

PROVINCIA DI BRESCIA

**SPBS 19 CONCESIO - OSPITALETTO -
CAPRIANO D/C
MANUTENZIONE STRAORDINARIA
DEL PONTE AL KM 0+215 IN COMUNE DI
CONCESIO**

PROGETTO ESECUTIVO

CUP: H47H20000340003

ELABORATO: STATO DI PROGETTO - RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

DATA: Giugno 2021

FILE: 994

SCALA: ---

02.5

AGGIORNAMENTI:

RICHIEDENTE:



Provincia di Brescia

Provincia di Brescia
AREA TECNICA E DELL'AMBIENTE
SERVIZIO DELLE STRADE - EDILIZIA - SCOLASTICO E
DIREZIONALE

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Enrica Savoldi

● **Ing. LORENZO AURI** ●

STUDIO D'INGEGNERIA

via Guido Da Suzzara, 18 - 46029 SUZZARA (MN)
Telfax 0376.525175 - @mail: studioauri@tin.it

Ing. Lorenzo AURI

SPBS 19 Concesio – Ospitaletto – Capriano D/C

Manutenzione straordinaria del ponte al km 0+215 in Comune di Concesio

Progetto esecutivo

Indice

Indice	3
Relazione tecnica di calcolo	5
1. Premessa	5
2. Descrizione generale dell'opera	5
Analisi storico critica.....	6
Esito del rilievo geometrico-strutturale	6
Caratteristiche geometriche del manufatto	6
Prove ed indagini in sito	7
Descrizione delle criticità e dello stato di danno rilevati.....	9
Caratterizzazione meccanica dei materiali esistenti	9
Calcestruzzo	9
Acciaio di armatura	11
Livello di conoscenza	11
Descrizione degli interventi previsti.....	11
3. Inquadramento normativo.....	12
4. Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento	12
5. Caratteristiche dei materiali di nuova realizzazione	12
6. Verifiche dei nuovi elementi installati.....	14
Nuove barriere di sicurezza stradale.....	14
Verifica a ribaltamento del cordolo	14
Verifica a flessione della soletta.....	15
Nuovi placcaggi.....	16
Rafforzamento impalcato centrale.....	18
Confinamento pilastri delle pile	20
7. Conclusioni e considerazioni.....	20

SPBS 19 Concesio – Ospitaletto – Capriano D/C

Manutenzione straordinaria del ponte al km 0+215 in Comune di Concesio

Progetto esecutivo

Relazione tecnica di calcolo

1. Premessa

Nell'ambito della programmazione dei controlli e degli interventi di manutenzione straordinaria del ponte posto sulla SPBS 19 al km 0+215, in Comune di Concesio (BS), l'Amministrazione Provinciale di Brescia ha affidato al sottoscritto ing. Lorenzo Auri l'incarico di condurre prove ed accertamenti sullo stato di conservazione del manufatto e di sviluppare un progetto di ripristino ed eventuale consolidamento dello stesso.

Con il presente documento, redatto in conformità al punto 10.1 del D.M. delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17/01/2018 – “Aggiornamento delle Norme Tecniche sulle Costruzioni”, si procede innanzitutto ad una descrizione dell'opera in oggetto e delle indagini preliminari condotte; sulla base delle criticità e delle carenze rilevate si procede poi allo sviluppo del progetto di manutenzione straordinaria del manufatto, con lo scopo di ripristinare le necessarie condizioni di protezione ed efficienza delle strutture, oltre a consentire l'utilizzo in sicurezza dell'opera d'arte da parte degli utenti.

2. Descrizione generale dell'opera

L'opera d'arte in oggetto è un ponte posto sull'attuale SPBS 19 che collega i comuni di Concesio e di Capriano del Colle e si sviluppa ad ovest della città di Brescia; il manufatto è posto al km 0+215 dell'arteria, in comune di Concesio, e funge da sovrappasso per la sottostante via Giuseppe Mazzini.



Il manufatto è posto su terreno pianeggiante, in zona urbana periferica.



Analisi storico critica

A seguito delle indagini effettuate non è stato possibile risalire ad alcun elaborato progettuale originale dell'opera d'arte in oggetto. Stando alla tipologia costruttiva adottata ed al confronto con manufatti simili, è possibile identificare il periodo di realizzazione dell'opera come risalente agli anni '70.

Esito del rilievo geometrico-strutturale

Vista la mancanza della documentazione progettuale originaria dell'opera d'arte, si è proceduto con l'esecuzione di un rilievo geometrico-strutturale maggiormente approfondito, al fine di definire nel modo più preciso possibile le caratteristiche del manufatto e di consentire il raggiungimento di un livello di conoscenza il più accurato possibile.

Come richiesto dalla normativa vigente, le indagini hanno riguardato:

- definizione delle geometrie di tutti gli elementi strutturali in elevazione;
- definizione dei principali particolari costruttivi;
- definizione delle proprietà meccaniche dei materiali adottati;
- individuazione dei carichi permanenti agenti.

Caratteristiche geometriche del manufatto

L'opera in oggetto è un ponte a travata in c.a. su 3 campate per uno sviluppo complessivo dell'impalcato di circa 22,9 m, suddiviso in due campate laterali di luce 6,9 m ed una campata centrale di luce 9,1 m; tali lunghezze sono misurate lungo l'asse longitudinale dell'impalcato, il quale presenta un'angolazione di circa 71° rispetto all'asse della strada sottostante e, quindi, rispetto all'asse delle strutture di sostegno verticali.

L'impalcato è costituito da una serie di travetti precompressi in c.a.p. con sezione a T rovescia di base 17,5 cm e di altezza 18 cm, posti affiancati a formare un cassero a perdere per il sovrastante getto di completamento in c.a.; l'impalcato presenta quindi una sezione trasversale complessiva di forma rettangolare (base 880 cm e altezza 65 cm) a cui si aggiungono due ali di estremità, di larghezza 100 cm circa ed altezza che si rastrema da circa 45 cm (nella sezione di attacco) a circa 15 cm (nella sezione di estremità); l'impalcato presenta quindi una larghezza complessiva di circa 11,0 m. La pavimentazione stradale prevede un tappeto di usura di spessore 3 cm, uno strato di collegamento binder di spessore 5,5 cm ed uno strato di terreno stabilizzato di spessore 5,5 cm, per uno spessore complessivo di circa 14 cm.

Le strutture verticali che sorreggono l'impalcato (2 spalle e 2 pile intermedie) presentano la medesima tipologia e conformazione geometrica e strutturale; sono infatti composte da una serie di 4 pilastri in c.a. di sezione 60 x 40 cm, posti ad interasse di 2,15 m; tali pilastri sorreggono una trave pulvino in c.a. con caratteristiche leggermente differenti tra quella presente sulle pile e quella presente sulle spalle:

- nel caso delle pile la trave pulvino riporta una sezione di 65 x 80 cm ed una lunghezza complessiva di circa 9,5 m; le mensole di estremità sono rastremate in altezza mantenendo costante il filo di estradosso, fino ad un'altezza di estremità pari a 40 cm;
- nel caso delle spalle la trave pulvino presenta invece una sezione costante di 65 x 90 cm ed una lunghezza complessiva di circa 9,7 m; alle estremità sono presenti dei piccoli ritegni di spessore 15 cm ed altezza 20 cm con lo scopo di contenere la sezione l'impalcato, motivo per cui le estremità di tali travi sono conformate planimetricamente al fine di seguire l'andamento dell'impalcato.

La quota d'imposta delle travi pulvino è pari a circa 3,5 m rispetto al piano viario della sottostante via Mazzini, mentre l'impalcato lascia una luce libera di circa 4,3 m. La sottostante via Mazzini presenta una carreggiata di larghezza 7,5 m, posta in corrispondenza della campata centrale del ponte; lateralmente alla carreggiata sono posti marciapiedi di larghezza 3,7 m che si innalzano ad una quota di 50 cm più elevata; in tale ambito ricadono i pilastri delle pile intermedie del ponte; i pilastri delle spalle risultano invece quasi completamente immersi nel terrapieno che realizza le rampe di accesso al ponte.

Si ipotizza la presenza di fondazioni costituite da una trave in c.a. di sezione trapezia.

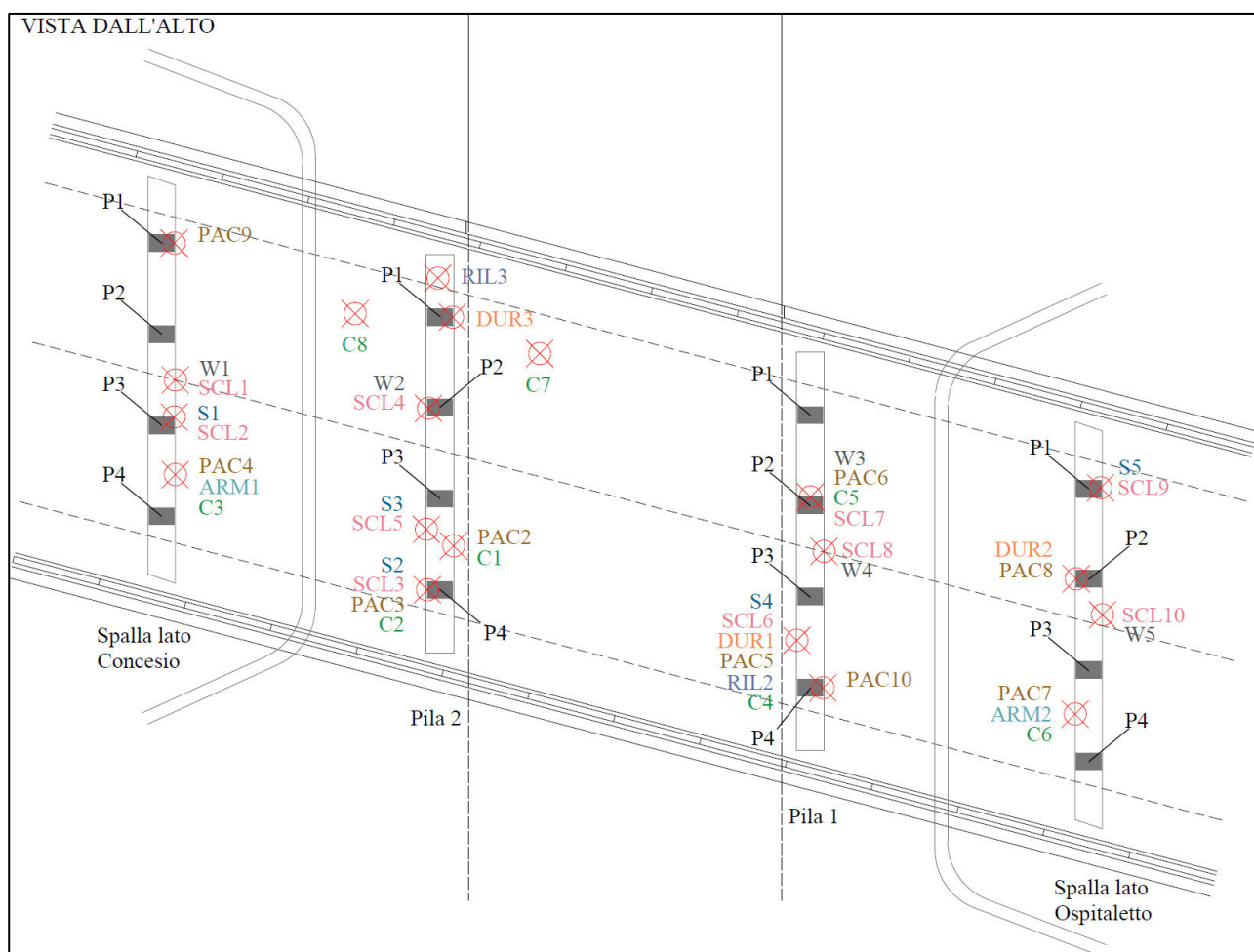
Prove ed indagini in sito

Come anticipato, data la mancanza di elaborati progettuali originali del manufatto si è proceduto ad un'accurata campagna di indagini per la determinazione dei principali dettagli costruttivi e delle caratteristiche dei materiali presenti. Tale campagna è stata in particolare articolata sulla base delle seguenti metodologie d'indagine e relative quantità:

- n. 8 esecuzioni di carotaggi in elementi in c.a., condotti sulle travi pulvino e sui pilastri delle pile e delle spalle, oltre che sulla soletta dell'impalcato;
- n. 2 prelievi di barre di armatura, eseguite nei confronti delle travi pulvino delle spalle;
- n. 3 misurazioni della durezza dell'acciaio delle armature metalliche, condotti sulle travi pulvino e sui pilastri delle pile e delle spalle;
- n. 10 sondaggi pacometrici delle armature metalliche, condotti sulle travi pulvino e sui pilastri delle pile e delle spalle;
- n. 3 rilievi diretti delle armature metalliche, condotti sulle travi pulvino delle pile e sui travetti in c.a.p. dell'impalcato;

- n. 5 indagini combinate con metodo SonReb (combinazione di prova ultrasonica e prova sclerometrica sulla medesima porzione di calcestruzzo), condotti sulle travi pulvino e sui pilastri delle pile e delle spalle;
- n. 10 valutazioni della resistenza a compressione del calcestruzzo mediante prova sclerometrica, condotti sulle travi pulvino e sui pilastri delle pile e delle spalle;
- n. 5 valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo mediante prova con pistola Windsor, condotti sulle travi pulvino e sui pilastri delle pile e delle spalle.

Si riporta di seguito un'immagine con l'indicazione dell'ubicazione e della tipologia delle prove condotte.



Prelievo di carota

C

Indagine pacometrica

PAC

Prelievo di spezzone di barra d'armatura

ARM2

Rileivo diretto delle armature

RIL2

Indagine sclerometrica su cls

SCL3

Indagine con pistola Windsor

W2

Prova di durezza con Durometro

DUR7

Indagine sonica su cls

S3

Si procederà in seguito a definire le caratteristiche meccaniche dei materiali ed esporre i dettagli costruttivi rilevati in sito.

Si è proceduto inoltre, mediante la realizzazione di un pozzetto, alla determinazione della stratigrafia della pavimentazione stradale presente ed all'individuazione dell'armatura della soletta della campata centrale dell'impalcato.

Descrizione delle criticità e dello stato di danno rilevati

Le indagini ed i rilievi condotti hanno consentito anche l'individuazione delle principali criticità del manufatto e dell'eventuale stato di danno presente. Il manufatto presenta, in particolare, alcuni danneggiamenti tipici della tipologia strutturale adottata e della vetustà dell'opera, avente ormai una vita stimata di almeno 50 anni:

- evidenti segni di infiltrazioni e percolazioni derivanti dall'impalcato, visibili all'intradosso di questo e sulle travi pulvino di pile e spalle;
- evidenti fenomeni di distacco ed espulsione del copriferro, soprattutto nei confronti dei pulvini e dei pilastri delle pile; provocati dall'ossidazione delle barre di armatura ed aggravati dai fenomeni di infiltrazione suddetti;
- danneggiamenti nei confronti dei travetti in c.a.p. di estremità della campata centrale, probabilmente provocati a seguito del passaggio di mezzi aventi altezza eccessiva, rilevati sia sul lato nord che sul lato sud dell'impalcato.

Al di là delle suddette evidenze, l'opera d'arte non presenta particolari lesioni, cedimenti o dissesti.

Si ritiene inoltre opportuno evidenziare le seguenti criticità rilevate:

- mancanza di un adeguato sistema di allontanamento delle acque meteoriche dall'impalcato, congiunta alla non impermeabilità dell'impalcato stesso;
- inadeguatezza delle barriere di sicurezza stradali e delle relative connessioni alla soletta dell'impalcato.

Infine, si rileva la totale mancanza di ritegni o accorgimenti particolari che possano inibire l'eventuale collasso per perdita di appoggio degli impalcati nei confronti delle travi pulvino.

Caratterizzazione meccanica dei materiali esistenti

Si procede nel seguito a determinare le caratteristiche meccaniche dei materiali presenti in sito, sulla base dei risultati ottenuti dalle indagini e prove condotte.

Calcestruzzo

Per quanto riguarda le strutture in conglomerato si può ricorrere ai risultati forniti dalle prove di schiacciamento su provini cilindrici prelevati in opera. Le carote prelevate presentano un rapporto h/d pari a 1 e pertanto la resistenza misurata può essere correlata con la resistenza cubica R_{ck} . Il paragrafo C11.2.6 della Circolare alle NTC2018, in accordo con le "Nuove linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera" fornisce inoltre un fattore di correzione delle resistenze misurate, col fine di considerare il disturbo prodotto nel provino a seguito delle operazioni di prelievo.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti dalle prove condotte, corrette mediante i suddetti fattori di disturbo; si ritiene opportuno, in seguito ai risultati ottenuti, distinguere i risultati ottenuti relativamente ai pulvini da quelli ottenuti relativamente alle strutture verticali di pile e spalle.

TRAVI PULVINO			
n. carota	Resistenza R_{carota} (N/mm ²)	Fattore di disturbo F_d	Resistenza $R_{c,is}$ (N/mm ²)
C1	52,5	1,00	52,5
C3	28,5	1,07	30,5
C4	36,9	1,02	37,6
C6	39,5	1,00	39,5

PILE E SPALLE			
n. carota	Resistenza R_{carota} (N/mm ²)	Fattore di disturbo F_d	Resistenza $R_{c,is}$ (N/mm ²)
C2	23,1	1,08	24,9
C5	26,0	1,08	28,1

SOLETTA IMPALCATO			
n. carota	Resistenza R_{carota} (N/mm ²)	Fattore di disturbo F_d	Resistenza $R_{c,is}$ (N/mm ²)
C7	58,8	1,00	58,8
C8	39,4	1,00	39,4

Per quanto riguarda le travi pulvino, si calcola la resistenza media in sito:

$$R_{m,is} = \frac{52,5+30,5+37,6+39,5}{4} = 40,0 \text{ N/mm}^2$$

A questo punto la resistenza in sito è data da:

$$R_{c,is} = \min\{R_{m,is} - k; R_{c,is,min} + 4\} = 33,0 \text{ N/mm}^2$$

con k pari a 7 in quanto si è adottato un numero di campioni pari a 4.

Alla luce dei risultati medi ottenuti dalle prove sclerometriche e con pistola Windsor (pari rispettivamente a 36,7 N/mm² e 40,7 N/mm²) si ritiene di poter adottare un calcestruzzo di cui all'odierna classe di resistenza C28/35. Tali valori di resistenze, trattandosi di materiali esistenti, sono ovviamente da intendersi come resistenze medie e non resistenze caratteristiche.

Per quanto riguarda i pilastri di pile e spalle, il numero di carotaggi eseguiti non consente l'adozione del metodo sopra applicato. Nei confronti dei pilastri di pile e spalle, i risultati medi forniti dalle diverse prove condotte possono essere così riassunti:

- prove di schiacciamento 24,6 N/mm²;
- prove sclerometriche 34,2 N/mm²;
- prove SonReb 28,0 N/mm²;
- prove con pistola Windsor 30,6 N/mm².

Sulla base di tali risultati, si ritiene opportuno adottare cautelativamente un calcestruzzo di cui all'odierna classe C20/25.

Per quanto riguarda la soletta dell'impalcato, data la sola disponibilità di prove di schiacciamento su soli 2 provini, si ritiene opportuno adottare cautelativamente un calcestruzzo di cui all'odierna classe C28/35.

Acciaio di armatura

Relativamente all'acciaio di armatura, si può ricorrere ai risultati forniti dalle prove di trazione condotte su spezzoni prelevati dai pulvini; tali prove hanno condotto ad un valore medio della tensione di snervamento pari a $463,4 \text{ N/mm}^2$, valore che può ricondurre all'adozione di un acciaio di cui alla classe FeB44k adottata all'epoca.

I valori ottenuti con l'ulteriore prova di durezza condotta sulle barre confermano quanto sopra detto.

Livello di conoscenza

Data l'elevata ripetizione delle caratteristiche geometriche, strutturali e funzionali degli elementi presenti, si ritiene che le prove condotte siano sufficienti al raggiungimento di un livello di conoscenza *LC3 – Conoscenza accurata*, a cui corrisponde un fattore di confidenza *FC* pari ad 1,0.

Descrizione degli interventi previsti

A seguito delle analisi e delle valutazioni condotte si ritiene opportuno attuare diversi interventi al fine di ripristinare le condizioni di sicurezza del manufatto e preservarne le caratteristiche per una vita utile residua sufficientemente lunga. In particolare si prevede di procedere con:

- risanamento corticale di tutte le superfici di calcestruzzo esposte, compreso idrolavaggio e pulizia delle superfici, rimozione di parti di conglomerato pericolanti o espulse, passivazione dei ferri di armatura esposti, rifacimento e ricostruzione del copriferro, impermeabilizzazione delle superfici finite;
- ripristino dell'impermeabilità dell'impalcato dei giunti di continuità, mediante la sostituzione di questi ultimi;
- installazione di un efficace sistema di allontanamento delle acque meteoriche dell'impalcato;
- sostituzione delle barriere di sicurezza stradale con nuovi elementi adeguati alla categoria stradale ed ai livelli di traffico, unitamente agli opportuni accorgimenti al fine di un corretto ancoraggio con le strutture dell'impalcato e con i rilevati adiacenti;
- riparazione e sistemazione dei danni subiti dai travetti in c.a.p. dell'impalcato.

I suddetti interventi consentiranno di mantenere efficiente e sicura l'opera d'arte, anche nei confronti degli utenti della stessa, preservandone nel tempo le necessarie caratteristiche di resistenza e durabilità.

Si prevede inoltre una serie di interventi locali utili al consolidamento delle strutture ed all'incremento dei relativi livelli di sicurezza, senza però apportare modifiche sensibili al comportamento dinamico del manufatto; tali interventi possono essere così elencati:

- rinforzo della soletta della campata centrale mediante posa di elementi in CFRP (fibre di carbonio) al fine di integrare l'armatura metallica della soletta ed incrementare le capacità resistenti dell'impalcato;
- posa di placcaggi metallici al fine di prevenire l'eventuale collasso del manufatto per perdita di appoggio dell'impalcato;

- posa di rinforzi in CFRP sui pilastri delle pile, al fine di incrementare la sicurezza di tali elementi (anche in virtù dei nuovi placcaggi installati) e migliorare le caratteristiche di duttilità degli stessi.

3. Inquadramento normativo

Nel presente documento si farà principalmente riferimento alle seguenti normative:

- Decreto del Ministero Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 e allegato "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" (di seguito nominato NTC2018);
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7/C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17/01/2018.

Eventuali ulteriori normative adottate saranno richiamate successivamente.

4. Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

Vista la tipologia di manufatto, si ritiene opportuno far ricadere tale opera nella casistica delle *Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari*, secondo quanto indicato al punto 2.4.1 delle NTC2018. In funzione della destinazione d'uso, si ritiene inoltre opportuno attribuire ad esso una *Classe d'uso IV – Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti*, per la quale valgono le seguenti caratteristiche (paragrafi 2.4.2 e 2.4.3 delle NTC2018):

- vita nominale V_N 50 anni;
- coefficiente d'uso C_u 2,0;
- periodo di riferimento per l'azione sismica V_R 100 anni.

5. Caratteristiche dei materiali di nuova realizzazione

I nuovi elementi strutturali saranno realizzati con i seguenti materiali:

calcestruzzo per strutture in c.a. gettate in opera:

- classe di resistenza C35/45;
- resistenza caratteristica a compressione cilindrica f_{ck} 35 N/mm²;
- resistenza caratteristica a compressione cubica R_{ck} 45 N/mm²;
- modulo elastico E 34.077 N/mm²;
- classe di esposizione XD3;
- classe di consistenza S5;
- diametro nominale massimo degli inerti 16 mm;

acciaio di armatura per strutture in c.a. gettate in opera:

- tipo B450C;
- tensione caratteristica di snervamento f_{yb} 450 N/mm²;

- tensione caratteristica di rottura per trazione f_{tb} 540 N/mm²;
- modulo elastico 210.000 N/mm²;

acciaio strutturale per nuove barriere metalliche:

- tipo S275;
- tensione caratteristica di snervamento f_{yk} 275 N/mm²;
- tensione caratteristica di rottura per trazione f_{tk} 430 N/mm²;
- modulo elastico 210.000 N/mm²;
- classe di esecuzione secondo EN-1090 EXC-2;

acciaio strutturale per nuove strutture in carpenteria metallica:

- tipo S355J2;
- tensione caratteristica di snervamento f_{yk} 355 N/mm²;
- tensione caratteristica di rottura per trazione f_{tk} 510 N/mm²;
- modulo elastico 210.000 N/mm²;
- classe di esecuzione secondo EN-1090 EXC-2;

acciaio per tiranti in barre Dywidag:

- classe Y1050;
- tensione caratteristica di snervamento f_{pyk} 950 N/mm²;
- tensione caratteristica di rottura per trazione f_{ptk} 1.050 N/mm²;
- modulo elastico 210.000 N/mm²;

elementi per collegamenti bullonati:

- classe viti e dadi 8.8 e 8;
- tensione caratteristica di snervamento f_{ybk} 640 N/mm²;
- tensione caratteristica di rottura per trazione f_{tbk} 800 N/mm²;
- modulo elastico 210.000 N/mm²;

tessuto unidirezionale in fibra di carbonio per rinforzi strutturali di elementi in c.a. e c.a.p.:

- grammatura 600 g/m²;
- resistenza a trazione tessuto secco 4.400 N/mm²;
- modulo elastico a trazione 390.000 N/mm²;
- allungamento a rottura 1,1%;

tessuto bidirezionale in fibra di carbonio per rinforzi strutturali di elementi in c.a. e c.a.p.:

- grammatura 300 g/m²;
- resistenza a trazione tessuto secco 4.400 N/mm²;
- modulo elastico a trazione 390.000 N/mm²;
- allungamento a rottura 1,1%;

tessuto bidirezionale in fibra di vetro per rinforzi strutturali di elementi in c.a. e c.a.p.:

- | | |
|---------------------------------------|----------------------------|
| • grammatura | 250 g/m ² ; |
| • resistenza a trazione tessuto secco | 1.000 N/mm ² ; |
| • modulo elastico a trazione | 73.000 N/mm ² . |

6. Verifiche dei nuovi elementi installati

Si procede nel seguito con le necessarie verifiche locali da eseguirsi nei confronti dei nuovi elementi installati e/o riparati.

Nuove barriere di sicurezza stradale

L'intervento consiste nella realizzazione di un nuovo cordolo in c.a. opportunamente connesso alla soletta esistente, sul quale andrà ancorata la nuova barriera di sicurezza tipo H3; tale cordolo dovrà essere in grado di resistere al momento torcente o ribaltamento prodotto dalle azioni accidentali indotte sulla barriera in caso di svio di un veicolo.

Per quanto riportato al paragrafo 3.6.3.3.2 delle NTC2018, occorre verificare le strutture interessate dallo svio di veicoli mediante una forza trasversale orizzontale F di intensità 100 kN applicata in corrispondenza di un montante della barriera stradale; date la caratteristiche geometriche in oggetto, si considera tale forza applicata ad una quota di 1,0 m rispetto al piano di posa della barriera stessa. Dato il posizionamento del nuovo cordolo e la conformazione dell'impalcato, non si ritiene necessario considerare la contemporanea presenza sull'impalcato di un carico concorde con lo Schema di carico 2 secondo il paragrafo 5.1.3.3.3.

Verifica a ribaltamento del cordolo

Per quanto riguarda la sezione del cordolo, questa presenta dimensioni della sezione pari a 90 x 30 cm ed è armata con 7Ø16 sia superiormente che inferiormente; il cordolo viene connesso alla soletta dell'impalcato mediante cavallotti realizzati con ferri Ø16 a 4 bracci disposti ogni 15 cm.

Il momento prodotto dalla forza d'urto calcolato rispetto alla base del cordolo è dato da:

$$M_F = F \cdot h \cdot \gamma_Q = 100 \cdot 1,3 \cdot 1,5 = 195 \text{ kNm}$$

Ipotizzando una distribuzione a 45° degli sforzi dalla base della barriera alla base del cordolo, il momento flettente agente prodotto dalla sola forza d'urto andrebbe ad interessare una zona di estensione del cordolo di circa 85 cm (considerando la larghezza di base della piastra di appoggio della barriera pari a 25 cm). Tenendo conto della presenza di 4 bracci di cavallotti, posti ad un interasse medio di 55 cm, la forza agente su ogni braccio è pari a circa 2.010 daN. La resistenza a trazione di una singola barra di acciaio è pari a:

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_{yb}}{\gamma_s} = 7.867 \text{ daN}$$

la barra risulta quindi adeguata agli sforzi agenti. Per quanto riguarda il suo inghisaggio nella soletta esistente, questa è realizzata in calcestruzzo di classe corrispondente ad un'attuale C28/35; si ottiene quindi la seguente tensione di aderenza acciaio-cls:

$$f_{bd} = \frac{2,25 \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c \cdot FC} = 2,91 \text{ N/mm}^2$$

da cui la lunghezza di ancoraggio necessaria, secondo il paragrafo 8.4.3 dell'Eurocodice 2 – Parte 1, è data da:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = 8,6\phi = 137 \text{ mm}$$

dove σ_{sd} è la tensione presente nella singola barra di acciaio per effetto dello sforzo agente, pari a circa 100 N/mm². Si procederà quindi all'inghisaggio dei nuovi cavallotti per una lunghezza di almeno 15 cm.

La verifica può ritenersi soddisfatta.

Verifica a flessione della soletta

Si conducono ora le verifiche nei confronti della sezione posta in corrispondenza dell'attacco della mensola dell'impalcato; si rende necessario il rinforzo della soletta stessa, mediante la posa di armatura metallica all'estradosso della stessa ed efficacemente ancorata nella struttura esistente; questo al fine di integrare l'armatura all'estradosso ed assorbire il momento flettente dato dall'eventuale urto. Tale verifica viene condotta nella sezione di attacco della mensola dell'impalcato, in cui il momento flettente è dato dai seguenti contributi:

$$M_F = F \cdot h \cdot \gamma_Q = 100 \cdot 1,3 \cdot 1,5 = 195 \text{ kNm}$$

$$M_{cordolo+soletta} \cong 0,85 \cdot 0,9 \cdot 0,3 \cdot 2.500 \cdot 0,75 \cdot 1,5 = 645 \text{ daNm}$$

Si ottiene un momento complessivo di circa 202 kNm. La sezione resistente presenta una base di 85 cm (per quanto detto sopra) ed un'altezza complessiva di circa 49 cm, in cui 10 cm sono dati dal ringrosso previsto (si è esclusa cautelativamente l'altezza del cordolo soprastante); per ottenere un momento resistente superiore al momento agente è quindi necessario disporre ferri di diametro 20 mm e passo 15 cm all'estradosso della nuova soletta realizzata:

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

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	85	49

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	5
2	6,79	46

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -257,7 kN m

σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 32,29 ‰
d 44 cm
x 4,303 x/d 0,09779
δ 0,7

Materiali

B450C C28/35

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} 15,87 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{c1} 1,971

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

o 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

La verifica è quindi soddisfatta; la lunghezza di ancoraggio necessaria, secondo il paragrafo 8.4.3 dell'Eurocodice 2 – Parte 1, è data da:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = 33,8\phi = 676 \text{ mm}$$

dove σ_{sd} ha assunto il valore della tensione di snervamento di progetto delle barre, pari a 391,3 N/mm². Si procederà quindi all'inghisaggio delle nuove barre per una lunghezza di circa 70 cm.

Nuovi placcaggi

Si procede ora alla verifica dei nuovi ancoraggi utili all'eliminazione delle carenze strutturali dell'opera d'arte. Le verifiche consisteranno principalmente nel calcolo delle azioni agenti sugli elementi di collegamento (barre Dywidag) e di ancoraggio dei placcaggi alle strutture in c.a., sulla base delle azioni inerziali indotte dalle azioni sismiche per effetto delle masse degli impalcati. Si procede, a favore di sicurezza, alle verifiche nei confronti dell'impalcato centrale, di lunghezza e di massa maggiori. La massa sismica ricadente su tale elemento (in condizione post-operam) è data dai seguenti contributi:

- soletta d'impalcato: 148.500 daN;
- nuove barriere e cordoli: 15.000 daN;
- pavimentazione stradale: 24.100 daN;
- **totale:** **187.600 daN.**

Per quanto riportato in normativa, le masse sismiche possono non includere, nel caso in oggetto, i carichi variabili da traffico, non trattandosi di un ponte in zona urbana e con elevati valori di traffico. Per effetto del sisma di progetto, l'impalcato risulta soggetto ad un'accelerazione massima pari a 0,18 g, calcolata sulla base e dei parametri sismici del sito. Di conseguenza, la forza sismica agente sull'impalcato è data da:

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q} = 33.768 \text{ daN}$$

Di seguito si condurranno le necessarie verifiche sia nei confronti delle barre Dywidag di collegamento che sulle barre filettate di ancoraggio dell'impalcato.

Il collegamento dell'impalcato è composto da n. 9 barre Dywidag di diametro 26 mm, resistenti a trazione, e n. 18 barre M20 resistenti a taglio. Supponendo che lo sforzo complessivo si ripartisca uniformemente sui suddetti elementi e considerando in aggiunta un'aliquota del 10% per tenere in conto di eventuali difformità nella distribuzione di tale carico, le azioni massime agenti sulla barra Dywidag e sulla barra filettata sono pari rispettivamente a 4.127 daN e 2.064 daN.

La resistenza a trazione della barra Dywidag assume il seguente valore:

$$F_{t,Rd,Dyw} = \frac{0,9 \cdot A_{res} \cdot f_{pyk}}{\gamma_{M2}} = 39.473 \text{ daN}$$

La tensione di aderenza tra la barra ed il calcestruzzo della spalla è data da:

$$f_{bd} = \frac{2,25 \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c \cdot FC} = 2,91 \text{ N/mm}^2$$

da cui la lunghezza di ancoraggio necessaria, secondo il paragrafo 8.4.3 dell'Eurocodice 2 – Parte 1, è data da:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = 6,7\phi = 174 \text{ mm}$$

dove σ_{sd} è la tensione presente nella singola barra di acciaio per effetto dello sforzo agente, pari a circa 78 N/mm². Le verifiche della barra Dywidag risultano quindi soddisfatte; non si ritiene necessario procedere alla verifica a punzonamento in quanto la piastra di ripartizione della barra permette di mitigare tale meccanismo di rottura.

Per quanto riguarda le barre filettate, si calcola innanzitutto la resistenza a taglio:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot A_{res} \cdot f_{tbk}}{\gamma_{M2}} = 9.048 \text{ daN}$$

mentre la resistenza a rifollamento della piastra è data da:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 30.600 \text{ daN}$$

in cui k e α valgono, per la geometria in oggetto, rispettivamente 1 e 2,5. Le verifiche possono quindi dirsi soddisfatte.

Rafforzamento impalcato centrale

Si vuole valutare qui di seguito il beneficio dato dalla posa delle reti in fibre di carbonio all'intradosso dell'impalcato centrale nel miglioramento dei livelli di sicurezza a flessione.

Si procede determinando il massimo momento flettente agente su una striscia avente larghezza pari a quella della corsia convenzionale (3 m) e considerando per tale striscia un comportamento a trave semplicemente appoggiata; tale ipotesi è del tutto a favore di sicurezza.

Si considerano quindi i seguenti carichi:

- | | |
|---|----------------------------|
| • peso proprio della soletta: | 1.625 daN/m ² ; |
| • pavimentazione: | 300 daN/m ² ; |
| • carico da traffico distribuito | 900 daN/m ² ; |
| • carico da traffico tandem (in mezzzeria): | 300 + 300 kN. |

In combinazione SLU è considerando una trave di larghezza 3 m, il momento flettente massimo agente in mezzzeria assume il valore di circa 2.972 kNm.

Come indicato all'interno della valutazione della sicurezza, le armature considerate ai fini delle verifiche sono le seguenti:

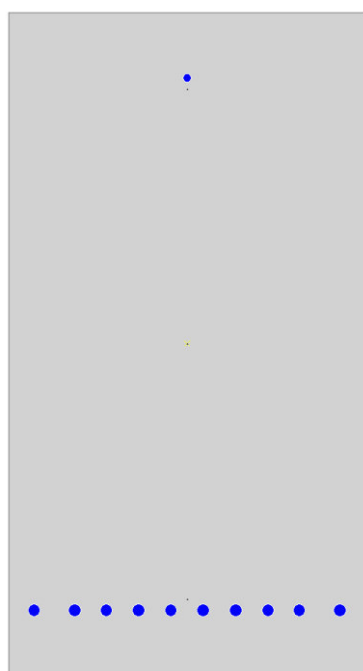
parte centrale della soletta – armatura superiore:

- direzione longitudinale: 1Ø8/30 cm;
- direzione trasversale: 1Ø10/20 cm;

parte centrale della soletta – armatura inferiore:

- direzione longitudinale: 1Ø12/3 cm;
- direzione trasversale: 1Ø12/20 cm.

Si a questo punto per comodità una trave con larghezza pari a 2 travetti in c.a.p. (35 cm), sulla quale agirà un momento flettente di 347 kNm; tale trave presenta invece un momento resistente pari a 239 kNm.



Semplicemente tesa: asse N - ($M_x = 0$, $M_y = 0$)
 $N_u = -462,22$ kN

Semplicemente compressa: asse N + ($M_x = 0$, $M_y = 0$)
 $N_u = 3672,25$ kN

Fibre inferiori tese: asse M_x + ($N = 0$, $M_y = 0$)
 $M_{xu} = 239,3361$ kN m

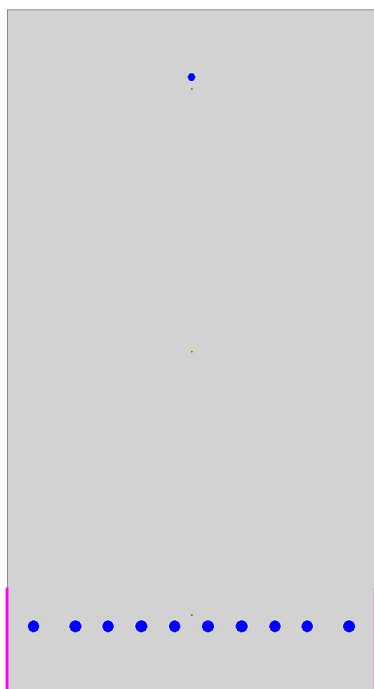
Fibre superiori tese: asse M_x - ($N = 0$, $M_y = 0$)
 $M_{xu} = -19,0552$ kN m

Fibre di sinistra tese: asse M_y + ($N = 0$, $M_x = 0$)
 $M_{yu} = 57,4031$ kN m

Fibre di destra tese: asse M_y - ($N = 0$, $M_x = 0$)
 $M_{yu} = -57,4031$ kN m

La verifica a flessione restituisce un valore di circa 1,45, in linea con quanto riscontrato all'interno della Valutazione della sicurezza.

Implementando invece i rinforzi in CFRP, si ottengono i seguenti risultati:



Semplicemente tesa: asse N - ($M_x = 0$, $M_y = 0$)
 $N_u = -679,40$ kN

Semplicemente compressa: asse N + ($M_x = 0$, $M_y = 0$)
 $N_u = 3672,25$ kN

Fibre inferiori tese: asse M_x + ($N = 0$, $M_y = 0$)
 $M_{xu} = 339,7383$ kN m

Fibre superiori tese: asse M_x - ($N = 0$, $M_y = 0$)
 $M_{xu} = -19,5099$ kN m

Fibre di sinistra tese: asse M_y + ($N = 0$, $M_x = 0$)
 $M_{yu} = 62,1061$ kN m

Fibre di destra tese: asse M_y - ($N = 0$, $M_x = 0$)
 $M_{yu} = -62,1061$ kN m

Si ottiene un momento resistente di circa 340 kNm, di poco inferiore a quello agente; tenendo tuttavia presente che quest'ultimo è stato calcolato trascurando il contributo del comportamento a piastra e considerando i carichi tandem come carichi concentrati, le verifiche possono ritenersi soddisfatte.

Confinamento pilastri delle pile

L'intervento che prevede la posa di reti in fibre di carbonio bidirezionali attorno ai pilastri delle pile del ponte ha il solo scopo di fornire un'ulteriore protezione a tali elementi ed incrementare il confinamento del calcestruzzo presente, con sensibili benefici dal punto di vista della resistenza e della duttilità di tali elementi; tale intervento incrementa ulteriormente i livelli di sicurezza del manufatto (comunque già idonei a sopportare i carichi da traffico previsti) senza modificare il comportamento dinamico della struttura; per tali motivi non si ritiene necessario procedere con ulteriori analisi.

7. Conclusioni e considerazioni

Il presente progetto ha riguardato principalmente interventi di risanamento e di efficientamento del manufatto in oggetto, ripristinando le necessarie condizioni di durabilità e protezione del manufatto e dei relativi elementi strutturali. L'impermeabilizzazione dell'impalcato ed il rifacimento dei giunti e di un nuovo sistema di convogliamento delle acque meteoriche consentiranno il mantenimento nel tempo di tali caratteristiche.

La posa di nuove barriere di sicurezza stradale, efficacemente ancorate alle strutture esistenti ed ai rilevati, consente l'utilizzo dell'opera d'arte da parte dell'utenza nel rispetto delle odierne condizioni di sicurezza previste.

Infine, le analisi ed indagini in sito hanno permesso di valutare le caratteristiche ed i dettagli costruttivi del manufatto, formulando una precisa e valida base di partenza per eventuali futuri interventi di consolidamento e di rafforzamento strutturale.

A seguito degli interventi previsti, il manufatto risulta adeguato a sopportare i carichi da traffico attualmente previsti con adeguati livelli di sicurezza.

Suzzara, luglio 2021

Ing. Lorenzo Auri
