



BenGeneering
Studio Tecnico Associato

BONO Ing. GIOVANNI - ORDINE INGEGNERI DI BRESCIA N. 4447

VIA GERA, NIARDO (BS)

PROGETTO:

**SPBS 345 "DELLE TRE VALLI"
INTERVENTO DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA
AL PONTE AL KM 12+250 DI SOVRAPASSO DEL
FIUME MELLA NEL COMUNE DI SAREZZO
FRAZIONE DI ZANANO**

TAVOLA:

R10

SCALA: **03/09/2020**

DATA:

OGGETTO:

Relazione di calcolo

COLLABORATORI:

COMMITTENTE:

**PROVINCIA DI BRESCIA SETTORE
DELLE STRADE E DEI TRASPORTI**

AGGIORNAMENTI

1°

2°

3°

4°

5°

PROGETTO ESECUTIVO

IL DIRETTORE DEI LAVORI

IL PROGETTISTA

IMPRESA ESECUTRICE OPERE

SOMMARIO

CAPITOLO 1 INTRODUZIONE	1
1.1 Descrizione del manufatto	1
1.2 Normativa di riferimento	3
CAPITOLO 2 MODELLO STRUTTURALE	4
CAPITOLO 3 MATERIALI	6
CAPITOLO 4 VERIFICHE STATO DI FATTO	7
CAPITOLO 5 INTERVENTO	9
5.1 Intervento a taglio	9
5.2 Intervento a flessione	11
5.3 Conclusioni intervento FRP	13
CAPITOLO 6 CORDOLI	14
6.1 Armatura cordoli	14
6.2 Collegamento tra cordoli e impalcato esistente	14

Capitolo 1 Introduzione

In data 20 settembre 2018, il manufatto al km 12+250 della SPBS345 (sovrappasso sul Fiume Mella, Comune di Sarezzo, BSSPEXSS345_P006) è stato oggetto di un primo sopralluogo da parte dei tecnici dell'Università degli Studi di Brescia. Durante questa preliminare indagine ispettiva è stato rilevato un quadro fessurativo (sulla campata a travata), riconducibile a possibili meccanismi a taglio (fessure inclinate in prossimità degli appoggi), principalmente sulle due travi di bordo. A seguito della segnalazione sono state indagate le caratteristiche meccaniche e geometriche dell'opera d'arte da parte del Laboratorio Prove Materiali Pietro Pisa in data 16 ottobre 2018 e 2 ottobre 2019.

1.1 Descrizione del manufatto

L'opera attenzionata, di competenza della Provincia di Brescia, costituisce la prima campata (procedendo da Brescia verso Gardone Val Trompia) del manufatto che consente alla SPBS345 il superamento del fiume Mella nella frazione Ponte Zanano del comune di Sarezzo (sigla manufatto Provincia di Brescia: BSSPEXSS345_P006). Come è possibile apprezzare dalle Figura 1.1 e Figura 1.2, si osserva che la prima campata (a sinistra nella Figura 1.1) è costituita da un graticcio di travi (ponte a travata) mentre le rimanenti due campate sono realizzate con un arco ribassato in C.A. In prossimità della prima pila intermedia si riscontra una discontinuità tra le nervature e il successivo "arco"; pertanto, la prima campata può essere considerata come un singolo manufatto (indipendente). Ad oggi non è stata trovata alcuna documentazione progettuale inerente al manufatto in questione. Si segnala la presenza della pista ciclopeditonale della Val Trompia al di sotto della prima campata.



Figura 1.1: Vista complessiva dell'opera

Il manufatto indagato è costituito da 6 travi principali con luce netta (da spalla a spalla) pari a 9,94 m. Trasversalmente sono presenti due ripartitori in campata, aventi un interasse variabile (procedendo da Brescia verso Gardone Val Trompia): 3,35 m – 3,60 m – 3,00 m. Tutti gli elementi strutturali sono in calcestruzzo armato gettato in opera.



Figura 1.2: dettaglio prima campata

Seguendo la numerazione propria dell'Università degli Studi di Brescia, le nervature sono numerate a partire da nord-est verso sud-ovest; i ripartitori, seguendo l'asse stradale, sono numerati procedendo da Brescia verso Gardone Val Trompia.

In Figura 1.3 è riportata la pianta dell'impalcato con indicate le principali grandezze geometriche. Come è possibile osservare dalla pianta il manufatto è caratterizzato da un'obliquità importante ($\approx 58^\circ$).

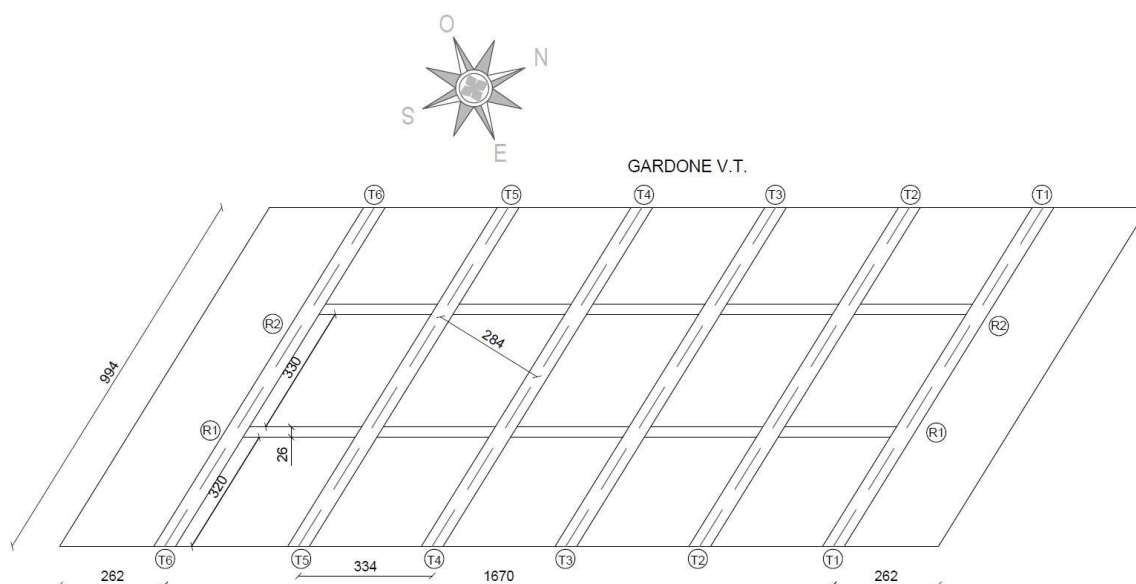


Figura 1.3: Pianta impalcato

Per le caratteristiche geometriche si rimanda alle tavole e alle relazioni allegate. Le proprietà meccaniche possono essere consultate nelle relazioni del Laboratorio Prove Materiali Pietro Pisa.

Il quadro fessurativo riscontrato è sintomo di una carenza delle nervature nei confronti delle sollecitazioni. Tale aspetto è confermato nel seguito anche da un confronto tra le resistenze e le azioni agenti. Queste ultime sono state stimate mediante un'analisi ad elementi finiti (software Midas Gen 2019).

L'intervento principale prevede dunque il rinforzo delle travi con FRP (Fiber Reinforced Polymers) che verranno applicati sia per aumentare la resistenza flessionale sia quella tagliante.

Complementarmente a questo intervento, si prevedono lavorazioni per eliminare le diverse tipologie di degrado che nel tempo hanno interessato l'opera, anche sul resto del manufatto.

In prima istanza si prescrive la rimozione del calcestruzzo ammalorato. La preparazione della superficie, al fine di raggiungere il substrato sano, può essere effettuata tramite sabbiatura o idroscarifica. Tale intervento deve essere eseguito in corrispondenza degli appoggi delle nervature, degli sbalzi (esterni alle travi di bordo) ossia in tutte le porzioni soggette a infiltrazioni; si suggerisce una scarifica superficiale anche vicino alle armature esposte (ad oggi soggette al fenomeno corrosivo). Per queste ultime si consiglia altresì di liberare completamente la loro superficie da eventuali residui di calcestruzzo degradato e da ogni traccia di ruggine. Laddove in fase di cantiere, si riscontrassero ferri d'armatura con una forte diminuzione della sezione resistente a causa della corrosione, si prescrive di integrare le armature o di sostituirle con nuove di almeno pari diametro.

Qualora invece la riduzione di sezione sia trascurabile, si deve prevedere la pulizia e la completa passivazione delle stesse. A seguire deve essere comunque ripristinato il relativo copriferro.

Il ripristino strutturale e la protezione delle armature attualmente esposte devono essere conseguiti anche nelle porzioni interessate dalle indagini ispettive condotte dal Laboratorio Prove Materiali Pietro Pisa.

Inoltre, si prevede l'applicazione di un rivestimento finale dell'intera opera con un rasante strutturale e una tinteggiatura anticarbonatativa, che aumenti la durabilità, e di conseguenza la vita residua della struttura, oltre che proteggere l'FRP.

1.2 Normativa di riferimento

Il progetto è conforme alle norme tecniche vigenti, nello specifico:

- D.M. 17/01/2018, "Norme Tecniche per le Costruzioni" (nel seguito indicate con 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 decreto ministeriale 17 gennaio 2018 (nel seguito Circolare);
- "Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP" C.S.LL.PP 24 luglio 2009;
- "Linee Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti" C.S.LL.PP maggio 2019.

Capitolo 2 Modello strutturale

Il manufatto è stato modellato con il software ad elementi finiti Midas Gen (licenza?). In particolare, le travi principali e i ripartitori sono stati modellati come elementi “beam”, la soprastante soletta come “plate”. La connessione tra le nervature e la soletta è garantita da elementi fittizi aventi una rigidezza pressoché infinita, sempre rappresentati da elementi beam.

Per ridurre al minimo le sollecitazioni indotte dai sovraccarichi variabili, si è ipotizzato, nella modellazione numerica, l'impossibilità dei veicoli pesanti di accedere alle zone destinate al transito dei pedoni (marciapiedi). Anche per tale motivo, si interdice al traffico veicolare l'accesso ai marciapiedi grazie alla messa in opera di Sicurvia.

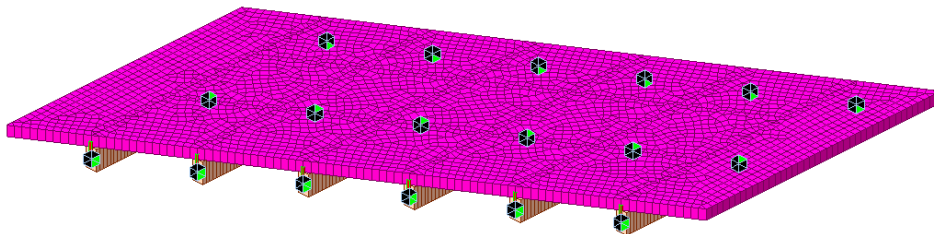


Figura 2.1: modello a elementi finiti

I vincoli alle estremità sono di semplice appoggio (direzione y e z); il vincolo nella mezzeria delle nervature impedisce le traslazioni in direzione longitudinale all'asse della strada (direzione x nel modello).

L'impalcato è stato caricato secondo i dettami delle vigenti NTC 2018 (§5.1.3.3.5.). Nello specifico, la carreggiata è stata gravata con lo schema 1, i marciapiedi sono stati caricati con lo schema 5 (opportunamente ridotto a $2,5 \text{ kN/m}^2$, si veda § Tab. 5.1.IV delle NTC2018). Complessivamente, sulla soletta sono stati disposti i seguenti carichi convenzionali:

- Corsia 1;
- Corsia 2;
- Corsia 3;
- Aree rimanenti;
- Folla compatta (pari a $2,5 \text{ kN/m}^2$).

La corsia convenzionale 1 è stata posta in posizione eccentrica. Si propone, a titolo di esempio, uno screenshot del programma rappresentate il carico distribuito su questa corsia ($q_{1k}=9 \text{ kN/m}^2$).

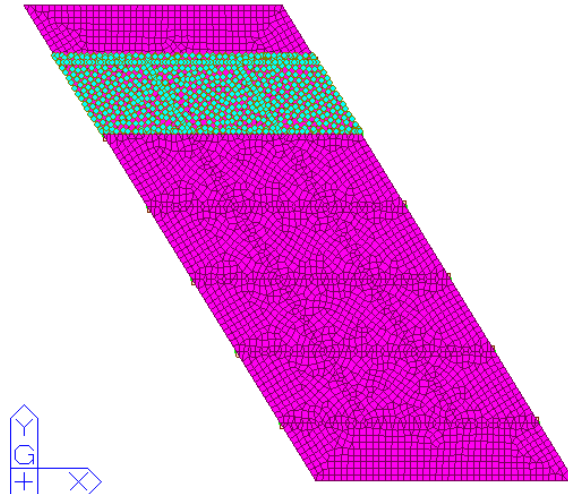


Figura 2.2: posizione corsia convenzionale 1.

A seguire, procedendo dall'alto verso il basso (secondo la Figura 2.2), sono state posizionate le corsie convenzionali 2, 3 e le “aree rimanenti”. I due estremi sono stati gravati con un carico simulante la folla compatta. In ciascuna corsia convenzionale sono stati disposti anche i relativi carichi tandem.

Per valutare la massima sollecitazione a flessione e a taglio, la posizione dei carichi concentrati, così come definiti da NTC, è stata fatta variare. Per ottenere le massime sollecitazioni flessionali i carichi tandem sono stati disposti a cavallo della mezzeria; per le massime azioni taglienti, i carichi tandem sono stati disposti in prossimità degli appoggi.

Le sollecitazioni sono state stimate in combinazione fondamentale, Stato Limite Ultimo (SLU).

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove i coefficienti moltiplicativi dei carichi sono quelli per ponti di nuova costruzione (NTC2018 §5.1.3.14).

	No	Name	Active	Type	q1(ST)	QQ1(ST)	q2(ST)	QQ2(ST)	q3(ST)	QQ3(ST)	Rim(ST)	Folla(ST)	Comb(CB)	Description
	1	Comb	Acti	Add	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500	1.3500	1.0000		Comb. SLU
*														

Figura 2.3: combinazione di carico utilizzata (SLU)

Nella figura sopra, il termine “q1” si riferisce ai carichi distribuiti, il termine “QQ1” si riferisce ai carichi tandem (lo stesso vale per le corsie convenzionali 2 e 3).

Con la disposizione descritta, le massime azioni da traffico sono state ricavate nella trave di bordo (posta più in alto secondo la Figura 2.2). Ovviamente data la simmetria del manufatto, disponendo i carichi specchiati rispetto all'asse del ponte, si sarebbero trovate le medesime sollecitazioni sull'altra trave di bordo.

Queste sono risultate:

- $M_{q,max}=1363$ kN m (valutato nella mezzeria);
- $M_{q,(l/3)}=1183$ kN m (valutato a $l/3$);
- $V_{q,max}=625$ kN (valutato all'appoggio).

A cui vanno sommate, sempre in combinazione allo SLU, le azioni dovute ai carichi G1 e G2. Quest'ultime sono state stimate manualmente, in base alla geometria della trave e considerando uno spessore medio dell'asfalto pari a 0.17 m, con peso specifico di 20 kN/m³. Risultano dunque:

- $M_{g,max}=861$ kN m (valutato nella mezzeria);

- $M_{g(l/3)}=765$ kN m (valutato a l/3);

- $V_{g,max}=337$ kN (valutato all'appoggio).

Pertanto, le sollecitazioni complessive sono:

- $M_{max}=2224$ kN m (valutato nella mezzeria);

- $M_{l/3}=1948$ kN m (valutato a l/3);

- $V_{max}=962$ kN (valutato all'appoggio).

Capitolo 3 Materiali

Si adotta il Livello di Conoscenza 2, a cui corrisponde un fattore di confidenza pari a 1.2 (NTC2018 §8.5.4).

La resistenza del calcestruzzo è stata ricavata in base alle diagnostica eseguita dall'Università degli Studi di Brescia e dal Laboratorio Prova Materiali Pietro Pisa. In particolare sono stati eseguite tre carotaggi e conseguentemente tre prove di compressione monoassiale, si veda la Tabella 1. Le prove sclerometriche non sono state utilizzate per stimare la resistenza, ma solo per accertare l'uniformità del getto.



Figura 4: carote estratte dalle travi T1, T2 e T3

Carota	Massa	Massa vol.	Dimensioni provino [mm]		Carico	Sperimentale $R_{c,car}$	H/D
	[g]	[kg/m ³]	Diametro	Altezza	kN	MPa	-
T1	1661	2393	94	100	538.5	77.6	1.1
T2	1701	2501	94	98	635.4	91.6	1.0
T3	1866	2490	94	108	592.7	85.4	1.1

Tabella 1: valori di resistenza cubica delle carote

Il valore di resistenza cubica media risulta dunque circa 85 MPa.

Per cui, distinguendo tra meccanismi fragili e duttili (NTC 2018 §8.7.2), considerando un fattore di confidenza pari a 1.2, le resistenze di progetto da utilizzare nelle verifiche risultano:

Meccanismi Duttili		Meccanismi Fragili	
f_{cd} [MPa]	58.7	f_{cd} [MPa]	39.1

Tabella 3-2: valori di progetto cl_s

Non avendo a disposizione prove su barre d'armatura, le caratteristiche degli acciai sono state stimate. In particolare per le barre Rumi si è fatto riferimento a prove su acciai di ponti costruiti nella stessa epoca ("The technical causes of the collapse of Annone overpass on SS.36", M. di Prisco et Al., 2018); mentre le caratteristiche delle staffe sono state ricavate da studi di letteratura ("Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980", Verderame et Al.).

Da cui:

Barre Rumi				
Valori medi	f_{ym} [MPa]	423	f_{um} [MPa]	653
Meccanismi fragili	f_{yd} [MPa]	307	f_{yd} [MPa]	473
Meccanismi duttili	f_{yd} [MPa]	353	f_{yd} [MPa]	544

Tabella 3-3: resistenze barre Rumi

Staffe				
Valori medi	f_{ym} [MPa]	357	f_{um} [MPa]	519
Meccanismi fragili	f_{yd} [MPa]	259	f_{yd} [MPa]	376
Meccanismi duttili	f_{yd} [MPa]	298	f_{yd} [MPa]	433

Tabella 3-4: resistenze staffe

Capitolo 4 Verifiche stato di fatto

Le indagini condotte hanno evidenziato la presenza in mezzeria di 7+3 ferri Rumi di area circa 5.9 cm² (misura da rilievo geometrico). Mentre ad un terzo della luce sono presenti solo 7 ferri Rumi. Per maggiore dettaglio si rimanda alle tavole relative alla diagnostica.

Le staffe sono ferri $\phi 10$ lisci con passi molto variabili. Si considera nei calcoli un passo medio, tra quelli rilevati per le travi T3 e T4, pari a 20 cm.

La verifica a pressoflessione delle travi allo stato di fatto, sia in mezzeria sia ad un terzo della luce, è stata svolta con il programma VcaSLU del Prof. Gelfi dell'Università degli Studi di Brescia.

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

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

Titolo:

N° Vertici: 10 Zoom N° barre: 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	120	0
2	165	0
3	165	70
4	195	80
5	285	80
6	285	120

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	41,3	142,5	3
2	17,7	142,5	6

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata

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

Precompresso

Materiali: Rumi Cimp

ϵ_{su} 50 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 353 N/mm² ϵ_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 58,7
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,765 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 2.397 kN m
 σ_c -48,21 N/mm²
 σ_s 353 N/mm²
 ϵ_c 1,155 ‰
 ϵ_s 50 ‰
d 117 cm
x 2,641 x/d 0,02257
 δ 0,7

Figura 5: Momento resistente a l/2

Verifica C.A. S.L.U. - File: Mrd_J-3

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

Titolo:

N° Vertici: 10 Zoom N° barre: 1 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	120	0
2	165	0
3	165	70
4	195	80
5	285	80
6	285	120

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	41,3	142,5	3

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata

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

Precompresso

Materiali: Rumi Cimp

ϵ_{su} 50 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 353 N/mm² ϵ_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 58,7
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,765 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 1.693 kN m
 σ_c -42,31 N/mm²
 σ_s 353 N/mm²
 ϵ_c 0,9432 ‰
 ϵ_s 50 ‰
d 117 cm
x 2,166 x/d 0,01852
 δ 0,7

Figura 6: Momento resistente a l/3

Il taglio resistente relativo ad elementi con armatura a taglio, NTC 2018 §4.1.2.3.5, ipotizzando un'inclinazione dei puntoni pari a 30°, è risultato 745 kN.

La verifica secondo la formulazione proposta dalla Circolare al §C.8.8.5.5 è stata utilizzata non come valore di resistenza effettivo, ma per validare la scelta dell'angolo di inclinazione del puntone.

Riassumendo le resistenze risultano:

- $M_{Rd(l/2)}=2397 \text{ kN m}$ (valutato nella mezzeria);

- $M_{Rd(l/3)}=1693 \text{ kN m}$ (valutato a $l/3$);

- $V_{Rd}=745 \text{ kN}$

Si ricorda che a circa $l/3$ e a $2/3$ della luce delle nervature, le armature presenti diminuiscono con conseguente riduzione del momento resistente.

La Tabella 4-1 riassume l'esito delle verifiche allo stato di fatto. Il coefficiente Ψ rappresenta il rapporto tra resistenza e sollecitazione (R/S).

Sollecitazioni		Resistenze		$\Psi \text{ R/S}$
$M_{Ed, l/2} \text{ [kN m]}$	2224	$M_{Rd, l/2} \text{ [kN m]}$	2397	1.08
$M_{Ed, l/3} \text{ [kN m]}$	1948	$M_{Rd, l/3} \text{ [kN m]}$	1693	0.87
$V_{Ed} \text{ [kN m]}$	962	$V_{Rd, \theta 30^\circ} \text{ [kN]}$	745	0.77

Tabella 4-1: verifiche stato di fatto

Come è immediato osservare, per far fronte alle sollecitazioni da NTC 2018, l'impalcato deve essere oggetto di un intervento di rinforzo strutturale sia a taglio sia a flessione (momento a $l/3$).

Anche considerando la possibilità offerta dalle NTC 2018 di migliorare l'esito delle verifiche (riduzione dei coefficienti moltiplicativi dei carichi permanenti NTC 2018 §8.5.5), le verifiche sarebbero comunque insoddisfatte, seppure la resistenza a flessione ad un terzo della luce si avvicini alla sollecitazione massima.

Capitolo 5 Intervento

Viste le carenze statiche evidenziate nelle verifiche, in totale accordo con i quadri fessurativi riscontrati dall'Università, è necessario un intervento di rinforzo. Nello specifico, relativamente al taglio, si prevede l'applicazione di materiale FRP in strisce inclinate a 45° per una distanza pari a circa 2.5 m dagli appoggi. Per quanto riguarda la flessione si applicherà una fasciatura in FRP alla base delle travi. Questa deve essere prolungata, al fine di evitare la delaminazione del supporto, per tutta la lunghezza delle travi.

5.1 Intervento a taglio

Il rinforzo a taglio viene realizzato con sistema di rinforzo strutturale composto da tessuto unidirezionale in fibra di carbonio ad alta resistenza con elevato modulo elastico e resine epossidiche di impregnazione e incollaggio (FRP). Per ogni appoggio delle travi si prevedono 7 strisce ad un solo strato con base 15 cm, passo 20 cm e inclinate a 45° . La Tabella 5-1 riporta le caratteristiche del materiale di rinforzo:

FRP Taglio	
Densità delle fibre [g/cm ³]	1.78 - 1.81
Densità della resina [g/cm ³]	1.06
Resistenza meccanica a trazione tessuto secco [MPa]	>4900
Carico massimo per unità di larghezza tessuto secco [kN/m]	>1600
Modulo elastico a trazione tessuto secco [MPa]	256000
Deformazione a rottura tessuto secco [%]	>2
Spessore [mm]	0.328

Tabella 5-1: caratteristiche FRP rinforzo a taglio

La figura seguente riporta la verifica della sezione a taglio, considerando l'apporto dell'FRP, condotta con un foglio di calcolo.

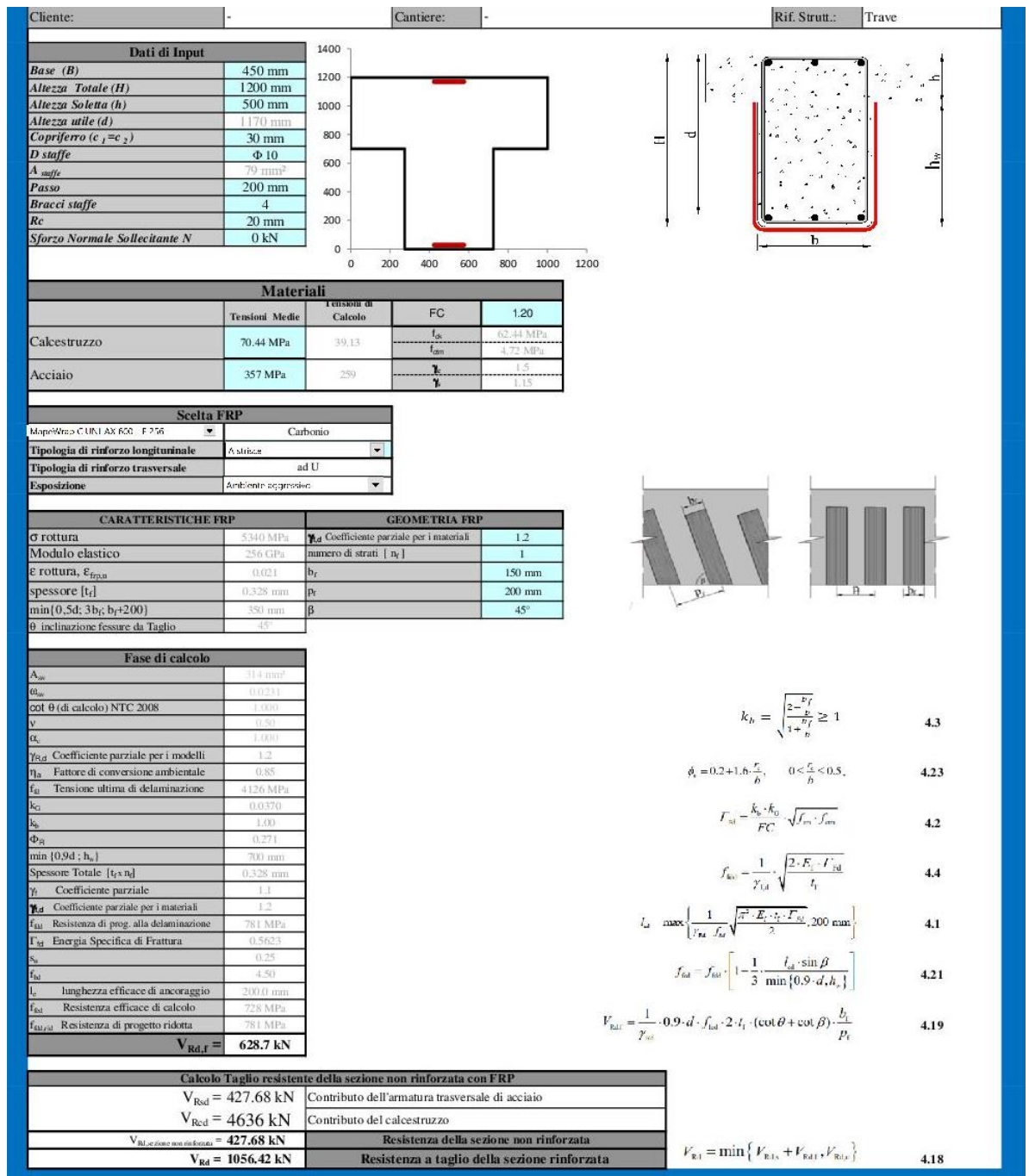


Figura 7: verifica a taglio trave con FRP

Vista l'applicazione di FRP a 45° (scelta per comodità di posa), lo stesso programma calcola il contributo della sezione a taglio ipotizzando la formazione di puntoni con inclinazione 45°.

La resistenza complessiva della sezione risulta dunque 1056.42 kN, ben superiore al valore sollecitante.

5.2 Intervento a flessione

Da quanto emerso dalle verifiche la sezione di mezzeria non necessita di un intervento di rinforzo. Le sezioni critiche sono rispettivamente ad un terzo e due terzi della luce, dove le barre rumi passano in numerosità da 10 a 7. Per risolvere questa problematica si applicherà una striscia di FRP alla base inferiore della trave, che a favore di sicurezza e

considerando la necessità di ancorare correttamente il nuovo materiale, verrà disposta lungo tutta la luce libera della trave.

In particolare si prevede la posa di una lamina pultrusa in fibre di carbonio preimpregnata con resina epossidica, protetta da una doppia pellicola di plastica, con le seguenti caratteristiche:

FRP Flessione	
Densità [g/cm ³]	1.61
Contenuto di fibre [%]	68
Spessore [mm]	1.4
Base [mm]	400
Sforzo di trazione [MPa]	>3100
Modulo di elasticità [GPa]	170
Allungamento ultimo [%]	2
Resistenza a taglio [MPa]	77
Coefficiente di espansione [m/m/°C]	6.00E-06

Tabella 5-2: caratteristiche FRP rinforzo a flessione

La Figura 8 mostra la verifica della sezione ad un terzo della luce considerando il contributo degli FRP. Il momento resistente è pari a 2034 kN m.

Cliente:		Cantiere:		Ref. Strutt.:				
Dati Sezione								
Altezza Totale (H)	1200	mm						
Altezza soletta (h)	400	mm						
Larghezza soletta (L)	2850	mm						
Larghezza Anima (b)	450	mm						
Area di acciaio in trazione A_s	41.30	mm ²						
Area di acciaio in compressione A_s'	0	mm ²						
Copriferro ($d_s = d_{s'}$)	30	mm						
Altezza utile (d)	1130	mm						
Altezza Anima (H - h)	800	mm						
Area di lamina A_f	501.0	mm ²						
Materiali								
		Resistenze		Moduli elastici				
	Medie	Calcolo		E_s	62.403 MPa			
Calcestruzzo f_{cm} [MPa]	70	58.67	39509	E_{cm}	4.72 MPa			
Acciaio f_{yk} [MPa]	423	537.5	210000	E_{sk}	206950 MPa			
Fattore di confidenza FC	1.20							
Momento iniziale agente in sezione prima dell'applicazione delle fibre M0 [kNm]		765						
Materiale		Tipo di fibra		Esposizione				
Carbonio L170		Carbonio		A. Aggressiva				
CARATTERISTICHE FRP								
σ caratteristica di rottura	3100 MPa							
ϵ caratteristica di rottura, ϵ_R	0.018							
Modulo elastico	170000 MPa							
Spessore	1.400 mm							
Coefficiente di sicurezza FRP (γ_{FRP})	1.2							
Coefficiente del materiale (γ_f)	1.10							
Fattore di conversione ambientale (η_{La})	0.85							
σ calcolo, f_{cd}	2196 MPa							
Larghezza rinforzo (b_f)	400 mm							
N° strati rinforzo (n)	1							
Coefficiente per condizione di carico (k_d)		Carico concentrato						
k_b	1.00							
k_c	0.023							
b_f/b	0.89							
$f_{Rd,2}$ Resist. di prog. al distacco FRP (mod 2)	506 MPa							
ϵ_{Rd} Deformazione max di distacco FRP	0.00298							
ϵ_R lembo teso CLS all'applicazione dell'FRP	0.00029							
$\epsilon_R - \epsilon_R$	0.00139							
Γ_R Energia specifica di frattura	0.349 MPa							
f_{ad} Resist. di prog. adesione FRP-CLS	2.79 MPa							
l_{ad} Lunghezza ottimale di ancoraggio	183.3 mm							
f_{Rd} Resist. di prog. al distacco FRP (mod 1)	243 MPa	$\epsilon_{Rd} = \frac{f_{Rd,2}}{E_{FRP}} \leq \epsilon_R - \epsilon_R$ NO distacco intermedio						
ϵ calcolo, ϵ_R	0.00298							
Output: calcolo dell'asse neutro a rottura e del momento ultimo (y_{cr}, M_u)								
E' una procedura iterativa in cui si ipotizza un valore per y_c e si verifica che corrisponda. Nu=0 (rotura in flessione semplice)								
L'asse neutro taglia la soletta								
y_c	regione	Ψ	λ	σ_s	σ_c	<div>Risolvi</div>	eq. Traslazione	M_u
[mm]		ad.	ad.	MPa	MPa			[kN m]
13.00	1	0.80	0.416	-8.9530	352.50	506.14	0.00	2034.04
Sezione non Rinforzata								
y_c	σ_s	σ_c	M_u					
mm	MPa	MPa	kN m					
10.88	-34.6	352.5	1696.72					
						eps cls 0.00009 eps acciaio comp 0.00001 eps acciaio teso 0.00319 eps fip 0.00298		

Figura 8: verifica a flessione con FRP

5.3 Conclusioni intervento FRP

Con l'applicazione di rinforzi in FRP, sia a taglio sia a flessione, i risultati delle verifiche sono soddisfatti, si veda la Tabella 5-3.

Sollecitazioni		Resistenze FRP		Ψ R/S
$M_{Ed, 1/3}$ [kN m]	1948	$M_{Rd, 1/3}$ [kN m]	2034	1.04
V_{Ed} [kN m]	962	$V_{Rd, 9 45^\circ}$ [kN]	1056.42	1.10

Tabella 5-3: verifiche con FRP

Per maggiori dettagli sulla preparazione del supporto e sulla messa in opera dei materiali, si rimanda alle schede tecniche dei relativi prodotti.

Capitolo 6 Cordoli

In questo capitolo si presenta il dimensionamento dei cordoli laterali alla carreggiata, su cui graveranno i nuovi guard rail. A seconda della scelta del tipo di Guard Rail proposto dall'impresa, sarà necessario verificare che le azioni siano conformi a quanto contenuto nel presente capitolo ed eventualmente integrare o modificare l'armatura.

6.1 Armatura cordoli

Pe soddisfare i requisiti minimi legati al collegamento con i guard rail, sono stati previsti cordoli con base 0.6 m e altezza 0.20 m in calcestruzzo C35/45. Come da tavole, ogni cordolo è lungo 50.5 m. Per le armature longitudinali e le staffe, essendo elementi appoggiati per tutta l'estensione alla struttura esistente, si utilizzano le indicazioni sulla quantità minima di armatura previste al §4.1.6.1.1 delle NTC 2018.

Come armatura longitudinale si avrà:

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 1,97 \text{ cm}^2 \\ 0,0013 b_t d = 1,17 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

dove f_{ctm} è la resistenza a trazione del calcestruzzo (3,8 MPa), d l'altezza utile (15 cm), e b_t è la larghezza media della zona tesa (60 cm).

Per garantire un miglior controllo della fessurazione pertanto vengono predisposti 3 $\phi 12$ correnti inferiormente e superiormente (A_s pari a 3,39 cm^2).

Dal punto di vista dell'armatura trasversale:

$$\begin{cases} A_{st,min} = 1,5 b \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 900 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 9 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \\ s_{min} = 33 \text{ cm} \\ s_{min} = 0,8 d = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

Si predispongono pertanto staffe a due bracci $\phi 8$ passo 10 cm che soddisfano le tre condizioni ($A_{st} = 10 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$).

6.2 Collegamento tra cordoli e impalcato esistente

In accordo al §5.1.3.10 delle NTC2018 *“il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera”*, i cordoli e il loro collegamento alla struttura esistente sono stati dimensionati in base alle massime azioni resistenti che il collegamento del guard rail è in grado di sviluppare.

Il collegamento più comune della barriera stradale al cordolo avviene con 1+2 bulloni M20 classe 8.8, infissi per una profondità di 15 cm grazie ad un ancorante chimico epossidico ad iniezione ad alte prestazioni certificato per uso quotidiano per ancoraggi e collegamenti di ferri di ripresa su calcestruzzo. Le figure seguenti propongono un esempio di collegamento. Anche se la tipologia delle barriere variesse in corso di gara, la progettazione è stata eseguita, per ovviare a questa problematica, con ampio margine di sicurezza.

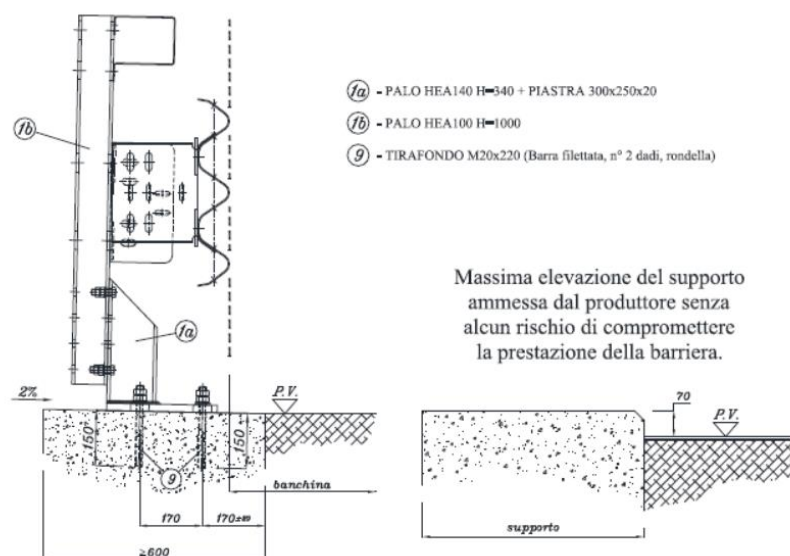


Figura 6.1: particolare collegamento cordolo guard rail

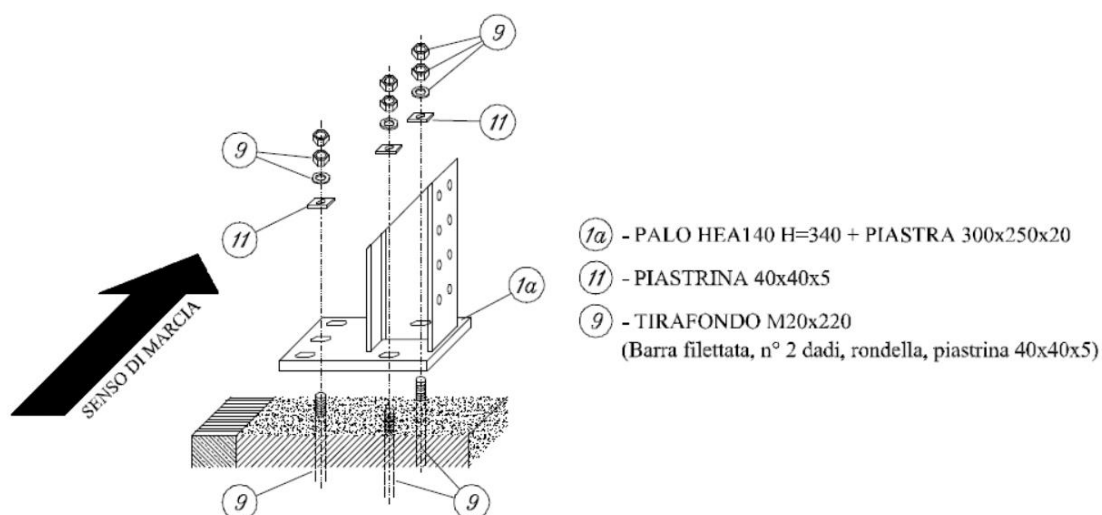
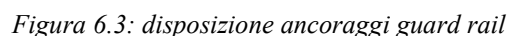


Figura 6.2: piastra di ancoraggio guard rail

Le azioni massime resistenti del collegamento dipendono, più che dalla resistenza propria delle piastre e dei bulloni, dalle resistenze dei coni di cls che definiscono il meccanismo di rottura. Tali resistenze sono state calcolate con il programma Hilti Profis Anchor. La Figura 6.3 mostra la disposizione degli M20.



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

Figura 6.4: resistenza a trazione ancoraggi

$$M_{Rd} = N_{Rd} \cdot b = 13.4 \text{ kNm}$$

Risulta dunque un taglio resistenze (V_{Rd}) pari a 46 kN. Questa è la massima azione di taglio sopportabile dal collegamento, seppure il taglio resistente puro dei bulloni sarebbe ben più elevato.

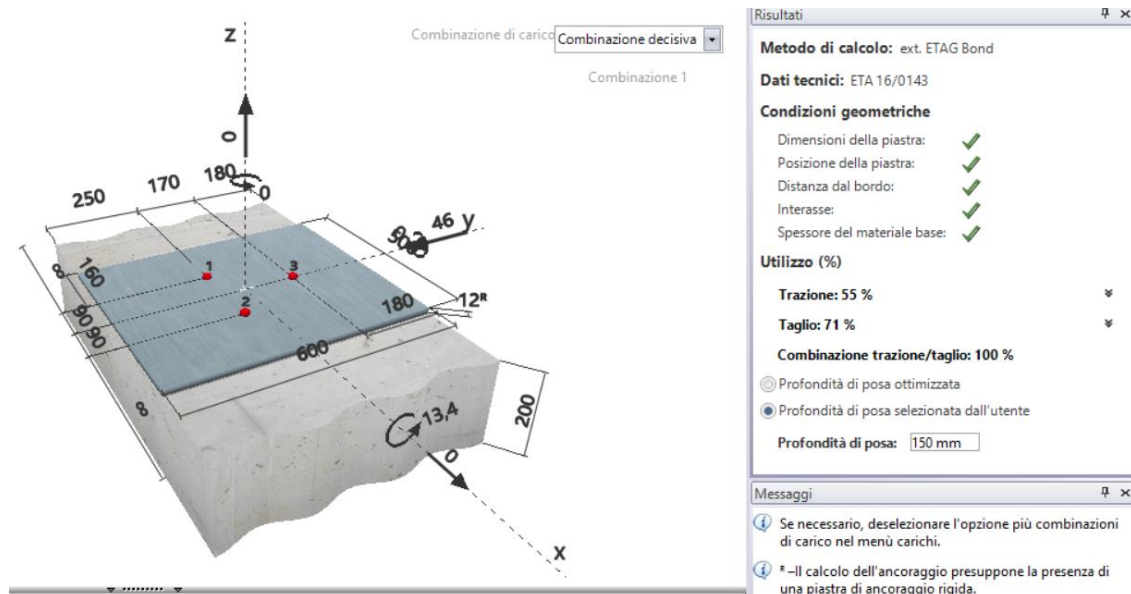


Figura 6.5: verifiche collegamento guard rail-cordolo

Le resistenze così ottenute sono le massime che il guard rail può trasmettere ai nuovi cordoli.

Si definiscono ora le forze massime che i cordoli devono essere in grado di trasmettere all'impalcato. Quindi è necessario riportare le azioni, precedentemente calcolate, alla quota del collegamento (pari all'altezza del cordolo). Risulta dunque:

$$M_{Ed} = M_{Rd} + V_{Rd} \cdot e = 13.4 \text{ kNm} + 46 \text{ kN} \cdot 0.2 \text{ m} = 22.6 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = V_{Rd} = 46 \text{ kN}$$

Considerando che l'interasse dei supporti verticali del guard rail è pari a 2.25 m, le azioni sollecitanti al metro sono:

$$m_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{i} = 10.04 \text{ kNm/m}$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{i} = 20.44 \text{ kN/m}$$

Il collegamento tra cordolo e struttura esistente viene garantito con degli spinotti infissi sempre tramite resine epossidiche. A favore di sicurezza, e considerando le approssimazioni condotte nel calcolo, si sceglie di utilizzare delle barre d'armatura $3\phi 12/50$ cm, come da tavole. Gli spinotti saranno comuni barre di armatura (acciaio B450C) con lunghezza complessiva di 15 cm. La profondità di infissione prescritta è pari a 7 cm.

Il collegamento così composto soddisfa pienamente le verifiche secondo il programma Hilti Profis Anchor come esposto dalla Figura 6.6. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione di calcolo allegata.

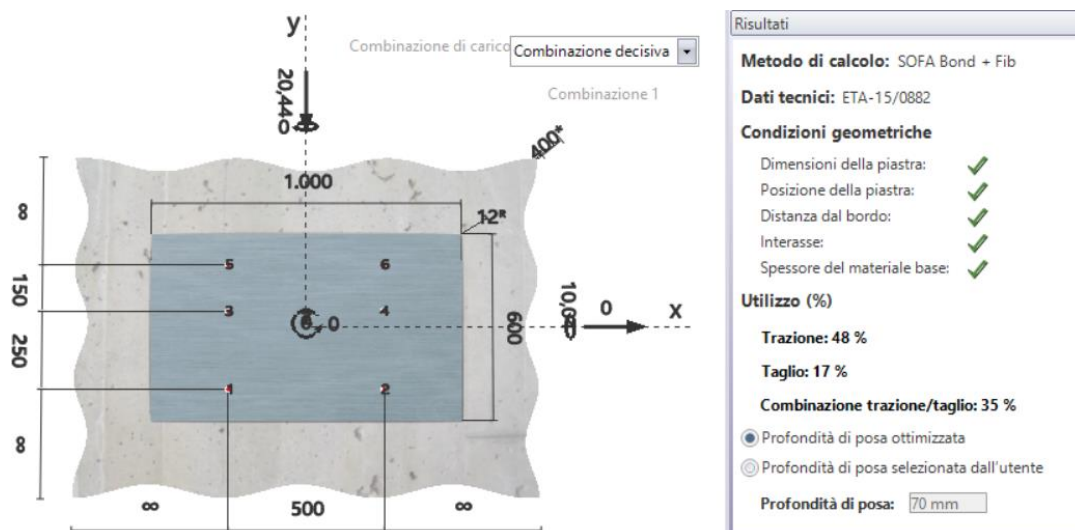


Figura 6.6: verifiche collegamento cordolo-impalcato

La verifica è ampiamente positiva. Si omettono le verifiche a torsione di congruenza del cordolo in quanto superflue con le azioni in gioco e l'armatura predisposta.