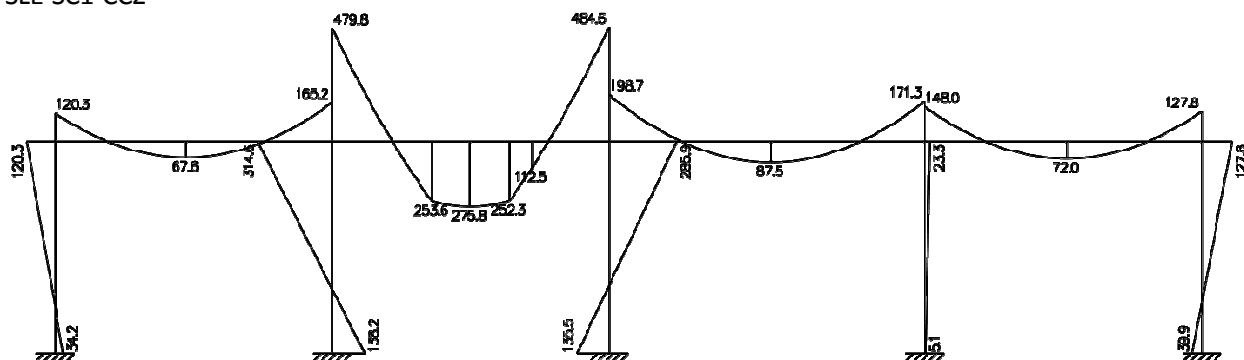




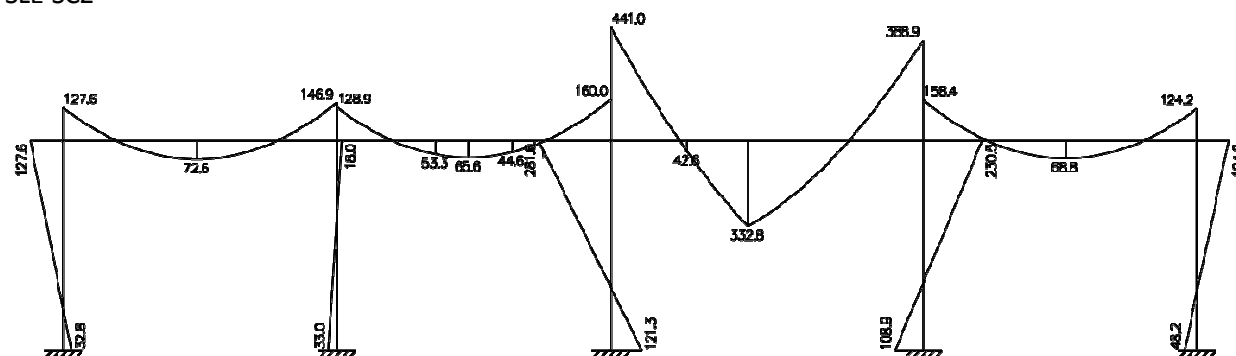
SLE-SC1-CC1



SLE-SC1-CC2

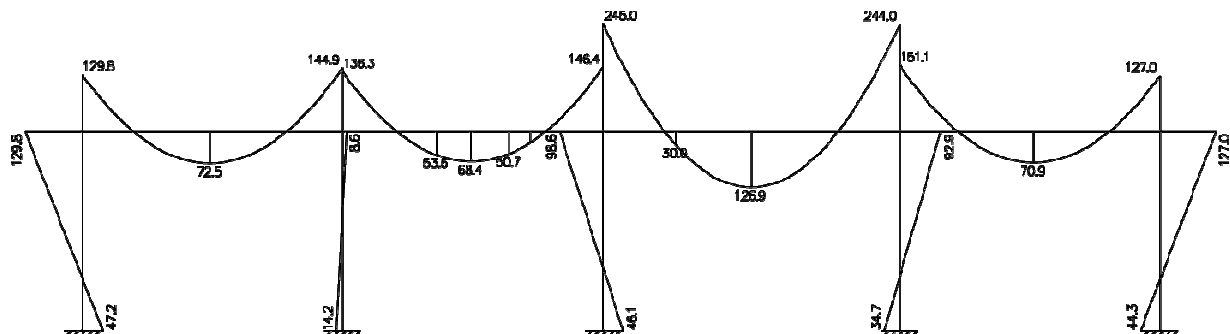


SLE-SC2





SLE-SC5



2.1.2 Verifiche sezionali dell'impalcato

Nella tabella che segue sono riportati i valori dei momenti flettenti massimi agenti sull'impalcato nei differenti schemi di carico e combinazioni

Schema di carico	SLU			SLE		
	M [kNm]	N [kN]	V[kN]	M [kNm]	N [kN]	V[kN]
SC1-CC1	626	164	776	457	120	566
SC1-CC2	662	251	782	485	184	572
SC2	606	213	630	441	156	456
SC5	351	130	434	245	91	304
FREN	705	390	763	516	220	557

Considerando le sollecitazioni precedentemente elencate sono state effettuate le verifiche di resistenza e in esercizio con riferimento alla sollecitazione massima che risulta essere associata alla combinazione FREN.

La sezione corrente dell'impalcato è costante in geometria ed armatura ed è caratterizzata da uno spessore di 35cm, e da un'armatura longitudinale di 1+1Φ20/10 cm. Tale sezione è dotata di un valore resistente di progetto $M_{Rd} = 973$ kNm. Il momento resistente è stato calcolato considerando, a favore di sicurezza, nulla l'azione assiale agente nell'impalcato e con riferimento ad una sezione di larghezza esclusivamente pari alla corsia convenzionale, trascurando quindi il contributo della rimanente parte.

La verifica delle sollecitazioni allo SLE è stata effettuata considerando una limitazione della tensione nell'armatura per considerare il controllo di apertura di fessura così come previsto dalla Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 tabella C4.1. Il facendo riferimento ad un'apertura di fessura massima pari a $w_2=0,3$ mm.



In tali condizioni gli sforzi massimi ammissibili per acciaio e calcestruzzo risultano quindi:

$$\sigma_{s,adm} = 220 \text{ MPa (barre diametro 20 mm)}$$

$$\sigma_{c,adm} = 0.6 f_{ck} = 19.92 \text{ MPa (4.1.2.2.5.1 NTC 2008)}$$

Gli sforzi agenti risultano invece pari a:

$$\sigma_s = 211.4 \text{ MPa (N=0)} / 200.2 \text{ MPa (N=184kN)}$$

$$\sigma_c = 8.2 \text{ MPa (N=0)} / 8.33 \text{ MPa (N=184kN)}$$

2.1.3 Verifica di deformabilità dell'impalcato

Lo spostamento massimo dell'impalcato è stato valutato allo SLE in combinazione rara, considerando la rigidità fessurata della sezione in calcestruzzo armato. Tale condizione è stata ottenuta utilizzando per il calcestruzzo un modulo elastico fittizio equivalente alla rigidità flessionale fessurata della sezione in calcestruzzo armato.

Gli spostamenti massimi che ne conseguono nel punto precedentemente indicato come A sono i seguenti:

$$\delta_{tot} = 4.49 \text{ mm}$$

$$\delta_G = 1.64 \text{ mm (spostamento dovuto ai soli carichi permanenti G1+G2)}$$

$$\delta_2 = 2.85 \text{ mm (spostamento dovuto ai soli carichi variabili)}$$

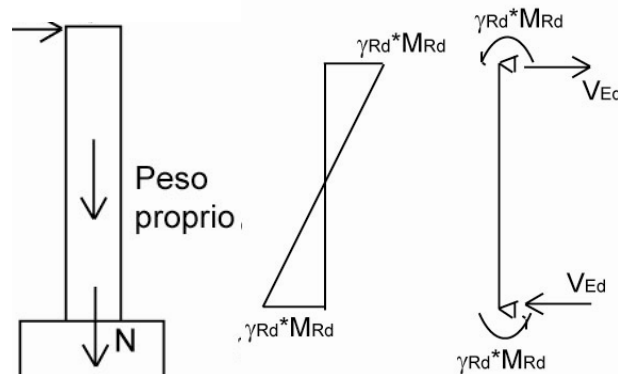
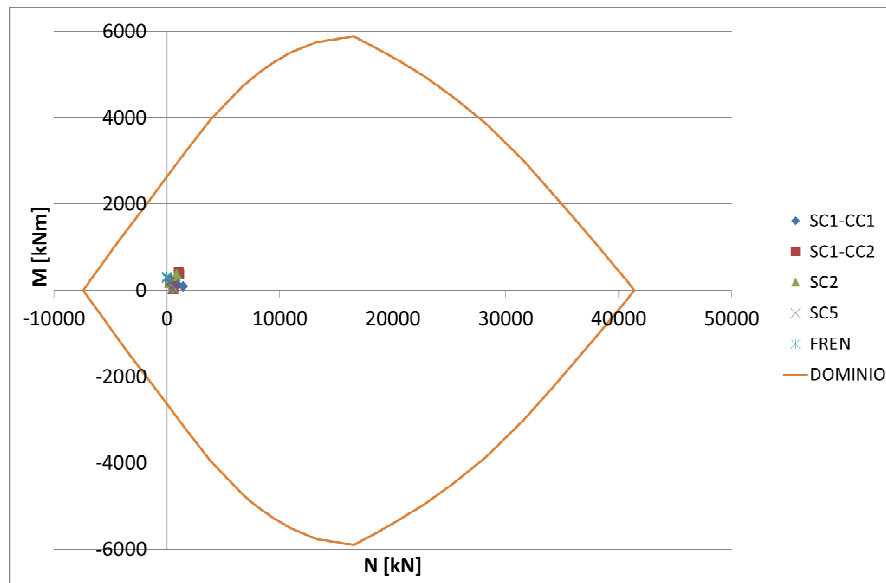
E' stato considerato il contributo viscoso previsto dalle NTC al paragrafo §11.2.10.7 per messa in carico della struttura a 7 giorni, corrispondente a un $\phi(\infty, t_0) = 2.8$. Applicando il contributo della viscosità alla componente di spostamento legata ai carichi permanenti si ottiene:

$$\delta = \phi(\infty, t_0) \delta_G + \delta_2 = 2.8 * 1.64 + 2.85 = 7.442 \text{ mm} = 1/470 \text{ l}$$

2.1.4 Verifica delle pile

Al fine di valutare le azioni che l'impalcato scarica sulle pile si sono considerate le combinazioni di carico prima descritte.

Il diagramma di interazione M-N della pila è rappresentato nella figura seguente con indicate tutte le coppie M-N agenti nelle pile nelle suddette combinazioni di carico allo SLU



In accordo con il paragrafo §7.9.5.5 delle NTC il momento agente sulle rimanenti sezioni della pila è stato ottenuto imponendo alle estremità della pila il momento $\gamma_{Rd} * M_{Rd}$ essendo $\gamma_R = 0.7 + 0.2q = 1$ con $q = 1.5$. Essendo l'armatura della pila estesa lungo tutta l'altezza, la verifica a flessione della pila risulta soddisfatta.

In accordo con il paragrafo 7.9.5.5 delle NTC il taglio agente sulla pila è pari a $V_{Ed} = 1596$ kN. Il taglio resistente è stato valutato in accordo al paragrafo §4.1.2.1.3.1 delle NTC trascurando l'armatura trasversale secondo la formula:

$$V_{Rd} = \left[\frac{0.18k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} + 0.15\sigma_{cp} \right] b_w d = 2169 > V_{Ed} = 1596 \text{ kN}$$

Anche in questo caso si è fatto riferimento, a favore di sicurezza alla sezione di larghezza pari alla corsia convenzionale.

In accordo con il paragrafo §7.9.6.2, non sono state introdotte le armature di confinamento atte a conferire duttilità alle zone di cerniera plastica in quanto risulta:



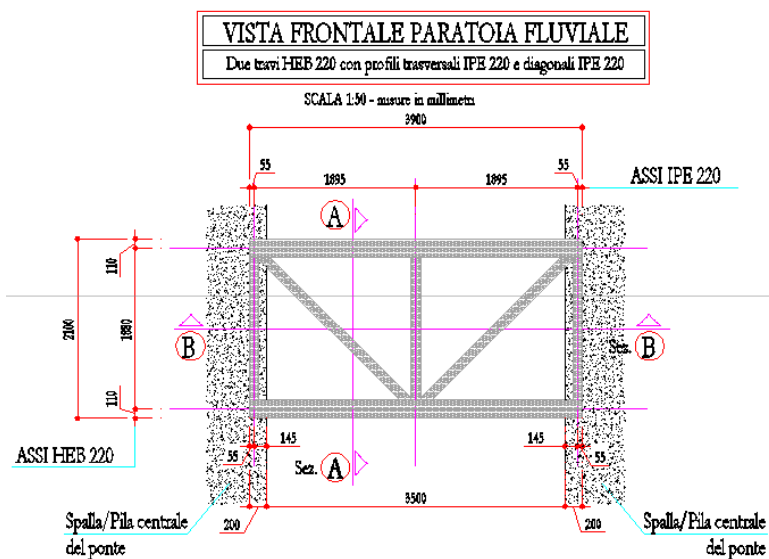
$$v_k = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}} = \frac{390 \text{ kN} + (435 \text{ kN} * 1.35)}{52800 \text{ cm}^2 * 28 \text{ MPa}} = 0.0066 < 0.08$$

2.1.5 Azione Sismica

In accordo con il capitolo 7 delle NTC, il massimo spettro di progetto allo SLV per il comune di Costa Masnaga risulta uguale a $S_d = 0.075$ il quale, considerata una massa $W = 5843 \text{ kN}$, porta ad un'azione orizzontale massima pari a 438 kN che risulta essere inferiore al carico orizzontale generato dall'azione di frenatura pari a 451 kN che è già stata considerata nelle verifiche.

2.2 PARATOIE METALLICHE

Le strutture saranno costituite da 4 telai di travi in acciaio che andranno a posizionarsi tra le campate del ponte. Il telaio avrà una geometria di $3,90 \times 2,10 \text{ m}$ formata da un corrente superiore ed uno inferiore HEB 220 e da profili intermedi di irrigidimento IPE 220. Completano la struttura una lamiera in acciaio ancorata alla struttura portante.



2.2.1 Analisi dei carichi e calcolo delle sollecitazioni

La condizione di carico più sfavorevole a cui sono soggette le paratoie è quella in cui vengono considerate completamente abbassate e completamente immerse nell'acqua. In tale configurazione le strutture sono soggette alla spinta idraulica dell'acqua che è stata applicata alle strutture portanti della paratoia e ripartita secondo opportuni schemi statici.

Di seguito vengono riportate le sollecitazioni degli elementi maggiormente sollecitati dall'azione idraulica dell'acqua:



ELEMENTO	SLU		SLE	
	M [kNm]	V[kN]	M [kNm]	V[kN]
DIAGONALI	27	35	18	24
MONTANTI	13	25	9	17
CORRENTI	132	93	85	59

2.2.2 Verifica degli elementi diagonali

I diagonali delle paratoie sono due profili IPE 220 di lunghezza massima di 2,45 m vincolati tramite connessioni imbullonate ai 2 correnti superiore ed inferiore. Tali elementi sono stati considerati come travi semplicemente appoggiate e presentano le seguenti caratteristiche geometriche e di resistenza:

Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioClis Normativa: NTC ?

☒ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL ☐ W_y ☐ l_y ☐ g

Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355 f_u 510

Lunghezze di libera inflessione [m] l_{0y} 2,45 l_{0z} 2,45

N_{sd} [kN] 0,0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r1 (mm)
IPE 120	10,4	120	64	4,40	6,30	7,00
IPE 140	12,9	140	73	4,70	6,90	7,00
IPE 160	15,8	160	82	5,00	7,40	9,00
IPE 180	18,8	180	91	5,30	8,00	9,00
IPE 200	22,4	200	100	5,60	8,50	12,00
IPE 220	26,2	220	110	5,90	9,20	12,00
IPE 240	30,7	240	120	6,20	9,90	15,00

Plotta

IPE 220

N_{by,Rd} [kN] 1.089 M_{cy,Rd} [kNm] 96,49

N_{bz,Rd} [kN] 485,4 M_{cz,Rd} [kNm] 19,65

V_{py,Rd} [kN] 310,0 V_{plz,Rd} [kN] 395,1

g (Kg/m): 26,2 h (mm): 220 r2 (mm): 0

b (mm): 110 A (cm²): 33,37 i_y (cm): 9,11 i_z (cm): 2,48

t_w (mm): 5,9 I_y (cm⁴): 2.772 I_z (cm⁴): 204,9 I_T (cm⁴): 9,07

t_f (mm): 9,2 W_y (cm³): 252 W_z (cm³): 37,25 I_w (cm⁶): 22.670

r1 (mm): 12 W_{ply} (cm³): 285,4 W_{plz} (cm³): 58,11

Classe Sezione

Compressione 2

Flessione M_y 1

Flessione M_z 1

Presso-Flessione 1

Verifiche

Presso-Flessione

Svergolamento

IPE 220 Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$

$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{55}{9,2 \times 0,81} = 7,35$

FLESSIONE M_z $0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 10$ Classe 1

COMPRESSIONE $0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 10$ Classe 1

$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{177,6}{5,9 \times 0,81} = 37,0$

FLESSIONE M_y $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1

COMPRESSIONE $33 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 38$ Classe 2

Classe Presso-Flessione 1



2.2.2.1 Verifica a flessione SLU

Il valore di calcolo dell'azione flettente M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione (NTC2008 §4.2.4.1.2)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Come indicato il profilo IPE 220 (S355) a flessione è un profilo di classe 1 e quindi avrà un $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = 96,49$ kNm.

IPE 220 Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

N_{Sd} [kN] 0

	Inflessione attorno all'asse y-y	z-z
I_0 [m ⁴]	2,45	2,45
Snellezza λ	26,89	98,79
$N_{b,Rd}$ [kN]	1.089	485,4
$M_{1,Sd}$ [kNm]	27	0
$M_{2,Sd}$ [kNm]	0	0
β_M	1,8	1,1
μ	-0,008	-1,768
k	1	1
$M_{c,Rd}$ [kNm]	96,49	19,65
M_{Sd} [kNm]	27	0

☒ Momenti all'estremità
☐ Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano
☐ Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano più momenti d'estremità

$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0 + 0,280 + 0 = 0,280$

OK

Verifica a flessione ampiamente soddisfatta.

2.2.2.2 Verifica a taglio SLU

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la seguente condizione (NTC2008 §4.2.4.1.2)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

Dove la resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

con A_v detta area resistente a taglio che per profilati ad I caricati nel piano dell'anima assume il valore $A_v = 15,88$ cm² con quindi una resistenza a taglio di $V_{c,Rd} = 310$ kN.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = 0,12$$



2.2.2.3 Verifica a flessione e taglio SLU

Il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore al 50% della resistenza a taglio $V_{c,Rd}$ e quindi si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

2.2.2.4 Verifica a instabilità flessione-torsionale

La sezione viene anche verificata a instabilità dovuta alla sollecitazione flessionale che induce uno svergolamento del profilo.

IPE 220		Coefficienti C	
Acciaio S355 (Fe510)		Momenti all'estremità ? Carichi trasversali ?	
fy (N/mm2) 355		C ₁ 1	C ₂ 0 C ₃ 1
z _a [mm] 0,0	L [m] 2,45 = l _{0z} [m]	Coefficienti di lunghezza efficace	
		k 1	k _ψ 1,0
Momento resistente di progetto all'instabilità flessione-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.			
M _{cr} [kNm] = 103,5	M _{e,Rd} [kNm] = 96,49		
$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma M_0}{M_{cr}}} = 0,989$	$\chi_{LT} = 0,673$	M _{b,Rd} [kNm] = 64,95	
Resistenza all'instabilità flessione torsionale (flessione e compressione)- Classe 1/2 - EC3 #5.5.4. (2)			
N _{Sd} [kN] 0,0	M _{y,Sd} [kNm] 27,0	M _{z,Sd} [kNm] 0,0	
$\frac{N_{Sd}}{N_{b2,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{e2,Rd1}} = \frac{0}{485,4} + \frac{1 \times 27}{64,95} + \frac{1 \times 0}{19,65}$			
= 0 + 0,416 + 0 = 0,416			
OK			

2.2.2.5 Verifica di deformabilità in fase di esercizio

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

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

**Progetto Definitivo**

$f_{max} = 0,0019$ m con $L = 2,45$ m che rappresenta una deformabilità pari a

$$\frac{L}{1290} \ll \frac{L}{300}$$

verifica ampiamente soddisfatta.

2.2.3 Verifica degli elementi montanti

I montanti delle paratoie sono profili IPE 220 di lunghezza massima di 1,70 m vincolati tramite connessioni imbullonate ai 2 correnti superiore ed inferiore. Tali elementi sono stati considerati come travi semplicemente appoggiate. I profili dei montanti presentano le stesse caratteristiche geometriche e di resistenza dei diagonali ma con minori sollecitazioni, di conseguenza tutte le verifiche sopra riportate per i diagonali sono valide e verificate anche per i montanti.

2.2.4 Verifica degli elementi corrente superiore ed inferiore

I correnti superiore ed inferiore sono profili HEB 220 con luce di calcolo pari a 3,70 m a cui si vanno ad innestare i montanti e i diagonali. Tali elementi sono stati considerati come travi semplicemente appoggiate e presentano le seguenti caratteristiche geometriche e di resistenza:

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioClc Normativa: NTC ?

☐ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL ☐ W_y ☐ l_y ☐ g

☐ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB

☒ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC

☐ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

Acciaio: S355 (Fe510) f_y (N/mm²): 355 f_u : 510

Lunghezze di libera inflessione [m]: l_{0y} 1,85 l_{0z} 1,85

N_{sd} [kN]: 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 140 B	33,7	140	140	7,00	12,00	12,00
HE 160 B	42,6	160	160	8,00	13,00	15,00
HE 180 B	51,2	180	180	8,50	14,00	15,00
HE 200 B	61,3	200	200	9,00	15,00	18,00
HE 220 B	71,5	220	220	9,50	16,00	18,00
HE 240 B	83,2	240	240	10,00	17,00	21,00
HE 260 B	92,0	260	260	10,00	17,00	24,00

Plotta

HE 240 B

$N_{by,Rd}$ [kN]: 3.539 $N_{bz,Rd}$ [kN]: 3.219 $V_{ply,Rd}$ [kN]: 648,8

$M_{cy,Rd}$ [kNm]: 356,0 $M_{cz,Rd}$ [kNm]: 168,5 $V_{plz,Rd}$ [kN]: 1.593

g (Kg/m): 83,2 h (mm): 240 b (mm): 240 tw (mm): 10 tf (mm): 17 r1 (mm): 21

r2 (mm): 0 A (cm²): 106 I_y (cm⁴): 11.260 I_z (cm⁴): 3.923 I_T (cm⁴): 102,7

I_y (cm⁴): 11.260 I_z (cm⁴): 3.923 I_T (cm⁴): 102,7

W_y (cm³): 938,3 W_z (cm³): 326,9 I_w (cm⁶): 486.900

$W_{pl,y}$ (cm³): 1.053 $W_{pl,z}$ (cm³): 498,4

Classe Sezione: Compressione 1 Flessione My 1 Flessione Mz 1 Presso-Flessione 1

Verifiche: Presso Flessione Svergolamento



HE 240 B		Acciaio S355 (Fe510)		fy (N/mm2) 355	
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,814$					
A L A	$\frac{c}{t_f \varepsilon} = \frac{120}{17 \times 0,81} = 8,68$				
	FLESSIONE Mz $0 < \frac{c}{t_f \varepsilon} \leq 10$ Classe 1	COMPRESSIONE $0 < \frac{c}{t_w \varepsilon} \leq 10$ Classe 1			
A N I M A	$\frac{d}{t_w \varepsilon} = \frac{164,0}{10 \times 0,81} = 20,16$				
	FLESSIONE My $0 < \frac{d}{t_w \varepsilon} \leq 72$ Classe 1	COMPRESSIONE $0 < \frac{d}{t_w \varepsilon} \leq 33$ Classe 1		Classe Presso-Flessione 1 ?	

2.2.4.1 Verifica a flessione SLU

Il valore di calcolo dell'azione flettente M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione (NTC2008 §4.2.4.1.2)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Come indicato il profilo HEB 220 (S355) a flessione è un profilo di classe 1 e quindi avrà un $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = 356,0$ kNm.

HE 220 B		Acciaio S355 (Fe510)		fy (N/mm2) 355	
N_{Sd} [kN] 0					
Inflexione attorno all'asse					
	y - y	z - z			
I_0 [m]	1,85	1,85			
Snellezza λ	19,62	33,09			
$N_{b,Rd}$ [kN]	3.016	2.707			
$M_{1,Sd}$ [kNm]	132	0			
$M_{2,Sd}$ [kNm]	0	0			
β_M	1,8	1,1			
μ	0,022	-0,256			
k	1	1			
$M_{c,Rd}$ [kNm]	279,6	133,2			
M_{Sd} [kNm]	132	0			

☒ Momenti all'estremità
☐ Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano
☐ Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano più momenti d'estremità

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0 + 0,472 + 0 = 0,472$$

OK

Verifica a flessione ampiamente soddisfatta.



2.2.4.2 Verifica a taglio SLU

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la seguente condizione (NTC2008 §4.2.4.1.2)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

Dove la resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

con A_v detta area resistente a taglio che per profilati ad I caricati nel piano dell'anima assume il valore $A_v = 27,92 \text{ cm}^2$ con quindi una resistenza a taglio di $V_{c,Rd} = 648,8 \text{ kN}$.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = 0,14$$

2.2.4.3 Verifica a flessione e taglio SLU

Il taglio di calcolo V_{Ed} è inferiore al 50% della resistenza a taglio $V_{c,Rd}$ e quindi si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

2.2.4.4 Verifica a instabilità flessione-torsionale

La sezione viene anche verificata a instabilità dovuta alla sollecitazione flessionale che induce uno svergolamento del profilo.

HE 220 B		Coefficienti C	
Acciaio S355 (Fe510)		Momenti all'estremità ? Carichi trasversali ?	
$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)} 355$		$C_1 1,88$	$C_2 0,0$ $C_3 1$
$z_a \text{ (mm)} 0,0$	$L \text{ (m)} 1,85 = I_{0z} \text{ (m)}$	Coefficienti di lunghezza efficace	
Momento resistente di progetto all'instabilità flessione-torsionale (solo M_y) - EC3 §5.5.2.		$k 1,0$	$k_y 1,0$
$M_{cr} \text{ [kNm]} = 3.827$	$M_{c,Rd} \text{ [kNm]} = 279,6$		
$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{c,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0,277$	$\chi_{LT} = 1$	$M_{b,Rd} \text{ [kNm]} = 279,6$	
Resistenza all'instabilità flessione torsionale (flessione e compressione) - Classe 1/2 - EC3 §5.5.4. (2)			
$N_{Sd} \text{ [kN]} 0,0$	$M_{y,Sd} \text{ [kNm]} 132,0$	$M_{z,Sd} \text{ [kNm]} 0,0$	
$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{0}{2.707} + \frac{1 \times 132}{279,6} + \frac{1 \times 0}{133,2}$			
$= 0 + 0,472 + 0 = 0,472$			
OK			



2.2.4.5 Verifica di deformabilità in fase di esercizio

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

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

$f_{\max} = 0,0062$ m con $L = 3,70$ m che rappresenta una deformabilità pari a

$$\frac{L}{596} < \frac{L}{300}$$

verifica ampiamente soddisfatta.

3. CANALE DI CONVOGLIAMENTO

Il canale di convogliamento sarà un manufatto costituito da due pareti in c.a. dello spessore di 40 cm ed altezza variabile in base al profilo del terreno. Tali pareti verranno collegate tramite una piattabanda di fondazione di altezza pari a 40 cm e larghezza variabile in funzione alla sezione del canale in progetto. Dalla conformazione di progetto si sono individuate 5 tipologie di muro in funzione dei sovraccarichi agenti e dell'altezza della parete. Di seguito vengono riportate le sollecitazioni e le verifiche delle sole pareti ai fini flessionali considerate come mensole incastrate alla soletta di fondo alveo. La conformazione del canale, le quote altimetriche del terreno ai bordi dello stesso e le caratteristiche geologiche e geotecniche del terreno consentono di tralasciare le verifiche a ribaltamento, slittamento e schiacciamento. In tutti i casi la situazione più gravosa ai fini flessionali della parete avviene nella combinazione statica.

3.1 PARETI CANALE H=4.00 M (TIPO 1)

Tale sezione del canale è presente tra le sezioni 1-9 dell'andamento piano-altimetrico del progetto idraulico. In questa conformazione il canale è costituito da 2 pareti di altezza $h=4.0$ m e da una piattabanda di fondazione di altezza $h=40$ cm e larghezza pari a 8.0 m. Nell'analisi è stato tenuto



conto del fatto che in prossimità di una parete si avrà il passaggio di una pista carrabile da mezzi pesanti.

Sollecitazioni SLU

Titolo: **CAVA DI BRENNO - MURO H=4 m - SLU**

Altezza paraghiaia (m)	h1	0	Angolo attrito interno	φ°	30	Impalcato Ni 0 dN 0 Vi 0 kN Zoom	
Spessore paraghiaia (m)	s1	0	Ang. attrito terra-muro	δ°	16		
Inclinazione parete (%)	i	0	Ang. attrito fondazione	φ_f°	26		
Altezza parete (m)	h2	4	Peso spec. terre [kN/m ³]	γ_t	30		
Spessore in testa (m)	s2	0.4	Peso spec. muro [kN/m ³]	γ_m	25	Dati Sisma K _v 0.0068 K _h 0.0136	
Spessore alla base (m)	s3	0.4	N° lati terreno	1			
Altezza fondazione (m)	h3	0.4	Lato 1	10	Dislivello q		20
Sbalzo fond. contro terra	L1	0.6	Calcolo	Visualizza			
Larghezza totale fond.	L2	2.5					

Parete

St	96.21	kN
Sq	43.73	kN
Ss	0	kN
Si	0	kN
M	199.7	kNm
N	74.57	kN
V	134.5	kN
	71	

La parete in c.a. del muro è soggetta ad una sollecitazione flessionale massima alla base del muro pari a $M_{Ed} = 199,7$ kNm per metro lineare di parete. Vengono posizionate le chiamate alla base del muro di $1\Phi 16/10$ cm pari a un'area di ferro $A_s = 20,1$ cm²/ml.

Di seguito viene allegata la verifica flessionale allo SLU

Titolo: **NO - MURO H=4m - con sovraccarico - FLESSIONE PARETE SLU**

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	A _s [cm ²]	d [cm]
1	100	40	1	20,11	5
			2	20,11	35

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	200	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 250.4 kNm

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 9.5 ‰
E _s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 18.81
E _s /E _c 15	f_{oc}/f_{cd} 0.0
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

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

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

σ_c -18.81 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 20.72 ‰

d 35 cm

x 5.057 x/d 0.1445

δ 0.7

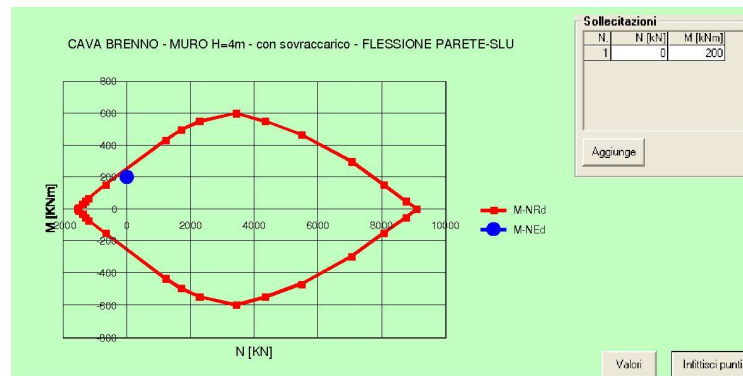


PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

Opere di regolazione delle portate previste nell'intervento "Area di laminazione Cava di Brenno – Interventi idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Costa Masnaga"

ING. PIERGIORGIO LOCATELLI

Progetto Definitivo



Sollecitazioni SLE

La verifica delle sollecitazioni allo SLE è stata effettuata considerando una limitazione della tensione nell'armatura per considerare il controllo di apertura di fessura così come previsto dalla Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 tabella C4.1. Il facendo riferimento ad un'apertura di fessura massima pari a $w_2=0,3\text{mm}$. La parete in c.a. del muro è soggetta ad una sollecitazione flessionale massima alla base del muro pari a $M = 124 \text{ kNm}$ per metro lineare di parete. Vengono posizionate le chiamate alla base del muro di $1\Phi 16/10 \text{ cm}$ pari a un'area di ferro $A_s = 20,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

In tali condizioni gli sforzi massimi ammissibili per acciaio e calcestruzzo risultano quindi:

$$\sigma_{s,adm} = 240 \text{ MPa (barre diametro 16 mm)}$$

$$\sigma_{c,adm} = 0.6 f_{ck} = 19.92 \text{ MPa (4.1.2.2.5.1 NTC 2008)}$$

Di seguito viene allegata la verifica flessionale allo SLE dove si visualizzano le tensioni massime dell'acciaio e del calcestruzzo contenute nei valori ammissibili

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N*	A _s [cm ²]	d [cm]
1	20,11	5
2	20,11	35

Sollecitazioni	S.L.U.	Metodo n
N _{Ed}	0	0 kN
M _{Ed}	124	124 kNm
M _{xEd}	0	0
M _{yEd}	0	0

Materiali	B450C	C32/40
ϵ_{su}	67,5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	3,5
E_s	200.000 N/mm ²	18,81
E_s/E_c	15	0,0
ϵ_{syd}	1,957 ‰	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	0,7333
τ_{c1}		2,114

Verifica	N° iterazioni
σ_c	-5,763 N/mm ²
σ_s	198,1 N/mm ²
ϵ_s	0,9907 ‰
d	35 cm
x	10,63
x/d	0,3038
δ	0,8197



3.2 PARETI CANALE H=3.76 M (TIPO 2)

Tale sezione del canale è presente dal cambio di pendenza dell'alveo in prossimità della sezione 9 e la sez. 10 dell'andamento plano-altimetrico del progetto idraulico per uno sviluppo di circa 36 m. In questa conformazione il canale è costituito da 2 pareti di altezza 3.76 m e da una piattabanda di fondazione di altezza $h=40$ cm e larghezza pari a 8.0 m. Nell'analisi è stato tenuto conto del fatto che in prossimità di una parete si avrà il passaggio di una pista carrabile da mezzi pesanti.

Sollecitazioni SLU

Titolo : CAVA DI BRENNO - MURO H=3,76 m SLU

Altezza paraghiaia (m)	h1	0	Angolo attrito interno	ϕ°	30
Spessore paraghiaia (m)	s1	0	Ang. attrito terra-muro	δ°	16
Inclinazione parete (%)	i	0	Ang. attrito fondazione	ϕ_f°	26
Altezza parete (m)	h2	3,76	Peso spec. terre [kN/m ³]	γ_t	30
Spessore in testa (m)	s2	.4	Peso spec. muro [kN/m ³]	γ_m	25
Spessore alla base (m)	s3	.4	Dati Sisma	K_v	0,0068
Altezza fondazione (m)	h3	.4	K_h		0,0136
Sbalzo fond. contro terra	L1	.6	N° lati terreno		1
Larghezza totale fond.	L2	3			

Calcolo Visualizza

Impalcato

Ni	0	dN	0
Vi	0	kN	

Zoom

	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	10	0	20

Parete

St	85,01	kN
Sq	41,11	kN
Ss	0	kN
Si	0	kN
M	169,8	kNm
N	68,60	kN
V	121,2	kN

?1

La parete in c.a. del muro è soggetta ad una sollecitazione flessionale massima alla base del muro pari a $M_{Ed} = 169,8$ kNm per metro lineare di parete. Vengono posizionate le chiamate alla base del muro di $1\Phi 16/10$ cm pari a un'area di ferro $A_s = 20,11$ cm²/ml.

Titolo : MURO H=3,76 m - con sovraccarico - FLESSIONE PARETE SLU

N° strati barre **2** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	A _s [cm ²]	d [cm]
1	20,11	5
2	20,11	35

Sollecitazioni

S.L.U. **Metodo n**

N _{Ed}	0	kN
M _{xEd}	170	kNm
M _{yEd}	0	kNm

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm]

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 18,81
E_s/E_c 15	f_{oc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{s,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,7333
	τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 258,4 kNm

σ_c	-18,81 N/mm ²
σ_s	391,3 N/mm ²
ϵ_c	3,5 ‰
ϵ_s	20,72 ‰
d	35 cm
x	5,057
x/d	0,1445
δ	0,7

Tipo Sezione

☒ Rettang. re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -

☐ Metodo n

Tipo flessione

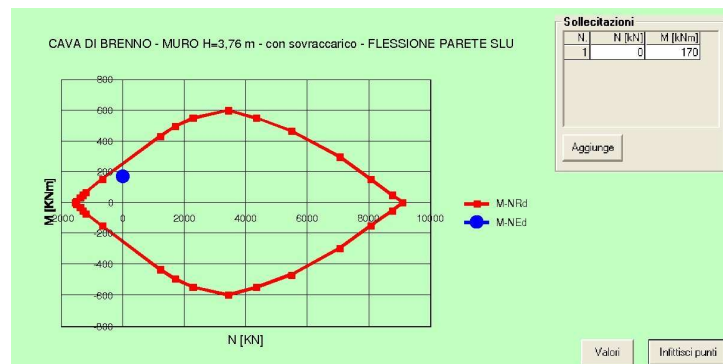
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_o 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso



Sollecitazioni SLE

La verifica delle sollecitazioni allo SLE è stata effettuata considerando una limitazione della tensione nell'armatura per considerare il controllo di apertura di fessura così come previsto dalla Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 tabella C4.1. Il facendo riferimento ad un'apertura di fessura massima pari a $w_2=0,3\text{mm}$. La parete in c.a. del muro è soggetta ad una sollecitazione flessionale massima alla base del muro pari a $M = 120\text{ kNm}$ per metro lineare di parete. Vengono posizionate le chiamate alla base del muro di $1\Phi 16/10\text{ cm}$ pari a un'area di ferro $A_s = 20,11\text{ cm}^2/\text{ml}$.

In tali condizioni gli sforzi massimi ammissibili per acciaio e calcestruzzo risultano quindi:

$$\sigma_{s,adm} = 240\text{ MPa (barre diametro 16 mm)}$$

$$\sigma_{c,adm} = 0.6 f_{ck} = 19.92\text{ MPa (4.1.2.2.5.1 NTC 2008)}$$

Di seguito viene allegata la verifica flessionale allo SLE dove si visualizzano le tensioni massime dell'acciaio e del calcestruzzo contenute nei valori ammissibili

Titolo: CAVA DI BRENN - MURO H=3,76 m - con sovraccarico - FLESSI

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,11	5
2	20,11	35

Tipo Sezione:
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
M xEd 0 kNm
M yEd 0 kNm

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

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

Materiali

B450C		C32/40	
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}	18.81 N/mm²
E_s/E_c	15	f_{oc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

σ_c -5.577 N/mm²
 σ_s 191.8 N/mm²
 ϵ_s 0.9588 ‰
d 35 cm
x 10.63 x/d 0.3038
 δ 0.8197

Verifica
N° iterazioni: 4
Precompresso



3.3 PARETI CANALE H=3.76 M (TIPO 3)

Tale sezione del canale è presente dalla sezione 10 alla sezione 11 dell'andamento plano-altimetrico del progetto idraulico per uno sviluppo di circa 33 m. In questa conformazione il canale è costituito da 2 pareti di altezza 3.76 m e da una piattabanda di fondazione di altezza $h=40$ cm e larghezza variabile tra i 6.0 e gli 11.40 m. Nell'analisi è stato tenuto conto del fatto che in prossimità di una parete si avrà il passaggio di una pista carrabile da mezzi pesanti.

Sollecitazioni SLU

Titolo: CAVA DI BRENNO - MURO H=3,76 m SLU

Altezza paraghiaia (m)	h1	0	Angolo attrito interno	ϕ°	30
Spessore paraghiaia (m)	s1	0	Ang. attrito terra-muro	δ°	16
Inclinazione parete (%)	i	0	Ang. attrito fondazione	ϕ_f°	26
Altezza parete (m)	h2	3,76	Peso spec. terre [kN/m ³]	γ_t	30
Spessore in testa (m)	s2	.4	Peso spec. muro [kN/m ³]	γ_m	25
Spessore alla base (m)	s3	.4	Dati Sisma	K_v	0,0068
Altezza fondazione (m)	h3	.4	K_h		0,0136
Sbalzo fond. contro terra	L1	.6	N° lati terreno		1
Larghezza totale fond.	L2	3			

Impalcato

Ni	0	dN	0
Vi	0	kN	

Zoom

	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	10	0	20

Calcolo **Visualizza**

Parete

St	85,01	kN
Sq	41,11	kN
Ss	0	kN
Si	0	kN
M	169,8	kNm
N	68,60	kN
V	121,2	kN
	?	

La parete in c.a. del muro è soggetta ad una sollecitazione flessionale massima alla base del muro pari a $M_{Ed} = 112,1$ kNm per metro lineare di parete. Vengono posizionate le chiamate alla base del muro di $1\Phi 14/10$ cm pari a un'area di ferro $A_s = 15,39$ cm²/ml.

Di seguito viene allegata la verifica flessionale allo SLU

Titolo: MURO H=3,76 m - con sovraccarico - FLESSIONE PARETE SLU

N° strati barre 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	A _s [cm ²]	d [cm]
1	100	40	1	20,11	5
			2	20,11	35

Sollecitazioni

S.L.U. **Metodo n**

N _{Ed}	0	kN
M _{Ed}	170	kNm
M _{yEd}	0	

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

Coord. [cm]

xN	0
yN	0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L_o 0 cm Col. modello

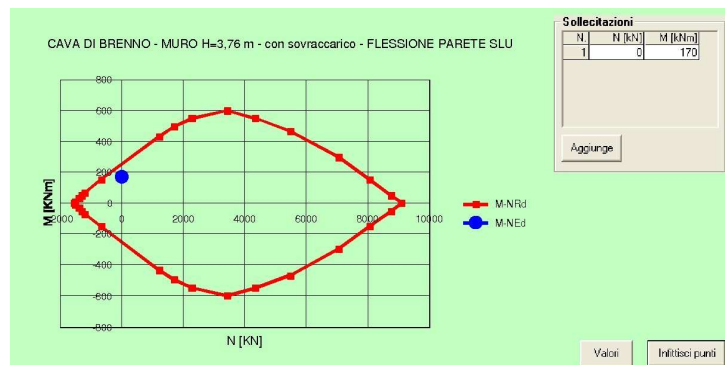
Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67,5 %	ϵ_{c2} 2 %
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5
E_s 200.000 N/mm ²	f_{od} 18,81
E_s/E_c 15	f_{oc}/f_{od} 0,0
ϵ_{syd} 1,957 %	α_{adm} 12,25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,7333
	τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 258,4 kN m

σ_c	-10,01 N/mm ²
σ_s	391,3 N/mm ²
ϵ_c	3,5 %
ϵ_s	20,72 %
d	35 cm
x	5,057
x/d	0,1445
δ	0,7

☐ Precompresso



Sollecitazioni SLE

La verifica delle sollecitazioni allo SLE è stata effettuata considerando una limitazione della tensione nell'armatura per considerare il controllo di apertura di fessura così come previsto dalla Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 tabella C4.1. Il riferimento è fatto ad un'apertura di fessura massima pari a $w_2=0,3\text{mm}$. La parete in c.a. del muro è soggetta ad una sollecitazione flessionale massima alla base del muro pari a $M = 120\text{ kNm}$ per metro lineare di parete. Vengono posizionate le chiamate alla base del muro di $1\Phi 16/10\text{ cm}$ pari a un'area di ferro $A_s = 20,11\text{ cm}^2/\text{ml}$.

In tali condizioni gli sforzi massimi ammissibili per acciaio e calcestruzzo risultano quindi:

$$\sigma_{s,adm} = 240\text{ MPa (barre diametro 16 mm)}$$

$$\sigma_{c,adm} = 0.6 f_{ck} = 19.92\text{ MPa (4.1.2.2.5.1 NTC 2008)}$$

Di seguito viene allegata la verifica flessionale allo SLE dove si visualizzano le tensioni massime dell'acciaio e del calcestruzzo contenute nei valori ammissibili

Titolo: CAVA DI BRENNO - MURO H=3,76 m - con sovraccarico - FLESSIONE PARETE SLU

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	A _s [cm²]	d [cm]
1	20,11	5
2	20,11	35

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{Ed}: 120 kNm
M_{NRd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN: 0, yN: 0

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

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

Materiali: B450C C32/40

Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{su} [%]	67,5	2
f_{yd} [N/mm²]	391,3	3,5
E_s [N/mm²]	200.000	18.81
E_s/E_c	15	0,8
ϵ_{syd} [%]	1,957	12,25
$\sigma_{s,adm}$ [N/mm²]	255	0,7333
τ_{co}	0,7333	2,114

σ_c : -5,577 N/mm²
 σ_s : 191,8 N/mm²

Verifica: N° iterazioni: 4

Precompresso



3.4 PARETI CANALE H=3.76 M (TIPO 4)

Tale sezione del canale è presente tra le sezioni 11-12 dell'andamento plano-altimetrico del progetto idraulico per uno sviluppo di circa 38 m. In questa conformazione il canale è costituito da 2 pareti di altezza 3.76 m e da una piattabanda di fondazione di altezza $h=40$ cm e larghezza variabile tra 13.40 m e 16.00 m.

Sollecitazioni SLU

Titolo: CAVA DI BRENNO - MURO H=3,76 m SLU

Altezza paraghiaia (m)	h1	0	Angolo attrito interno	ϕ°	30	Ni	0	dN	0
Spessore paraghiaia (m)	s1	0	Ang. attrito terra-muro	δ°	16	Vi	0	kN	
Inclinazione parete (%)	i	0	Ang. attrito fondazione	ϕ_f°	26				
Altezza parete (m)	h2	3,76	Peso spec. terre [kN/m ³]	γ_t	30				
Spessore in testa (m)	s2	.4	Peso spec. muro [kN/m ³]	γ_m	25				
Spessore alla base (m)	s3	.4	Dati Sisma	K_v	0,0068	K_h	0,0136		
Altezza fondazione (m)	h3	.4	N° lati terreno	1					
Sbalzo fond. contro terra	L1	.6							
Larghezza totale fond.	L2	3							

Calcolo Visualizza

Zoom

Parete

St	85,01	kN
Sq	8,222	kN
Ss	0	kN
Si	0	kN
M	112,1	kNm
N	59,54	kN
V	89,62	kN

?1

La parete in c.a. del muro è soggetta ad una sollecitazione flessionale massima alla base del muro pari a $M_{Ed} = 112,1$ kNm per metro lineare di parete. Vengono posizionate le chiamate alla base del muro di $1\Phi 14/10$ cm pari a un'area di ferro $A_s = 15,39$ cm²/ml.

Di seguito viene allegata la verifica flessionale allo SLU

Titolo: CAVA DI BRENNO - MURO H=3,76 m - FLESSIONE PARETE SLU

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	A _s [cm ²]	d [cm]
1	100	40	1	15,39	5
			2	15,39	35

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 113 kNm
M_{yEd} 0 kN

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su}	67,5	‰	ϵ_{c2}	2	‰
f_{yd}	391,3	N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5	‰
E_s	200.000	N/mm ²	f_{cd}	18,81	
E_s/E_c	15		f_{oc}/f_{od}	0,0	?
ϵ_{syd}	1,957	‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25	
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm ²	τ_{co}	0,7333	
			τ_{c1}	2,114	

M_{xRd} 202,2 kNm

σ_c	-18,81	N/mm ²
σ_s	391,3	N/mm ²
ϵ_c	3,5	‰
ϵ_s	23,21	‰
d	35	cm
x	4,587	x/d 0,131
δ	0,7	

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

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

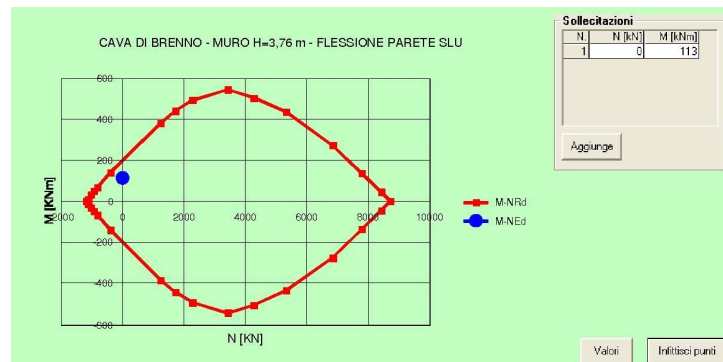
Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

Precompresso



Sollecitazioni SLE

La verifica delle sollecitazioni allo SLE è stata effettuata considerando una limitazione della tensione nell'armatura per considerare il controllo di apertura di fessura così come previsto dalla Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 tabella C4.1. Il facendo riferimento ad un'apertura di fessura massima pari a $w_2=0,3\text{mm}$. La parete in c.a. del muro è soggetta ad una sollecitazione flessionale massima alla base del muro pari a $M = 85 \text{ kNm}$ per metro lineare di parete. Vengono posizionate le chiamate alla base del muro di $1\Phi 14/10 \text{ cm}$ pari a un'area di ferro $A_s = 15,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

In tali condizioni gli sforzi massimi ammissibili per acciaio e calcestruzzo risultano quindi:

$$\sigma_{s,adm} = 260 \text{ MPa (barre diametro 14 mm)}$$

$$\sigma_{c,adm} = 0.6 f_{ck} = 19.92 \text{ MPa (4.1.2.2.5.1 NTC 2008)}$$

Di seguito viene allegata la verifica flessionale allo SLE dove si visualizzano le tensioni massime dell'acciaio e del calcestruzzo contenute nei valori ammissibili

Titolo: CAVA DI BRENNO - MURO H=3,76 m - FLESSIONE PARETE SLE

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,39	5
			2	15,39	35

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 85 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm]: xN 0 yN 0

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

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

Materiali: B450C C32/40

Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{su}	67,5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	3,5
E_s	200.000 N/mm²	18,81
E_s/E_c	15	0,0
ϵ_{syd}	1,957 ‰	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0,7333
τ_{c1}		2,114

σ_c -4,515 N/mm²
 σ_s 175,7 N/mm²

ϵ_s 0,8787 ‰
d 35 cm
x 9,736 x/d 0,2782
 δ 0,7877

Verifica: N° iterazioni: 4

Precompresso



3.5 PARETI CANALE H=3.76 M (TIPO 5)

Tale sezione del canale è presente tra le sezioni 12-13 dell'andamento plano-altimetrico del progetto idraulico per uno sviluppo di circa 35 m. In questa conformazione il canale è costituito da 2 pareti di altezza 3.76 m e da una piattabanda di fondazione di altezza $h=40$ cm e larghezza di 16.00 m.

Sollecitazioni SLU

Titolo: CAVA DI BRENNO - MURO H=3,76 m SLU

Altezza paraghiaia (m)	h1	0	Angolo attrito interno	ϕ°	30	Impalcato Ni 0 dN 0 Vi 0 kN Zoom
Spessore paraghiaia (m)	s1	0	Ang. attrito terra-muro	δ°	16	
Inclinazione parete (%)	i	0	Ang. attrito fondazione	ϕ_f°	26	
Altezza parete (m)	h2	3,76	Peso spec. terre [kN/m3]	γ_t	30	
Spessore in testa (m)	s2	.4	Peso spec. muro [kN/m3]	γ_m	25	Lungh. 10 Dislivello 0 q 4
Spessore alla base (m)	s3	.4	Dati Sisma K_v 0,0068 K_h 0,0136			
Altezza fondazione (m)	h3	.4	N° lati terreno	1		
Sbalzo fond. contro terra	L1	.6				
Larghezza totale fond.	L2	3	Calcolo	Visualizza		

Parete

St	85,01	kN
Sq	8,222	kN
Ss	0	kN
Si	0	kN
M	112,1	kNm
N	59,54	kN
V	89,62	kN
	71	

La parete in c.a. del muro è soggetta ad una sollecitazione flessionale massima alla base del muro pari a $M_{Ed} = 112,1$ kNm per metro lineare di parete. Vengono posizionate le chiamate alla base del muro di $1\Phi 14/10$ cm pari a un'area di ferro $A_s = 15,39$ cm²/ml.

Di seguito viene allegata la verifica flessionale allo SLU

Titolo: CAVA DI BRENNO - MURO H=3,76 m - FLESSIONE PARETE SLU

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	A _s [cm ²]	d [cm]
1	100	40	1	15,39	5
			2	15,39	35

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	kN
M _{xEd}	113	kNm
M _{yEd}	0	kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

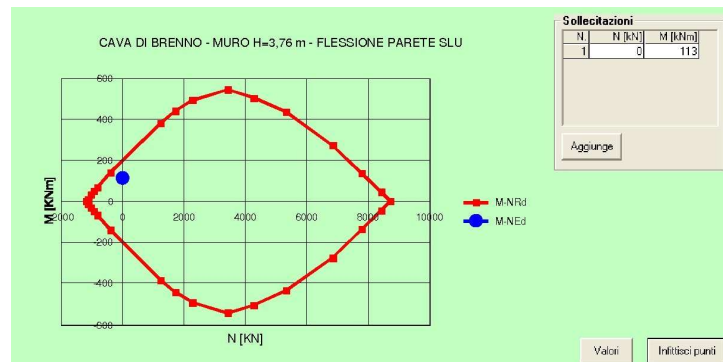
Precompresso

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 18,81
E_s/E_c 15	f_{co}/f_{cd} 0,0
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{s,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,7333
	τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 202,2 kNm

σ_c	-18,81 N/mm ²
σ_s	391,3 N/mm ²
ϵ_c	3,5 ‰
ϵ_s	23,21 ‰
d	35 cm
x	4,587
x/d	0,131
δ	0,7



Sollecitazioni SLE

La verifica delle sollecitazioni allo SLE è stata effettuata considerando una limitazione della tensione nell'armatura per considerare il controllo di apertura di fessura così come previsto dalla Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 tabella C4.1. Il facendo riferimento ad un'apertura di fessura massima pari a $w_2=0,3\text{mm}$. La parete in c.a. del muro è soggetta ad una sollecitazione flessionale massima alla base del muro pari a $M = 85 \text{ kNm}$ per metro lineare di parete. Vengono posizionate le chiamate alla base del muro di $1\Phi 14/10 \text{ cm}$ pari a un'area di ferro $A_s = 15,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

In tali condizioni gli sforzi massimi ammissibili per acciaio e calcestruzzo risultano quindi:

$$\sigma_{s,adm} = 260 \text{ MPa (barre diametro 14 mm)}$$

$$\sigma_{c,adm} = 0.6 f_{ck} = 19.92 \text{ MPa (4.1.2.2.5.1 NTC 2008)}$$

Di seguito viene allegata la verifica flessionale allo SLE dove si visualizzano le tensioni massime dell'acciaio e del calcestruzzo contenute nei valori ammissibili

Titolo: CAVA DI BRENNIO - MURO H=3,76 m - FLESSIONE PARETE SLE

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,39	5
			2	15,39	35

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 85 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm]: xN: 0, yN: 0

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

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

Materiali: B450C C32/40

Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{su}	67,5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	3,5
E_s	200.000 N/mm²	18,81
E_s/E_c	15	0,0
ϵ_{syd}	1,957 ‰	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0,7333
τ_{co1}		2,114

σ_c : -4,515 N/mm²
 σ_s : 175,7 N/mm²

ϵ_s : 0,8787 ‰
d: 35 cm
x: 9,736 x/d: 0,2782
 δ : 0,7877

Verifica: N° iterazioni: 4

Precompresso



3.6 PARETI CANALE H=3.76 M (TIPO 6)

Tale sezione del canale è presente tra le sezioni 13-e l'opera di presa dell'andamento plano-altimetrico del progetto idraulico per uno sviluppo di circa 20 m. In questa conformazione il canale è costituito da 2 pareti di altezza 3.76 m e da una piattabanda di fondazione di altezza $h=40$ cm e larghezza variabile tra i 16.00 e i 18.40 m.

Sollecitazioni SLU

Titolo: CAVA DI BRENNO - MURO H=3,76 m SLU

Altezza paraghiaia (m)	h1	0	Angolo attrito interno	ϕ°	30	Ni	0	dN	0
Spessore paraghiaia (m)	s1	0	Ang. attrito terra-muro	δ°	16	Vi	0	kN	
Inclinazione parete (%)	i	0	Ang. attrito fondazione	ϕ_f°	26				
Altezza parete (m)	h2	3,76	Peso spec. terre [kN/m3]	γ_t	30				
Spessore in testa (m)	s2	.4	Peso spec. muro [kN/m3]	γ_m	25				
Spessore alla base (m)	s3	.4	Dati Sisma	K_v	0,0068	K_h	0,0136		
Altezza fondazione (m)	h3	.4	N° lati terreno	1					
Sbalzo fond. contro terra	L1	.6							
Larghezza totale fond.	L2	3							

Calcolo Visualizza

Zoom

Impalcato

Parete

St	85,01	kN
Sq	8,222	kN
Ss	0	kN
Si	0	kN
M	112,1	kNm
N	59,54	kN
V	89,62	kN
[?]1		

La parete in c.a. del muro è soggetta ad una sollecitazione flessionale massima alla base del muro pari a $M_{Ed} = 112,1$ kNm per metro lineare di parete. Vengono posizionate le chiamate alla base del muro di $1\Phi 14/10$ cm pari a un'area di ferro $A_s = 15,39$ cm²/ml.

Di seguito viene allegata la verifica flessionale allo SLU

Titolo: CAVA DI BRENNO - MURO H=3,76 m - FLESSIONE PARETE SLU

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	A _s [cm ²]	d [cm]
1	100	40	1	15,39	5
			2	15,39	35

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 113 kNm
M_{yEd} 0 kN

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 18,81
E_s/E_c 15	f_{co}/f_{cd} 0,0 [?]
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,7333
	τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 202,2 kNm

σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 23,21 ‰
d 35 cm
x 4,587 x/d 0,131
 δ 0,7

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

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

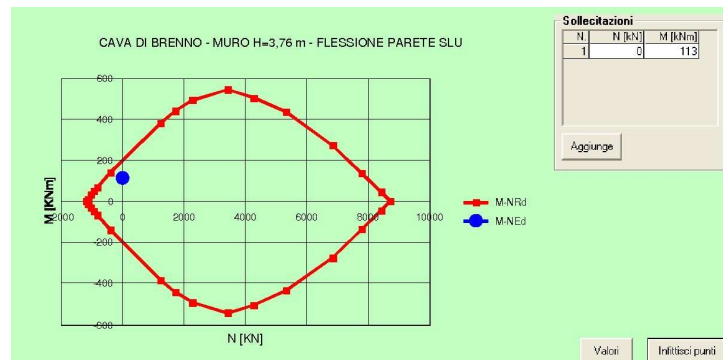
Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

Precompresso



Sollecitazioni SLE

La verifica delle sollecitazioni allo SLE è stata effettuata considerando una limitazione della tensione nell'armatura per considerare il controllo di apertura di fessura così come previsto dalla Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 tabella C4.1. Il facendo riferimento ad un'apertura di fessura massima pari a $w_2=0,3\text{mm}$. La parete in c.a. del muro è soggetta ad una sollecitazione flessionale massima alla base del muro pari a $M = 85 \text{ kNm}$ per metro lineare di parete. Vengono posizionate le chiamate alla base del muro di $1\Phi 14/10 \text{ cm}$ pari a un'area di ferro $A_s = 15,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

In tali condizioni gli sforzi massimi ammissibili per acciaio e calcestruzzo risultano quindi:

$$\sigma_{s,adm} = 260 \text{ MPa (barre diametro 14 mm)}$$

$$\sigma_{c,adm} = 0.6 f_{ck} = 19.92 \text{ MPa (4.1.2.2.5.1 NTC 2008)}$$

Di seguito viene allegata la verifica flessionale allo SLE dove si visualizzano le tensioni massime dell'acciaio e del calcestruzzo contenute nei valori ammissibili

Titolo: CAVA DI BRENNIO - MURO H=3,76 m - FLESSIONE PARETE SLE

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,39	5
			2	15,39	35

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 85 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm]: xN 0, yN 0

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

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

Materiali: B450C C32/40

Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{su}	67,5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	3,5
E_s	200.000 N/mm²	18,81
E_s/E_c	15	0,0
ϵ_{syd}	1,957 ‰	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0,7333
τ_{c1}		2,114

σ_c -4,515 N/mm²
 σ_s 175,7 N/mm²

ϵ_s 0,8787 ‰
d 35 cm
x 9,736 x/d 0,2782
 δ 0,7877

Verifica: N° iterazioni: 4

Precompresso



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

Opere di regolazione delle portate previste nell'intervento "Area di laminazione Cava di Brenno – Interventi idraulici e di riqualificazione fluviale nei territori di Costa Masnaga"

ING. PIERGIORGIO LOCATELLI

Progetto Definitivo

Lecco, Novembre 2014

IL CALCOLATORE DELLE STRUTTURE

Dott. Ing. Piergiorgio Locatelli....

