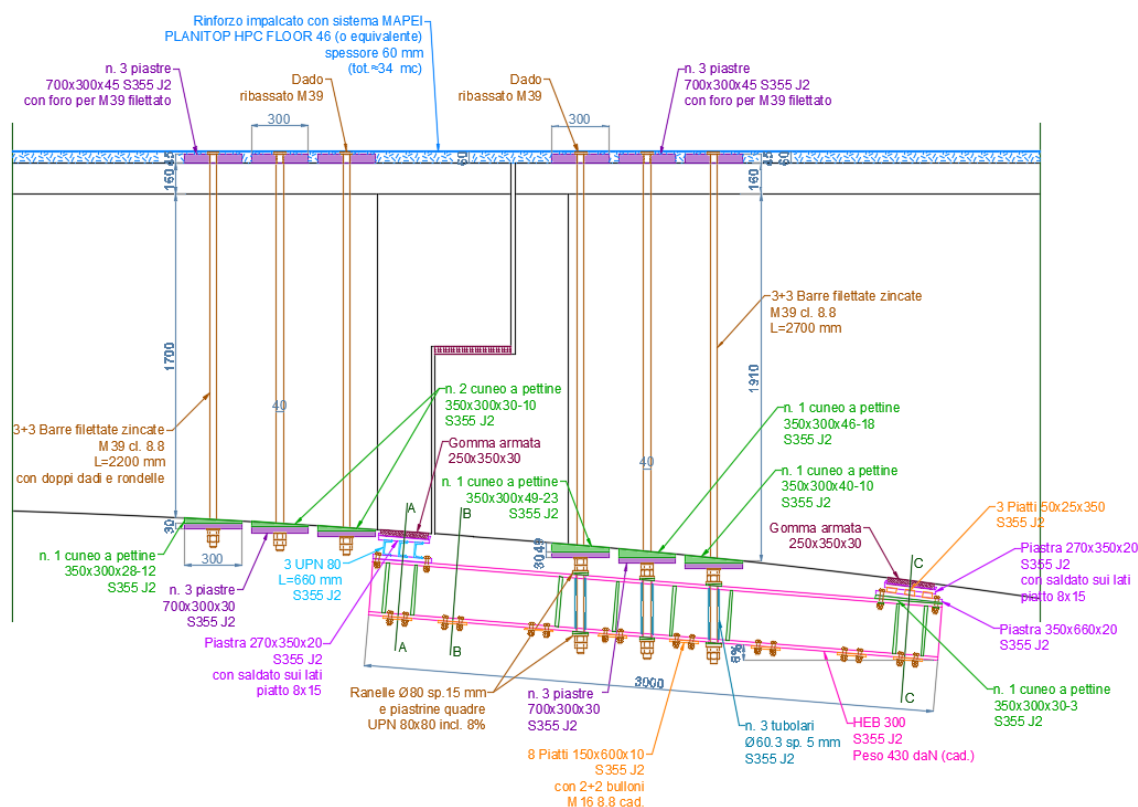


<i>Progetto</i>	SP 87 “DI CERVENO”: MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEL PONTE AL KM 0+050 IN COMUNE DI CETO – CUP PROV0000024033		<i>Comune</i>	Ceto-Cerveno
			<i>Provincia</i>	Brescia
<i>Committente</i>	Provincia di Brescia Area del territorio Settore delle strade e dei trasporti	<i>Progettista</i> 	Dott. Ing. Michele Gallinelli via Lorenzetti 15 25047 Darfo B.T. (BS) 0364 532475 studio@gallinelli.eu www.gallinelli.eu	
<i>Luogo</i>	Darfo B.T.			
<i>Data</i>	16/11/2022			
<i>Oggetto</i>	RELAZIONE DI CALCOLO RINFORZI		Progetto Esecutivo	D-06



SOMMARIO

OGGETTO.....	3
INTRODUZIONE	3
ILLUSTRAZIONE GENERALE PROGETTO DI RIPRISTINO/RINFORZO	4
ANALISI CARICHI STRATIGRAFIA DI PROGETTO.....	8
INVILUPPI SOLLECITAZIONI SLU DI PROGETTO	11
VERIFICA RESISTENZA TRAVI POST INTERVENTO	12
VERIFICHE A FLESSIONE TRAVI POST INTERVENTO	12
VERIFICHE A TAGLIO POST INTERVENTO	14
CALCOLO E VERIFICA RINFORZO SOLETTA.....	17
LIVELLO DI CONOSCENZA	18
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI ESISTENTI DI PROGETTO	18
SOLLECITAZIONI AGENTI	18
VERIFICA DELLA SEZIONE ESISTENTE	18
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL RINFORZO	18
DIMENSIONAMENTO DEL RINFORZO.....	19
VERIFICA DELLA SEZIONE RINFORZATA	20
CALCOLO E VERIFICA RINFORZO SELLE GERBER	21
CALCOLO RESISTENZA SELLA GERBER SCHEMA 1.....	23
CALCOLO RESISTENZA SELLA GERBER SCHEMA 2.....	25
APPOGGIO DI SICUREZZA	28
CORDOLO IN C.A. PER NUOVE BARRIERE	33
CALCOLO AZIONI	34
VERIFICHE DI RESISTENZA	35
CONCLUSIONI	47



OGGETTO

Relazione di calcolo dei rinforzi per il progetto di manutenzione straordinaria del ponte “BSSP087_P001” sulla S.P. n.87 di Cervo che attraversa il fiume Oglio; trattasi di riparazioni e interventi locali che ne garantiscano il “Livello di Operatività con tempo di ritorno 30 anni”.

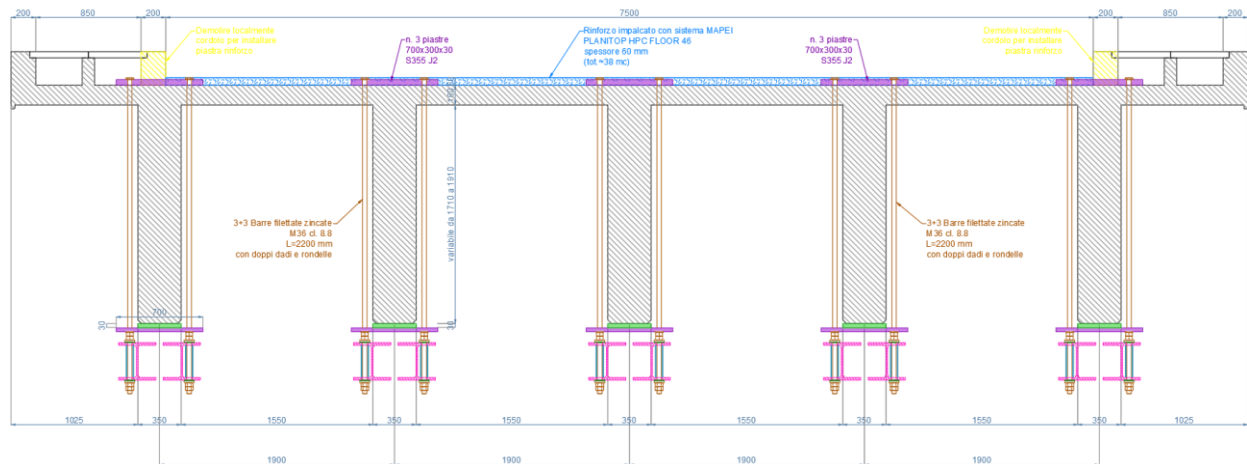
INTRODUZIONE

Il Ponte sul fiume Oglio su cui transita la SP n.87 nei comuni di Ceto e Cervo è stato oggetto di accertamenti da parte della Provincia di Brescia nell’ambito del programma di monitoraggio delle infrastrutture.

Una prima campagna di osservazioni condotta dall’Università degli Studi di Brescia (DICATAM) aveva indicato la necessità di approfondimenti, poiché aveva accertato la presenza di fessure agli appoggi delle travi del ponte, nonché zone con materiali ammalorati.

La Provincia ha commissionato una serie di indagini geometriche e sui materiali allo Studio AZ, le cui calcolazioni preliminari hanno evidenziato delle criticità strutturali in alcune zone del manufatto.

Il lavoro in oggetto parte da queste indagini e si prefigge lo scopo di progettare e applicare i rinforzi necessari per la messa in sicurezza del ponte, intervenendo su parti e criticità indicate dagli studi precedenti. In particolare l’obiettivo è realizzare interventi locali per migliorare il grado di conservazione delle parti ammalorate e rinforzare i punti critici, garantendo il cosiddetto “Livello di Operatività con tempo di ritorno 30 anni”, così come previsto dalla normativa vigente (Norme Tecniche delle Costruzioni) e “Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”.

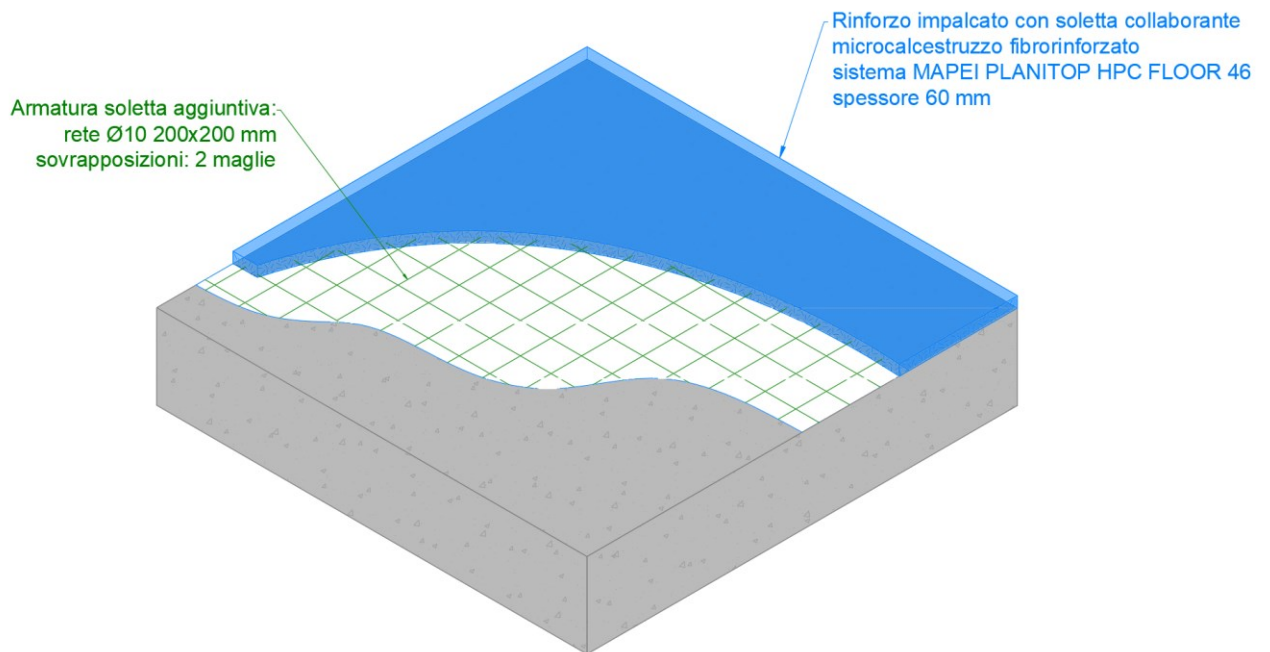


Sezione trasversale del sistema di rinforzo in progetto sulle selle Gerber

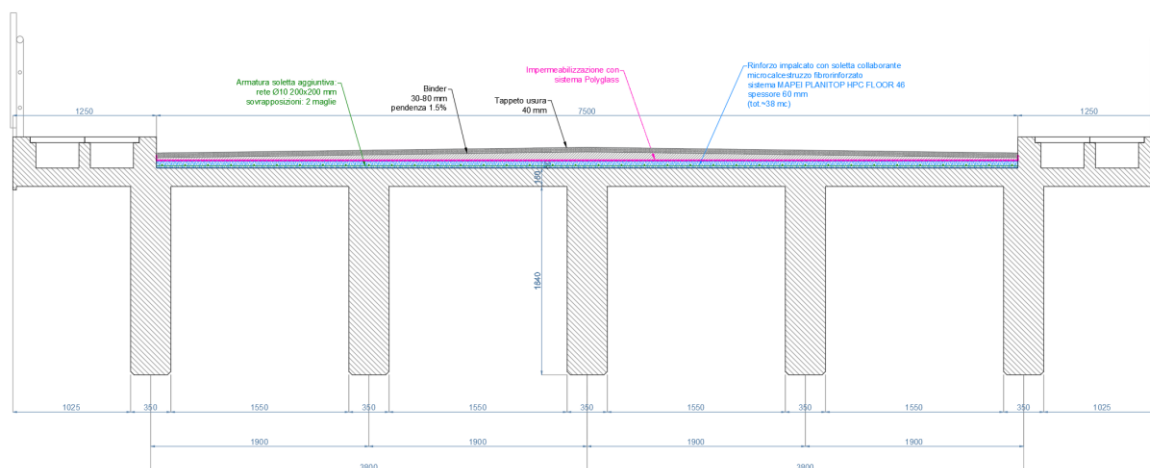
- 2) Rinforzo della soletta del ponte mediante applicazione all'estradosso di caldana strutturale collaborante, di spessore 6 cm, realizzata con prodotto specializzato in microcalcestruzzo fibrorinforzato (Mapei Planitop HPC Floor 46).

A tale scopo verranno rimossi asfalto e binder esistenti, raggiungendo la soletta strutturale. La parte superiore dei rinforzi del punto 1 verrà inglobata nella nuova cappa, risultando protetta e non visibile.

Al di sopra del rinforzo sarà applicato un impermeabilizzante compatibile (Polyglass), su cui verrà steso il binder, che formerà la pendenza a gobba d'asino. Sarà infine realizzato il tappetino d'usura.

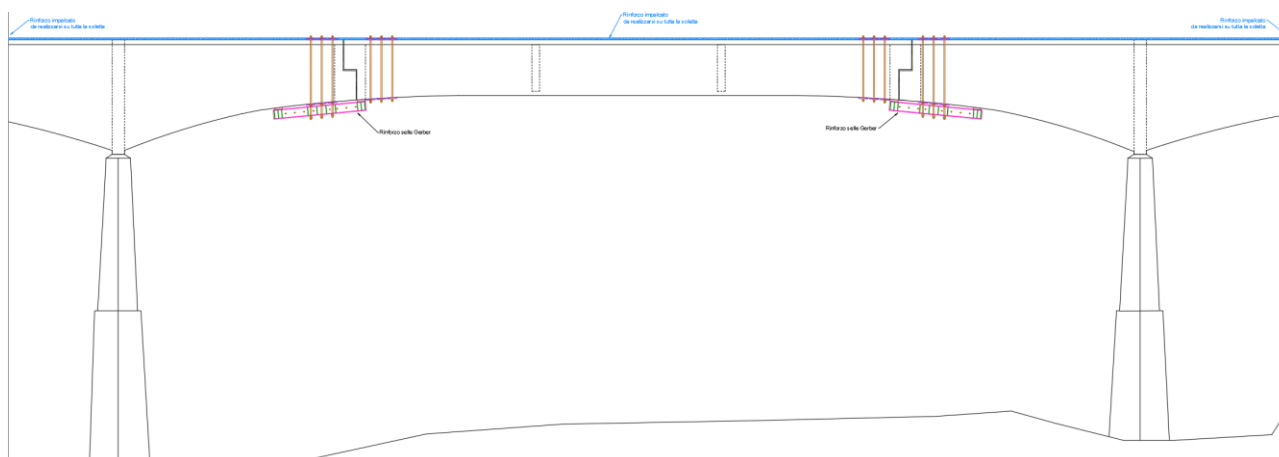


Stratigrafia del rinforzo della soletta



Sezione trasversale con rinforzo della soletta e strati di finitura

Verranno impiegati materiali zincati per resistere alla corrosione degli agenti atmosferici. Le zone in cui saranno visibili gli interventi saranno le due delle selle Gerber, come mostrato nella seguente immagine.



Prospetto laterale del ponte con i nuovi rinforzi (1+2)

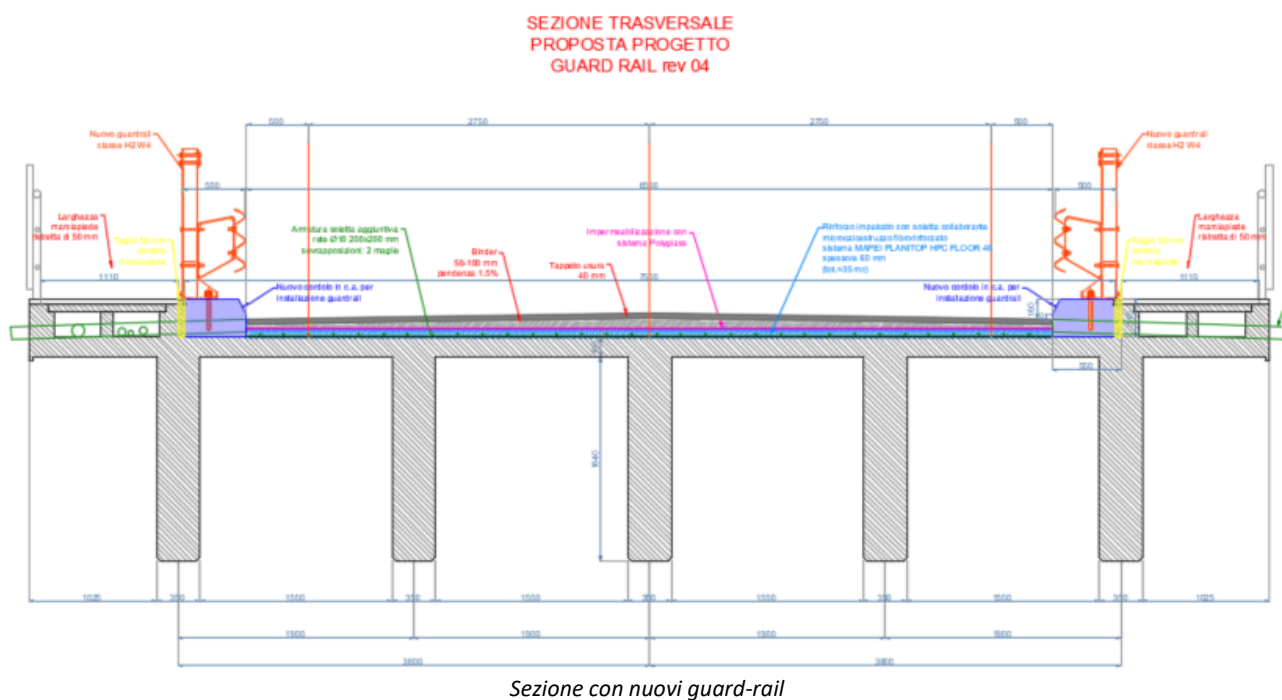
- 3) Per fermare l'avanzamento della corrosione nelle armature esposte e ripristinare i calcestruzzi ammalorati o distaccati, si procederà con il ciclo di trattamento specifico consigliato per queste situazioni e di seguito sintetizzato:
 - Disgaggio manuale calcestruzzi in distacco e asportazioni parti superficiali ammalorate;
 - Pulizia mediante spazzolatura ed eventuale idrolavaggio accurato;
 - Pulizia dei ferri di armatura esposti, rimuovendo ruggine ed ogni altra sostanza presente;
 - Eventuale integrazione delle armature troppo danneggiate o assenti;
 - Passivazione dei ferri mediante pennellatura di apposito prodotto bicomponente a due mani (Sika Monotop 610 New o similare);
 - Trattamento anticorrosione delle parti non esposte dei ferri mediante applicazione a pennello di inibitore migrante (Sika Ferroguard 903 o similare) sui calcestruzzi;
 - Riporto in spessore a ricostruzione del copriferro con malta adesiva a ritiro controllato, contenente additivi specifici e microfibre in polipropilene (Sika Monotop 441 Unika o similare);
 - Si valuterà infine eventuale applicazione di vernice protettiva finale;

- 4) Oltre ai ripristini, si dovranno eliminare le cause di infiltrazioni che li hanno determinati o aggravati. Si sfrutterà la rimozione degli strati superficiali all'estradosso del ponte (come indicato al punto 2), per:
 - Rifare i 4 giunti di dilatazione;
 - Rifare gli scarichi laterali, applicando nuovi tubi in pvc rigido e sigillando gli imbocchi;
 - Rifare completamente l'impermeabilizzazione del piano stradale;
 - Rifare lo strato di usura sopra le lastre dei marciapiedi, ripulendo le intercapedini e impermeabilizzandole con prodotto a pennello (data la presenza di impianti che impedisce applicazione di guaine).
- 5) Come ultimo intervento, non strutturale ma richiesto dalla Committenza, si installeranno guard-rail lungo le due corsie, in modo da realizzare il contenimento dei veicoli sia per la loro sicurezza, che per quella dei pedoni sui marciapiedi.

La soluzione scelta per non implicare ampliamenti strutturali e per non diminuire in maniera significativa l'attuale larghezza dei marciapiedi è quella di posizionare guard-rail di classe H2 W4 all'interno della sede stradale attuale, che passerà da una larghezza totale di 7.50 m a una di 6.50 (misura interno guard rail e due corsie da 2.75 m e due cunette da 0.50 m misura a pavimento). In questo modo si garantirà un passaggio dei veicoli a norma di legge e non si restringeranno significativamente i passaggi pedonali.

Sarà realizzato un cordolo in cemento armato alla base, debitamente collegato alla soletta del ponte, su cui verranno installati i guard-rail certificati.

Saranno curati i raccordi con le parti a monte e a valle dell'intervento, come meglio mostrato nelle tavole grafiche allegate.



ANALISI CARICHI STRATIGRAFIA DI PROGETTO

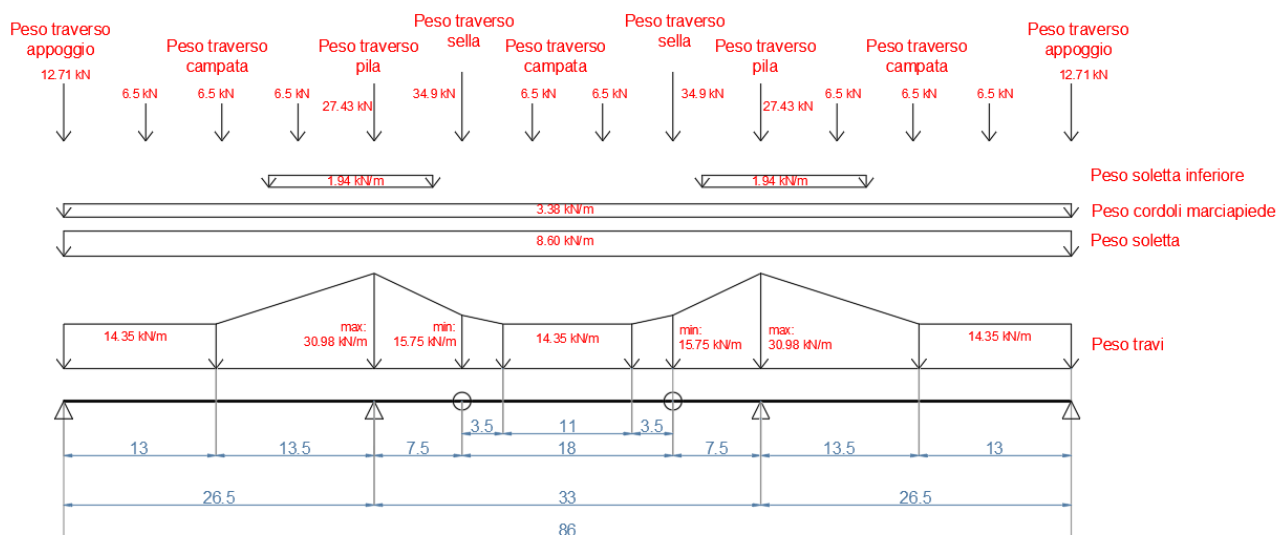
Sulla base dei rinforzi precedentemente descritti, che verranno meglio dettagliati nel proseguo della relazione, si rende necessario modificare i carichi permanenti portati (g_2) rispetto alla condizione nello stato di fatto ed utilizzata nelle verifiche. In particolare la nuova stratigrafia prevede al di sopra della soletta strutturale la posa di:

- 6 cm di rinforzo strutturale con microcalcestruzzo fibrorinforzato (Mapei Planitop HPC Floor 46);
- Strato di impermeabilizzazione con sistema Polyglass (Mapei);
- 8.5 cm (sp. medio) strato di binder
- 4 cm tappeto di usura
- ai bordi cordolo di c.a. per nuovo guard rail di sezione 31x55 cm

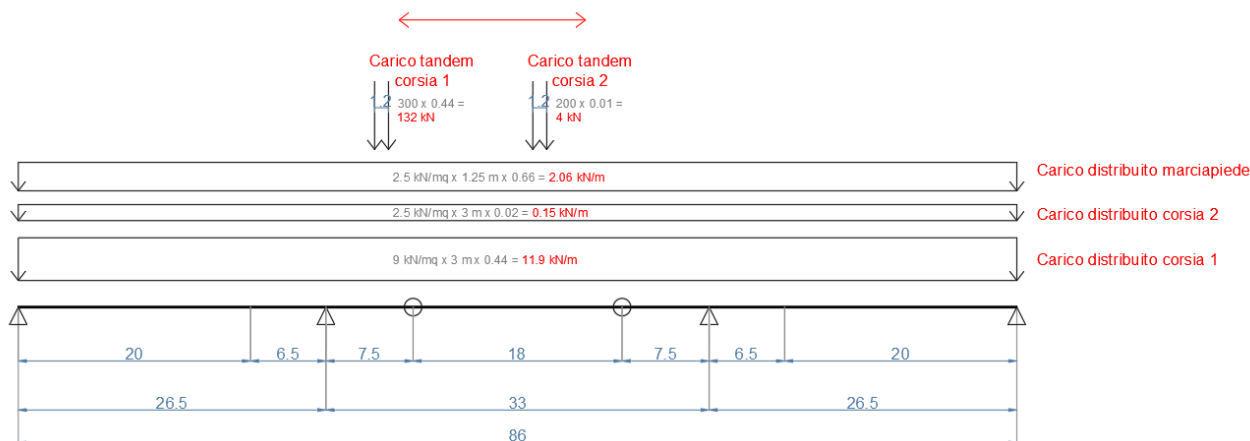
I carichi permanenti strutturali (g_1) e i carichi variabili da traffico (q) secondo schema da Normativa vigente restano invariati e vengono riportati di seguito (per i dettagli fare riferimento alla relazione di verifica dello stato di fatto).

Il riferimento delle analisi è la trave di bordo che come osservato nella verifica dello stato di fatto risulta la più sollecitata e quindi dimensionante.

CARICO G1 TRAVE BORDO



CARICO Q TRAVE BORDO



Di seguito si riporta il calcolo del carico g2 per la trave di bordo nella situazione di progetto.

NUOVA STRATIGRAFIA	B [m]	H [m]	γ [kN/mc]	Carico G2 [kN/m]
Cordolo guard rail	0,55	0,31	25	4,26
Rinforzo soletta	0,50	0,06	25	0,75
Polyglass				0,03
Binder+tappetino usura	0,40	0,10	25	0,95
Guard rail H2 W4				1,00
Pavimentazione marciapiedi	1,25	0,04	25	1,25
Parapetti esterni esistenti				0,50

Si considerano anche i pesi propri dei rinforzi.

LISTA MATERIALI (rinforzo 1 trave, totale 5 travi da rinforzare):

RINFORZI LATO SELLA

- N. 6 Barre filettate M39 L=2700 mm	cl. 8.8	Peso tot: 110.16 kg
- N. 3 Piastra superiori 700x300x45	S355 J2	Peso tot: 222.55 kg
- N. 3 Cunei inferiori 350x300x49-10	S355 J2	Peso tot: 72.95 kg
- N. 3 Piastra inferiore 700x300x30	S355 J2	Peso tot: 148.37 kg
- N. 6 Ranelle Ø80 sp.15 mm	S355 J2	Peso tot: 2.83 kg
- N. 6 Piastrine quadre UPN 80X80 incl. 8%	S355 J2	Peso tot: 2.04 kg
		Totale: 558.89 kg

RINFORZI LATO TRAVE

- N. 6 Barre filettate M39 L=2200 mm	cl. 8.8	Peso tot: 89.76 kg
- N. 3 Piastra superiori 700x300x45	S355 J2	Peso tot: 222.55 kg
- N. 3 Cunei inferiori 350x300x30-10	S355 J2	Peso tot: 49.46 kg
- N. 3 Piastra inferiore 700x300x30	S355 J2	Peso tot: 148.37 kg
		Totale: 510.13 kg

TRAVI SUPPORTO

- N.2 HEB300 L=3000 mm	S355 J2	Peso tot: 702.00 kg
- N.32 squadrette irr. travi 262x140x15 mm	S355 J2	Peso tot: 138.21 kg
- N.8 piatti inferiori travi 150x660x10 mm	S355 J2	Peso tot: 62.17 kg
- N.6 Tubolari Ø60.3 sp. 5 mm	S355 J2	Peso tot: 11.05 kg
		Totale: 913.43 kg

APPOGGIO TRAVE GERBER

- N. 1 Piastra inf. app. trave 310x660x20	S355 J2	Peso tot: 32.12 kg
- N. 3 UPN 80 appoggio trave	S355 J2	Peso tot: 17.03 kg
- N. 1 Piastra sup. app. trave 270x350x20	S355 J2	Peso tot: 14.84 kg
- N. 2 Piatti contorno app. trave 350x15x8	S355 J2	Peso tot: 0.66 kg
		Totale: 64.65 kg

APPOGGIO SELLA GERBER

- N. 1 Cuneo pettine 350x300x30-3	S355 J2	Peso tot: 13.60 kg
- N. 1 Piastra inf. app. trave 350x660x20	S355 J2	Peso tot: 36.27 kg
- N. 3 Piatti rialzo 50x350x25	S355 J2	Peso tot: 10.30 kg
- N. 1 Piastra sup. app. trave 270x350x20	S355 J2	Peso tot: 14.84 kg
- N. 2 Piatti contorno app. trave 350x15x8	S355 J2	Peso tot: 0.66 kg
		Totale: 75.67 kg

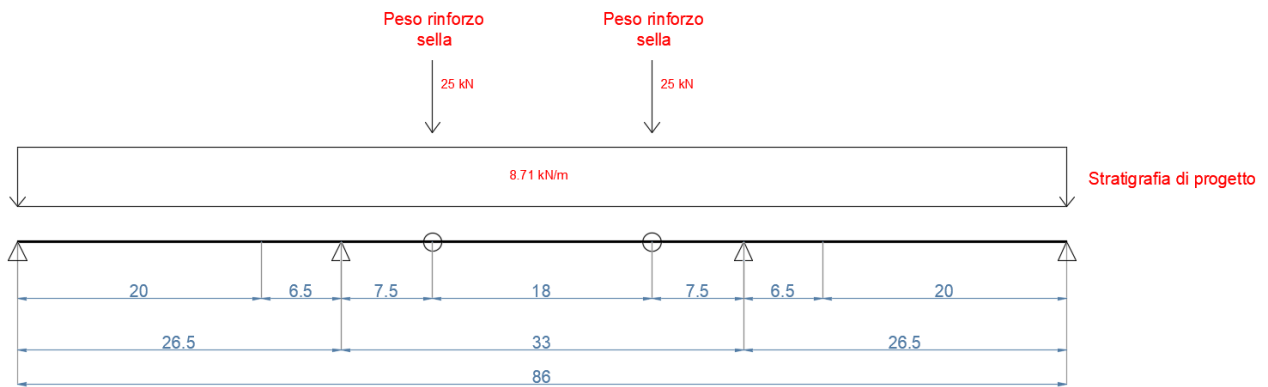
TOTALE PESO RINFORZI 1 TRAVE

2'122.76 kg

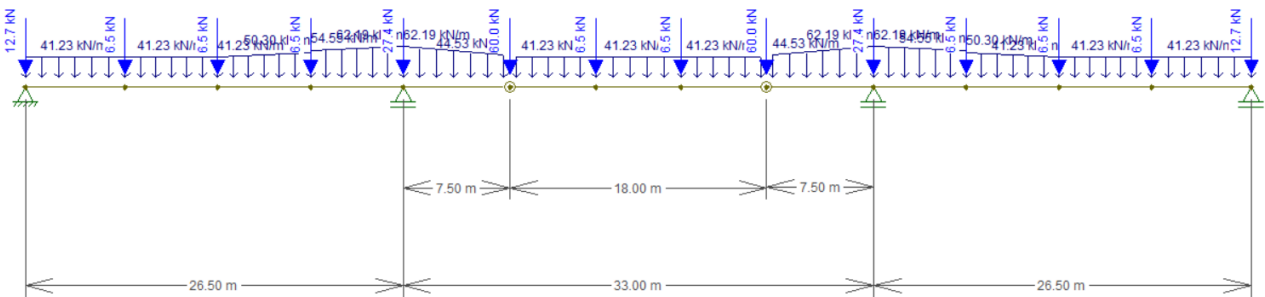
Questi carichi riportati sulla trave di bordo conducono al seguente schema statico.



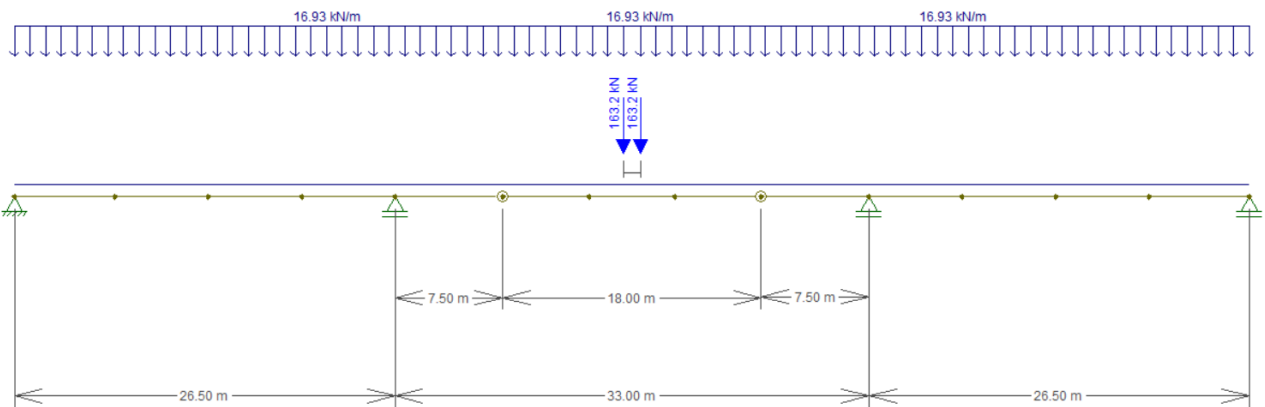
CARICO G2 TRAVE BORDO CON RINFORZI



Utilizzando gli schemi di calcolo sopra riportati, con i relativi coefficienti parziali definiti per operatività e LC2 ($\gamma_G=1.16$ e $\gamma_Q=1.20$), si ottengono i seguenti schemi di calcolo a SLU, differenziando carichi permanenti e carichi variabili.



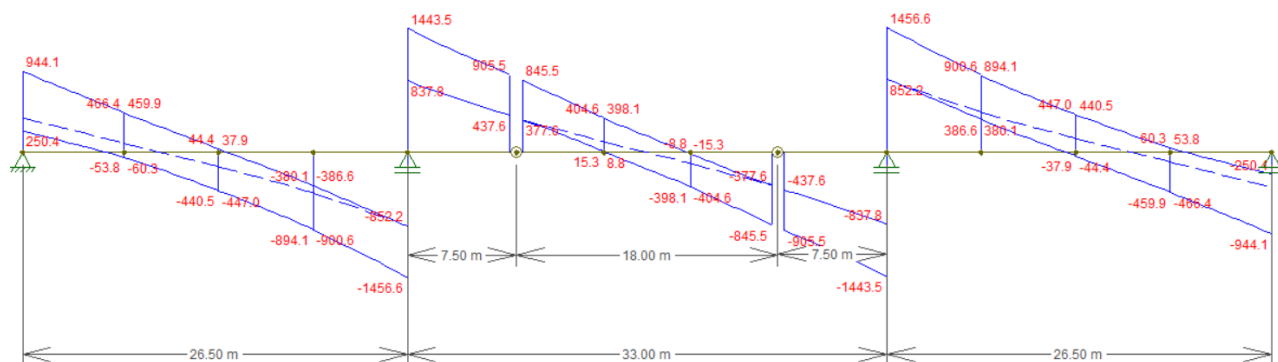
Carichi permanenti cmb SLU (NTC 18 Operatività)



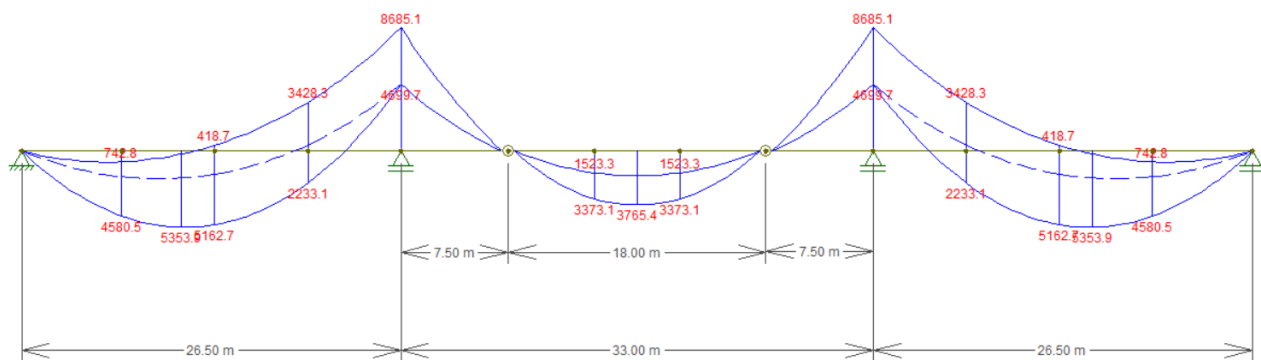
Carichi variabili cmb SLU (il carico tandem concentrato viene fatto scorrere su tutta la lunghezza del ponte) (NTC 18 Operatività)

INVILUPPI SOLLECITAZIONI SLU DI PROGETTO

Dagli schemi di calcolo sopra riportati si ottengono i seguenti diagrammi di involucro di taglio e momento a SLU.



Inviluppo diagramma taglio SLU



Inviluppo diagramma momento SLU

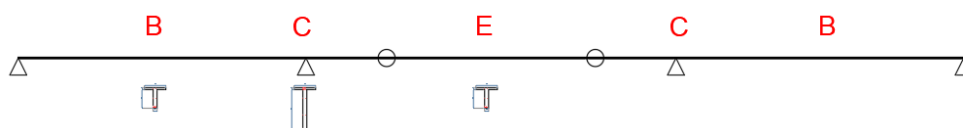
VERIFICA RESISTENZA TRAVI POST INTERVENTO

Avendo aggiornato i carichi a seguito della definizione della nuova stratigrafia, la prima verifica che si propone è l'aggiornamento delle verifiche a flessione e a taglio delle travi le quali risultano maggiorate all'estradosso per effetto della soletta collaborante. Le verifiche si riferiscono alla trave di bordo che, come visto nella relazione di verifica, risulta essere la più sollecitata e quindi dimensionante.

VERIFICHE A FLESSIONE TRAVI POST INTERVENTO

Si riportano le verifiche per le sezioni più significative:

Momento



Sezioni significative per la verifica a flessione delle travate

CALCOLO RESISTENZA SEZIONE B post intervento

Verifica C.A. S.L.U. - File: SEZ B prog

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 - Strutture esistenti

Titolo: SEZIONE B (campata laterale)

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 5 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	190	22
2	35	164

N°	As [cm²]	d [cm]
1	14,14	12
2	2,26	104
3	28,27	168
4	35,34	174
5	35,34	180

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 5353,9 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N

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

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

FeB44k C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 358,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 20,83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,792 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

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

M-curvatura

Precompresso

M_{xRd} 6,098 kNm

σ_c -20,83 N/mm²
 σ_s 358,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 51,64 ‰
d 180 cm
x 11,42 x/d 0,06347
 δ 0,7

MRd = 6098 kNm

CALCOLO RESISTENZA SEZIONE C post intervento

Verifica C.A. S.L.U. - File: SEZ C prog

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 - Strutture esistenti

Titolo: SEZIONE C (appoggi)

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 6 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	190	22
2	35	354

N°	As [cm²]	d [cm]
1	35,34	10
2	35,34	16
3	35,34	22
4	2,26	104
5	2,26	244
6	4,02	371

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} -8685,1 kNm
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -12.968 kNm

Materiali FeB44k C25/30

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_y 358,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_c 20,83 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_c 0,8
ε_{sy} 1,792 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

σ_c -20,83 N/mm²
σ_s 358,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 16,32 ‰
d 366 cm
x 64,63 x/d 0,1766
δ 0,7

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

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
M-curvatura
Precompresso

Mrd = -12968 kNm

CALCOLO RESISTENZA SEZIONE E post intervento

Verifica C.A. S.L.U. - File: SEZ E prog

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 - Strutture esistenti

Titolo: SEZIONE E (campata centrale)

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 5 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	190	22
2	35	164

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,02	10
2	2,26	104
3	14,14	168
4	35,34	174
5	35,34	180

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 3765,4 kNm
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 5.291 kNm

Materiali FeB44k C25/30

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_y 358,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_c 20,83 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_c 0,8
ε_{sy} 1,792 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

σ_c -20,83 N/mm²
σ_s 358,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 61,44 ‰
d 180 cm
x 9,702 x/d 0,0539
δ 0,7

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

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
M-curvatura
Precompresso

Mrd = 5291 kNm



Di seguito si riporta una sintesi da cui si evince che le verifiche a flessione della travata nella condizione post intervento risultano soddisfatte in tutte le sezioni analizzate.

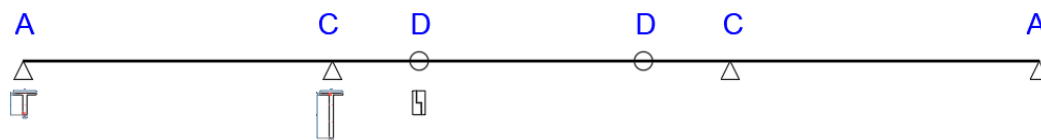
Verifiche flessione travate post intervento

SEZIONI	Med [kNm]	Mrd [kNm]	Sfruttamento
SEZ. B	5353,9	6098	88%
SEZ. C	-8685,1	-12968	67%
SEZ. E	3765,4	5291	71%

VERIFICHE A TAGLIO POST INTERVENTO

Si è calcolata la resistenza e confrontata con la sollecitazione nelle sezioni significative della trave di bordo, come di seguito individuato.

Taglio



Sezioni significative per la verifica a taglio delle travate

La sezione D (sella Gerber) è oggetto di intervento locale di rinforzo e sarà trattata in capitolo a sé.

VERIFICA SEZIONE A post intervento

Verifica a taglio

Azione sollecitante

Ved 944,1 kN

Dati

B 350 mm

H 1860 mm

d 1800 mm

bw 350 mm

CLS CLS esistente

ACCIAIO FeB44k

FC 1.2

γ_s 1.15

γ_c 1.5

Armatura trasversale

diam. staffe (Φ)	n. braccia	PASSO (cm)
10	2	30

Verifica lato staffe

$$V_{Rd,st} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

d	1800	mm
f _{yd}	311.59	N/mm ²
θ	30.00	°
	0.52	rad
α	90.00	°
	1.57	rad
A _{sw}	157.08	mm ²
s	300	mm

V_{Rd,st} 457.79 kN

Contributo ferri piegati

$$V_{Rd,fp} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

d	1800	mm
f _{yd}	311.59	N/mm ²
θ	30.00	°
	0.52	rad
α	45.00	°
	0.79	rad
A _{sw}	706.86	mm ²
s	850	mm

V_{Rd} 810.95 kN

Verifica taglio lato acciaio

V_{Rd,tot} 1269 kN
V_{ed} 944,1 kN
Sfrutt. 0,74 VERIFICATO

Verifica taglio lato cls

$$V_{Rdc} = 0,9 \cdot d \cdot b \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

f _{cd}	13,83	N/mm ²
v	0,50	
f' _{cd}	6,92	N/mm ²
σ _{cp}	0,000	N/mm ²
α _c	1,000	
d	1800	mm
B	350	mm

V_{Rdc} 1698,17 kN
V_{ed} 944,1 kN
Sfrutt. 0,56 VERIFICATO

VERIFICA SEZIONE C post intervento

Verifica a taglio

Azione sollecitante

V_{ed} 1456,6 kN

Dati

B 350 mm
H 3760 mm
d 3700 mm
b_w 350 mm
CLS CLS esistente
ACCIAIO FeB44k
FC 1.2
γ_s 1.15
γ_c 1.5



Armatura trasversale

diam. staffe (Φ)	n. braccia	PASSO (cm)
10	2	30

Verifica lato staffe

Contributo ferri piegati

$$V_{Rd,st} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,fp} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

d	3700	mm	d	3700	mm
f _{yd}	311.59	N/mm ²	f _{yd}	311.59	N/mm ²
ϑ	30.00	°	ϑ	30.00	°
	0.52	rad		0.52	rad
α	90.00	°	α	45.00	°
	1.57	rad		0.79	rad
A _{sw}	157.08	mm ²	A _{sw}	706.86	mm ²
s	300	mm	s	1500	mm

V_{Rd,st}

941.01 kN

V_{Rd,s}

944.60 kN

Verifica taglio lato acciaio

V _{Rd,tot}	1886	kN
V _{ed}	1456,6	kN
Sfrutt.	0,77	VERIFICATO

Verifica taglio lato cls

$$V_{Rdc} = 0,9 \cdot d \cdot b \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

f _{cd}	13,83	N/mm ²
v	0,50	
f' _{cd}	6,92	N/mm ²
α_{cp}	0,000	N/mm ²
α_c	1,000	
d	3700	mm
B	350	mm

V _{Rdc}	3490,68	kN
V _{ed}	1456,6	kN
Sfrutt.	0,42	VERIFICATO

Di seguito si riporta una sintesi delle verifiche a taglio sulle travate, da cui si evince che le verifiche nella condizione post intervento risultano soddisfatte.

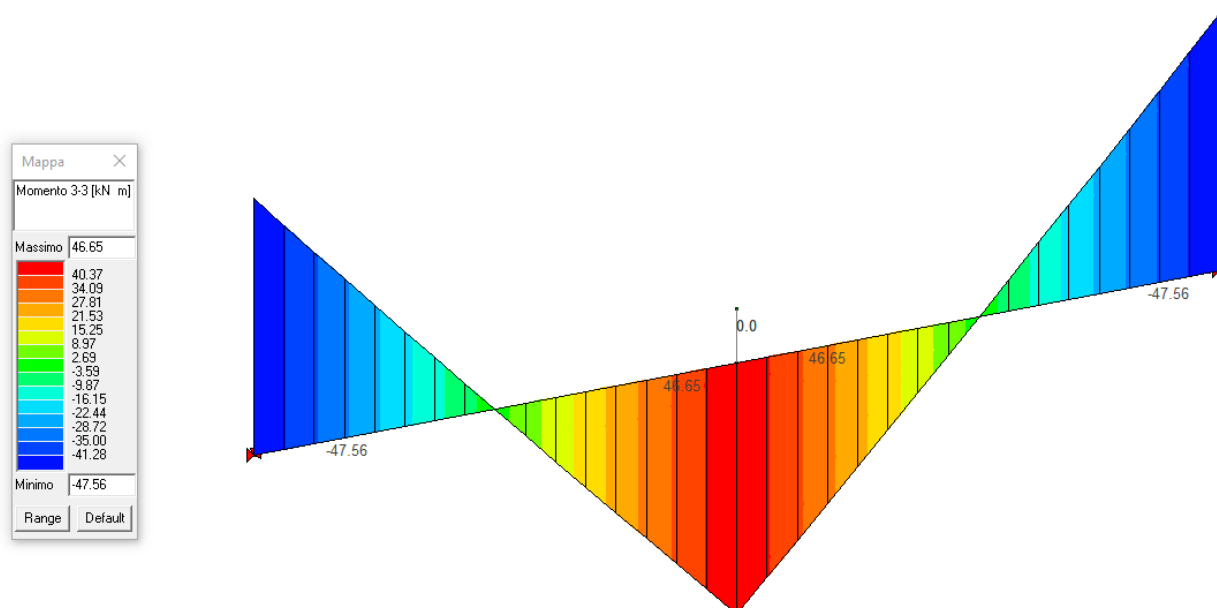
Verifiche taglio travate post intervento

SEZIONI	V _{ed} [kN]	V _{rd} [kN]	Sfruttamento
SEZ. A	944,1	1269	74%
SEZ. C	1456,6	1886	77%

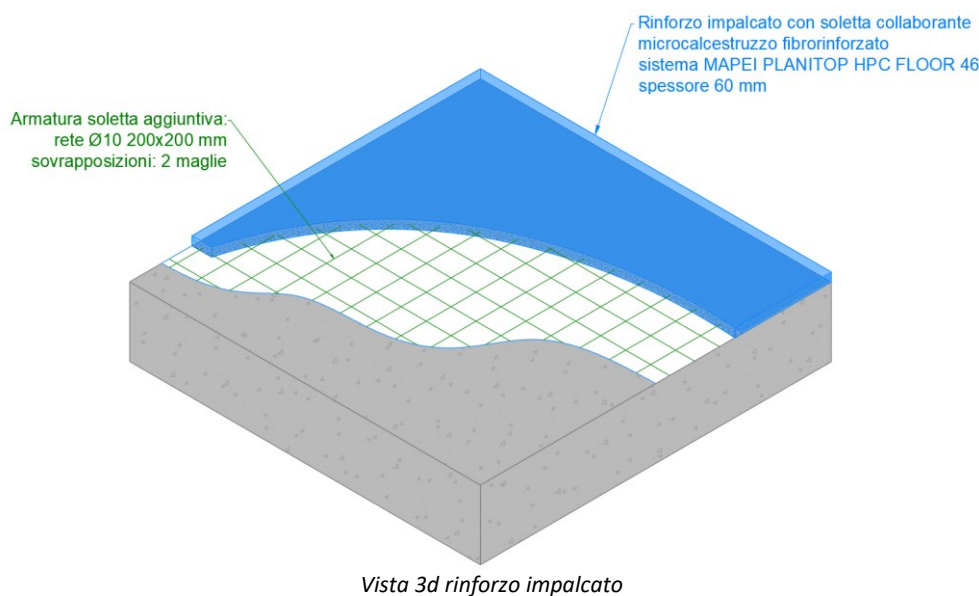


CALCOLO E VERIFICA RINFORZO SOLETTA

Per prima cosa si riporta l'aggiornamento delle azioni sollecitanti a seguito definizione della stratigrafia di progetto.



Il rinforzo della soletta prevede l'applicazione all'estradosso di una soletta collaborante in microcalcestruzzo fibrorinforzato così come illustrato di seguito. L'intervento riguarda il rinforzo a flessione con conseguente irrigidimento di piano del solaio in c.a. mediante applicazione estradosale di una malta cementizia ad elevatissime prestazioni meccaniche, a ritiro compensato fibrorinforzata con fibre in acciaio e ad elevata duttilità tipo Planitop HPC Floor 46 della Mapei S.p.A. o similare.



Per effettuare il dimensionamento e la verifica si considera una striscia unitaria della soletta di spessore 16 cm con armatura così come indicata nel progetto originale (per i dettagli dello stato di fatto vedere la relazione di verifica dello stato di fatto).

Livello di conoscenza

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive è stato individuato il Livello di Conoscenza LC2 dei diversi parametri coinvolti nel modello e definito il correlato Fattore di Confidenza $FC = 1.2$ da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.

Caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti di progetto

Le caratteristiche meccaniche di progetto del calcestruzzo esistente sono:

- Resistenza a compressione di progetto (elementi/meccanismi duttili) f_{cd} 20.83 MPa
- Resistenza a compressione di progetto (elementi/meccanismi fragili) f_{cd} 13.89 MPa

Le caratteristiche meccaniche di progetto dell'acciaio esistente sono:

- Resistenza a trazione di progetto (elementi/meccanismi duttili) f_{yd} 358.33 Mpa
- Resistenza a trazione di progetto (elementi/meccanismi fragili) f_{yd} 311.59 Mpa

Per la valutazione della capacità degli elementi/meccanismi duttili si impiegano i valori medi delle proprietà dei materiali esistenti, direttamente ottenute da prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza, in relazione al livello di conoscenza raggiunto (§ 8.7.2 delle NTC 2018).

Per la valutazione della capacità degli elementi/meccanismi fragili si impiegano i valori medi delle proprietà dei materiali esistenti, direttamente ottenute da prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza, in relazione al livello di conoscenza raggiunto, e per il coefficiente di sicurezza parziale del materiale. Per il calcestruzzo il coefficiente parziale di sicurezza γ_c è pari a 1,5, per l'acciaio γ_s è pari a 1,15 (§ 8.7.2 delle NTC 2018).

Sollecitazioni agenti

Le sollecitazioni agenti al momento del rinforzo sono:

Momento flettente positivo agente al momento del rinforzo M_{0+}	46.65 kNm
Momento flettente negativo agente al momento del rinforzo M_{0-}	-47.56 kNm

Verifica della sezione esistente

Le caratteristiche resistenti allo S.L.U. della sezione esistente sono:

Momento massimo positivo $M_{Rd,SLU,pos}$	31.42 kNm
Momento massimo negativo $M_{Rd,SLU,neg}$	-27.37 kNm

Caratteristiche meccaniche del rinforzo

Planitop HPC Floor 46

Resistenza caratteristica a compressione f_{ck}	80.0 MPa
Resistenza caratteristica a trazione per flessione F_{ftuk}	3.12 MPa
Tensione tangenziale caratteristica interfaccia τ_k	3.4 MPa
Modulo elastico E_c	43200.0 MPa
Deformazione ultima ϵ_{cu}	0,35 %
Coefficiente di sicurezza FRC γ_c	1,5
Resistenza di progetto a compressione f_{cd}	45.33 MPa
Resistenza di progetto a trazione per flessione F_{ftud}	2.08 MPa
Tensione tangenziale di progetto interfaccia τ_d	2.27 MPa

Dimensionamento del rinforzo

Spessore di applicazione h_r 60 mm

ARMATURA INTEGRATIVA LONGITUDINALE

Il rinforzo è armato longitudinalmente con barre $\varnothing 10/200$ mm nello spessore della cappa collaborante. Assicurare che tale armatura integrativa del rinforzo permetta la corretta posa in opera del betoncino fibrorinforzato.

Resistenza di progetto dell'armatura integrativa longitudinale f_{yd} 391.3 MPa

FLESSIONE +

La verifica viene eseguita nella sezione in campata ovvero quella nella quale sono tese le fibre inferiori.

Il calcolo viene eseguito con la semplificazione dello stress block applicata sia al calcestruzzo esistente che al rinforzo FRC assumendo i seguenti fattori correttivi:

$$\eta = 1 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} = 0.85$$

$$\lambda = 0.8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} = 0.73$$

Flessione

Eseguendo il calcolo con il metodo dello stress block, dall'equilibrio alla traslazione si ottiene il valore dell'asse neutro

$$\lambda \cdot B_s \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd,rinf} - A_{s,sup} \cdot f_{yd} - A_{s,inf} \cdot f_{yd} - (h_R - x) \cdot B_s \cdot F_{ftud} = 0$$

Dove le deformazioni delle armature tese e compresse dipendono dalla deformazione ultima del calcestruzzo. In particolare, la deformazione dell'armatura superiore $\varepsilon_{s,sup}$ è pari a:

$$\varepsilon_{s,sup} = \frac{x - c - h_R}{x} \varepsilon_{cu} = -0.0176$$

La deformazione dell'armatura inferiore $\varepsilon_{s,inf}$ è pari a:

$$\varepsilon_{s,inf} = \frac{d - x}{x} \varepsilon_{cu} = -0.041$$

Nelle equazioni precedenti, se gli acciai sono in fase elastica, le loro tensioni di lavoro sono ottenibili moltiplicando il valore delle deformazioni per il modulo di elasticità normale, altrimenti sono da assumersi pari al valore di snervamento. Si ottiene, risolvendo la relazione dell'equilibrio alla traslazione, un valore dell'asse neutro pari a:

$$x = 14.96 \text{ mm}$$

Dall'equilibrio alla rotazione si ottiene il momento ultimo della sezione rinforzata:

$$M_{Rd,pos} = \lambda \cdot B_s \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd,rinf} \cdot \left(d - \lambda \cdot \frac{x}{2}\right) + A_{s,sup} \cdot f_{yd} \cdot (d - c - h_R) - (h_R - x) \cdot B_s \cdot F_{ftud} \cdot \left(d - x - \frac{h_R - x}{2}\right)$$

$$M_{Rd} = 54.74 \text{ kNm}$$

FLESSIONE -

La verifica viene eseguita nella sezione di appoggio ovvero quella nella quale sono tese le fibre superiori.

Eseguendo il calcolo con il metodo dello stress block dall'equilibrio alla traslazione si ottiene il valore dell'asse neutro

$$\psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_{s,inf} \cdot \varepsilon_{s,inf} \cdot E_s - A_{s,sup} \cdot f_{yd} - h_R \cdot B_s \cdot F_{ftud} = 0$$

Dove le deformazioni delle armature tese e compresse dipendono dalla deformazione ultima del calcestruzzo. In particolare la deformazione dell'armatura superiore $\varepsilon_{s,sup}$ è pari a:

$$\varepsilon_{s,sup} = \frac{d - x}{x} \varepsilon_{cu} = -0.0126$$

La deformazione dell'armatura inferiore $\varepsilon_{s,inf}$ è pari a:

$$\varepsilon_{s,inf} = \frac{x - c}{x} \varepsilon_{cu} = -2.0E - 4$$

Nelle equazioni precedenti, se gli acciai sono in fase elastica, le loro tensioni di lavoro sono ottenibili moltiplicando il valore delle deformazioni per il modulo di elasticità normale, altrimenti sono da assumersi pari al valore di snervamento. Si ottiene, risolvendo la relazione dell'equilibrio alla traslazione, un valore dell'asse neutro pari a:

$$x = 28.25 \text{ mm}$$

Dall'equilibrio alla rotazione si ottiene il momento ultimo della sezione tal quale:

$$M_{Rd,neg} = \psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - h_R - \lambda \cdot x) + A_{s,inf} \cdot \varepsilon_{s,inf} \cdot E_s \cdot (d - h_R - c) + h_R \cdot B_s \cdot F_{ftud} \cdot (c + h_R/2)$$

$$M_{Rd} = -66.11 \text{ kNm}$$

VERIFICA TENSIONE INTERFACCIA CALCESTRUZZO ESISTENTE – RINFORZO

La verifica della tensione tangenziale all'interfaccia è data dalla:

$$\tau_{max} = \frac{V_{Rd}}{d \cdot b} = 0.47 \text{ MPa}$$

Dove

V_{Rd} è il taglio resistente della sezione rinforzata

d è l'altezza utile del travetto

b è la base del travetto

Verifica della sezione rinforzata

EFFICACIA DEL RINFORZO: Flessione positiva

$$M_{Rd,pos,rinf} = 54.74 \text{ kNm} > M_{Rd,pos} = 31.42 \text{ kNm}$$

L'incremento di resistenza per effetto del rinforzo è del 74.2%.

EFFICACIA DEL RINFORZO: Flessione negativa

$$M_{Rd,neg,rinf} = -66.11 \text{ kNm} < M_{Rd,neg} = -27.37 \text{ kNm}$$

L'incremento di resistenza per effetto del rinforzo è del 141.6%.

VERIFICA S.L.U.: Tensione interfaccia

$$\tau_{max} = 0.47 \text{ MPa} < \tau_d = 2.27 \text{ MPa}$$

Di seguito una sintesi delle verifiche a flessione della soletta nella condizione post intervento.

Verifiche flessione soletta post intervento

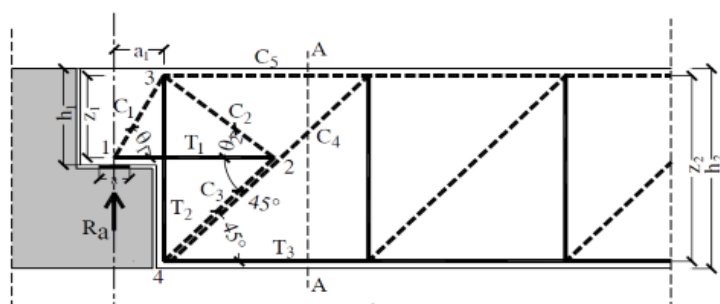
SEZIONI	Med [kNm]	Mrd [kNm]	Sfruttamento
Incastro	47.56	54.74	87%
Mezzeria	46.65	66.11	71%

La verifica allo S.L.U. risulta soddisfatta e conferma il dimensionamento del rinforzo della soletta con il sistema proposto.

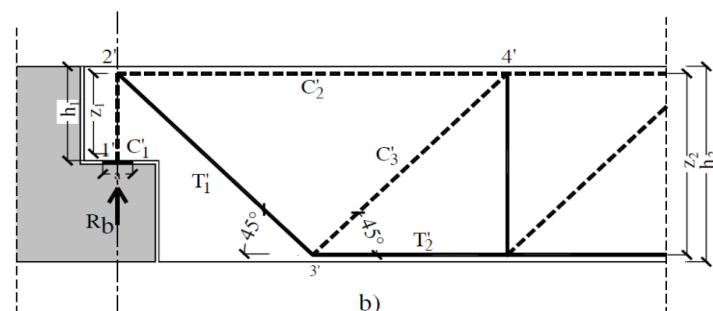
CALCOLO E VERIFICA RINFORZO SELLE GERBER

L'analisi dello stato di fatto ha mostrato delle carenze strutturali delle selle gerber che sono sfruttate oltre il limite di resistenza di calcolo, evidenziando quindi la necessità di un intervento di rinforzo.

Nelle selle gerber secondo la letteratura (EC2) si possono attivare due diversi meccanismi resistenti a traliccio tirante-puntone e in generale la resistenza della sella può essere valutata sommando il contributo di entrambi i meccanismi resistenti; di seguito si riporta lo schema dei due modelli.

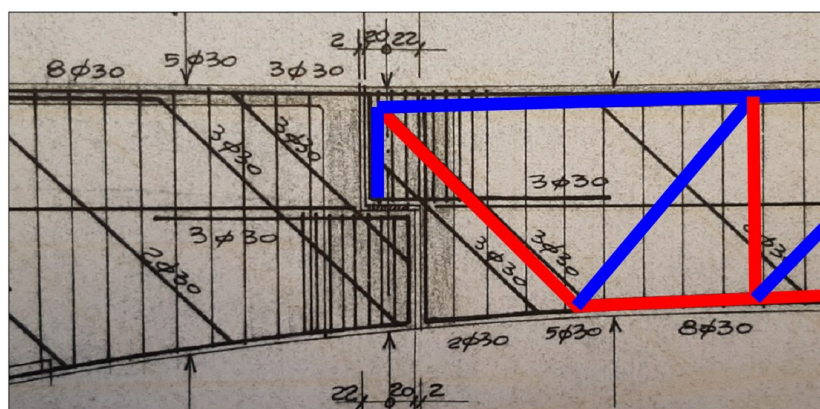


Schema 1 tirante-puntone sella Gerber



Schema 2 tirante-puntone sella Gerber

Vista la disposizione di armatura presente, così come indicato nella relazione di verifica dello stato di fatto, allo stato attuale è attivabile soltanto lo schema 2, come meglio individuato nell'immagine seguente.

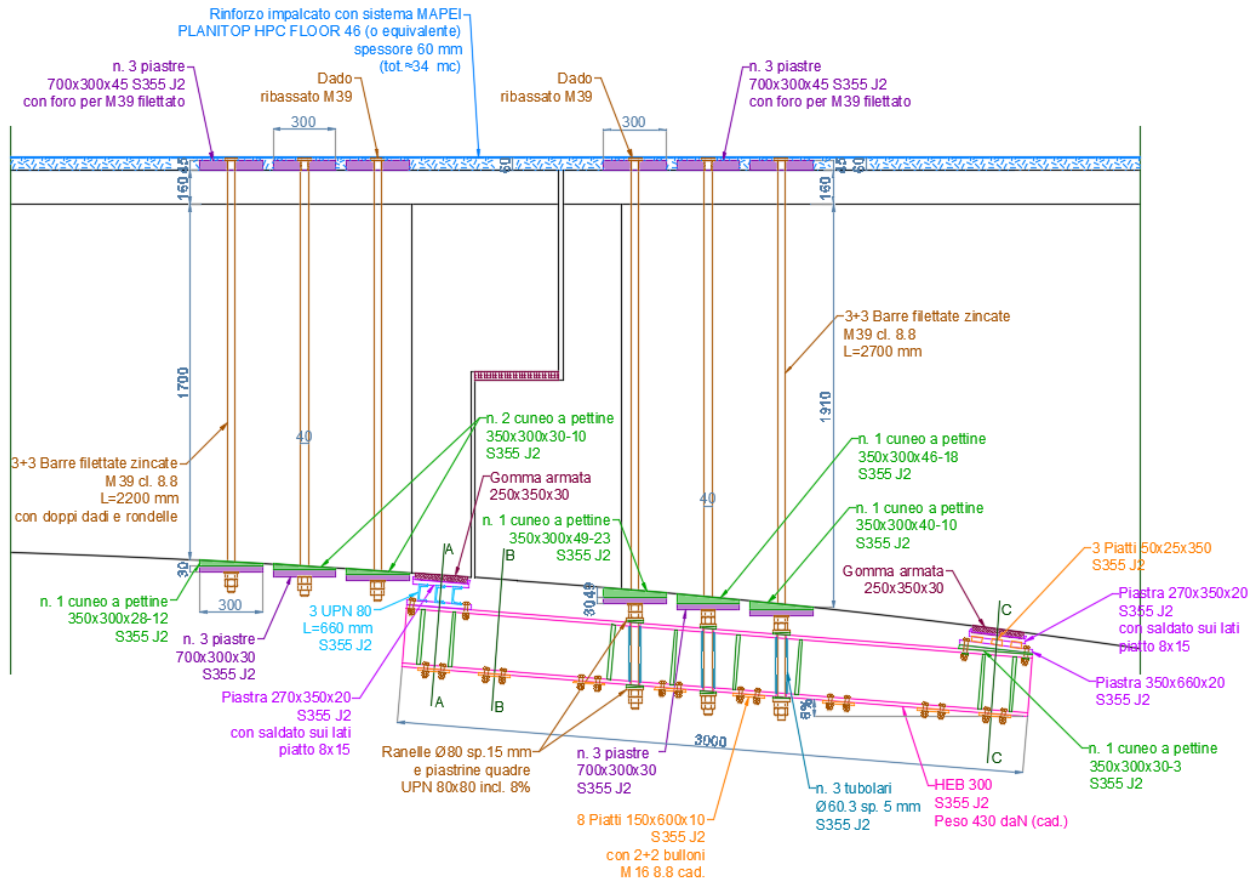


Schema 2 tirante-puntone sovrapposto a armatura presente nelle travi

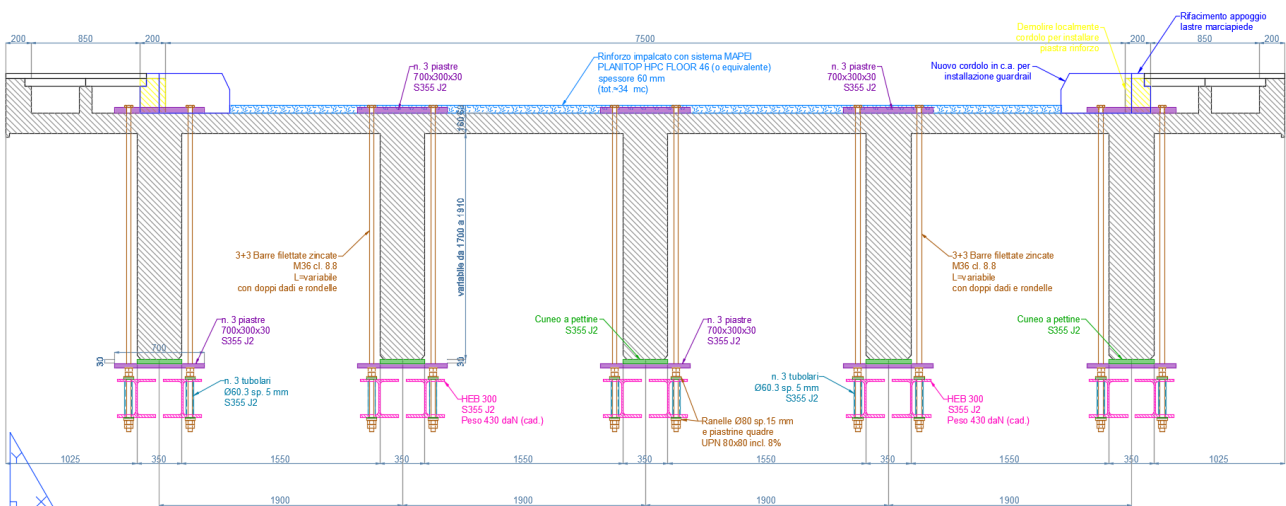
L'intervento di rinforzo progettato prevede l'inserimento di nuovi tiranti (barre filettate connesse a intradosso e estradosso travi con piastre di acciaio) che siano in grado di attivare il meccanismo resistente dello schema 1 in modo che questo vada a sommarsi alla resistenza già attiva allo stato attuale (schema 2) al fine di garantire una resistenza adeguata delle selle gerber per i carichi in progetto. In particolare osservando lo schema 1 sopra riportato i nuovi tiranti hanno lo scopo di creare il tirante T2 attualmente non attivabile.

A questo intervento di rinforzo si abbina un ulteriore intervento passivo costituito da un appoggio di sicurezza, questo verrà trattato nel dettaglio all'interno del capitolo successivo.

Di seguito si riportano alcune immagini dell'intervento di rinforzo, per ulteriori dettagli fare riferimento alle tavole grafiche allegate.



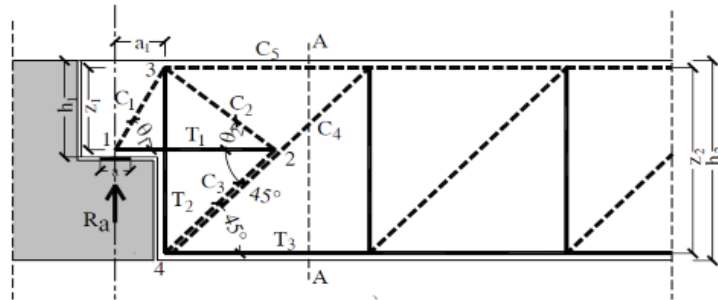
Vista in prospetto rinforzo sella Gerber



Vista in sezione rinforzo sella Gerber

Di seguito si riportano i calcoli effettuati per valutare la resistenza dei due meccanismi resistenti; la resistenza degli schemi è valutata in funzione della resistenza minima offerta dai singoli tiranti e puntoni che compongono i tralicci resistenti.

CALCOLO RESISTENZA SELLA GERBER SCHEMA 1



Schema 1 tirante-puntone sella Gerber

Dall'equilibrio dei nodi è possibile calcolare il legame tra il taglio resistente globale R_a e la resistenza della singola asta Nrd.

Dall'equilibrio del nodo 1

$$C_1 = R_a / \sin \theta_1$$

$$T_1 = R_a / \tan \theta_1$$

Dall'equilibrio del nodo 2

$$C_2 = \frac{R_a}{\tan \theta_1 (\sin \theta_2 + \cos \theta_2)}$$

$$C_3 = \frac{\sqrt{2} R_a}{\tan \theta_1 (1 + \cot \theta_2)}$$

Dall'equilibrio del nodo 3

$$T_2 = R_a + \frac{R_a}{\tan \theta_1 (1 + \cot \theta_2)}$$

Dall'equilibrio del nodo 4

$$C_4 = \sqrt{2} R_a \quad T_3 = T_2$$

Facendo l'inverso delle formule si calcola il taglio resistente R_a che ogni asta è in grado di sopportare; il taglio minimo sarà quello resistente dello schema 1.

Verifica a taglio sella Gerber - Schema 1

Dati

CLS CLS esistente

ACCIAIO FeB44k

FC 1,2

γ_s 1,15

γ_c 1,5

Barre filettate

rinforzo classe 8.8

θ_1 55 °

θ_2 44 °

Materiali

f_{yd} 311,59 N/mm²

f_{cd} 13,83 N/mm²

f'_{cd} 8,30 N/mm²

f_{yd} (barre 8.8) 512,00 N/mm²

Resistenza TIRANTE T1

n° barre 3

\varnothing 30,00 mm

A_{sw} 2120,58 mm²

Nrd 660,7 kN

Resistenza TIRANTE T2 (rinforzo progettato)

n° barre 2

\varnothing 36,00 mm

A_{sw} 2035,75 mm²

Nrd 1042,3 kN

Resistenza TIRANTE T3

n° barre 2

\varnothing 30,00 mm

A_{sw} 1413,72 mm²

Nrd 440,5 kN

Resistenza PUNTONE C1

b 300 mm

h 250 mm

Nrd -622,5 kN

Resistenza PUNTONE C2		
b	300	mm
h	250	mm
Nrd	-622,5	kN

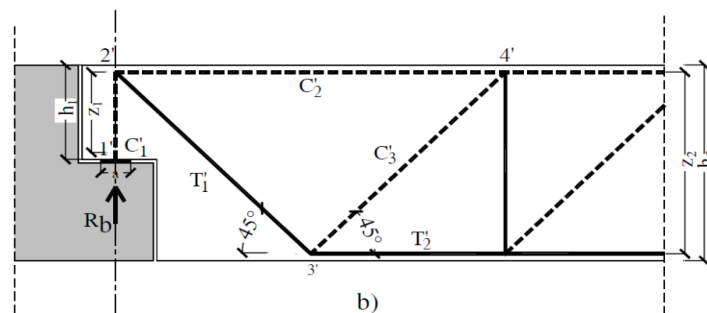
Resistenza PUNTONE C3		
b	300	mm
h	250	mm
Nrd	-622,5	kN

Resistenza PUNTONE C4		
b	300	mm
h	490	mm
Nrd	-1220,1	kN

Calcolo Reazione Ra		
Ra da C1	-509,9	kN
Ra da C2	-1257,1	kN
Ra da C3	-1279,6	kN
Ra da C4	-862,7	kN
Ra da T1	943,6	kN
Ra da T2	775,5	kN
Ra da T3	327,8	kN
Ra	327,8	kN

Come si osserva il taglio resistente dello schema 1 è pari a 327.8 kN.

CALCOLO RESISTENZA SELLA GERBER SCHEMA 2



Schema 2 tirante-puntone sella Gerber

Dall'equilibrio dei nodi è possibile calcolare il legame tra il taglio resistente globale R_b e la resistenza della singola asta Nrd.

Dall'equilibrio del nodo 1'

$$C_1 = R_b$$

Dall'equilibrio del nodo 2'

$$T_1 = \sqrt{2} R_b$$

$$C_2 = R_b$$

Dall'equilibrio del nodo 3'

$$T_2 = 2 R_b$$

$$C_3 = \sqrt{2} R_b$$

Facendo l'inverso delle formule si calcola il taglio resistente R_b che ogni asta è in grado di sopportare; il taglio minimo sarà quello resistente dello schema 2.

Verifica a taglio sella Gerber - Schema 2

Dati

CLS	CLS esistente
ACCIAIO	FeB44k
FC	1,2
γ_s	1,15
γ_c	1,5

Materiali

f_{yd}	311,59	N/mm ²
f_{cd}	13,83	N/mm ²
f'_{cd}	8,30	N/mm ²

Resistenza TIRANTE T1

n° barre	6	
\varnothing	30,00	mm
A_{sw}	4241,15	mm ²
Nrd	1321,5	kN

Resistenza TIRANTE T2

n° barre	8	
\varnothing	30,00	mm
A_{sw}	5654,87	mm ²
Nrd	1762,0	kN

Resistenza PUNTONE C1

b	300	mm
h	400	mm
Nrd	-996,0	kN

Resistenza PUNTONE C2

b	300	mm
h	350	mm
Nrd	-871,5	kN

Resistenza PUNTONE C3

b	300	mm
h	490	mm
Nrd	-1220,1	kN

Calcolo Reazione R_b

Rb da C1	-996,0 kN
Rb da C2	-871,5 kN
Rb da C3	-862,7 kN
Rb da T1	934,4 kN
Rb da T2	881,0 kN
Rb	862,7 kN

Come si osserva il taglio resistente dello schema 1 è pari a 862.7 kN.

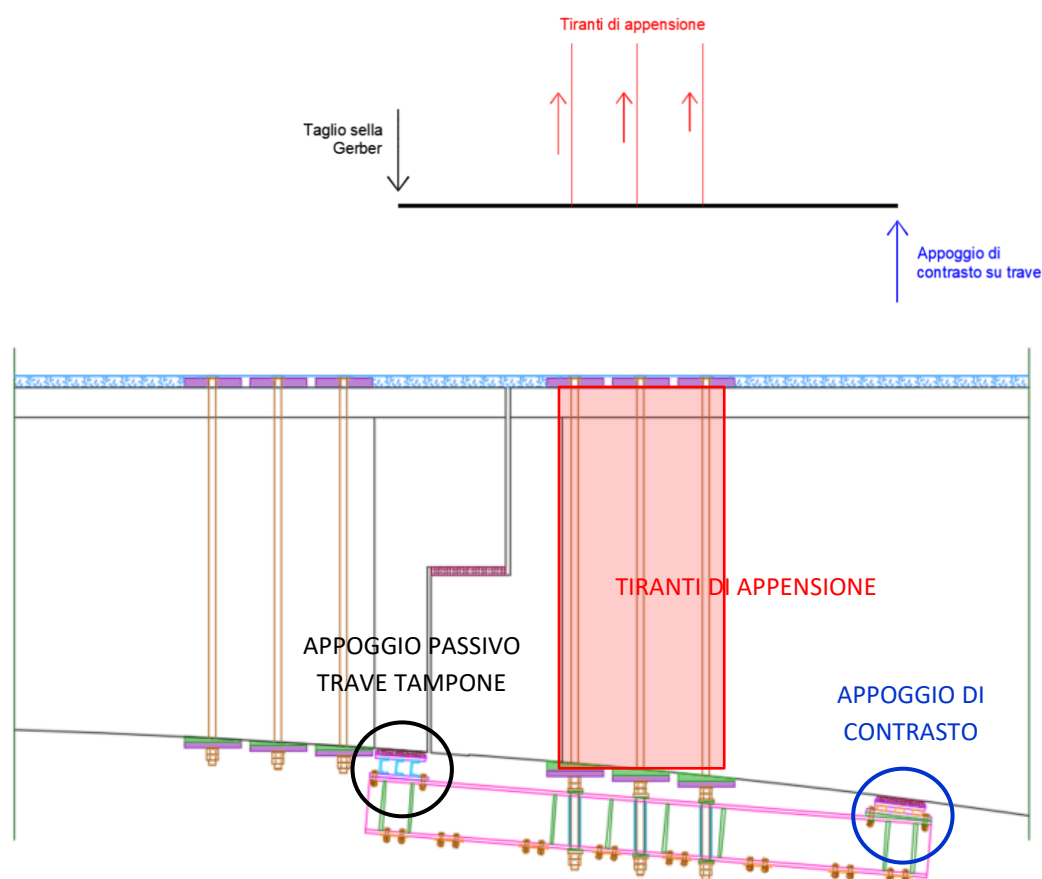
Sommando i contributi dei due schemi resistenti si ottiene il taglio resistente totale della sella che si confronta con il taglio sollecitante per effettuare la verifica di resistenza.

Verifica a taglio sella Gerber		
Azione sollecitante		
Ved	905,5	kN
Ra schema 1	327,8	kN
Rb schema 2	862,7	kN
Vrd	1190,5	kN
Sfrutt.	0,76	VERIFICATO

Come si osserva la verifica ha esito positivo confermando il progetto di rinforzo delle selle.

APPOGGIO DI SICUREZZA

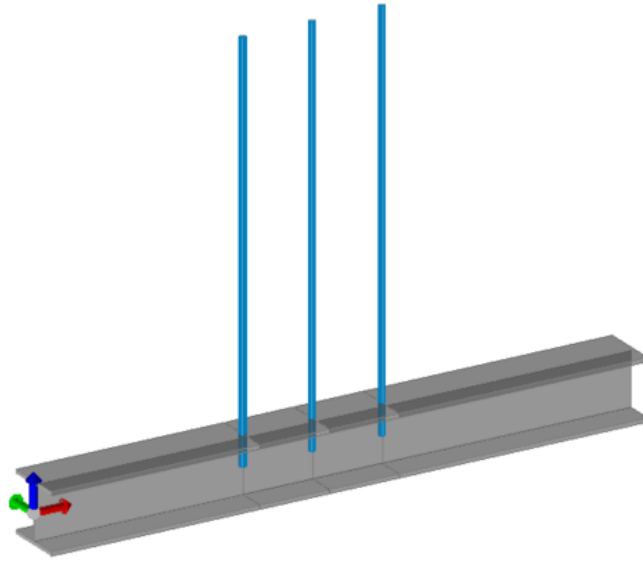
Sfruttando la presenza delle barre filettate, progettate come tiranti di rinforzo delle selle, viene progettato anche un ulteriore sistema di rinforzo passivo, ovvero che diventa attivo nell'eventualità che la sella collassi improvvisamente. Questo sistema è composto da una coppia di putrelle HEB300 appesa alle barre filettate che realizza un sistema di appoggio a leva: da un lato avviene l'appoggio della trave tampone (da sorreggere), all'incirca in centro vi sono i tiranti di appensione per attivare la leva e sull'estremità opposta vi è il contrasto dato dalla trave gerber. Lo schema semplificato viene mostrato nell'immagine seguente.



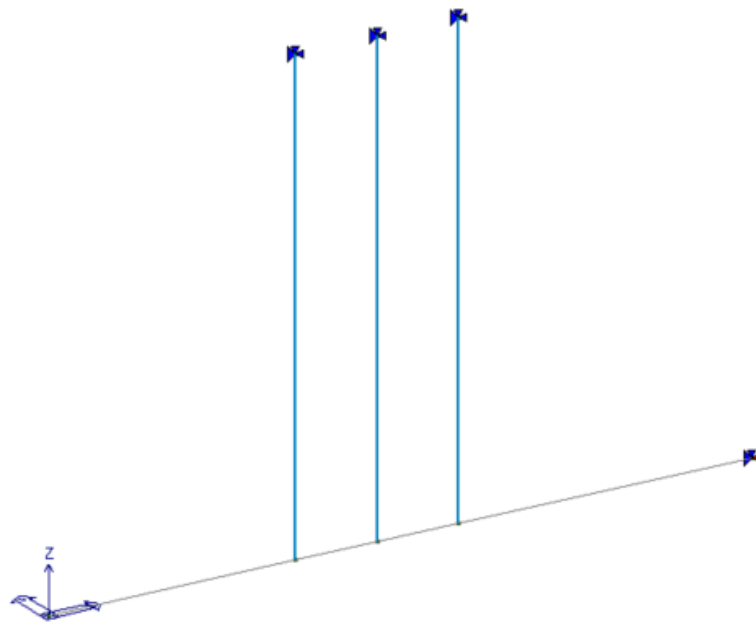
Per effettuare il dimensionamento e la verifica di questo sistema di appoggio passivo di sicurezza si utilizza lo schema di calcolo sopra riportato. Su ogni trave il sistema è composto da una coppia di putrelle con relative barre, pertanto considerando la singola putrella l'azione sollecitante è pari a metà del taglio della sella ($905.5 \text{ kN} \times \frac{1}{2} = 453 \text{ kN}$).

Le putrelle sono HEB 300 in acciaio S355, mentre le barre filettate sono M39 cl. 8.8, per ogni ulteriore dettaglio fare riferimento alle tavole grafiche allegate.

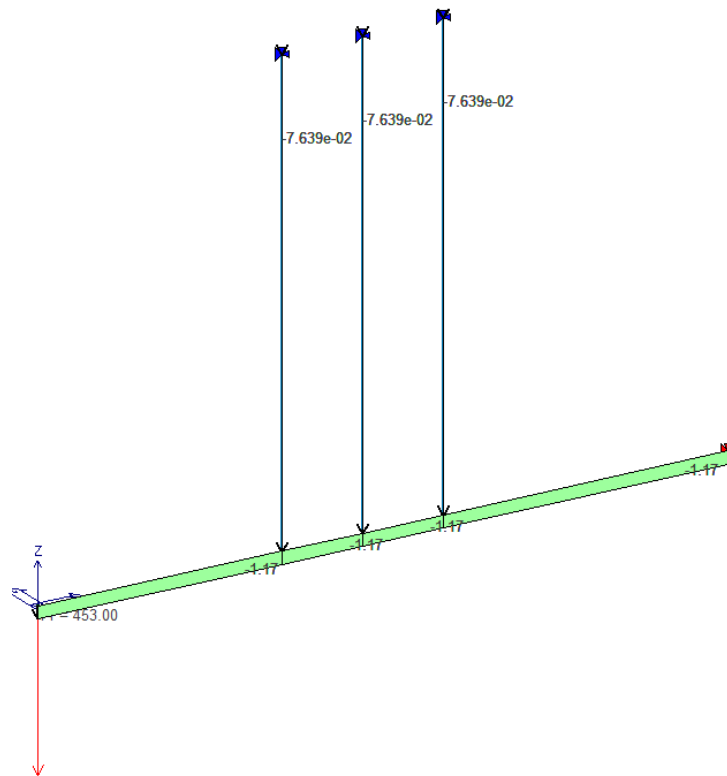
Di seguito si riportano i calcoli effettuati per la verifica degli elementi che compongono il sistema di appoggio.



Schema di calcolo vista solida



Schema di calcolo vista unifilare in blu vincoli



Azioni considerate nel calcolo (pesi propri e taglio sella x 1/2)

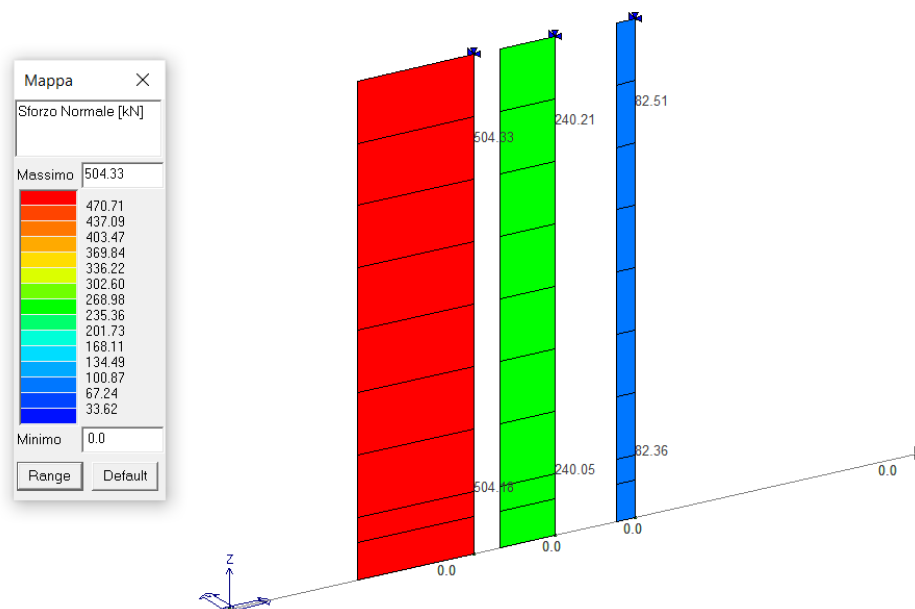


Diagramma azioni assiali

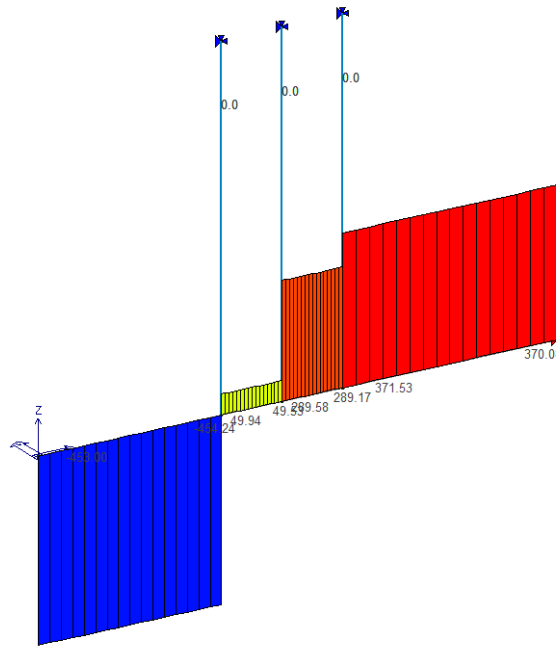
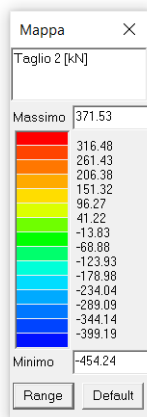


Diagramma taglio

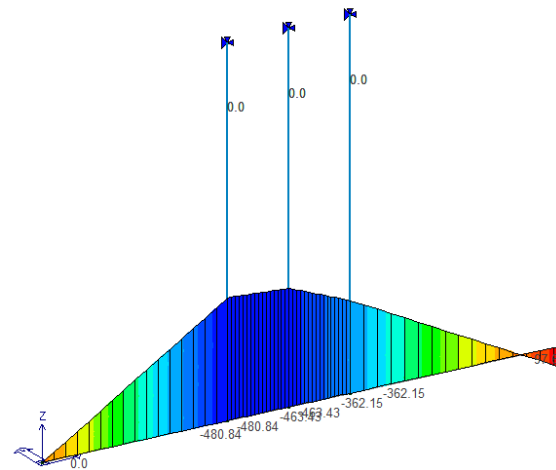
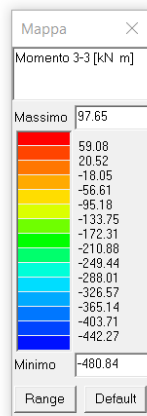
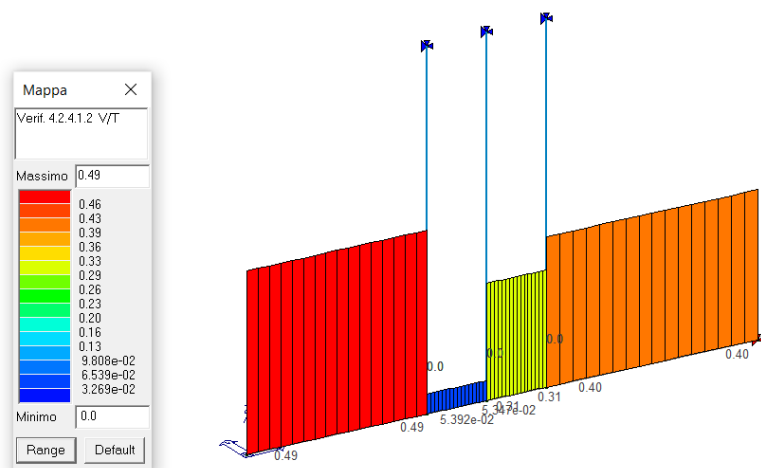
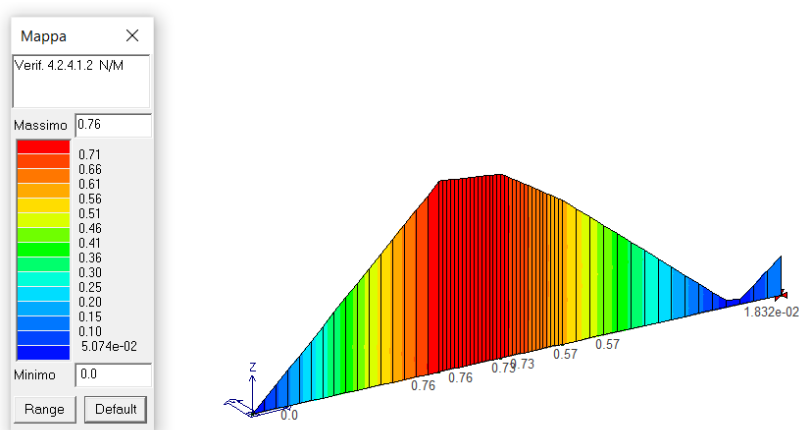


Diagramma momento flettente

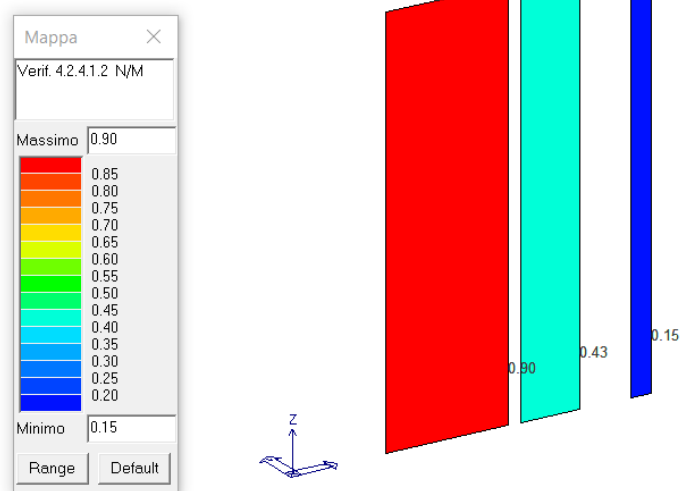
Di seguito si riportano i risultati delle verifiche di resistenza.



Verifica a taglio (putrelle) max 0.49 ok <1



Verifica a flessione (putrelle) max 0.76 ok <1

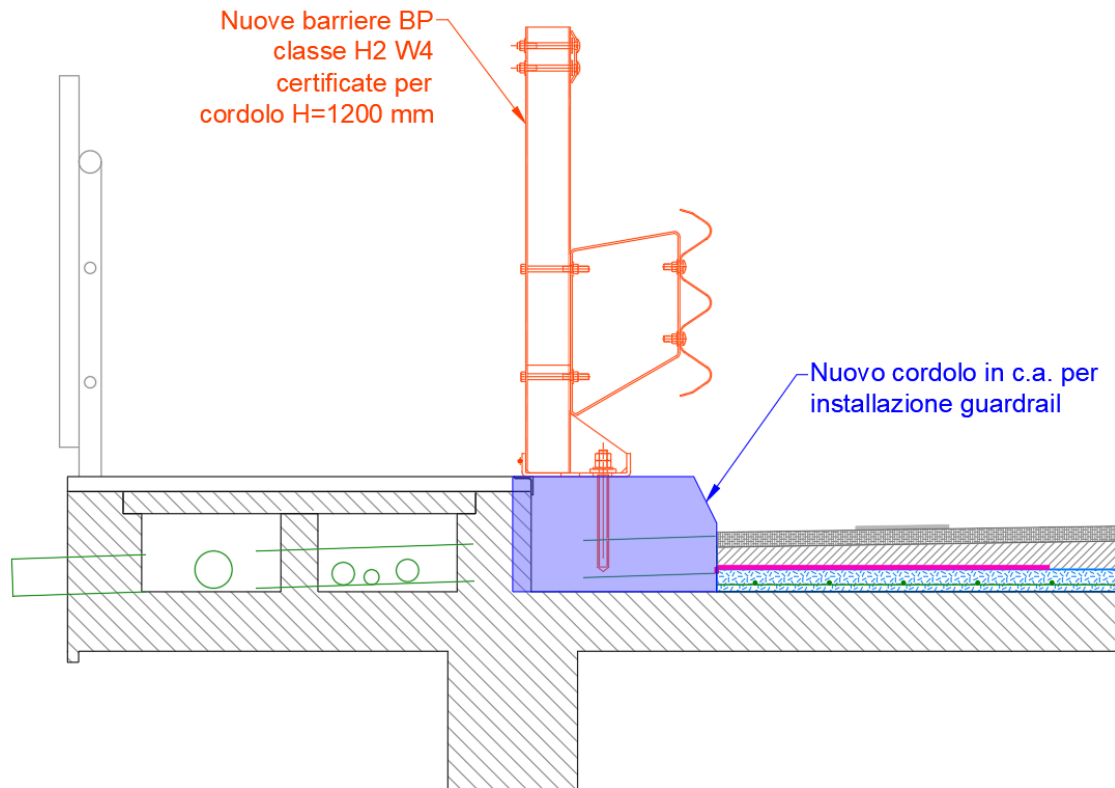


Verifica a trazione (barre filettate) max 0.90 ok <1

Come si osserva tutte le verifiche hanno dato esito positivo confermando la progettazione degli elementi.

CORDOLO IN C.A. PER NUOVE BARRIERE

Nel progetto è previsto l'inserimento di nuove barriere a bordo ponte che dovranno essere installate su un cordolo in c.a. di nuova realizzazione; di seguito si riporta un'immagine del cordolo con la nuova barriera da installarsi.



Sezione tipo nuovo cordolo e barriera bordo ponte stato di progetto

Il cordolo deve quindi essere in grado di assorbire le azioni indotte dalla barriera e scaricarle sulla struttura del ponte al quale viene opportunamente connesso.

La barriera è di tipo H2 W4, ha un'altezza di 1200 mm e i montanti sono posti ad interasse pari a 2250 mm.

Di seguito si riportano i calcoli per il dimensionamento e le verifiche del nuovo cordolo in c.a.

CALCOLO AZIONI

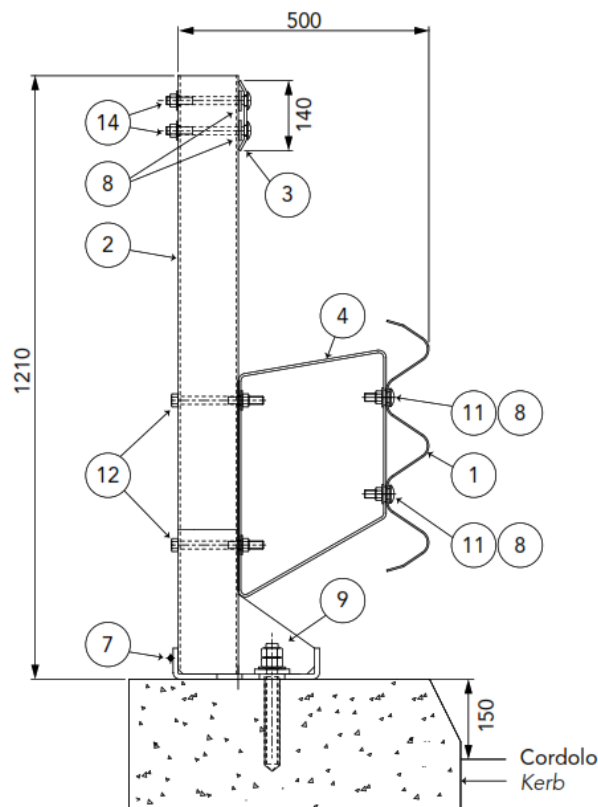
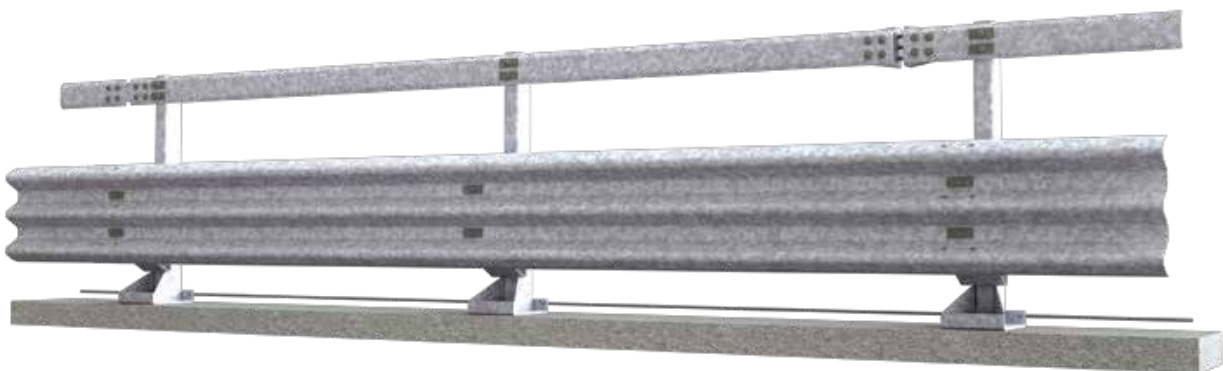
Nel calcolo del cordolo si sono considerati i carichi relativi a:

- Peso proprio cordolo (430 daN/m)
- Peso proprio barriera (100 daN/m)
- Azione da urto (vedi di seguito)

Per valutare l'azione massima che il singolo montante trasferisce agli ancoraggi e al cordolo è necessario valutare qual è la massima azione che il sistema montante-ancoraggio è in grado di trasferire durante l'urto.

Valutando il complesso comportamento delle barriere in fase di urto si può assumere che l'azione massima che la barriera trasferisce al cordolo è pari al momento di plasticizzazione del montante incrementato di un fattore di sovrarresistenza pari a 1.5 (paragrafo 4.7.3.3 dell' UNI EN 1991-2 come emendato dal documento di applicazione nazionale pubblicato in G.U. 27 Marzo 2013, decreto ministeriale 31/07/2012).

Nel caso in esame viene adottata una barriera di classe H2 W4 per bordo ponte certificata per installazioni su cordolo con altezza sopra il manto di usura stradale di 15 cm.



Immagini nuova barriera bordo ponte H2W4

Il montante è costituito da un tubo di sezione 120x80x4 mm con acciaio S235 ad interasse 2250 mm.
Si calcola il momento plastico del montante ipotizzando la tensione di snervamento caratteristica $f_y=235$ MPa.

Caratteristiche acciaio			Dati geometrici													
Qualità acciaio:	UNI EN 10210 S 235 H		Dimensione lati		Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momenti di inerzia		Momenti resistenti elastici		Momenti resistenti plastici		Massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata
f_{yk} =	235	[Mpa]	H	B	T	1	A	I _{yy}	I _{zz}	W _{elyy}	W _{elzz}	W _{plyy}	W _{pzz}	M	As	L/t
f_{tk} =	360	[Mpa]	[mm]	[mm]	[mm]		[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ³]	[kg/m]	[m ² /m]	[m]
			120.0	80.0	4.0		15.19	302.58	160.71	50.43	40.18	61.15	46.14	11.92	0.39	83.87

$$M_{pl} = W_{pl} \times f_y = 14.4 \text{ kNm}$$

Considerando il fattore di sovrarresistenza pari a 1.5 si ottiene il Momento alla base dato dall'urto.

$$M_{urto} = M_{pl} \times 1.5 = 21.6 \text{ kNm}$$

Considerando l'altezza di applicazione della forza di urto all'interasse delle onde della barriera si ha un braccio di 0.5 m; quindi si può calcolare il taglio alla base generato dall'urto.

$$F_{base\ urto} = M_{urto} / 0.5 \text{ m} = 43.2 \text{ kN}$$

VERIFICHE DI RESISTENZA

Il cordolo deve essere in grado di resistere all'azione trasmessa dai montanti in caso di urto e a sua volta deve essere opportunamente connesso alla soletta del ponte.

Applicando il principio di ripartizione dei compiti, si può dimensionare l'armatura e condurre le verifiche di resistenza per i vari meccanismi che interessano il cordolo.

- 1) Verifica a torsione del cordolo
- 2) Verifica a flessione trasversale del cordolo
- 3) Verifica connessione a spinotti su soletta ponte

1) VERIFICA A TORSIONE CORDOLO

Il cordolo presenta una sezione al netto dello smusso di 49 cm x 31 cm, come armatura si prevede di inserire staffe D10/25 e 3+3 D16.

Di seguito si riporta il calcolo della resistenza a torsione.

Verifica a torsione	
Azione sollecitante	
Ted	21,6 kNm
Dati	
B	490 mm
H	310 mm
bw	490 mm
c	30 mm
CLS	C30/37
ACCIAIO	B450C
FC	1

Armatura longitudinale

	diam. (ϕ)	num. Armature	As tot [cmq]
sup.	16	3	6,0
inf.	16	3	6,0

Armatura trasversale

diam. staffe (ϕ)	n. braccia	PASSO (cm)
10	2	25

Verifica lato armatura longitudinale

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza di progetto si calcola con

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \sum \frac{A_i}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta \quad [4.1.37]$$

A	107500,00	mm ²
f _{yd}	391,30	N/mm ²
θ	45,00	°
	0,79	rad
A _l	1206,37	mm ²
u _m	1360	mm

Trld 74,63 kNm

Verifica lato staffe

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza di progetto si calcola con

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta \quad [4.]$$

A	107500,00	mm ²
f _{yd}	391,30	N/mm ²
θ	45,00	°
	0,79	rad
A _{sw}	157,08	mm ²
s	250	mm

Trsd 52,86 kNm

Verifica lato cls

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza di progetto si calcola con

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad [4.]$$

A	107500,00	mm ²
f _{cd}	17,00	N/mm ²
v	0,50	
f' _{cd}	8,50	N/mm ²
θ	45,00	°
	0,79	rad
t	94,9	mm

Trdc 86,75 kNm

Verifica TORSIONE SLU

Ted 21,6 kNm
TRd = min (Trld, Trsd, Trdc) 52,86
Sfrutt. 0,41 VERIFICATO

2) VERIFICA A FLESSIONE TRASVERSALE CORDOLO

Il cordolo è sollecitato dalla forza di taglio scaricata dal montante in caso di urto. Considerando questa forza sul cordolo che è vincolato a terra mediante spinottature, si ha una sollecitazione di flessione trasversale.

Di seguito si riporta il calcolo del momento flettente trasversale agente. Per considerare i vincoli dati dalle spinottature il cordolo viene considerato come trave su suolo elastico.

Vincoli

- ☐ App. - App.
- ☐ Inc. - Inc.
- ☐ Inc. - App.
- ☐ Mensola
- ☒ Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI **Zoom**

N° Carichi CONCENTRATI **Zoom**

N°	F	d
1	43,2	1,125

N° Coppie CONCENTRATE **Zoom**

Fondazione

- ☒ Rigida
- ☐ Winkler

K = daN/cm³

b = m

☒ Reag. traz.

Risultati

σ_{tA} MPa σ_{tB}

max M kNm x max M

max V kN x max V

f max m x f max

σ_{tmax} MPa x σ_{tmax}

Diagrammi

☒ Visualizza

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)	$\sigma_t(x)$
0	0	0	0.003918	0.03918

N° sezioni di calcolo

Calcolo momento flettente trasversale

File : Flessione trasversale -

Luce = 2,25 m ; E = 31.400 MPa ; J = 121.647 cm⁴ ; K = 1 daN/cm³ ; b = 0,49 m

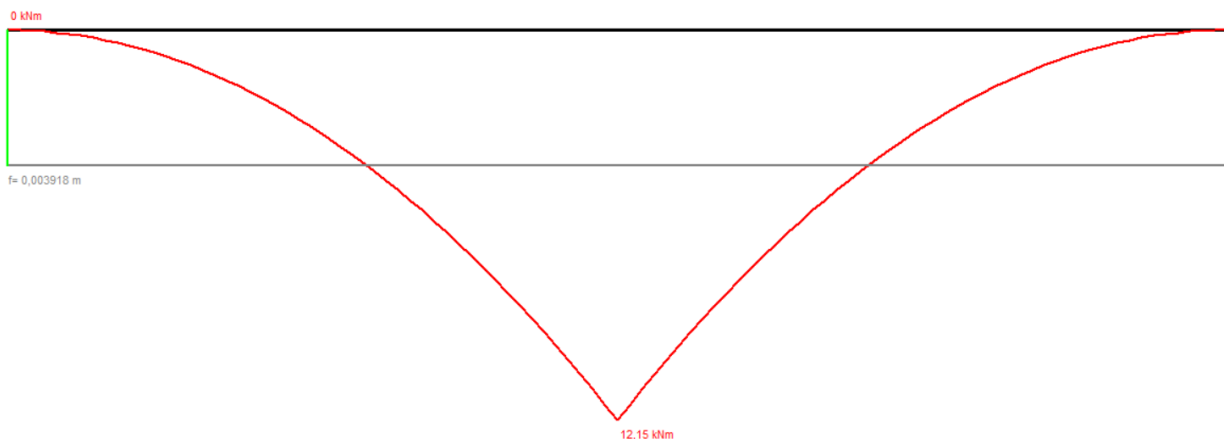


Diagramma momento flettente trasversale

Il momento flettente trasversale risulta pari a 12.15 kNm.

Considerando la sezione trasversale e l'armatura del cordolo si può calcolare il momento resistente.

Titolo :

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	31	49

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,02	3
2	4,02	24,5
3	4,02	46

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

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
☒ B450C ☐ C30/37
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

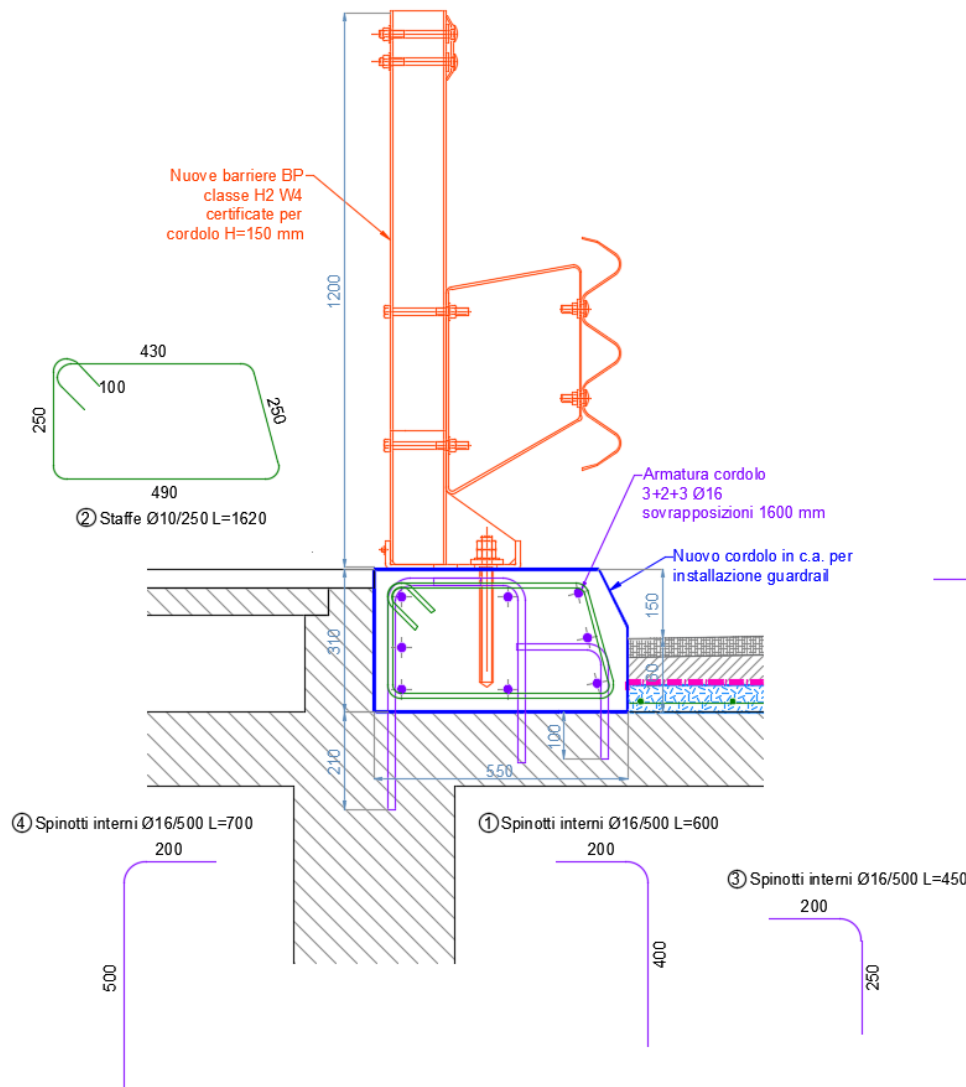
N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ cm **Col. modello**
M-curvatura
☐ Precompresso

Il momento resistente è pari a 103.5 kNm e quindi maggiore del momento sollecitante.

Come si osserva la verifica risulta soddisfatta e lo sfruttamento è pari a 12%.

3) VERIFICA CONNESSIONE SPINOTTI SU SOLETTA PONTE

Il cordolo è connesso alla soletta del ponte mediante spinottature realizzate con barre di armatura D16 resinate. Considerando la sezione longitudinale del cordolo compresa tra due montanti (2,25 m x 0.49 m), queste barre soggette all'azione del montante in caso di urto risultano soggette a trazione e compressione; come mostrato nell'immagine seguente.



Dettaglio armatura cordolo e spinottature

Mediante il software Vcaslu si sono inserite i vari spinotti considerando come sezione quella compresa nell'interasse dei montanti. Applicando il momento sollecitante nel baricentro si sono calcolate le tensioni nelle barre.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Tensione spinotti

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	55	0
3	55	225
4	0	225

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
11	2,01	32	160
12	2,01	50	160
13	2,01	4	210
14	2,01	32	210
15	2,01	50	210

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo Sezione

☐ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☒ Coord.

☐ DXF

Metodo di calcolo

☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☒ Metodo n

Verifica

N° iterazioni:

☐ Precompresso

Materiali

B450C C30/37

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu}

E_s N/mm² f_{cd}

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}

τ_{c1}

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ

Come si può osservare la tensione massima nella barra è pari a circa 34 MPa che è di molto inferiore alla tensione massima di snervamento pari a 391 MPa.

VERIFICA TASSELLO

La verifica viene effettuata considerando un singolo spinotto. Come azioni sollecitanti si considera la massima trazione agente (34 MPa su un D16 corrispondono a una trazione di 7 kN) e il taglio viene spalmato su 6 spinotti (presenti in un metro di cordolo) ottenendo $43.2 \text{ kN}/6 = 7.2 \text{ kN}$.

Per la verifica si utilizza il software di Fisher C-Fix; di seguito si riportano i risultati ottenuti.

Basi della progettazione

Ancorante

Sistema	fischer Sistema a iniezione FIS EM plus
Ancorante chimico ad iniezione	FIS EM Plus 390 S
Elemento di fissaggio	Barra ad aderenza migliorata $\varnothing 16 \text{ mm}$, Classe di resistenza $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$
Profondità di ancoraggio	100 mm

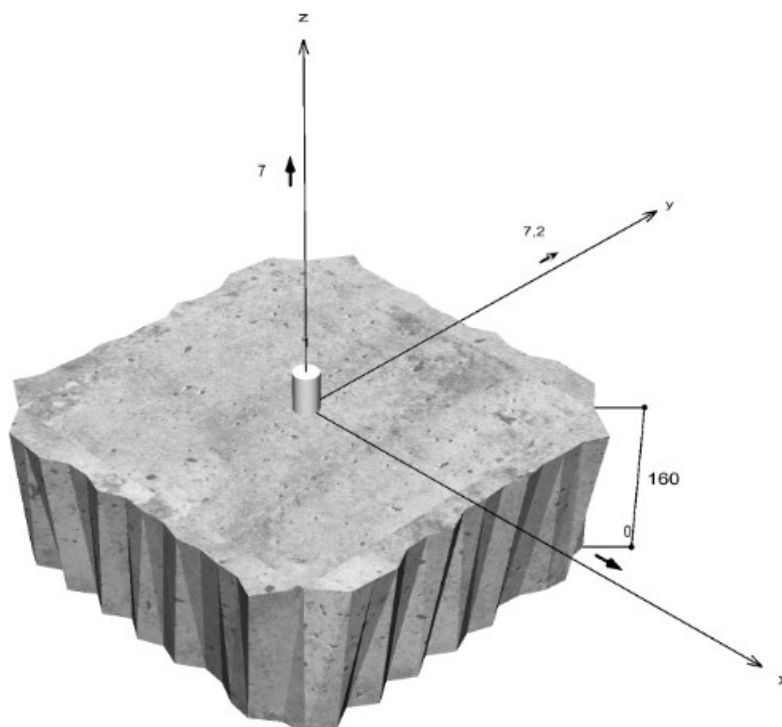
Dati di progetto	Progettazione dell'ancorante in Calcestruzzo secondo Valutazione Tecnica Europea ETA-17/0979, Opzione 1, Emesso 17/06/2020
------------------	--



Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i
coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



Dati di input

Metodo di progettazione	Metodo di progettazione EN 1992-4:2017: Ancoranti chimici
Materiale di base	C20/25, EN 206
Condizioni calcestruzzo	Non fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura	24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura	Armatura normale o senza armatura. Senza armatura di bordo
Metodo di foratura	Rotopercussione
Tipo di installazione	Installazione non passante
Tipo di carico	Statico

Carichi di progetto *)

#	N _{Ed} kN	V _{Ed,x} kN	V _{Ed,y} kN	M _{Ed,x} kNm	M _{Ed,y} kNm	M _{T,Ed} kNm	Tipo di carico
1	7,00	0,00	7,20	0,00	0,00	0,00	Statico

*) I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

Forze risultanti sull'ancoraggio

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	7,00	7,20	0,00	7,20

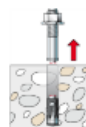
Resistenza di progetto a trazione

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β _N %
Rottura dell'acciaio *	7,00	63,20	11,1
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	7,00	46,91	14,9
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	7,00	32,80	21,3

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$



N _{Rk,s} kN	γ _{Ms}	N _{Rd,s} kN	N _{Ed} kN	β _{N,s} %
88,48	1,40	63,20	7,00	11,1

Ancorante n°	β _{N,s} %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	11,1	1	β _{N,s;1}

Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo



$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np} \quad \text{Equazione (7.13)}$$

$$N_{Rk,p} = 70,37kN \cdot \frac{90,000mm^2}{90,000mm^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 70,37kN$$

$$N_{Rk,p}^0 = \Psi_{sus} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = 1,00 \cdot \pi \cdot 16mm \cdot 100mm \cdot 14,0N/mm^2 = 70,37kN \quad \text{Equazione (7.14)}$$

$$\Psi_{sus} = 1,00 \quad \text{Equazione (7.14a)}$$

$$\alpha_{sus} = 0,00 \leq \Psi_{sus}^0 = 0,60$$

$$s_{cr,Np} = \min\left(7,3 \cdot d \cdot \left(\Psi_{sus} \cdot \tau_{Rk,ucr}\right)^{0,5}; 3 \cdot h_{ef}\right) \quad \text{Equazione (7.15)}$$

$$s_{cr,Np} = \min\left(7,3 \cdot 16mm \cdot \left(1,00 \cdot 14,0N/mm^2\right)^{0,5}; 3 \cdot 100mm\right) = 300mm$$

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} = \frac{300mm}{2} = 150mm \quad \text{Equazione (7.16)}$$

$$\Psi_{s,Np} = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}}\right) = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{\infty}{150mm}\right) = 1,000 \leq 1 \quad \text{Equazione (7.20)}$$

$$\Psi_{g,Np} = \max\left(1; \Psi_{g,Np}^0 - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot \left(\Psi_{g,Np}^0 - 1\right)\right) = 1,000 - \sqrt{\frac{0mm}{300mm}} \cdot (1,000 - 1) = 1,000 \geq 1 \quad \text{Equazione (7.17)}$$

$$\Psi_{g,Np}^0 = \max\left(1; \sqrt{n} - \left(\sqrt{n} - 1\right) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}}\right)^{1,5}\right) \quad \text{Equazione (7.18)}$$

$$\Psi_{g,Np}^0 = \max\left(1; \sqrt{1} - \left(\sqrt{1} - 1\right) \cdot \left(\frac{14,0N/mm^2}{9,8N/mm^2}\right)^{1,5}\right) = 1,000 \geq 1$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} = \frac{11}{3,14 \cdot 16mm} \sqrt{100mm \cdot 20,0N/mm^2} = 9,8N/mm^2 \quad \text{Equazione (7.19)}$$

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2e_a}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1 \quad \text{Equazione (7.21)}$$

$$\Psi_{ec,Npx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{300mm}} = 1,000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Npy} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{300mm}} = 1,000 \leq 1$$

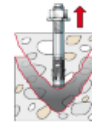
$$\Psi_{re,Np} = 1,000 \quad \text{Equazione (7.5)}$$

N_{Rk,p} kN	γ_{MP}	N_{Rd,p} kN	N_{Ed} kN	β_{N,p} %
70,37	1,50	46,91	7,00	14,9

Ancorante n°	β_{N,p} %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	14,9	1	β _{N,p;1}

Rottura per formazione del cono di calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (N_{Rd,c})$$



$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N}$$

Equazione (7.1)

$$N_{Rk,c} = 49,19 \text{ kN} \cdot \frac{90.000 \text{ mm}^2}{90.000 \text{ mm}^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 49,19 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 11,0 \cdot \sqrt{20,0 \text{ N/mm}^2} \cdot (100 \text{ mm})^{1,5} = 49,19 \text{ kN}$$

Equazione (7.2)

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{\infty}{150 \text{ mm}}\right) = 1,000 \leq 1$$

Equazione (7.4)

$$\Psi_{re,N} = 1,000$$

Equazione (7.5)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2c_a}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1$$

Equazione (7.6)

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 \text{ mm}}{300 \text{ mm}}} = 1,000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 \text{ mm}}{300 \text{ mm}}} = 1,000 \leq 1$$

$$\Psi_{M,N} = 1,00 \geq 1$$

Equazione (7.7)

$N_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,c}$ %
49,19	1,50	32,80	7,00	21,3

Ancorante n°	$\beta_{N,c}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	21,3	1	$\beta_{N,c;1}$

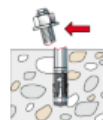
Resistenza a taglio

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_v %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	7,20	35,38	20,4
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	7,20	65,59	11,0

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio senza braccio di leva

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (V_{Rd,s})$$



$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 1,00 \cdot 53,06 kN = 53,06 kN$$

Equazione
(7.35)(7.36)

$$V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk} = 0,60 \cdot 201,0 mm^2 \cdot 440,0 N/mm^2 = 53,06 kN$$

Equazione
(7.34)

$V_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$V_{Rd,s}$ kN	V_{Ed} kN	β_{Vs} %
53,06	1,50	35,38	7,20	20,4

Ancorante n°	β_{Vs} %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	20,4	1	$\beta_{Vs;1}$

Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,cp})$$



$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} = 2 \cdot 49,19 kN = 98,39 kN$$

Equazione
(7.39c)

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N}$$

Equazione
(7.1)

$$N_{Rk,c} = 49,19 kN \cdot \frac{90.000 mm^2}{90.000 mm^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 49,19 kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 11 \cdot \sqrt{20,0 N/mm^2} \cdot (100 mm)^{1,5} = 49,19 kN$$

Equazione
(7.2)

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{\infty}{150 mm}\right) = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(7.4)

$$\Psi_{re,N} = 1,000$$

Equazione
(7.5)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2c_a}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(7.6)

$$\Psi_{M,N} = 1,00 \geq 1$$

Equazione
(7.7)

$V_{Rk,cp}$ kN	γ_{Mcp}	$V_{Rd,cp}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,cp}$ %
98,39	1,50	65,59	7,20	11,0

Ancorante n°	$\beta_{V,cp}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	11,0	1	$\beta_{V,cp;1}$

Risultato dei carichi di trazione e taglio

Carichi di trazione	Utilizzo β_N %	Carichi di taglio	Utilizzo β_V %
Rottura dell'acciaio *	11,1	Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	20,4
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	14,9	Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	11,0
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	21,3		

* Ancorante più sfavorevole

Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

Utilizzo dell'acciaio	$\beta_{N,s} = \beta_{N,s;1} = 0,11 \leq 1$ $\beta_{V,s} = \beta_{V,s;1} = 0,20 \leq 1$ $\beta_N^2 + \beta_V^2 = \beta_{N,s;1}^2 + \beta_{V,s;1}^2 = 0,05 \leq 1$		Verifica soddisfatta	Equazione (7.55)
Utilizzo del calcestruzzo	$\beta_{N,c} = \beta_{N,c;1} = 0,21 \leq 1$ $\beta_{V,ep} = \beta_{V,ep;1} = 0,11 \leq 1$ $\beta_N^{1,5} + \beta_V^{1,5} = \beta_{N,c;1}^{1,5} + \beta_{V,ep;1}^{1,5} = 0,13 \leq 1$			

Come si può osservare le verifiche risultano soddisfatte e pertanto si conferma il dimensionamento del cordolo. Per ogni ulteriore dettaglio fare riferimento alle tavole grafiche allegate.

CONCLUSIONI

Nel presente elaborato sono riportati i calcoli e le verifiche effettuate per il progetto rinforzo strutturale del ponte sulla Sp.87 tra i Comuni di Ceto e Cerveno al fine di raggiungere il "Livello di Operatività con tempo di ritorno 30 anni".

L'analisi dello stato di fatto, riportata in altro documento, ha consentito di individuare le carenze strutturali del manufatto; in particolare si è evidenziato:

- Sfruttamento elevato delle selle Gerber con evidenti fessurazioni attive;
- Soletta con spessore ridotto (16 cm) e con problemi a flessione per i carichi concentrati delle ruote;
- Zone con evidente degrado dei materiali da riparare.

Inoltre si rileva l'assenza di guard-rail, sia per protezione laterale dei veicoli, che per la sicurezza dei pedoni in transito sui marciapiedi.

Da queste considerazioni, condivise con i Responsabili del settore Strade della Provincia di Brescia, si sono concordati i seguenti interventi:

- 1) Rinforzo delle selle Gerber con inserimento nuovi tiranti per attivare ulteriore meccanismo resistente, aumentando così la resistenza globale del nodo;
- 2) In parallelo al rinforzo sulle selle si è progettato un rinforzo passivo con delle travi appese per attivare un sistema a leva in grado di sorreggere la trave tampone in caso di crisi della sella gerber;
- 3) Rinforzo della soletta del ponte mediante applicazione all'estradosso di caldana strutturale collaborante, di spessore 6 cm, realizzata con prodotto specializzato in microcalcestruzzo fibrorinforzato (Mapei Planitop HPC Floor 46 o similare).
- 4) Ripristino generale dei calcestruzzi ammalorati o distaccati, si procederà con il ciclo di trattamento specifico consigliato per queste situazioni.
- 5) Impermeabilizzazione dell'intero impalcato del piano stradale e successivo rifacimento del binder e tappeto di usura;
- 6) Rifacimento dei 4 giunti di dilatazione;
- 7) Rifacimento degli scarichi laterali, applicando nuovi tubi in pvc rigido e sigillando gli imbocchi;
- 8) Rifare lo strato di usura sopra le lastre dei marciapiedi;
- 9) Installazione nuovi guard-rail lungo le due corsie, in modo da realizzare il contenimento dei veicoli sia per la loro sicurezza, che per quella dei pedoni sui marciapiedi. Tali guard rail saranno installati su nuovo cordolo in c.a. rialzato rispetto al piano stradale.

All'interno dell'elaborato sono riportati tutti i calcoli e le verifiche da Normativa dei vari elementi. I vari interventi consentono di garantire un superamento delle verifiche di legge per i carichi da progetto da "Livello di Operatività con tempo di ritorno 30 anni" individuati nella norma e dettagliati in capitolo specifico.

Per ogni ulteriore dettaglio si rimanda agli elaborati grafici allegati.