

PBS041

1

4

O

10

10

00

1

CODICE COMMESSA

LOTTO

FASE

TITOLO

REV

CUP: H47H20001950005

Scala:

DOC


**PROVINCIA
DI BRESCIA**

Provincia di BRESCIA

**AREA TECNICA E DELL'AMBIENTE
SETTORE DELLE STRADE E DEI TRASPORTI**

SPBS 069 "CALVISANO-CARPENEDOLO" MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEL PONTE AL KM 5+170 IN COMUNE DI CALVISANO (cod. manufatto BSSP069_P001)

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

Relazioni

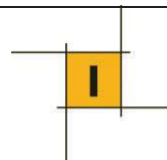
Relazione di calcolo e verifica degli interventi strutturali



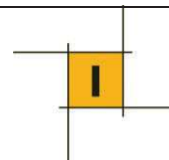
Ingegneria Territorio Grandi Infrastrutture - Roma
via S. Erasmo, 16 - 00184 Roma

Gruppo di progettazione Integra:
- Prof. Ing. Marco Petrangeli
- Ing. F. Oliveti
- Ing. A. Tanasache
- Ing. G. Potenza

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	DATA
0	EMISSIONE	INTEGRA	Ing. N. Sottura	Ing. R. Salvadori	Maggio 2022
1	AGGIORNAMENTO	INTEGRA	INTEGRA	Ing. R. Salvadori	Sett. 2022

**INDICE**

1	INTRODUZIONE.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	INDAGINI E MATERIALI	5
3.1	Indagini geometriche e tipologiche.....	5
3.2	Caratterizzazione del calcestruzzo armato.....	6
4	GEOMETRIA IMPALCATO.....	8
4.1	Stato di Fatto	8
4.2	Post Intervento.....	9
5	ANALISI DEI CARICHI.....	11
5.1	Stato Di Fatto.....	11
5.2	Post Intervento.....	11
6	ANALISI STATICA TRANSITABILITÀ CDS	12
6.1	Stato Di Fatto.....	13
6.2	Post Intervento.....	16
6.3	Sintesi	19
7	VERIFICHE LOCALI.....	21
7.1	Verifica locale degli sbalzi.....	21
7.2	Verifica dei nuovi cordoli su strada	24
7.3	Verifica del trasverso di testata al momento del sollevamento	32
8	ANALISI DINAMICA CON SPETTRO DI RISPOSTA	34
8.1	Domanda Sismica: Spettri di Risposta	34
8.2	Capacità Sismica	36
8.3	CSM: Valutazione Risposta Sismica	41
9	CONCLUSIONI	49



1 INTRODUZIONE

La presente relazione riassume le verifiche strutturali del ponte sul fiume Chiese, situato presso il comune di Calvisano (km 5+170, SP6 - BS), una volta attuati gli interventi di miglioramento strutturale previsti all'interno di questo progetto.

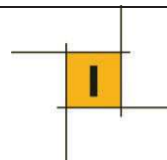


Figura 1: Inquadramento Ponte

In particolare si riportano le verifiche strutturali condotte sia sullo stato di fatto che a lavorazioni completate, per poter avere un'idea del grado di miglioramento strutturale apportato all'opera.

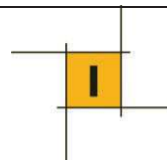
Le lavorazioni prevedono di fatti un aumento delle performance dell'impalcato a parità di carichi permanenti agenti. Ad oggi, sulla sezione stradale del ponte grava il peso sia della pavimentazione in porfido, sia delle ricariche del bitume accumulate negli anni a causa delle varie ripavimentazioni stradali.

L'intento è stato perciò quello di ottimizzare le prestazioni delle sezioni strutturali eliminando il materiale in esubero della duplice pavimentazione sostituendolo con una parte occupata dal rinforzo strutturale ad integrazione della soletta esistente e da un miglioramento della pavimentazione stradale.



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- L'asestment realizzato su questo impalcato è stato condotto con riferimento alle seguenti normative: D.M. 17 Gennaio 2018 – “Normativa Tecnica per le Costruzioni”
- Circ. Min. 21 Gennaio 2019, n. 21 – “Circolare esplicativa”
- Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.
- UNI EN 1992-1-1:2005 – Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo
- Apparecchi di appoggio per le costruzioni. Istruzioni per l'impiego. CNR 10018



3 INDAGINI E MATERIALI

Con la campagna di indagini integrativa sono state ricavate le proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio d'armatura. Si riporta una tabella di sintesi delle indagini effettuate e la relativa nomenclatura:

PIANO DELLE INDAGINI		
ID	Tipologia di indagine	Quantità
CP	Prelievo di calcestruzzo mediante carotaggio e prove di compressione di laboratorio	3
CO+E	Carotaggi orizzontali ed indagine endoscopica per rilevare la stratigrafia degli elementi strutturali	4
SC	Scassi su impalcato per rilievo armatura	4
DUR	Prove con durometro su barre d'armatura	2

Tabella 1: Sintesi delle indagini effettuate

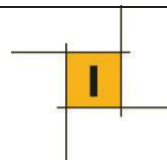
3.1 INDAGINI GEOMETRICHE E TIPOLOGICHE

Mediante scassi localizzati è stato effettuato un rilievo della soletta indagata mediante le seguenti operazioni:

- rimozione del manto di asfalto e del materiale di riempimento;
- individuazione della posizione delle armature e le relative tipologie;



Figura 2: Rilievo stratigrafia impalcato



Per quanto riguarda le spalle e le pile è stata eseguita un'indagine mediante carotaggi integrati da indagini conoscitive con endoscopio al fine di descrivere compiutamente la stratigrafia che caratterizza tali elementi strutturali.

CO1+E SCHEDA CAROTAGGIO+ENDOSCOPIA	
Fotografia del carotaggio eseguito	Descrizione
	<p>Il carotaggio e l'indagine con endoscopio sono stati eseguiti sulla testa di una pila del ponte, in particolare 40cm sotto la trave di appoggio.</p> <p>La profondità massima raggiunta è stata di 70cm.</p> <p>La muratura è composta interamente da mattoni pieni e malta.</p>

Figura 3: Carotaggio pila

3.2 CARATTERIZZAZIONE DEL CALCESTRUZZO ARMATO

Per quanto concerne i materiali, sono state condotte prove sperimentali distruttive e non distruttive su elementi strutturali in calcestruzzo armato per la quantificazione del grado di resistenza sia del calcestruzzo che dell'acciaio utilizzati.

Per caratterizzare il tipo di acciaio utilizzato per le strutture in c.a. sono state effettuate prove non distruttive con durometro su barre d'armatura.

ID	Elemento strutturale	Ø [mm]	Tipo*	Battute (scala HRB)					Media	f _{st} _armature [MPa]
				1	2	3	4	5		
DUR1	Soletta	8	L	60,7	59,6	59,8	62,2	61,8	60,8	340
DUR2	Soletta	8	L	61,9	63,3	63,8	59,8	60,9	61,9	340
* (L) barra liscia										

Tabella 2: Prove su barre d'armatura

La resistenza media ricavata è pari a 340 MPa.



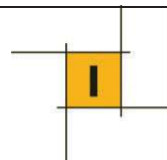
Figura 4: Prove con durometro su barre d'armatura

Per caratterizzare la resistenza meccanica a compressione del calcestruzzo sono stati effettuati n° 3 prelievi costituiti da un provino cilindrico avente diametro nominale pari a 100 mm.

ID	Elemento strutturale	L _{carota estratta} [cm]	P _{carbonat.} [cm]	Ø [mm]	H _{carota} [mm]	Ø/H	Massa volumica [kg/m ³]	R _{c carota} [Mpa]	Tipo rottura *
CP1**	Soletta	15	0	94	94	1/1	2550	90,6	S
CP2	Soletta	11	0	94	93	1/1	2300	41,9	S
CP3	Trave	20	0	94	94	1/1	2430	39,6	S
*Tipo di rottura: S = soddisfacente (bitronco-conica); A÷K = non soddisfacente.									
**Presenza di barra d'armatura in direzione ortogonale all'asse della carota									

Tabella 3: Prove di compressione cls

La resistenza caratteristica media carota ricavata è pari a $R_{ck,c} = 40$ MPa.



4 GEOMETRIA IMPALCATO

All'interno di questo capitolo si riporta il confronto delle caratteristiche geometriche rispettivamente per ciascuna fase progettuale.

4.1 STATO DI FATTO

Il ponte in c.a. gettato in opera, risalente agli anni 30, è composto un totale di 3 campate, con lunghezza massima di 15.85 m asse appoggi. Ciascuna campata, da quanto emerge dalle ispezioni precedenti, è formata da un totale di 5 travi con tre ripartitori, disposte con interasse trasversale di 1,2 m e armate inferiormente con un doppio strato di ferri $\phi 30$.

Le spalle e le pile, sono in muratura con datazione antecedente alla realizzazione dell'impalcato in c.a.. Si riportano in tabella le dimensioni principali dell'impalcato e il profilo trasversale allo stato di fatto.

Geometria		
L_{trave}	16.35	[m]
B_{trave}	0.20	[m]
H_{trave}	1.00	[m]
S_{sol}	0.20	[m]
$h_{asfalto}$	0.11	[m]
$h_{porfido}$	0.06	[m]
h_{allett}	0.04	[m]
n_{tr}	5.00	[-]
L_{trav}	6.00	[m]
$H_{trasvers}$	0.90	[m]
$B_{trasvers}$	0.20	[m]

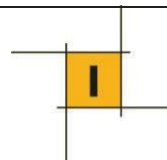
Tabella 4: Geometria elementi



Si riportano in tabella le dimensioni principali dell'impalcato e il profilo trasversale post intervento.

Geometria		
L_{trave}	16.35	[m]
B_{trave}	0.20	[m]
H_{trave}	1.00	[m]
s_{sol}	0.30	[m]
h_{binder}	0.04	[m]
h_{usura}	0.04	[m]
n_{tr}	5.00	[-]
L_{trasv}	7.00	[m]
$H_{trasversi}$	0.90	[m]
$B_{trasversi}$	0.20	[m]

Tabella 5: Tabella geometria elementi



IPOTESI REALIZZATIVA B

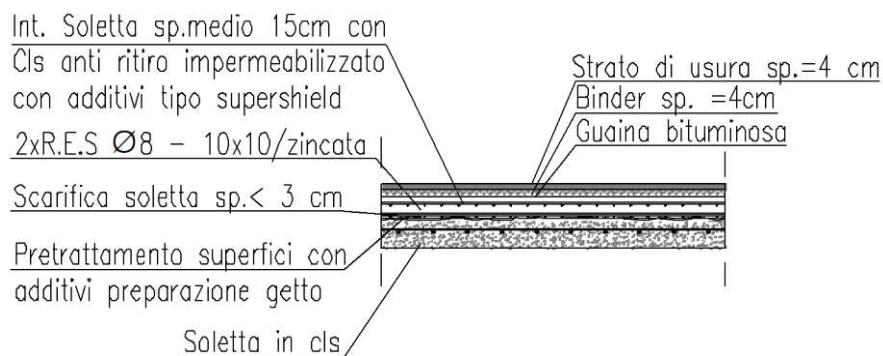


Figura 6: Stratigrafia impalcato post intervento

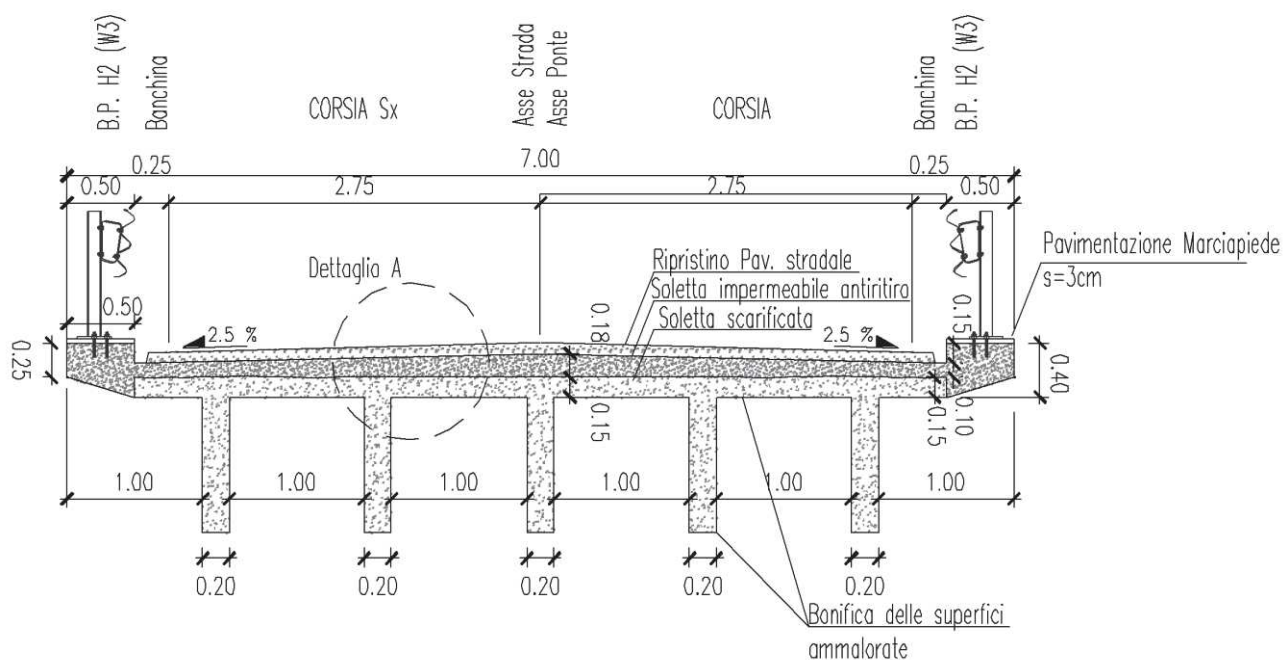
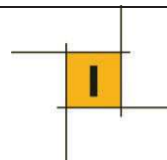


Figura 3: Sezione trasversale post intervento



5 ANALISI DEI CARICHI

All'interno di questo capitolo si riporta il confronto dell'analisi di carico rispettivamente per ciascuna fase progettuale.

5.1 STATO DI FATTO

Per valutare lo stato tensionale nell'impalcato è stata condotta una analisi dei carichi. Si riporta a seguire una tabella riassuntiva dei pesi ottenuti per i carichi permanenti strutturali e non strutturali.

<i>Analisi dei carichi</i>									
		B [m]	H [m]	L [m]	A [m ²]	V [m ³]	P_cad [kN]	el.	P_tot [kN]
G1	Trave	0.20	1.00	16.35	0.20	3.27	81.75	5	409
	Trasversi	0.20	0.90	1.00	0.18	0.18	4.50	20	90
	Soletta	6.00	0.20	16.35	1.20	19.62	490.50	1	491
G2	Asfalto	6.00	0.11	16.35	0.66	10.79	161.87	1	162
	Porfido	6.00	0.06	16.35	0.36	5.89	141.26	1	141
	Allettamento	6.00	0.04	16.35	0.24	3.92	70.63	1	71
New Jersey		-	-	16.35	0.27	4.4145	110.36	2	221
TOT.									1584

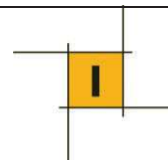
Tabella 6: Analisi dei carichi stato di fatto

5.2 POST INTERVENTO

Per valutare lo stato tensionale nell'impalcato è stata condotta una analisi dei carichi. Si riporta a seguire una tabella riassuntiva dei pesi ottenuti per i carichi permanenti strutturali e non strutturali. L'intervento previsto ha permesso una riduzione del permanente portato e la rimozione dei New Jersey. In figura 6 è riportato il dettaglio al riguardo. Per quanto riguarda i G1 sono aumentati in quanto la nuova piattaforma stradale ha una larghezza pari a 7m. Nel complesso si può constatare una diminuzione di circa il 4% dei carichi complessivi.

<i>Analisi dei carichi</i>									
		B [m]	H [m]	L [m]	A [m ²]	V [m ³]	P_cad [kN]	el.	P_tot [kN]
G1	Trave	0.20	1.00	16.35	0.20	3.27	81.75	5	409
	Trasversi	0.20	0.90	1.00	0.18	0.18	4.50	20	90
	Soletta	7.00	0.30	16.35	2.10	34.34	858.38	1	858
G2	Strato di usura	7.00	0.04	16.35	0.28	4.58	59.51	1	60
	Binder	7.00	0.04	16.35	0.28	4.58	77.83	1	78
barriere		-	-	16.35	-	-	0.75	2	25
TOT.									1519

Tabella 7: Analisi dei carichi post intervento



6 ANALISI STATICA TRANSITABILITÀ CDS

Il fine di questi interventi strutturali è quello di riaprire il ponte al traffico veicolare per entrambe i sensi di marcia, di fatti ad oggi il ponte ha un senso di marcia alternato regolato da due semafori posti agli ingressi dell'attraversamento.

Trattandosi di un'opera esistente, essa deve essere classificata secondo la capacità di transito che riesce a sostenere. Per valutare questo parametro prestazionale si applicano pertanto degli scenari di carico mobile proposti dalle linee guida cercando di ricreare le condizioni di transito realistiche che si attendono per ogni tipologia di opera a seconda della categoria di transito interessata.

In questo caso la limitazione deve essere coerente con quanto previsto dal codice della strada "CdS", a seconda della limitazione si assumono opportune limitazioni di carico mobile. In particolare, il caso in esame riguarda la transitabilità CdS dei mezzi pesanti (44 tonnellate).

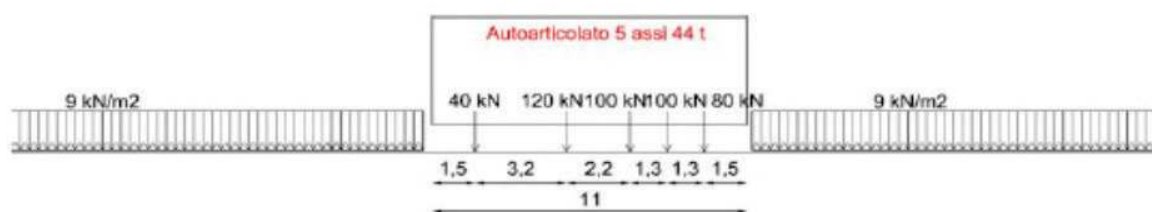


Figura 6: Schema carico mobile

Viene riportato, a seguire il confronto tra le capacità prestazionali dell'opera per le due fasi progettuali, considerando, esclusivamente per cercare di ricreare un confronto coerente, due corsie di carico per entrambe le condizioni al contorno.

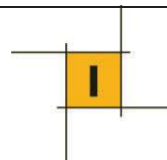
Sono state considerate, per ciascuno scenario, 3 combinazioni di carico.

- $G1 + G2$ ($\gamma_G=1$)
- $\gamma_G \cdot G1 + \gamma_G \cdot G2 + \gamma_Q \cdot Q_{\text{traffico}}$ ($\gamma_G=\gamma_Q=1$)
- $\gamma_G \cdot G1 + \gamma_G \cdot G2 + \gamma_Q \cdot Q_{\text{traffico}}$ ($\gamma_G=1.10$ $\gamma_Q=1.20$)

Il coefficiente parziale di sicurezza per le azioni variabili da traffico, come da CdS, è pari a 1.20. Il coefficiente parziale di sicurezza, coerente con la classe di conseguenza, risulta essere 1.10.

CLASSE DI CONSEGUENZA	(1) CONDIZIONI STANDARD	(2) CON ACCURATO CONTROLLO STATISTICO DI MATERIALI E GEOMETRIA E COV<0,05	(3) COME (2) E CON ABBATTIMENTO INCERTEZZE DI MODELLO (§ 6.3.3.5)
CC3	1.26	1.16	1.10

Tabella 8: Fattori parziali di sicurezza carichi permanenti



Per quanto riguarda i fattori parziali di sicurezza dei materiali, per le condizioni di transitabilità sono stati considerati i valori riportati nella tabella 6.3.7 del CdS.

Materiale	Fattore parziale
Calcestruzzo	$\gamma_c = 1.26$
Acciaio da c.a. e c.a.p.	$\gamma_s = 1.10$
Acciaio da carpenteria	$\gamma_a = 1.05$
Connettori Acciaio-calcestruzzo	$\gamma_v = 1.15$

Tabella 9: Fattori parziali di sicurezza materiali

MATERIALI

- cls: $f_{cd} = 0.83 \cdot 40 \cdot 0.85 / 1.26 = 22.4 \text{ MPa}$
- acciaio: $f_{yd} = 340 / 1.1 = 309 \text{ MPa}$

6.1 STATO DI FATTO

Lo schema di carico è quello corrispondente ad un autoarticolato a 5 assi per un peso complessivo di 440 kN per verificare la transitabilità ai mezzi pesanti. Per la valutazione del momento sollecitante massimo si considera il mezzo situato in mezzzeria mentre per il taglio sollecitante massimo situato in prossimità degli appoggi.

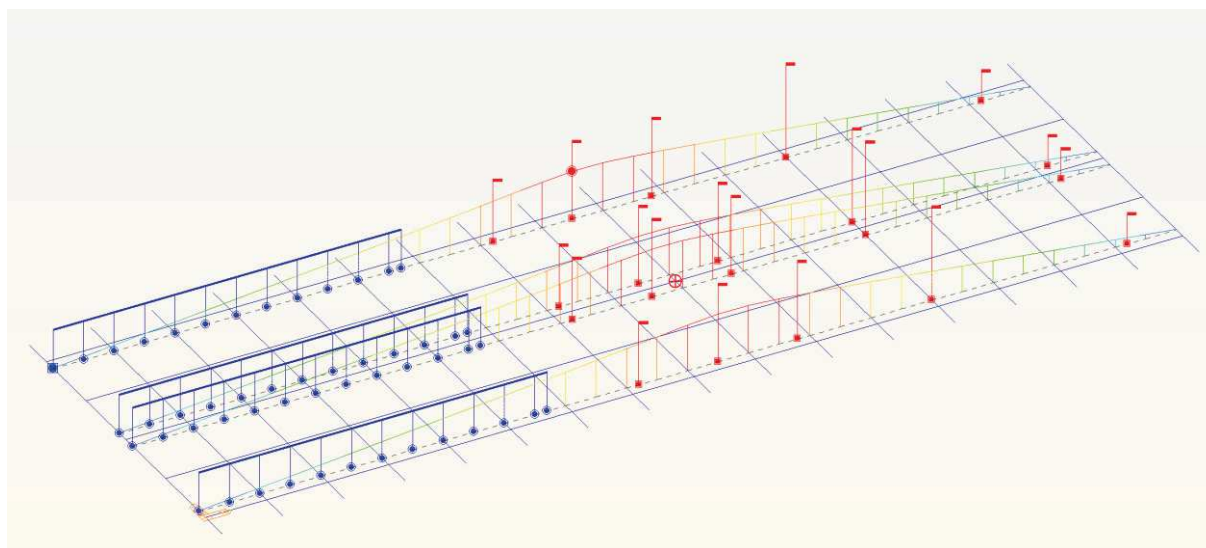
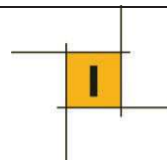


Figura 4: Applicazione treni da 44t sul modello di calcolo



Le sollecitazioni sono state valutate in mezzeria per il momento flettente massimo e in corrispondenza dell'appoggio per il taglio.

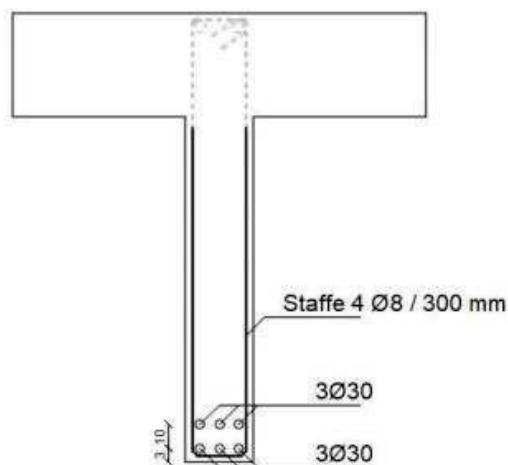


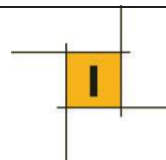
Figura 5: Sezione resistente del singolo elemento

Il calcolo del taglio resistente è stato effettuato in accordo con quanto contenuto al paragrafo 4.1.2.3.5.2 della NTC 2018, nel quale la resistenza a taglio è pari al valore minimo tra la resistenza lato acciaio (V_{Rsd}) e quella lato calcestruzzo (V_{Rcd}).

TAGLIO		
A_{sw}	402	mm ²
s	300	mm
f_y	309	MPa
$ctg\alpha$	0	
$ctg\theta$	1	
b_{trave}	200	mm
f_{cd_prove}	22.4	MPa
f_{cd}'	22.4	MPa

V_{rsd}	428.6	kN
V_{rcd}	1159.0	kN
V_{RD}	428.6	kN

Tabella 10: Valutazione taglio resistente

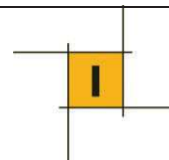


Il calcolo del momento resistente è stato valutato attraverso il programma di calcolo VCA SLU.

Figura 7: Valutazione momento resistente

Si riportano di seguito i valori sollecitanti, delle diverse condizioni di carico e le rispettive resistenze. Si calcola anche il coefficiente di sicurezza p , dato dal rapporto fra resistenza e sollecitazione, e il tasso di lavoro dell'armatura inferiore. Sia le sollecitazioni che le resistenze fanno riferimento al singolo elemento strutturale.

STATO DI FATTO								
	Comb	Ved (kN)	Med (kNm)	VRd (kN)	MRd (kNm)	p_V	p_M	σ_s (MPa)
$\gamma_G=1$	G1 +G2	152.2	611.6	428.6	1442.0	2.8	2.4	139.5
$\gamma_G=1 \gamma_Q=1$	Transitabilità (1)	326.3	1210.2	428.6	1442.0	1.3	1.2	276.4
$\gamma_G=1.1 \gamma_Q=1.2$	Transitabilità (2)	377.2	1391.2	428.6	1442.0	1.14	1.04	317.7



6.2 POST INTERVENTO

Il primo schema è quello corrispondente ad un autoarticolato a 5 assi da 440 kN per verificare la transitabilità ai mezzi pesanti. Per la valutazione del momento sollecitante massimo si considera il mezzo situato in mezzzeria mentre per il taglio sollecitante massimo situato in prossimità degli appoggi.

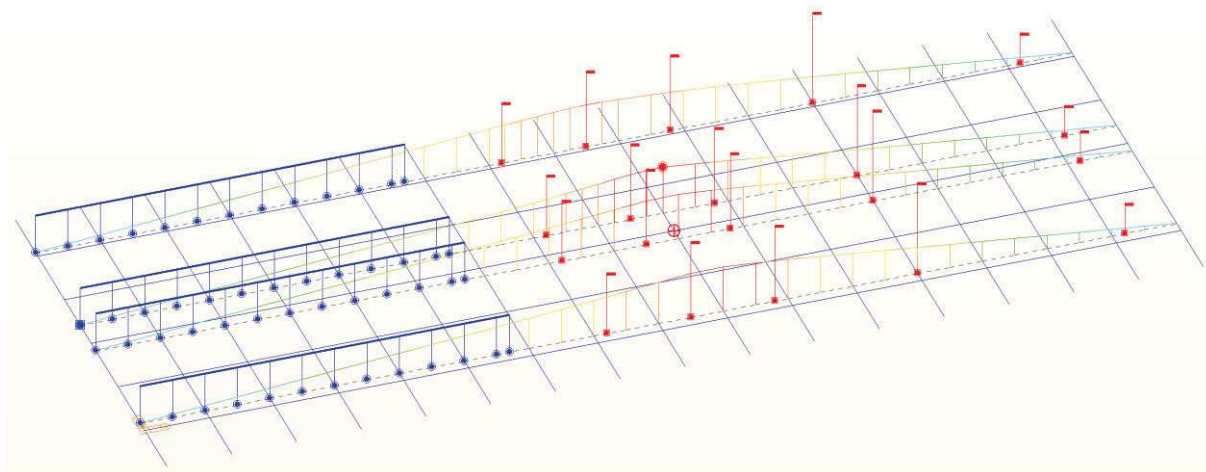


Figura 4: Applicazione treni da 44t sul modello di calcolo

Le sollecitazioni sono state valutate in mezzzeria per il momento flettente massimo e in corrispondenza dell'appoggio per il taglio. A valle dell'intervento si ha un incremento della soletta (da 20 a 30 cm) pertanto il contributo resistente risulterà maggiore.

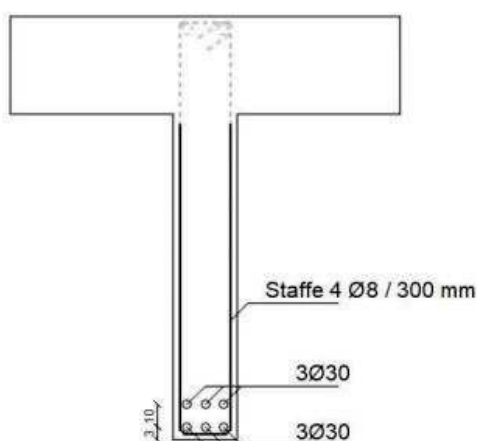
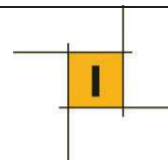


Figura 5: Sezione resistente del singolo elemento

Il calcolo del taglio resistente è stato effettuato in accordo con quanto contenuto al paragrafo 4.1.2.3.5.2 della NTC 2018, nel quale la resistenza a taglio è pari al valore minimo tra la resistenza lato acciaio (VRsd) e quella lato calcestruzzo (VRdc).



TAGLIO		
A_{sw}	402	mm ²
s	300	mm
f_y	309	MPa
$ctg\alpha$	0	
$ctg\theta$	1	
b_{trave}	200	mm
f_{cd_prove}	22.4	Mpa
f_{cd}'	22.4	Mpa

V_{rsd}	465.9	kN
V_{rzd}	1259.8	kN
V_{RD}	465.9	kN

Tabella 11: Valutazione taglio resistente

Il calcolo del momento resistente è stato valutato attraverso il programma di calcolo VCA SLU.

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

TITOLO : ponte

N° figure elementari 2 **Zoom** **N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [mm]	h [mm]
1	1200	300
2	200	1000

N°	As [mm ²]	d [mm]
1	2121	1150
2	2121	1250

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

N_{Ed} 0 kN M_{xEd} 1800 kNm M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 309 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm ²	f_{cd} 22.4
E_s/E_c 5.5	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.545 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

M M_{xRd} 1 540 kNm

σ_c -22.4 N/mm² σ_s 309 N/mm² ϵ_c 3.414 ‰ ϵ_s 67.5 ‰

d 1 250 mm x 60.18 x/d 0.04815 δ 0.7

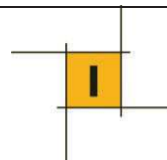
Metodo di calcolo ☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

Tipo flessione ☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100 **Calcola MRd** **Dominio M-N** **L₀** 0 mm **Col. modello**

☐ Precompresso

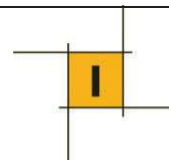
Figura 8: Valutazione momento resistente



Si riportano di seguito i valori sollecitanti, delle diverse condizioni di carico e le rispettive resistenze. Si calcola anche il coefficiente di sicurezza ρ , dato dal rapporto fra resistenza e sollecitazione, e il tasso di lavoro dell'armatura inferiore. Sia le sollecitazioni che le resistenze fanno riferimento al singolo elemento strutturale.

POST INTERVENTO

	Comb	Ved (kN)	Med (kNm)	VRd (kN)	MRd (kNm)	ρ_V	ρ_M	σ_s (MPa)	σ_s (%)
$\gamma_G=1$	G1 +G2	141.3	585.2	465.9	1540.0	3.3	2.6	127.4	41%
$\gamma_G=1 \ \gamma_Q=1$	Transitabilità (2)	318.2	1184.3	465.9	1540.0	1.5	1.3	258	83%
$\gamma_G=1.1 \ \gamma_Q=1.2$	Transitabilità (2)	368.2	1363.2	465.9	1540.0	1.27	1.13	297	96%



6.3 SINTESI

Si riportano di seguito alcune considerazioni riguardo le analisi svolte. Nella seguente tabella sono riportati gli incrementi (positivi +, negativi -) nei confronti delle diverse condizioni di carico, delle sollecitazioni e delle resistenze. In termini di carichi permanenti (G_1 e G_2) si ha una riduzione dell'ordine del 4%. Dualmente, tale riduzione, comporta sollecitazioni minori, quindi una riduzione di V_{ed} e M_{ed} , e un incremento in termini di resistenza (altezza sezione aumenta). Complessivamente, si evince che la combinazione (G_1 e G_2) e di transitabilità (2) presentano un decremento in termini di tensione dell'acciaio di circa 8% rispetto alla situazione presente.

I coefficienti di sicurezza p risultano tutti maggiori di 1 con un tasso di lavoro dell'acciaio minore per la situazione post intervento.

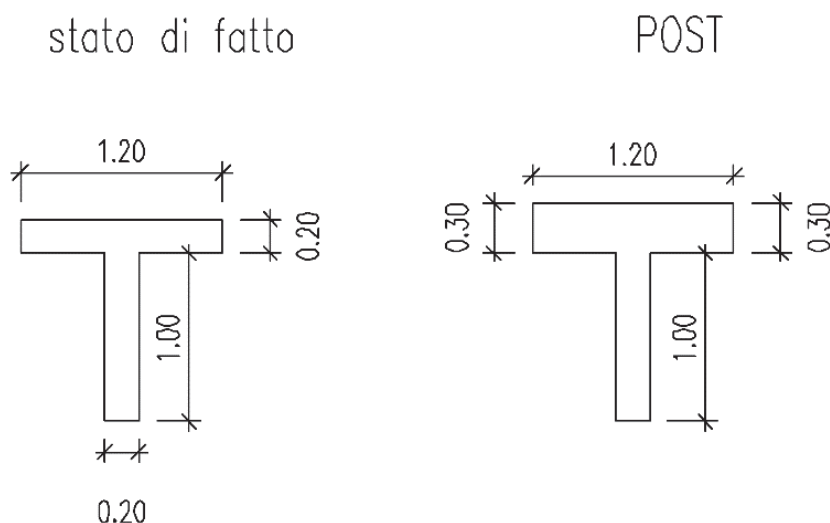
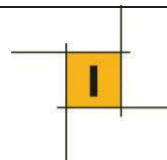


Figura 6: Sezione resistente pre e post intervento

Tabella 12: Confronto contributi

Azioni esterne	$\Delta_{(G1+G2)}$	-4%
	$\Delta_{(Ved)}$	-4%
	$\Delta_{(Med)}$	-3%
Contributo resistente	$\Delta_{(Vrd)}$	9%
	$\Delta_{(Mrd)}$	7%
Contributo tensionale	$\Delta_{\sigma(G)}$	-9%
	$\Delta_{\sigma(G+Q)}$	-7%



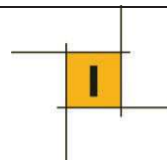
STATO DI FATTO

	Comb	Ved (kN)	Med (kNm)	VRd (kN)	MRd (kNm)	ρ_V	ρ_M	σ_s (MPa)	σ_s (%)
$\gamma_G=1$	G1 +G2	152.2	611.6	428.6	1442.0	2.8	2.4	139.5	45%
$\gamma_G=1 \ \gamma_Q=1$	Transitabilità (1)	326.3	1210.2	428.6	1442.0	1.3	1.2	276.4	89%
$\gamma_G=1.1 \ \gamma_Q=1.2$	Transitabilità (2)	377.2	1391.2	428.6	1442.0	1.14	1.04	317.7	103%

POST INTERVENTO

	Comb	Ved (kN)	Med (kNm)	VRd (kN)	MRd (kNm)	ρ_V	ρ_M	σ_s (MPa)	σ_s (%)
$\gamma_G=1$	G1 +G2	141.3	585.2	465.9	1540.0	3.3	2.6	127.4	41%
$\gamma_G=1 \ \gamma_Q=1$	Transitabilità (2)	318.2	1184.3	465.9	1540.0	1.5	1.3	258	83%
$\gamma_G=1.1 \ \gamma_Q=1.2$	Transitabilità (2)	368.2	1363.2	465.9	1540.0	1.27	1.13	297	96%

Tabella 13: Valutazione azioni esterne e contributi



7 VERIFICHE LOCALI

7.1 VERIFICA LOCALE DEGLI SBALZI

Per la verifica locale degli sbalzi è stato considerato il seguente schema grafico con le relative grandezze geometriche.

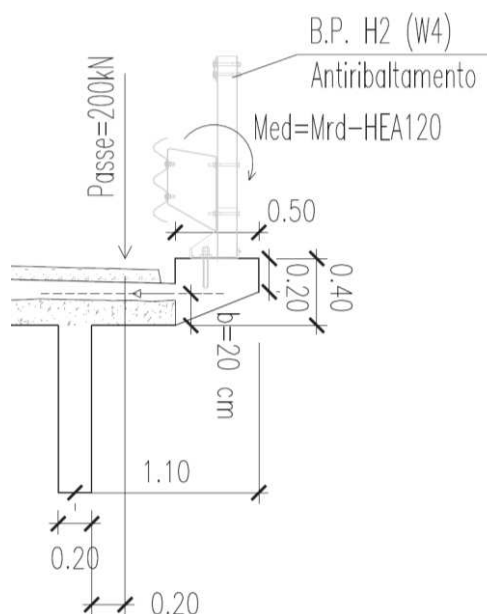


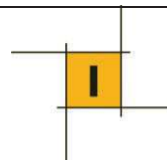
Figura 9: Schema di verifica

Si è valutato pertanto l'elemento strutturale nei confronti della combinazione eccezionale rappresentata dall'urto di un mezzo pesante, ai sensi di quanto definito al punto 2.5.3. del D.M. 14 Gennaio 2008.

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} Q_{ki}$$

dove:

- G_1 è il valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali;
- G_2 è il valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione (se presenti);
- A_d è il valore delle azioni eccezionali;
- Q_{ki} è il valore caratteristico della i -esima azione variabile;
- ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione che tiene conto di azioni variabili concomitanti ($\psi_{2i} = 0.0$ per azione neve a quota ≤ 1000 m s.l.m.; $\psi_{2i} = 0.2$ per azione neve a quota > 1000 m s.l.m.; $\psi_{2i} = 0.0$ per variazioni termiche).



Per la quale si è considerato l'asse di un mezzo pesante da 20 ton a 30 cm circa dal cordolo e una coppia agente in prossimità del montante della bordoponte generata dall'urto del veicolo.

In questo caso si è considerato un approccio a capacity ovvero, il momento agente corrisponde alla massima resistenza flessionale plastica che può essere eventualmente prodotta da un montante di una B.P. H2.

Si riporta a seguire la tabella con il riassunto delle caratteristiche geometriche che entrano in gioco:

<u>Geometria cordolo</u>		
hmedia	0.3	[m]
b	0.5	[m]
c	0.035	[m]
L asse	0.3	[m]

Tabella 14: Geometria del cordolo

<u>Rottura a capacity</u>	
S	275 [MPa]
HEA120	
wpl	120 [cm ³]
Mpl	33 [kNm]
Mpl-amplificato	49 [kNm]

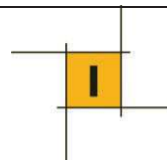
Tabella 15: Caratteristiche montante

Per la verifica sono stati considerati i carichi agenti su 1 m di sbalzo, con un interasse dei montanti di $i=1,25\text{m}$.

L'ancoraggio dei nuovi sbalzi verrà realizzato tramite la disposizione di ferri $\phi 18/200\text{ mm}$. Pertanto è stato verificato il tiro agente su di essi nel caso di urto.

<u>Verifica del tiro sui ferri trasversali</u>	
ϕ ferri trasv. Sbalzi	18
s	200 [mm]
A_{ϕ}	254 [mm ²]
$A_{\phi-1\text{m di sbalzo}}$	1272 [mm ²]
T_{Rd}	498 [kN]
b	0.2 [mm]
M_{Rd}	100 [kNm]
$M_{ed- \text{ per 1 m di sbalzo}}$	83 [kNm]
ρ	0.84 [-]

Tabella 16: Verifica del tiro



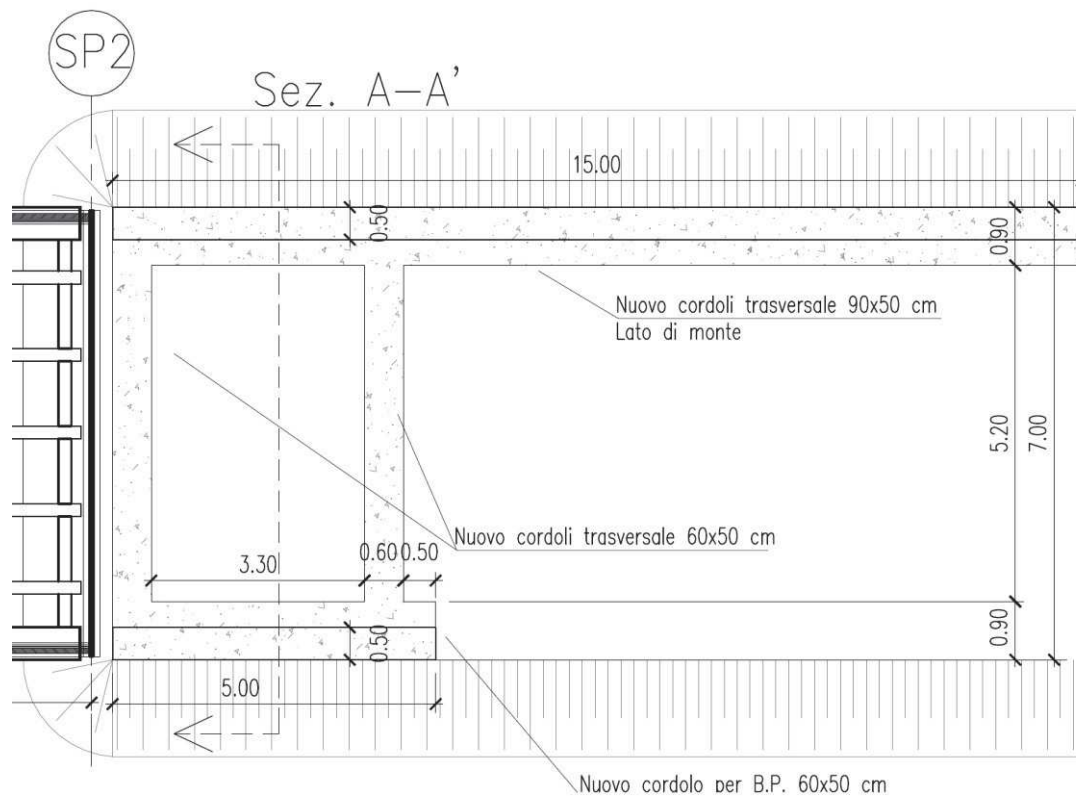
Si riporta a seguire la verifica a sfilamento dei ferri di armatura.

<u>4.1.2.1.1.4 Verifica a sfilamento</u>	<i>Tensione tangenziale di adesione</i>	
ϕ	20	[mm]
f_{bd}	3.43	[MPa]
f_{bk}	5	[MPa]
γ_c	1.5	[-]
η_1	1	[-]
η_2	1	[-]
f_{ctk}	2	[MPa]
f_{ctm}	3	[MPa]
f_{ck}	36	[MPa]
R_{ck}	45	[MPa]
$R_{sfilamento}$	334	[kN]
$L_{ancoraggio}$	1.55	[m]
$T_{ed}=T_{rd}$	100	[kN]
ρ	0.3	[-]

Tabella 17: Verifica dello sfilamento

Le verifiche risultano essere soddisfatte.

In ingresso e in uscita dal viadotto si prevede la messa in opera di cordoli per l'ancoraggio delle nuove barriere. I cordoli di monte e di valle hanno lunghezze differenti e sono collegati da due trasversi in ca a distanza di 5m in prossimità del giunto di collegamento al viadotto, come mostrato nella seguente immagine. Sul lato di monte, allo stato di fatto è presente un muro in calcestruzzo a protezione del rilevato. Per la messa in opera del nuovo cordolo il muro verrà parzialmente demolito e sagomato per consentire il getto del nuovo cordolo.



Per la verifica strutturale dei cordoli, è stato preso in considerazione un meccanismo di torsione. Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche delle sezioni e le relative verifiche:

Geometria cordolo		
h_{\max}	0.65	[m]
b	0.90	[m]
c	0.03	[m]

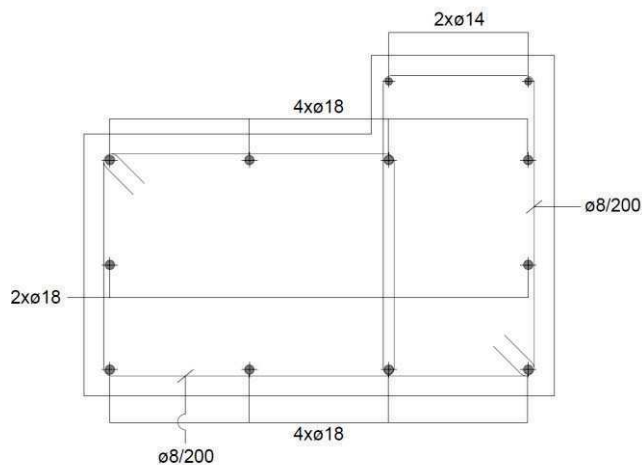
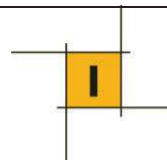
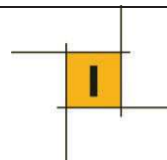


Tabella 19: Sezione C1 sezione C2

Come azione sollecitante si è considerato il momento resistente di un singolo montante (che si traduce in momento torcente sollecitante nel cordolo), $M_{rd\text{montante}} = 49 \text{ kNm}$, nella condizione in cui l'impatto del veicolo sulla barriera coinvolga 4 montanti e quindi:

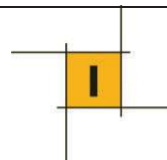
<i>Rottura a capacity</i>		
S	275	[MPa]
HEA120		
wpl	120	[cm ³]
Mpl	33	[kNm]
Mpl-amplificato	49	[kNm]

$$T_{ed} = 49 \text{ kNm} * 4 = 196 \text{ kNm}$$



Verifica a torsione cordolo

<u>5.2 Verifica a torsione - Quaderno tecnico ANAS</u>		
A	0.51	[m ²]
Asw	1.0	[mm ² /mm]
um	3.1	[m]
ϕ	18	[mm]
nblong	10	[-]
Al	2543	[mm ²]
T _{Rsd}	401	[kNm]
T _{Rld}	327	[kNm]
T _{Rcd}	1012	[kNm]
T _{Rd}	327	[kNm]
T _{ed}	196	[kNm]
ρ	0.65	verificato!!



Verifica a flessione e taglio trasverso di collegamento

Le verifiche del trasverso di collegamento sono state condotte nell'ipotesi che l'elemento reagisca flessionalmente alla sollecitazione torsionale trasmessa dal cordolo e trascurando il sovraccarico accidentale (a favore di sicurezza) in fase di impatto sulla barriera. Inoltre sono state condotte verifiche a flessione e taglio in condizioni ordinarie, considerando il peso proprio dell'elemento i permanenti portati e accidentali. Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche della sezione di riferimento:

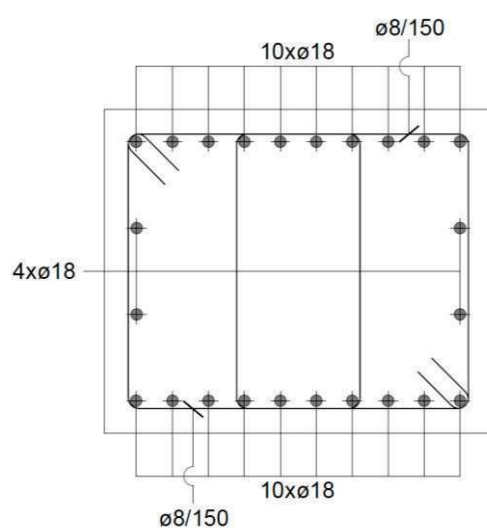
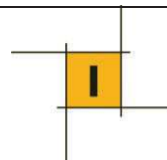


Tabella 20: Sezioe Trasversi di collegamento



Verifica C.A. S.L.U. - File: Collegamento cordoli

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

Titolo: **Collegamento cordoli**

N° figure elementari **1** Zoom N° strati barre **4** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,72	5
2	12,72	45
3	5,09	18
4	5,09	31

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} -289,8 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 15,99 ‰
 d 45 cm
 x 8,081 x/d 0,1796
 δ 0,7

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

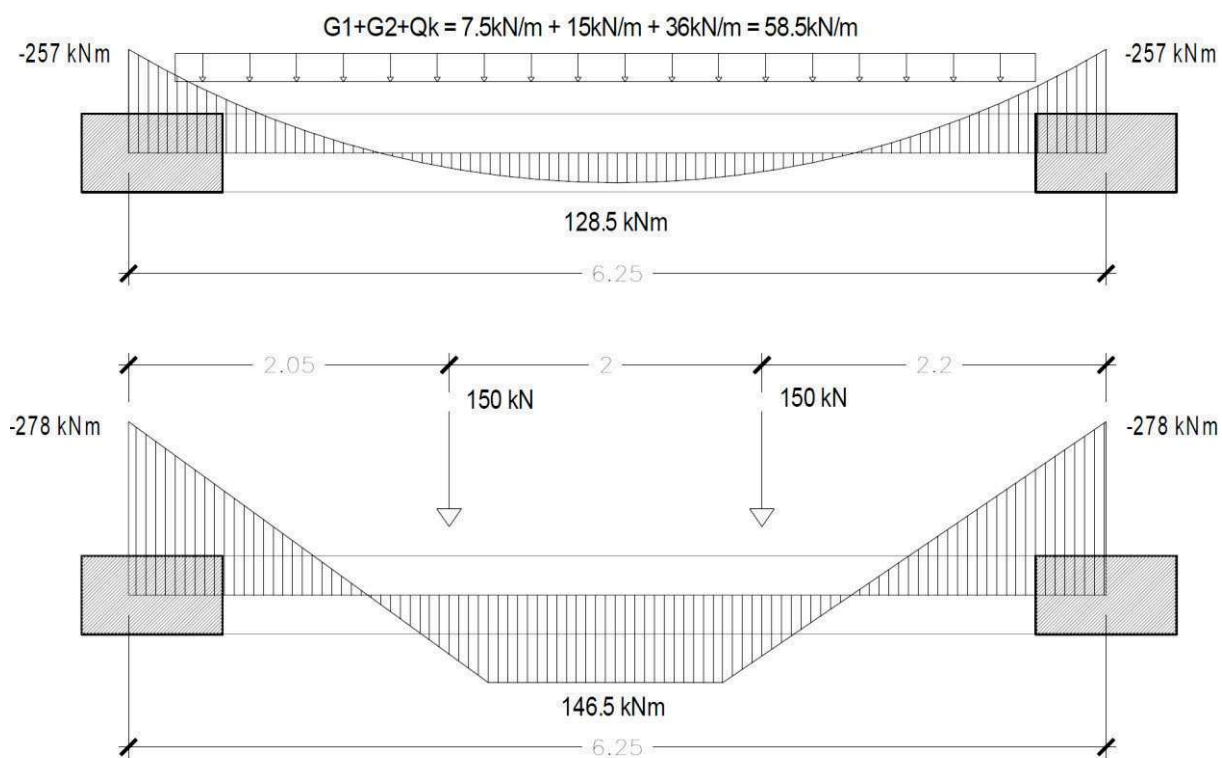
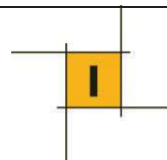
$$M_{ed} = T_{ed} = 196 \text{ kNm}$$

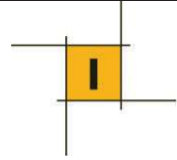
$$M_{ed} < M_{rd} \rightarrow 196 \text{ kNm} < 285.9 \text{ kNm} \text{ VERIFICATO}$$

Verifica trasverso di collegamento in condizioni ordinarie

Si ipotizza lo schema di una trave incastrata come riportato nella figura seguente:

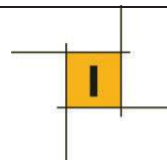
I carichi vengono successivamente fattorizzati con coefficiente 1.35.

**Tabella 21: Schema di carico**



Verifica a taglio

Verifica a taglio per sezioni rettangolari armate a taglio (D.M. 17/01/2018)				
classe cls	R_{ck}	30		N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	25		N/mm ²
	f_{cd}	14		
coeff. parziale	γ_c	1.5		
larghezza membratura resistente a V	b_w	600		mm
altezza membratura resistente a V	H	500		mm
altezza utile	d	450		mm
area della sezione	A_{TOT}	270000		mm ²
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0		N
ok	σ_{cp}	0.00		N/mm ²
	α_c	1.00		
Acciaio	f_{yk}	450		N/mm ²
Feb44k	f_{yd}	391		N/mm ²
diametro staffe (spille)	ϕ_w	8		mm
Area staffa (spilla)	A_{ϕ_w}	50		mm ²
0.9 d	z	405		mm
passo delle staffe (spille)	s_w	150		mm
n° bracci		4		
angolo di inclinazione	θ	21.8		°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	2.50		
angolo di inclinazione armatura rispetto asse	α	90		°
	$\cot(\alpha)$	0.00		
	AS_w / s_w	1.34		mm ² /mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	V_{Rsd}	531		kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V_{Rcd}	591		kN
taglio sollecitante	V_{Ed}	278		kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	γ_{Rd}	1		
taglio resistente	V_{Rd}	531		kN
	V_{Ed}	<		V_{Rd}
VERIFICA				



Verifica a flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: Collegamento cordoli

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

Titolo: **Collegamento cordoli**

N° figure elementari **1** Zoom N° strati barre **4** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,72	5
2	12,72	45
3	5,09	18
4	5,09	31

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 285,9 kNm

σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 15,99 ‰
d 45 cm
x 8,081 x/d 0,1796
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

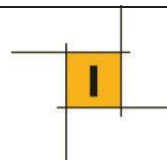
Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

$$M_{ed} = T_{ed} = 196 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} < M_{rd} \rightarrow 275 \text{ kNm} < 285,9 \text{ kNm} \text{ VERIFICATO}$$



7.3 VERIFICA DEL TRASVERSO DI TESTATA AL MOMENTO DEL SOLLEVAMENTO

All'interno di questo capitolo si riporta la verifica del trasverso di testata al momento del sollevamento.

Per la verifica a favore di sicurezza si trascura il contributo resistente dell'armatura a taglio dei trasversi.

Il peso dell'impalcato al momento del sollevamento, ovvero quello relativo alla sezione scarificata risulta essere intorno alle 90 ton.

$$P_{imp} = A_{Sez. Trasn} \cdot L \cdot 25 + n_{travn} \cdot A_{travn} \cdot L_{travn} \cdot 25 = 2 \cdot 17.65 \cdot 25 + 5 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 25 = 1000 \text{ kN}$$

$$S_{martinetto} = 100 / 2 / 4 = 125 \text{ kN}$$

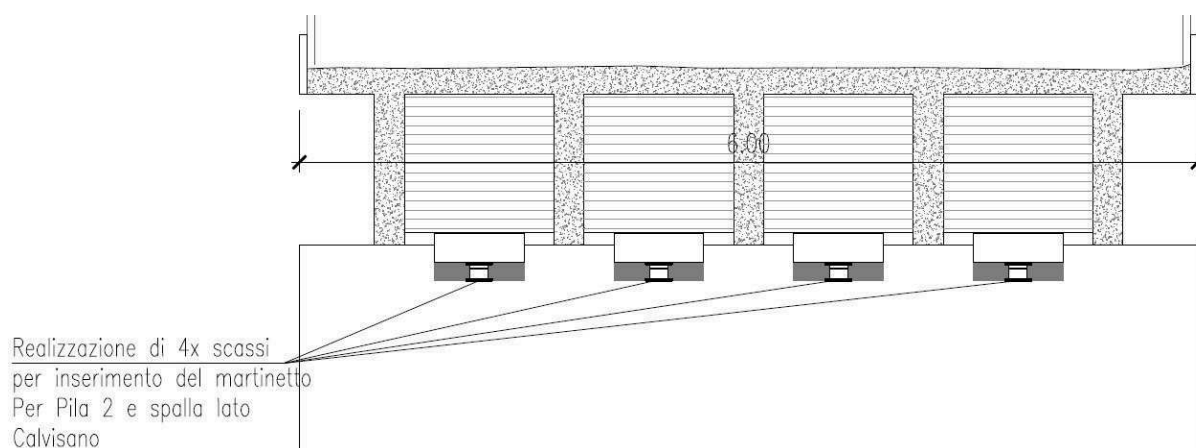


Figura 10: Schema di sollevamento

Per la verifica si è considerata la resistenza a punzonamento del calcestruzzo trascurando come già detto il contributo dell'armatura a taglio.

Per la verifica si è fatto riferimento al seguente schema di calcolo:

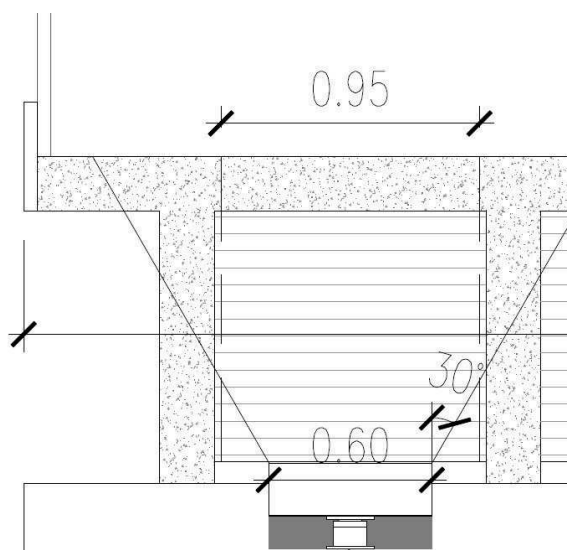
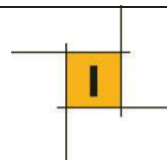
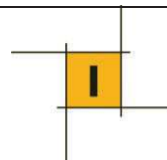


Figura 11: Schema di punzonamento

AL momento del sollevamento sul martinetto si considera la presenza di un ripartitore di larghezza pari a 0,60 m.

Geometria		
$b_{\text{trav.}}$	200	[mm]
$h_{\text{trav.}}$	1000	[mm]
ϕ	18	[-]
$n_{\text{ferri long}}$	4	[-]
ρ	0.005	[-]
f_{ck}	33.2	[MPa]
$B_{\text{punto di applicazione}}$	200	[mm]
$H_{\text{punto di applicazione}}$	600	[mm]
$\alpha_{\text{propagazione}}$	30	[°]
$B_{\text{punto di applicazione}}$	946	[mm]
$A_{\text{propagazione}}$	400000	[mm ²]
6.4.4.4 Ec2 - Resistenza a punzonamento di sezioni prive di armatura a taglio		
$N_{\text{martinetto}}$	125	[kN]
d	900	[mm]
k	1.5	[-]
σ_c	0	[MPa]
k_1	0.1	[-]
$C_{rd,c}$	0.12	[-]
$V_{rd,c}$	0.45	[MPa]
v_{min}	0.36	[MPa]
τ_{ed}	0.31	[MPa]

Figura 12: Verifica a punzonamento



8 ANALISI DINAMICA CON SPETTRO DI RISPOSTA

8.1 DOMANDA SISMICA: SPETTRI DI RISPOSTA

L'obiettivo del seguente capitolo è lo studio della capacità strutturale del Ponte tenendo in considerazione l'azione sismica. Dato lo schema strutturale dell'attraversamento si valuta la capacità strutturale nei confronti dell'azione sismica prendendo in considerazione la campata centrale.

Gli elementi resistenti sono le pile che vengono considerate come sistemi SDOF con massa concentrata in sommità (peso impalcato per area di influenza). In particolare si studia la risposta di una delle due pile centrali. Dall'analisi dei carichi si ricava la massa corrispondente al sistema SDOF della pila.

		B [m]	H [m]	L [m]	A [m ²]	V [m ³]	P_cad [kN]	el.	P_tot [kN]
G1	Trave	0.20	1.00	16.35	0.20	3.27	81.75	5	409
	Trasversi	0.20	0.90	1.00	0.18	0.18	4.50	20	90
	Soletta	7.00	0.30	16.35	2.10	34.34	858.38	1	858
G2	Strato di usura	7.00	0.04	16.35	0.28	4.58	59.51	1	60
	Binder	7.00	0.04	16.35	0.28	4.58	77.83	1	78
barriere		-	-	16.35	-	-	0.75	2	25
TOT.									1519

Tabella 22: Analisi dei carichi

Campata centrale

M _{campata}	1519	kN
M _{campata}	154.8	ton
M _{campata}	154785.1	kg
P _{pila}	1490.4	kN

Attraverso il foglio spettri (NTC) si determinano gli spettri di risposta elastici (accelerazione e spostamento) allo SLD (Tr 20 anni) e allo SLV (Tr 200 anni).

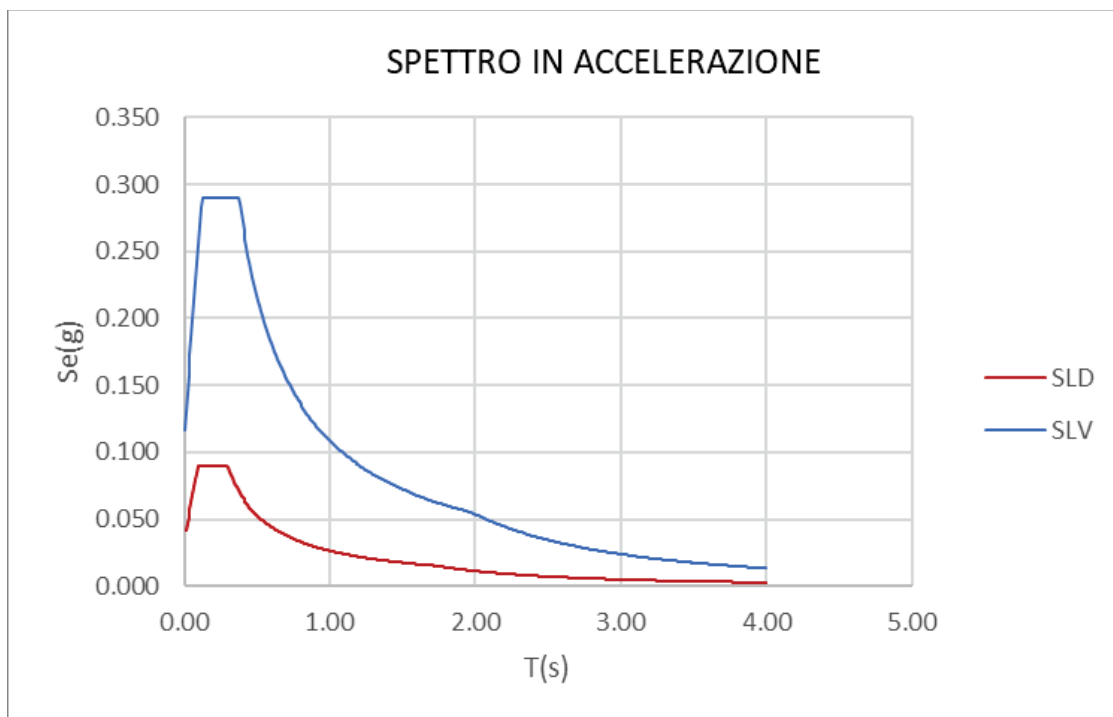
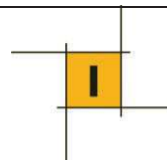


Figura 13: Spettro elastico in accelerazione

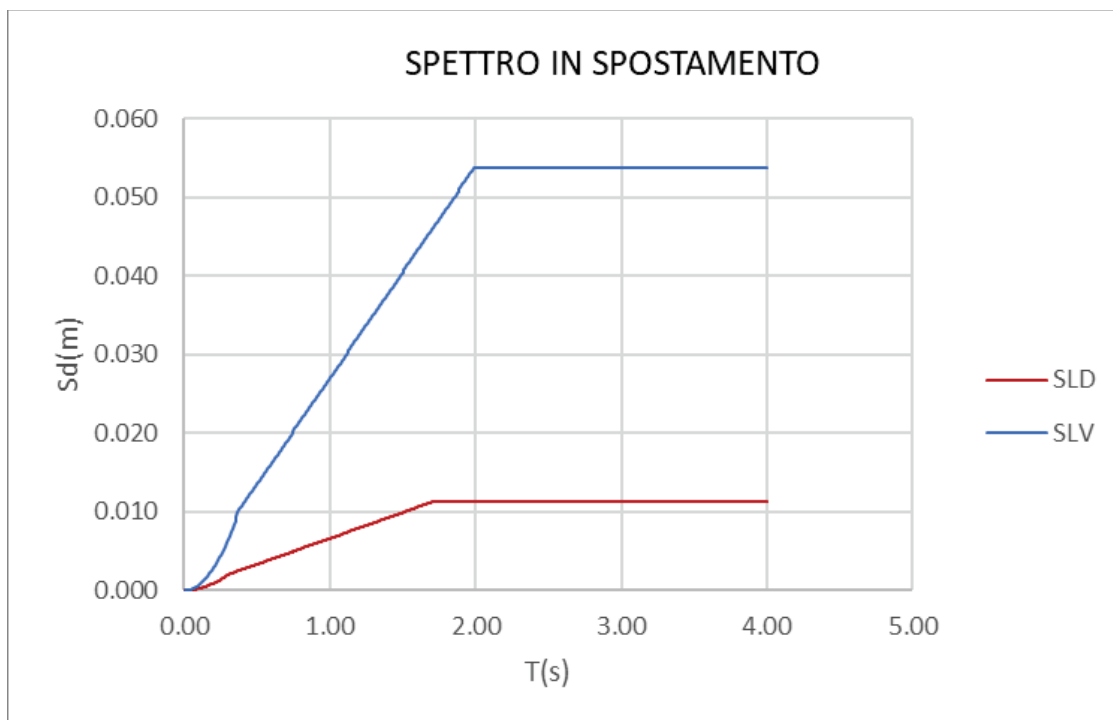
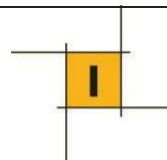


Figura 14: Spettro elastico in spostamento



8.2 CAPACITÀ SISMICA

Si valuta la capacità di una delle due pile centrali prima in direzione trasversale (direzione forte), e poi in direzione longitudinale (direzione debole). In quest'ultima direzione si dovrà considerare il contributo degli isolatori elastomerici. Tali elementi, di rigidezza orizzontale molto minore, grazie al materiale elasto viscoso di cui sono composti, permettono una riduzione della forzante sismica sulla pila.

Si riportano le caratteristiche geometriche e meccaniche della pila rappresentata nella figura seguente. Per la valutazione dei moduli elastici sono stati considerati valori minimi del range riportato in normativa (cfr. NTC tab. C8.5.1). della tipologia di muratura in esame.

Si considera la pila costituita da muratura in mattoni pieni e malta di calce in quanto coerente con le indagini visive in sito. Inoltre, dovuta l'assenza di valutazioni precise, è stato considerato un coefficiente riduttivo pari a 0.8 per i moduli elastici.

$$K_{pila} = K_{fless} + K_{taglio} = 3EI/H^3 + GA/H$$

Per altezza della pila sono stati considerati circa 2 m di profondità media del fiume. Pertanto altezza risulta essere $H_{pila} = 4 + 2 = 6$ m.

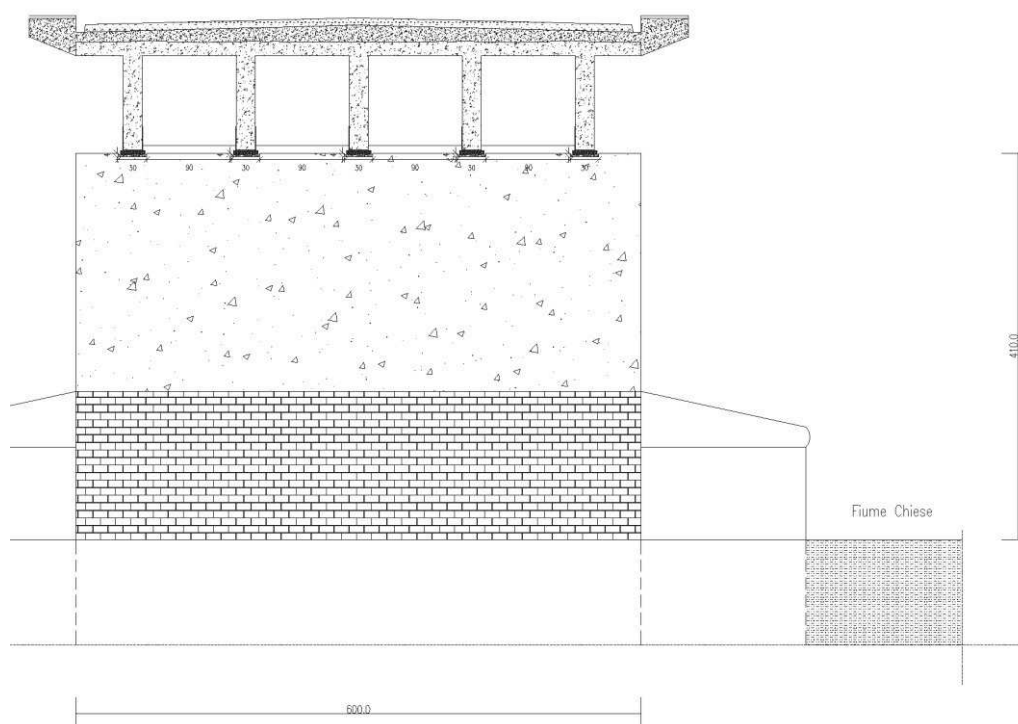
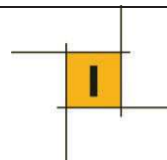


Figura 15: Sezione pila



8.2.1 Direzione trasversale

Si valuta la capacità della pila in direzione trasversale.

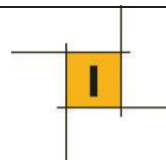
Pila		
larghezza	B	6.0 m
spessore	s	2.3 m
altezza	H	6.0 m
area	A	13.8 m ²
modulo elastico normale	E	960000 kN/m ²
modulo elastico taglio	G	320000 kN/m ²
	I	41.4 m ⁴
	K _{fless}	552000 kN/m
	K _{taglio}	736000 kN/m
	K _{pila}	1288000 kN/m

Si considera, per il calcolo del M_u , sia la formula della pressoflessione per le murature fornita dalla normativa tecnica (NTC2018) che il software di calcolo VCA SLU ove f_d della muratura è pari a 2.6 MPa come riportato in tab. C8.5.1 (circolare NTC). Inoltre, in assenza di valutazioni precise, è stato considerato un coefficiente riduttivo pari a 0.7 per le resistenze ($0.7f_d$). La valutazione del M_u con i due metodi portano a valori simili.

$$M_u = (B^2 \cdot s \cdot \sigma_0 / 2) \cdot (1 - \sigma_0 / 0.85 \cdot f_d)$$

Nella valutazione del momento ultimo alla base della pila si è tenuto conto anche del peso della pila stessa in quanto contribuisce alle tensioni normali alla base della pila.

B	6.0	m
s	2.3	m
sigma0	218.1	kN/m ²
fd	1820	kN/m ²
Mu	7755.521	kNm



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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 0 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	2300	6000

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 3000 3590 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Solo cls - Sez. parzializzata

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	10 ‰	ε _{c2}	1 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm ²	ε _{cu}	1
E _s	200 000 N/mm ²	f _{cd}	1.82
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	1 ?
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	9.75
σ _{s,adm}	255 N/mm ²	τ _{co}	0.6
		τ _{cl}	1.829

M_{xRd} 7 790 kN m
σ_{cs} -1.82 N/mm²
ε_{cs} 1 ‰
ε_{ci} -4.5835 ‰
x 1074.5

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
L₀ 0 mm Col. modello

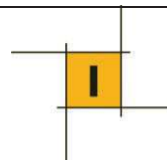
☐ Precompresso

Figura 16: Calcolo Mu VCA SLU

Dividendo il momento ultimo per il braccio (H=6m) si ricava la forza massima resistente (F_{max,r}) della pila. Considerando la rigidezza della pila K_{pila} si ricava lo spostamento elastico come F_{max,r}/K_{pila_trasv.}

$$u = F_{max,r} / K_{pila_trasv.}$$

F _{max,r}	1292.6 kN
u _y	0.0010 m



8.2.2 Direzione longitudinale

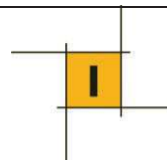
Si valuta la capacità della pila in direzione longitudinale.

Pila		
larghezza	B	2.3 m
spessore	s	6.0 m
altezza	H	6.0 m
area	A	13.8 m ²
modulo elastico normale	E	960000 kN/m ²
modulo elastico taglio	G	320000 kN/m ²
	I	6.1 m ⁴
	K _{fless}	81113.33 kN/m
	K _{taglio}	736000 kN/m
	K _{pila}	817113.3 kN/m

Si considera, per il calcolo del M_u , sia la formula della pressoflessione per le murature fornita dalla normativa tecnica (NTC2018) che il software di calcolo VCA SLU ove f_d della muratura è pari a 2.6 MPa come riportato in tab. C8.5.1 (circolare NTC). Inoltre, in assenza di valutazioni precise, è stato considerato un coefficiente riduttivo pari a 0.7 per le resistenze ($0.7f_d$). La valutazione del M_u con i due metodi portano a valori simili.

$$M_u = (B^2 \cdot s \cdot \sigma_0 / 2) \cdot (1 - \sigma_0 / 0.85 \cdot f_d)$$

B	2.3 m
s	6.0 m
sigma0	218.1 kN/m ²
fd	1820 kN/m ²
Mu	2972.95 kNm



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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 0 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	6000	2300

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 3000 3590 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

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

Tipo rottura

Solo cls - Sez. parzializzata

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

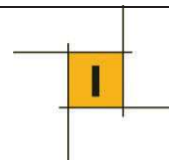
ε_{su} 10 ‰ ε_{c2} 1 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 1 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 1.82
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 1 ?
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 2 986 kN m
σ_{cs} -1.82 N/mm²
ε_{cs} 1. ‰
ε_{ci} -4.5835 ‰
x 411.92

Figura 17: Valutazione Mu VCA SLU

Dividendo il momento ultimo per il braccio (H=6m) Si ricava la forza massima (F_{max}) della pila. Considerando la K_{pila} si ricava lo spostamento elastico come F_{max}/K_{pila} .

$F_{max,r}$	495.5 kN
u_y	0.0006 m



8.3 CSM: VALUTAZIONE RISPOSTA SISMICA

Avendo calcolato per entrambe le direzioni della pila le rigidezze (K_{trasv} e K_{long}) si valutano i periodi principali di vibrare. Si considera come massa efficace la massa della campata centrale e 1/3 della massa pila.

$$T = 2\pi * (M_{\text{eff}}/K)^{0.5}$$

M_{campata}	1519.0	ton
M_{pila}	1490.4	ton
M_{eff}	2015.8	ton
T_{trasv}	0.08	sec
T_{long}	0.10	sec

Vale la pena precisare che lo spettro in accelerazione e quello in spostamento sono in relazione come riportato nella seguente espressione ove ω è la pulsazione naturale del sistema ($2\pi/T$).

$$S_d = (1/\omega^2) * S_a.$$

8.3.1 Direzione trasversale

Conoscendo il periodo fondamentale T_{trasv} della pila si ricava l'accelerazione massima attesa dallo spettro elastico ($\xi=5\%$). Moltiplicando l'accelerazione per la massa (M) si valuta la massima forzante sismica sia per lo stato limite di danno (SLD) che per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

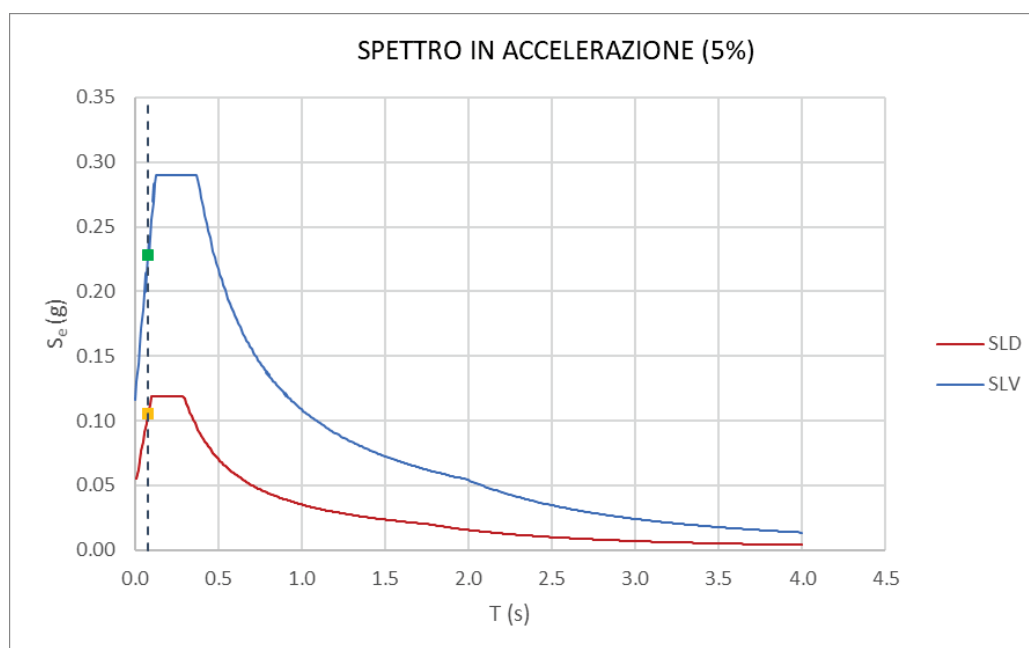
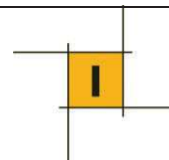


Figura 18: Valutazione accelerazione massima spettrale



Si valuta il coefficiente di sicurezza per la direzione trasversale.

		domanda	capacità	
	$S_e(g)$	$F_{\max,d}$ (kN)	$F_{\max,r}$ (kN)	ρ
SLD	0.11	212.1	1292.6	6.1
SLV	0.23	458.9	1292.6	2.8

Dividendo la $F_{\max,r}$ per la massa si ricava l'accelerazione massima resistente (capacità).

$$S_e^* = F_{\max,r} / M_{\text{eff}} = 1292.6 / 2015.8 = 0.64g$$

$$u = F_{\max,r} / K_{\text{pila}} = 0.001 \text{ m} = 1.0 \text{ mm}$$

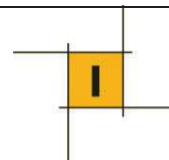
Si riporta sullo spettro ADRS gli spettri di domanda elastici (SLD e SLV) e la curva di capacità per la direzione trasversale. Si considera la curva di capacità con un comportamento elastico perfettamente plastico con una duttilità di spostamento pari a $u_u/u_y=1.5$ essendo tali strutture molto rigide. In verde è riportata la curva della capacità mentre in rosso e blu i due spettri di progetto (SLD e SLV). Inoltre, sullo spettro ADRS la linea a periodo T costante indentificano sui due spettri in considerazione la domanda in termini di spostamento (S_d) e accelerazione (S_e).

Si osserva che anche nel caso l'accelerazione fosse quella del plateau (S_e massima) la forzante sismica $F_{\max,d}$ risulterebbe minore della capacità $F_{\max,r}$.

$$F_{\max} = 0.29g \cdot M_{\text{eff}} = 585 \text{ kN} < F_{\max,r} = 1293 \text{ kN}$$



Figura 19: Capacità direzione trasversale



8.3.2 Direzione longitudinale

In direzione longitudinale saranno disposti 5x3 isolatori elastomerici di tipo HDRB. Quest'ultimi saranno posizionati sulle due spalle e su una delle due pile centrali. Sulla pila presa in considerazione saranno presenti 5 isolatori elastomerici di tipo HDRB. La capacità sismica in tale direzione sarà direttamente legata alla capacità degli isolatori ad assorbire azioni orizzontali. Tali isolatori hanno un modulo di taglio (G) che varia tra 0.4 e 1.2 MPa e presentano un fattore di smorzamento compreso tra 10 e 15%. A valle di questo incremento di smorzamento, gli spettri di risposta elastici da normativa ($\xi=5\%$) vengono abbattuti di un fattore η determinando una forzante sismica minore. Inoltre, considerando la dinamica delle strutture, il periodo fondamentale di vibrazione T_{iso} aumenta a causa della bassa rigidezza orizzontale degli isolatori.

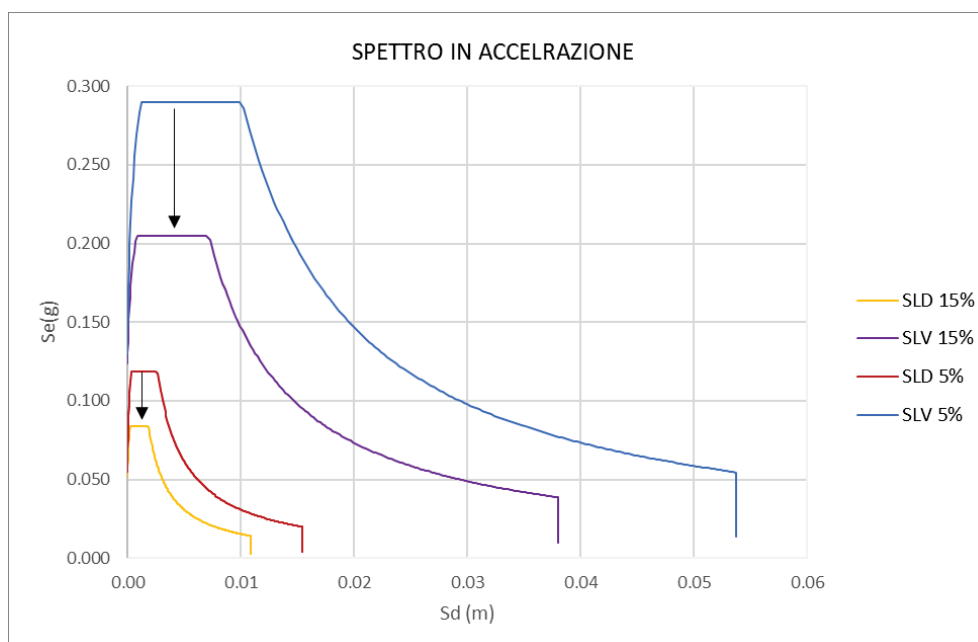


Figura 20: Spettro in accelerazione

Per completezza si valuta la capacità della pila considerando prima la condizione senza isolatori e dopo la presenza di quest'ultimi.

Si valuta il coefficiente di sicurezza. Nei confronti dello SLD si ha un coefficiente di sicurezza maggiore di 1 mentre nei confronti dello SLV minore di 1. La valutazione della capacità è ben visibile nello spettro ADRS riportato di seguito ove i punti in rosso e nero identificano la domanda in termini di accelerazione e spostamento.

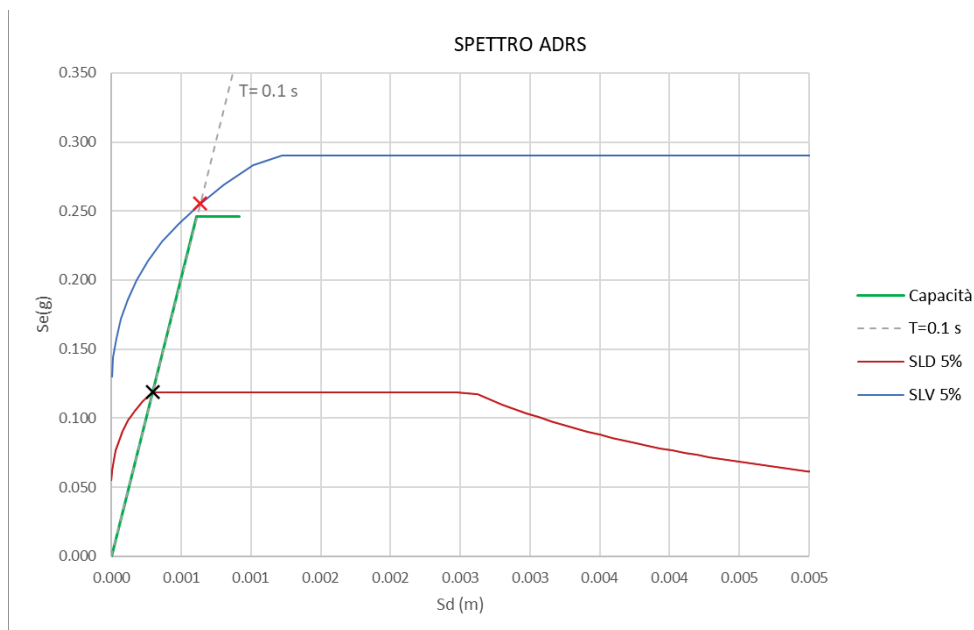
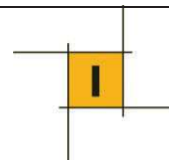


Figura 21: Capacità sismica senza isolatori

8.3.2.1 Capacità isolatori HDRB

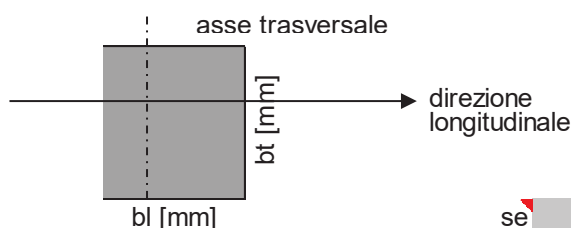
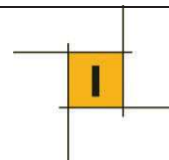
Gli appoggi in gomma armata (HDRB) sopportano carichi e spostamenti simultanei in qualsiasi direzione. Per aumentare la resistenza dell'elastomero, al loro interno sono interposte lamiere in acciaio che vengono fatte aderire alla gomma tramite un processo di vulcanizzazione. Essendo le lamiere in acciaio di dimensioni leggermente inferiori rispetto a quelle degli strati in gomma (circa la metà), esse risultano inglobate nell'elastomero e quindi protette dagli agenti esterni e dalla corrosione. Gli spostamenti orizzontali così come le rotazioni sono possibili grazie alla deformabilità della gomma. Gli spostamenti ammissibili, in dipendenza dall'altezza dell'elastomero, corrispondono a una deformazione tangenziale $\gamma = 1$.

Essendo presenti 5 isolatori sulla pila in considerazione il carico verticale sarà:

$$F_v = (M_{imp}/2)/5 = 152 \text{ kN}$$

Considerando la geometria delle travi ($B_{trave}=200 \text{ mm}$) e lo spazio l'interasse disponibile si considerano isolatori HDRB quadrati di lato $l=200 \text{ mm}$ e altezza 40 mm .

Il modulo di taglio è pari a $G=1.1 \text{ MPa}$. Per l'isolatore si considerano 3 strati in gomma di 8 mm ciascuno e 4 strati in acciaio di 4 mm ciascuno.



bt [mm]	bl [mm]	n _{sg}	s _g	n _{sa}	s _a	h _g	h _{tot}	A _c
200	200	3	8	4	4	24	40	40000

Avendo determinato geometricamente l'isolatore si calcola la rigidezza orizzontale e si determina il periodo dell'impalcato isolato.

Calcolo del periodo dell'impalcato isolato

Caratteristiche appoggi

M _{imp} =	155	t
n° aree infl.	2	
M _{imp_pila}	78	
n° app=	5	
Ke=	1833	KN/m
K=	9167	KN/m

massa impalcato
n° aree di influenza corrispondenti alle pile
massa impalcato competente alla singola pila
n° appoggi per ogni pila
rigidezza apparecchio d'appoggio
rigidezza impalcato (gli isolatori sono molle in serie)

Caratteristiche meccaniche e geometriche pile

E=	9.60E+05	KN/m ²
I=	6.08E+00	m ⁴
H _{media} =	6.00	m
H=	6.00	m
K=	817113	KN/m

rigidezza pila (K_{fless} + K_{taglio})

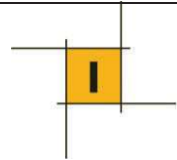
K _{tot} =	9065	KN/m	Rigidezza appoggi-pila
T=	0.58	s	periodo impalcato

Considerando lo spettro di progetto SLV ($\xi=15\%$) quindi entrando con il periodo isolato T_{IS} si determina la domanda in termini di accelerazione massima attesa. Moltiplicando tale accelerazione per la massa corrispondente si determina la forza orizzontale sul sistema di isolamento composto da 5 isolatori elastomerici descritti in precedenza.

$$F_{h,tot} = 0.132g \cdot M_{imp} = 0.132g \cdot 1520/2 \text{ kN} = 100.32 \text{ kN}$$

$$F_{h,i} = 100.32/5 \text{ kN} = 20 \text{ kN}$$

Di seguito si riportano in sintesi le azioni sul singolo isolatore, le caratteristiche geometriche e le verifiche corrispondenti.



Azioni			
	Rv	Ht	Hi
max [kN]	152	0	20
min [kN]	152	0	20

G [Mpa]	Δl [mm]	Δt [mm]	ϕ [rad]
1.1	0	0	0

se 0

bt [mm]	bl [mm]	n_{sg}	s_g	n_{sa}	s_a	h_g	h_{tot}	A_c
200	200	3	8	4	4	24	40	40000

Appoggi rettangolari
 $S = 6.25$ coefficiente di forma
 $A_r = 40000 \text{ mm}^2$ area ridotta

Tensioni normali
 $\sigma_{v_max} = 3.80$ (per intero carico di progetto)
 $\sigma_{v_min} = 3.80$ (per soli carichi permanenti)

Tensioni tangenziali
 $\tau_v = 0.91 \text{ Mpa}$ tensione tangenziale prodotta da carichi normali
 $\tau_h = 0.250 \text{ Mpa}$ tensione tangenziale prodotta da carichi orizzontali
 $\tau_\phi = 0.000 \text{ Mpa}$ tensione tangenziale prodotta da una rotazione impressa

Deformazioni
 $\Delta_h = 0.672 \text{ mm}$ $u_{xy} = 5.5 \text{ mm}$

Verifiche di resistenza
 $\sigma_v = < 15 \text{ Mpa}$ **verificato**
 $\sigma_v = < 10 \text{ Mpa}$ **verificato**
 $\tau_h = < 0.5G$ **verificato**
 $\tau_v + \tau_\phi = < 3G$ **verificato**

Verifica di stabilità
 $\sigma_{v_max} = < 38.19 \text{ MPa}$ **verificato**

Verifica della lamiera
 $\sigma_{adm} = 190 \text{ Mpa}$ tensione ammissibile
 $sa = > 0.32 \text{ mm}$ **verificato**

Parzializzazione dell'apparecchio d'appoggio
 $\Delta_h = > 0 \text{ mm}$ **verificato**

Verifica allo slittamento
 $\sigma_{v_min} = > 1.5 \text{ Mpa}$ **verificato**
 $f = 0.153$ coefficiente di attrito
 $(H/R_v)_{max} = 0.13 < f$ **verificato**

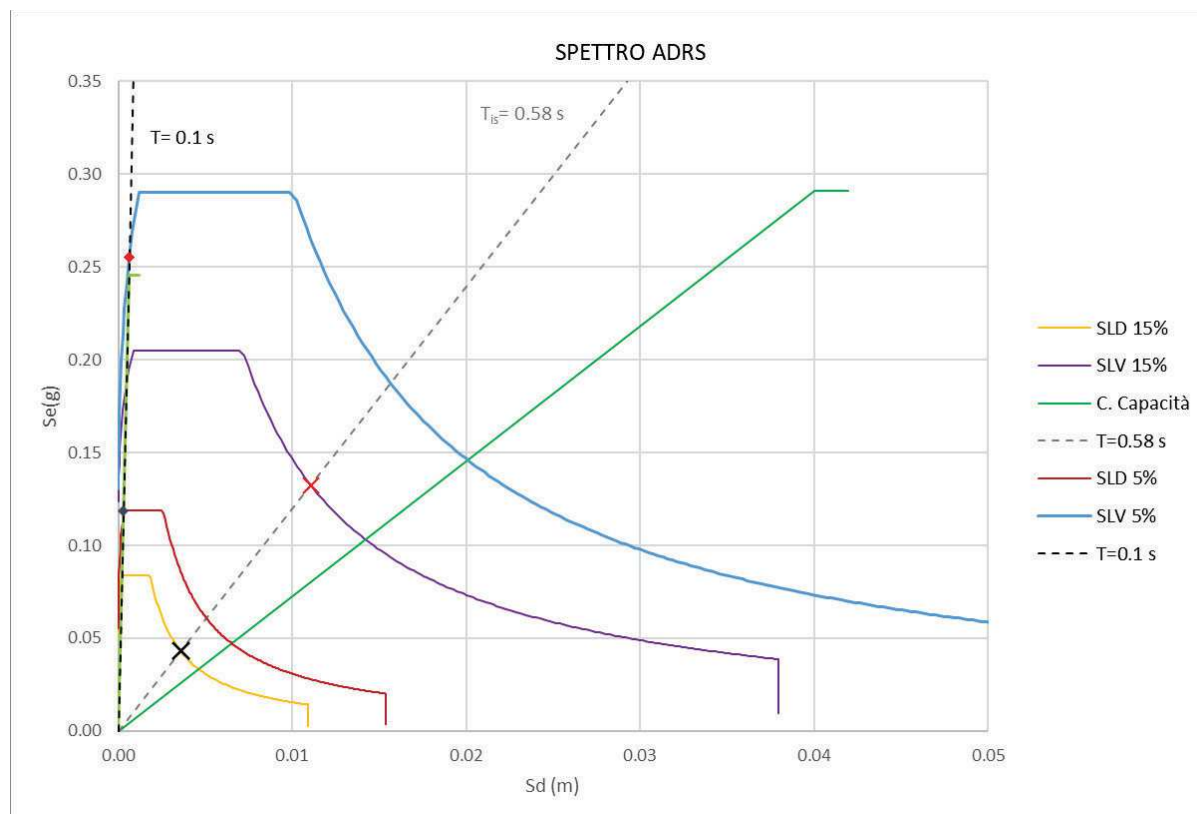
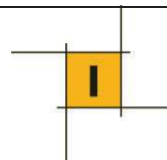


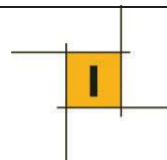
Figura 22: Capacità sismica isolatori

Nel grafico riportato sopra si evince che in presenza di isolatori (periodo T maggiore) si ha una domanda sismica minore in termini di accelerazione e maggiore in termini di spostamento. Tuttavia tale spostamento (circa 11 mm) è portato dagli isolatori e non dalla pila. La capacità in termini di spostamento per gli isolatori è stata valutata considerando un $\gamma=1$.

γ	1.00
d_u	0.024 m
f_{max}	220.68 kN
$S_e (g)$	0.291 g

Si riporta i coefficienti di sicurezza post intervento.

		domanda	capacità	
	$S_e(g)$	$F_{max,d} (kN)$	$F_{max,r} (kN)$	ρ
SLD	0.04	32.70	220.70	6.7
SLV	0.13	142.00	220.70	1.6



Essendo l'impalcato oggetto di studio poggiato da una parte sugli isolatori e da una parte su dei pendoli in cemento armato preesistenti come riportato in Figura 23 risulta necessaria una verifica di compatibilità in termini di rigidità. L'inclinazione di tali pendoli potrebbe spingere l'impalcato e portare ad una deformazione eccessiva gli isolatori. Pertanto la rigidità orizzontale degli isolatori dovrà essere maggiore di quella dei pendoli inclinati di un eventuale angolo α .

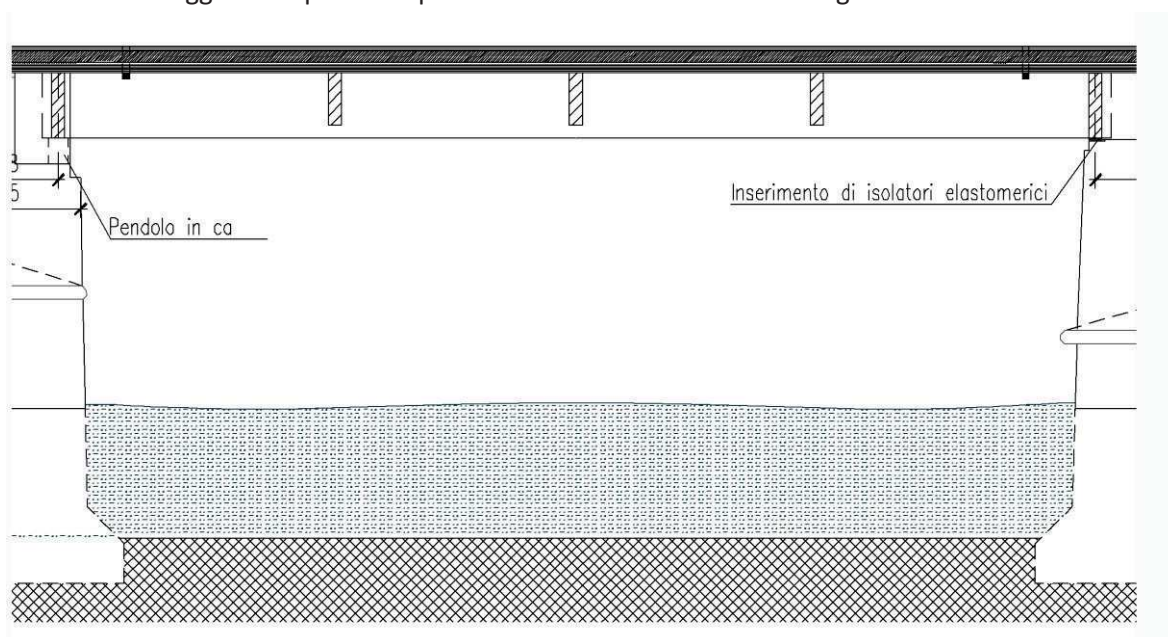


Figura 23: Campata centrale

In condizioni di pendoli perfettamente verticali si ha che la rigidità, in questo caso geometrica, del pendolo è pari a:

$$K_g = W/H_{\text{pendolo}}$$

Ove W è il carico verticale sui pendoli.

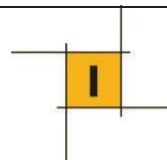
K_{iso}	9065	kN/m
H_{pendolo}	0.5	m
$K_{g \text{ pendolo}}$	1519	kN/m

In tal caso si ha un fattore di sicurezza $K_{\text{iso}}/K_{\text{pendolo}} = 5.9$

Considerando per ipotesi un angolo α di circa 20° si ha:

α	20	°
Δ	0.18	m
W	759.5	kN
K_g	1616.5	kn/m
K_{iso}/k_g	5.61	

Con $\Delta = H_{\text{pendolo}} \cdot \text{tg}(\alpha)$ e $K_g = W/H_{\text{pendolo}} \cdot \cos(\alpha)$



9 CONCLUSIONI

In conclusione, l'intervento proposto risulta essere la soluzione più congeniale in termini di fattibilità tecnico-economica. La riduzione di peso dell'impalcato, l'aumento dello spessore della soletta strutturale e la riabilitazione delle parti ammalorate permettono la riapertura della transitabilità dei mezzi pesanti (44 tonnellate) in entrambi i sensi di marcia. A valle delle analisi svolte si evidenziano fattori di sicurezza soddisfacenti nei confronti delle combinazioni di carico considerate.

In aggiunta, considerando l'analisi dinamica con spettro di risposta (CSM) si evidenzia un notevole miglioramento della risposta sismica. In direzione trasversale la capacità strutturale delle pile risulta essere soddisfacente nei confronti dell'azione sismica.

In direzione longitudinale invece, la presenza degli isolatori elastomerici ha portato un aumento di circa 20% della capacità strutturale in termini di forza. Altresì, la domanda in spostamento risulta essere coerente con la capacità deformativa degli isolatori. Tale direzione risultava essere quella più critica nei confronti dell'azione sismica.