

0054

01

4

O

10

10

00

01

CODICE COMMESSA

LOTTO

FASE

TITOLO

REV

CUP: H76G19000120003

Scala:

DOC



# Provincia di BRESCIA

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

## SPBS 345 "DELLE TRE VALLI" - MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEL PONTE AL KM 90+770 IN COMUNE DI CIVIDATE CAMUNO (cod.manufatto BSSPEXSS345\_P021)

### PROGETTO ESECUTIVO

#### OPERE D'ARTE

Progetto strutturale

Relazione di calcolo

Progettista e  
responsabile  
integrazione  
prestazioni  
specialistiche:



R.U.P.  
Ing. Giuseppe Ongaro

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	DATA
0	EMISSIONE	MORI G.	SALVADORI R.	SALVADORI R.	08/06/2020
1	REVISIONE	MORI G.	SALVADORI R.	SALVADORI R.	GIUGNO 2021

**Committente: PROVINCIA DI BRESCIA (BS)**

**PROGETTO DI ADEGUAMENTO STATICO  
PONTE ESISTENTE  
SULLA S.P. BS 345 AL km 90+770  
CIVIDATE CAMUNO (BS)**

**PROGETTO ESECUTIVO**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

REV. 01 del 16.06.2021

Rev.	Data	Redatto	Approvato
00	07/04/2020	Ing. Guido. Mori	Ing. R. Salvadori
01	16/06/2021	Ing. Guido. Mori	Ing. R. Salvadori

Il Direttore Tecnico  
Ing. Roberto Salvadori

## INDICE

<b>1. INTRODUZIONE.....</b>	<b>3</b>
<b>2. Normativa di riferimento.....</b>	<b>4</b>
<b>3. DESCRIZIONE DEL PONTE.....</b>	<b>5</b>
3.1. Descrizione del ponte oggetto di studio .....	5
3.2. Indagini in situ .....	6
3.3. Materiali.....	6
<b>4. Valutazione della sicurezza.....</b>	<b>9</b>
4.1. Modello Globale.....	10
4.1.1 Condizioni elementari di carico .....	11
4.2. Modello Locale.....	17
<b>5. COMBINAZIONI DI CARICO – SLU .....</b>	<b>18</b>
<b>6. VERIFICHE STATICHE – STATO DI FATTO .....</b>	<b>21</b>
6.1. Reazioni trave alveolare.....	21
6.2. Taglio Fz - trave di bordo - .....	24
6.3. Taglio Fz - travi interne - .....	29
6.4. Flessione My - trave di bordo –.....	34
6.5. Verifiche globali impalcato – Fz e My .....	35
6.6. Taglio trave pulvino – Fz .....	38
6.7. Flessione longitudinale trave pulvino .....	38
6.8. Flessione My - sbalzo soletta impalcato e pulvino.....	40
6.9. Verifica nuovo cordolo .....	44
6.10. Verifiche Sella Gerber .....	48
6.10.1 Verifica allo SLU – lato trave alveolare.....	49
<b>7. VERIFICHE STATICHE – TRAFFICO REALE – 108 ton + treno 44 ton .....</b>	<b>57</b>
7.1. Reazioni trave alveolare – Fz.....	58
7.2. Taglio Fz.....	59
7.3. Flessione My .....	59
<b>8. VERIFICHE STATICHE – TRAFFICO REALE – 158 ton centrato .....</b>	<b>60</b>
8.1. Reazioni trave alveolare – Fz.....	60
8.2. Taglio Fz.....	61
8.3. Flessione My .....	61
<b>9. VERIFICHE SISMICHE.....</b>	<b>62</b>
<b>10. CONCLUSIONI .....</b>	<b>65</b>

## 1. INTRODUZIONE

La società Centro Padane srl è stata incaricata dalla provincia di Brescia di eseguire una serie di indagini sul ponte in oggetto per poter verificare la situazione di efficienza statica del ponte in generale, lo stato di conservazione delle strutture, determinare il massimo carico transitabile nello stato di fatto ed infine prevedere gli interventi necessari ad adeguare e/o migliorare il ponte ai carichi previsti dal DM 2018. Per quanto concerne la prima fase, cioè quella di verifica dello stato di fatto del ponte, si rimanda a precedenti elaborati. Scopo della presente relazione è la verifica degli interventi a progetto.

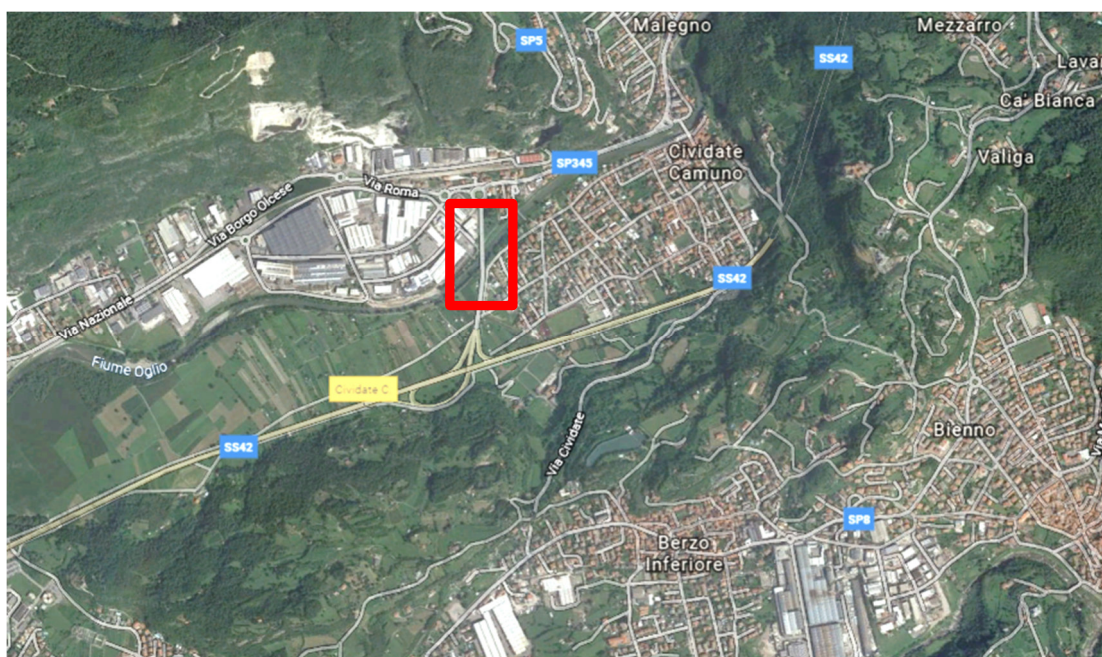


fig. 1. Estratto aerofotogrammetrico.

Scelta tecnica dei materiali previsti dal progetto di adeguamento statico: si è eseguita la valutazione di un eventuale rinforzo a taglio delle travi con fibre, però, vista la tipologia strutturale dell'impalcato con sezione a cassone trapezoidale ad altezza costante e alleggerita con tubi corrugati in lamiera d'acciaio, il rinforzo con fibre è possibile solo in corrispondenza delle pareti laterali del cassone in quanto le nervature interne interposte fra un alveolo e l'altro, oltre a non essere raggiungibili (in quanto interne all'impalcato stesso), hanno spessori esigui – 10/12cm; alla luce della geometria descritta, al fine di aumentare la resistenza a taglio globale dell'impalcato, si è optato per l'intervento a progetto. Il rinforzo con Frp è stato scartato in quanto non sarebbe stato possibile chiudere la fasciatura della sezione con conseguenti problematiche legate all'ancoraggio e alla adesione delle fibre, data la geometria della sezione. L'utilizzo di calcestruzzo fibrorinforzato è stato proprio anche perché presenta un valore di adesione al supporto molto elevato (adesione al supporto > 2Mpa), oltre ad avere caratteristiche che garantiscono una durabilità nel tempo elevata.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento è la seguente:

### 2.1.1 Opere in c.a. e strutture metalliche

- Decreto Ministeriale del 17/01/2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC).
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n.7 del 21/01/2019 – Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2008.
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) - Aprile 2006: Criteri generali di progettazione strutturale"
- UNI EN 1992-1-1 (eurocodice 2) – Novembre 2005: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – parte 1-1: regole per gli edifici".
- UNI EN 1992-2 (eurocodice 2) – Gennaio 2006: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – parte 2: ponti in calcestruzzo – progettazione e dettagli costruttivi".
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: "Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
- UNI EN 1997-1 (eurocodice 7) – Gennaio 2006 : "Progettazione geotecnica – parte 1: regole generali".
- UNI EN 1998-1 (eurocodice 8) – Marzo 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – parte 1: regole generali – azioni sismiche e regole per gli edifici".
- UNI EN 1998-2 (eurocodice 8) – Febbraio 2006: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – parte 2: ponti".
- UNI EN 1998-5 (eurocodice 8) – Gennaio 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".
- UNI EN 206-1 ottobre 2006: "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".



### 3. DESCRIZIONE DEL PONTE

#### 3.1. Descrizione del ponte oggetto di studio

Il ponte sull'Oglio di Civate Camuno sulla SP345, di cui non vi è evidenza del progetto esecutivo/costruttivo è stato realizzato presumibilmente nel periodo compreso tra il 1982 e il 1986.

Le problematiche principali legate all'esercizio del ponte oggetto di studio sono:

- la rispondenza alle verifiche di sicurezza previste dal DM 2018;
- la gestione autorizzata dei transiti di convogli eccezionali eccedenti per massa rispetto a quanto previsto dal Codice della strada.

La valutazione della sicurezza in seguito agli interventi proposti è svolta mediante l'utilizzo di modelli numerici calibrati considerando sia i risultati delle indagini condotte nella prima fase di analisi della struttura, condotta nel settembre 2019, sia su un'ulteriore campagna di indagini condotta nel mese di febbraio 2020, nella quale sono state indagate, mediante idrodemolizione, le armature presenti in porzioni di impalcato di particolare interesse: selle gerber e zone di appoggio delle travi d'impalcato, zone che in seguito alle prime verifiche condotte risultavano fortemente sottodimensionate.



fig. 2. Vista della carreggiata



fig. 3. Vista laterale

Il ponte sull'Oglio di Civate Camuno mette in comunicazione l'area industriale e il centro del paese con la SS42, oltrepassando il corso del fiume Oglio.

La struttura portante del ponte in esame è costituita da impalcato isostatici in c.a. con sezione a cassone ad altezza costante; le n.5 travi d'impalcato sono in appoggio, mediante selle Gerber, alle spalle e alle n. 4 pile circolari intermedie, da ognuna delle quali si sviluppano n.2 travi pulvino a sbalzo.

La sezione trasversale dell'impalcato è costituita da una sezione trapezoidale alleggerita con tubi corrugati in lamiera d'acciaio zincata a caldo dalla quale si sviluppano i due sbalzi trasversali.

Sono stati rilevati traversi di irrigidimento, tra l'altro con geometrie differenti, solo in corrispondenza degli appoggi.

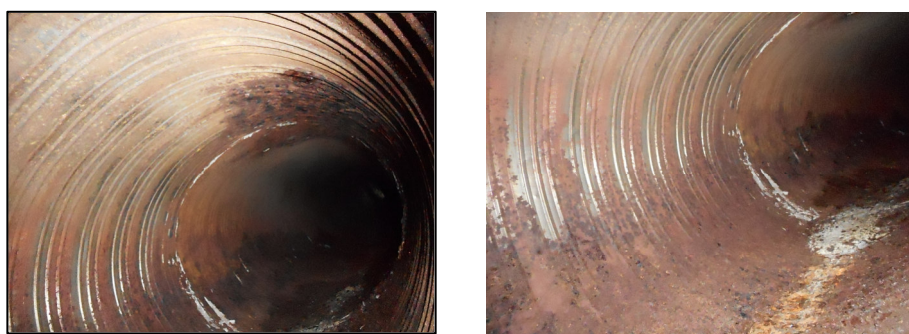


fig. 4. Vista dall'interno di un tubo corrugato di alleggerimento

Impalcato	Travi a cassone
Ubicazione	S.P. BS 345 al km 90+770
Nr. campate	5
Luce Campate	19,2 + 23 + 23 + 23 + 19,2
Larghezza impalcato	11,7m
Larghezza carreggiata	10,7m (n. 3 colonne di carico)
Nr. corsie	2
Protezioni laterali	Barriera stradale a doppia onda

### 3.2. Indagini in situ

Data l'assenza di documentazione di progetto dell'opera in esame e la diagnostica eseguita (settembre 2019 e febbraio 2020) si ritiene raggiunto un livello di conoscenza LC2, cui corrisponde un fattore di confidenza FC=1,2.

### 3.3. Materiali

Dalla campagna diagnostica condotta sui materiali, della quale si riporta un estratto, è possibile stimare le resistenze medie dei materiali.

CIVIDATE CAMUNO (BS)

PROVINO n.	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI (*)	DIMENSIONI [mm]		MASSA VOLUMICA [kg/m³]	RESISTENZA A COMPRESSIONE [MPa]	TIPO DI ROTTURA (**)
				Ø	h			
1	25-26.09.2019	C1	SI	75	75	2120	34,7	S
2	25-26.09.2019	C2	SI	75	75	2170	57,1	S
3	25-26.09.2019	C3	SI	75	75	2080	57,2	S
4	25-26.09.2019	C4	SI	75	75	2260	24,9	S
5	25-26.09.2019	C5	SI	75	75	2090	58,1	S
6	25-26.09.2019	C6	SI	75	75	2120	54,9	S
7	25-26.09.2019	C7	SI	75	75	2280	26,1	S

PROVINO n.	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI (*)	DIMENSIONI [mm]		MASSA VOLUMICA [kg/m³]	RESISTENZA A COMPRESSIONE [MPa]	TIPO DI ROTTURA (**)
				Ø	h			
1	25-26.09.2019	C8	SI	75	75	2350	23,4	S
2	25-26.09.2019	C9	SI	75	75	2140	35,1	S
3	25-26.09.2019	C10	SI	75	75	2070	43,0	S
4	25-26.09.2019	C11	SI	75	75	2340	24,7	S

PROVINO	ELEMENTO INDAGATO	RESI. COMP.
C1	SOLETTA IMPALCATO	34,7
C2	SOLETTA IMPALCATO	57,1
C3	SOLETTA IMPALCATO	57,2
C4	SPALLA	24,9
C5	SETTO TRAVE ALVEOLARE	58,1
C6	PULVINO	54,9
C7	PILA	26,1
C8	PILA	23,4
C9	PULVINO	35,1
C10	SETTO TRAVE ALVEOLARE	43,0
C11	SPALLA	24,7

fig. 5. Risultati diagnostica materiali - calcestruzzo

BARRA		CONTROLLO DIMENSIONALE		PROVA DI TRAZIONE					PROVA DI PIEGAMENTO		AREA RELATIVA DI NERVATURA [%]
Ø	n°	Sezione [mm²]	Massa [kg/m]	Tensione di snervamento $f_y$ [MPa]	Tensione di rottura $f_t$ [MPa]	$f_y / f_{yk}$	$f_t / f_y$	Allungamento $A_{gt}$ [%]	Diametro mandrino [mm]	Esito	
12	ARM1	110,7	0,869	478,8	728,2	1,06	1,52	10,3			
12	ARM2	123,6	0,970	403,7	605,2	0,90	1,50	8,2			
12	ARM3	127,7	1,003	395,4	614,6	0,88	1,55	15,5			
12	ARM4	127,8	1,003	370,2	594,9	0,82	1,61	12,0			
14	ARM5	143,5	1,127	514,1	753,8	1,14	1,47	15,6			
12	ARM6	127,0	0,997	379,4	611,7	0,84	1,61	14,8			



PROVINO	ELEMENTO INDAGATO	f <sub>y</sub>
ARM 1	SOLETTA IMPALCATO	479
ARM 2	SPALLA	404
ARM 3	STAFFA TRAVE ALVEOLARE	395
ARM 4	PILA	370
ARM 5	PULVINO	514
ARM 6	PILA	380

fig. 6. Risultati diagnostica materiali - acciaio

Per il **calcestruzzo** delle strutture orizzontali, assimilabile almeno ad un calcestruzzo di classe C35/45, il valore medio da diagnostica è  $f_{cm} = 48$  MPa, cautelativamente si utilizza  $f_{cm} = 35$  MPa; avendo assunto un livello di conoscenza LC2 → FC = 1,20 ed un coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza  $\gamma_c = 1,5$ , le resistenze di progetto valgono:

- $f_{c,dutt} = 0,85 \cdot f_{cm} / FC = 0,85 \cdot 35 / 1,2 = 25$  MPa  
resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo per meccanismi duttili;
- $f_{c,frag} = 0,85 \cdot f_{cm} / (FC \cdot \gamma_c) = 0,85 \cdot 35 / (1,2 \cdot 1,5) = 16,5$  MPa  
resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo per meccanismi fragili.

Per l'**acciaio di armatura** delle strutture orizzontali, il valore medio della tensione di snervamento fornito dalla campagna di indagini è pari a  $f_{ym} = 462$  Mpa, a favore di sicurezza si utilizza  $f_{ym} = 430$  Mpa (valore relativo all'acciaio FeB44K); avendo assunto un livello di conoscenza LC2 → FC<sub>s</sub>=1,20 ed un coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza  $\gamma_s = 1,15$ , le resistenze di progetto valgono:

- $f_{s,dutt} = f_{ym} / FC = 430 / 1,2 = 358$  MPa  
resistenza di progetto a trazione dell'acciaio per meccanismi duttili;
- $f_{s,frag} = f_{ym} / (FC \cdot \gamma_s) = 430 / (1,2 \cdot 1,15) = 311$  MPa  
resistenza di progetto a trazione dell'acciaio per meccanismi fragili.

La resistenza dei materiali impiegati per le strutture orizzontali (impalcato e pulvino), utilizzata in fase di analisi, è riassunta in Tabella 1.

- Tabella 1: Proprietà dei materiali per la verifica delle strutture orizzontali.

	f <sub>cd</sub> – f <sub>yd</sub> [MPa]	f <sub>cd</sub> – f <sub>yd</sub> [MPa]
	Meccanismi duttili	Meccanismi fragili
	(pressoflessione)	(taglio)
Calcestruzzo	25	16,5
Acciaio	358	311

La resistenza media del **calcestruzzo** delle pile e delle spalle è:  $f_{cm} = 23 \text{ MPa}$

- $f_{c,dutt} = 0,85 \cdot f_{cm} / FC = 0,85 \cdot 23 / 1,2 = 16 \text{ MPa}$   
*resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo per meccanismi duttili;*
- $f_{c,frag} = 0,85 \cdot f_{cm} / (FC \cdot \gamma_c) = 0,85 \cdot 23 / (1,2 \cdot 1,5) = 11 \text{ MPa}$   
*resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo per meccanismi fragili.*

Per l'**acciaio di armatura delle pile** si considera  $f_{ym} = 385 \text{ Mpa}$  (valore medio da diagostica), a favore di sicurezza si utilizza  $f_{ym} = 375 \text{ Mpa}$  (valore relativo all'acciaio FeB38K); avendo assunto un livello di conoscenza LC2  $\rightarrow FC_s = 1,20$  ed un coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza  $\gamma_s = 1,15$ , le resistenze di progetto valgono:

- $f_{s,dutt} = f_{ym} / FC = 375 / 1,2 = 312 \text{ MPa}$   
*resistenza di progetto a trazione dell'acciaio per meccanismi duttili;*
- $f_{s,frag} = f_{ym} / (FC \cdot \gamma_s) = 375 / (1,2 \cdot 1,15) = 272 \text{ MPa}$   
*resistenza di progetto a trazione dell'acciaio per meccanismi fragili.*

Tabella 2: Proprietà dei materiali per la verifica delle Pile.

	$f_{cd} - f_{yd} \text{ [MPa]}$	$f_{cd} - f_{yd} \text{ [MPa]}$
	Meccanismi duttili	Meccanismi fragili
	(pressoflessione)	(taglio)
Calcestruzzo	16	11
Acciaio	312	272

#### 4. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per valutazione della sicurezza s'intende quel procedimento quantitativo e qualitativo volto a stabilire se la struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto previste dalle attuali Normative Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018), o in alternativa, a determinare l'entità massima delle azioni e delle relative combinazioni che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle norme. Dato che la struttura in esame è una struttura esistente, nelle seguenti verifiche verranno condotte esclusivamente verifiche allo Stato Limite Ultimo.

La struttura in esame viene analizzata ricorrendo a due modelli numerici separati, in grado di cogliere la risposta globale e locale della struttura.

#### 4.1. Modello Globale

La *Modellazione Globale* è stata realizzata mediante il software di calcolo agli elementi finiti (MidasGen2019).

Il modello rappresenta la sola trave di impalcato con sezione a cassone alveolare e una pila intermedia, la modellazione utilizzata è quella a graticcio con elementi tipo “beam”, nella quale il cassone è stato suddiviso in n.7 travi longitudinali, la cui collaborazione è resa mediante travi trasversali superiori (a simulare la soletta superiore) e inferiori (a simulare la soletta inferiore), disposte a passo unitario e collegate reciprocamente mediante rigid link.

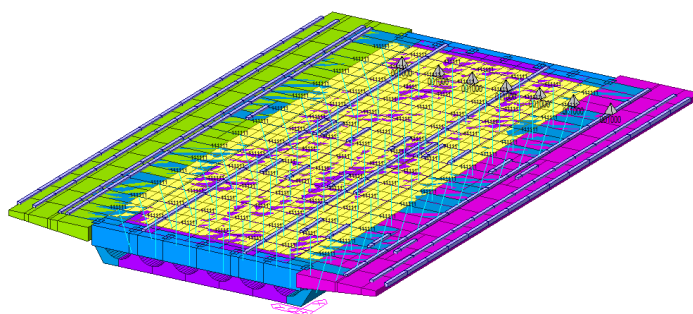


fig. 7. Modello globale – Rappresentazione solida trave d’impalcato

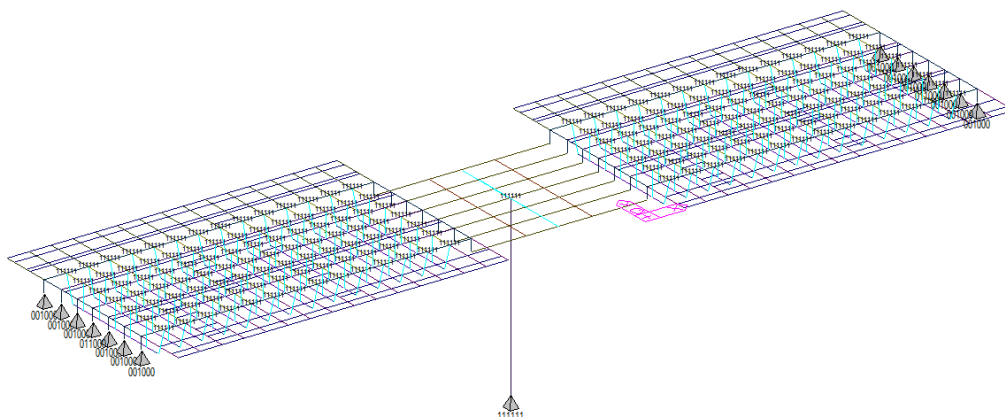


fig. 8. Modello globale – Rappresentazione a fili dell’intero modello

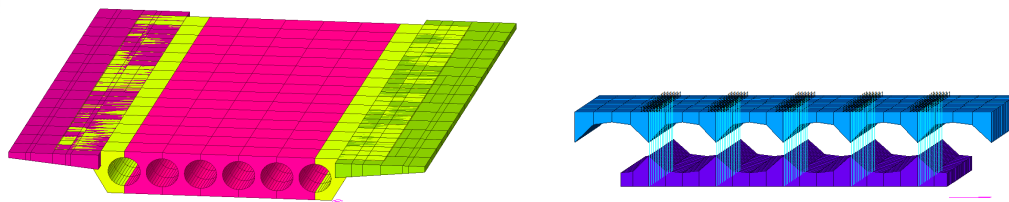


fig. 9. Modello globale – Rappresentazione solida delle travi longitudinali e degli sbalzi (sinistra) e rappresentazione solida degli elementi trasversali (solette) superiori e inferiori (destra)

Nel modello realizzato il modulo elastico degli elementi longitudinali è stato assunto con il suo valore intero, mentre il valore del modulo elastico degli elementi trasversali (soletta superiore e inferiore), al fine di considerare la fessurazione e ridurre la collaborazione tra elementi longitudinali adiacenti, è stato ridotto del 30%.

Il peso specifico degli elementi trasversali che simulano la soletta superiore e inferiore e della porzione di sbalzo laterale in sovrapposizione all'ala superiore delle travi di bordo (longitudinali) è stato posto pari a zero, in quanto il peso dell'impalcato è già contemplato dalle n.7 travi longitudinali modellate.

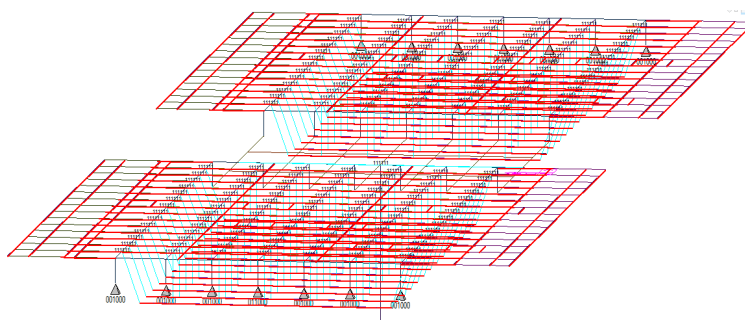


fig. 10. *Modello di calcolo – In rosso gli elementi con peso nullo*

Ad alcuni elementi senza funzione strutturale, ma inseriti unicamente per posizionare i carichi, sono state svincolate le rotazioni e la traslazione lungo il proprio asse, oltre ad avere assegnato un materiale con peso nullo.

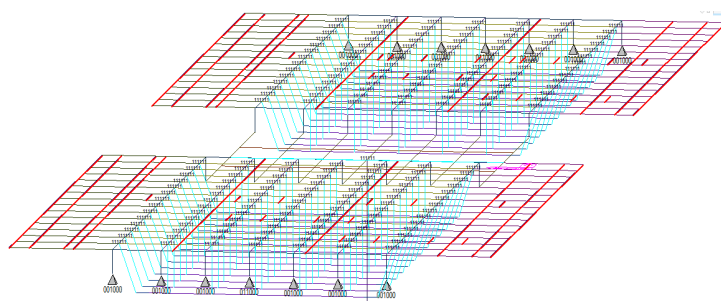


fig. 11. *Modello globale) – In rosso gli elementi svincolati*

#### 4.1.1 Condizioni elementari di carico

I carichi e le azioni di tipo statico considerati nelle analisi effettuate sono stati ricavati dalle indicazioni contenute nelle attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/18) e relativa Circolare (Circ. 7/2019) per ponti di 1ª Categoria.

I carichi statici gravitazionali considerati nel modello globale sono rappresentati dai carichi di seguito riportati.

### Permanenti strutturali – G1

Il peso proprio degli elementi in c.a. modellati, ai quali è stato assegnato un materiale con peso specifico non nullo, è determinato in automatico dal programma di calcolo assegnando un moltiplicatore gravitazionale  $Z=-1,0$ .

### Permanenti non strutturali - G2prog

I carichi permanenti portati, quali i guardrail e le velette sono assegnati tramite carichi lineari applicati ad elementi fittizi atti all'applicazione dei carichi stessi.

#### Soletta ponte Cividate Camuno (carichi lineari)

Barriera esterna + veletta + impianti appesi	200	kg/ml
Nuova barriera Bordo Ponte	150	kg/ml

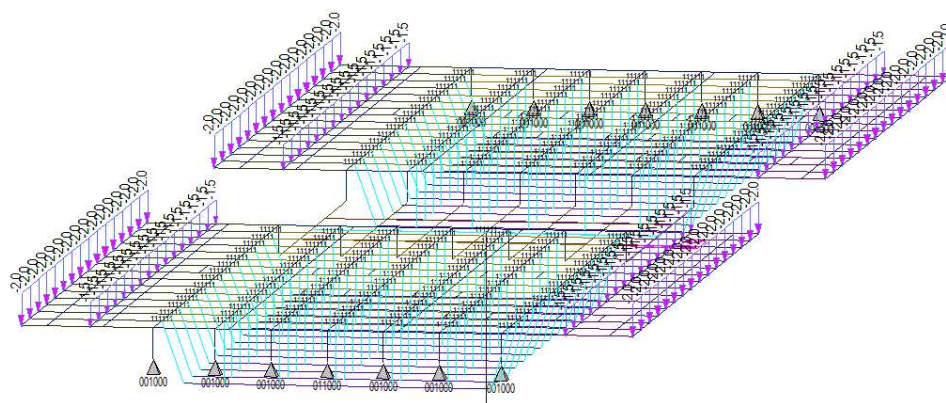
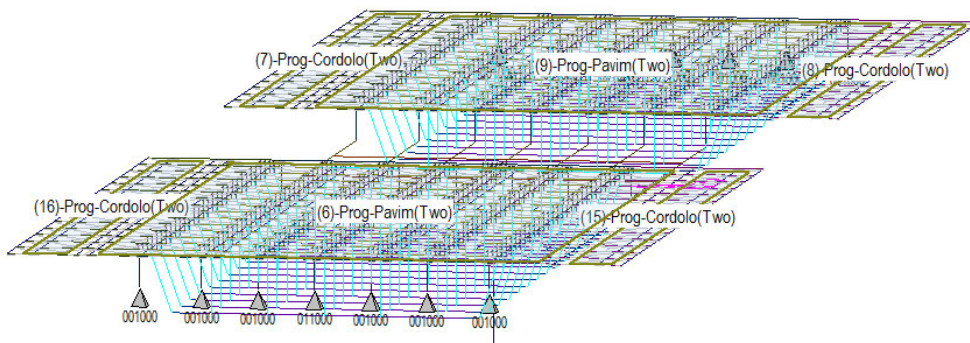


fig. 12. G2prog- carichi lineari

Il carico dovuto alla pavimentazione e al peso del cordolo sono applicata come carichi distribuiti.

#### Soletta ponte Cividate Camuno (carichi distribuiti)

	sp	b	$\rho$	
Pavimentazione	0,13	1	2.000	260 kg/m <sup>2</sup>
Cordolo	0,25	1	2.500	630 kg/m <sup>2</sup>





Floor Load Type Name & Description			
Name :		Prog-Pavim	
Description :			
Floor Load & Load Case			
Load Case	Floor Load		
1. G2-Prog	-2.6	kn/m <sup>2</sup>	<input checked="" type="checkbox"/> Sub Beam Weight
2. NONE	0	kn/m <sup>2</sup>	<input type="checkbox"/> Sub Beam Weight
3. NONE	0	kn/m <sup>2</sup>	<input type="checkbox"/> Sub Beam Weight
4. NONE	0	kn/m <sup>2</sup>	<input type="checkbox"/> Sub Beam Weight
5. NONE	0	kn/m <sup>2</sup>	<input type="checkbox"/> Sub Beam Weight
6. NONE	0	kn/m <sup>2</sup>	<input type="checkbox"/> Sub Beam Weight
7. NONE	0	kn/m <sup>2</sup>	<input type="checkbox"/> Sub Beam Weight
8. NONE	0	kn/m <sup>2</sup>	<input type="checkbox"/> Sub Beam Weight

Floor Load Type Name & Description			
Name :		Prog-Cordolo	
Description :			
Floor Load & Load Case			
Load Case	Floor Load		
1. G2-Prog	-6.3	kn/m <sup>2</sup>	<input checked="" type="checkbox"/> Sub Beam Weight
2. NONE	0	kn/m <sup>2</sup>	<input type="checkbox"/> Sub Beam Weight
3. NONE	0	kn/m <sup>2</sup>	<input type="checkbox"/> Sub Beam Weight
4. NONE	0	kn/m <sup>2</sup>	<input type="checkbox"/> Sub Beam Weight
5. NONE	0	kn/m <sup>2</sup>	<input type="checkbox"/> Sub Beam Weight
6. NONE	0	kn/m <sup>2</sup>	<input type="checkbox"/> Sub Beam Weight
7. NONE	0	kn/m <sup>2</sup>	<input type="checkbox"/> Sub Beam Weight
8. NONE	0	kn/m <sup>2</sup>	<input type="checkbox"/> Sub Beam Weight

fig. 13. G2prog- carichi distribuiti

**Carichi variabili da traffico (MV)**, comprensivi degli effetti dinamici, sono stati definiti a partire dagli schemi di carico n. 1 e n. 5 descritti al (§5.1.3.3.5 NTC 18). Tali carichi sono stati disposti su n.2 corsie convenzionali, come riassunto nella seguente tabella, considerando la carreggiata di larghezza 8,50 m, unica e senza spartitraffico.

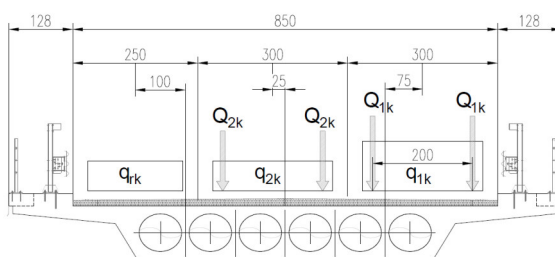


fig. 14. Disposizioni di carico considerate

Tali disposizioni dei carichi sulla carreggiata determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per tutti gli elementi della struttura.

Al fine di utilizzare la Moving Load analysis in modo che ci sia corrispondenza con i carichi previsti dalle NTC2018 è necessario definire le corsie di carico (traffic lines), con la loro larghezza convenzionale (3m), la distanza tra le ruote (2m) e l'eccentricità dell'asse della corsia dall'asse di una trave longitudinale; vengono definite 3 corsie di carico (vedi fig. sotto)

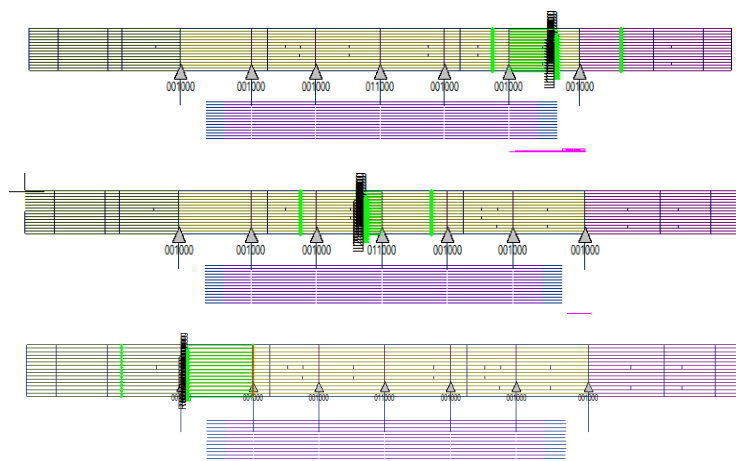
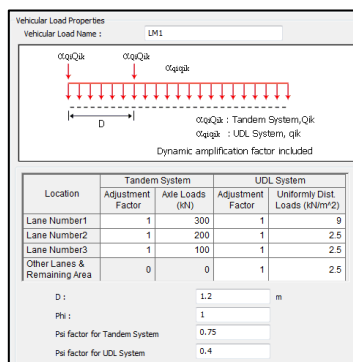


fig. 15. Traffic Line 1, 2 e Ra (area rimanente)

Al fine di poter applicare la Moving Load analysis è stato creato il seguente schema di carico:

**LM1**, nel quale i coefficienti  $\psi$  sono applicati sia al TS che ai UDL (ma poi ignorati nell'analisi – vedi spunta su "Ignore Psi factor"; ciò equivale a introdurre i coefficienti psi con valore unitario, o meglio a non considerare i coefficienti psi applicati ai carichi da traffico per lo schema di carico considerato).



Vehicular Load Properties  
Vehicular Load Name : LM1

Diagram showing a vehicle load with two axles (Qk) and a uniformly distributed load (UDL). The distance between axles is D.

Dynamic amplification factor included

Location	Tandem System		UDL System	
	Adjustment Factor	Axle Loads (kN)	Adjustment Factor	Uniformly Dist. Loads (kN/m <sup>2</sup> )
Lane Number1	1	300	1	9
Lane Number2	1	200	1	2.5
Lane Number3	1	100	1	2.5
Other Lanes & Remaining Area	0	0	1	2.5

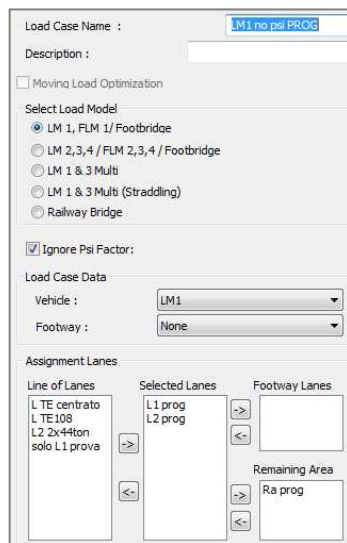
D : 1.2 m  
Rh : 1  
Psi factor for Tandem System : 0.75  
Psi factor for UDL System : 0.4

Infine sono stati creati i Moving Load Cases

**LM1 no psi PROG**, nel quale i TS e gli UDL sono applicati senza il coefficiente di combinazione  $\psi$ .

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}(TS) + \gamma_{q1} \cdot q_{k1}(UDL)$$

$$1,1 \cdot G_1 + 1,1 \cdot G_2 + 1,35 \cdot Q_{k1}(TS) + 1,35 \cdot q_{k1}(UDL)$$



Load Case Name : LM1 no psi PROG

Description :

☐ Moving Load Optimization

Select Load Model

- ☒ LM 1, FLM 1/ Footbridge
- ☐ LM 2,3,4 / FLM 2,3,4 / Footbridge
- ☐ LM 1 & 3 Multi
- ☐ LM 1 & 3 Multi (Straddling)
- ☐ Railway Bridge

☒ Ignore Psi Factor:

Load Case Data

Vehicle : LM1

Footway : None

Assignment Lanes

Line of Lanes	Selected Lanes	Footway Lanes
L TE centrato L TE108 L2 2x44ton solo L1 prova	L1 prog L2 prog	Remaining Area Ra prog

fig. 16. Moving Load Cases

### Carichi variabili da traffico (ST)

A verifica delle moving load analysis e al fine di poter visualizzare le sollecitazioni non solo per gli involucri, sono stati creati casi di carico statici (ST), oltre ai due casi di carico G1 e G2prog.

No	Name
1	G1
2	G2-Prog
3	Prog - LM1 c1 TS (M)
4	Prog - LM1 c2 TS (M)
5	Prog - LM1 c1 TS (V)
6	Prog - LM1 c2 TS (V)
7	Prog-LM1 c1 UDL
8	Prog-LM1 c2 UDL
9	Prog-LM1 Ra UDL

- **Prog-LM1 c1 TS (M)** – Schema di carico 1 (Load Model 1-LM1), corsia 1 (c1), carichi concentrati (Tandem Sistem -TS), carichi disposti in modo da massimizzare l'azione flettente (M) in campata.

$$Q_{1k-TS} = -300 \text{ kN}$$

▪

- **Prog-LM1 c2 TS (M)** – Schema di carico 1 (Load Model 1-LM1), corsia 2 (c2), carichi concentrati (Tandem Sistem -TS), carichi disposti in modo da massimizzare l'azione flettente (M) in campata.

$$Q_{2k-TS} = -200 \text{ kN}$$

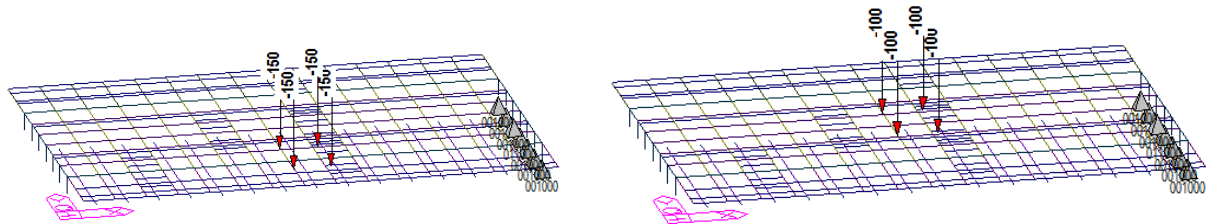


fig. 17. LM1 c1 e c2 TS (M)

- **LM1 c1 UDL** – Schema di carico 1 (Load Model 1-LM1), corsia 1 (c1), carichi distribuiti (Uniformly distributed load-UDL):  $q_{UDL} = -9,0 \text{ kN/m}^2$

Floor Load Type Name & Description

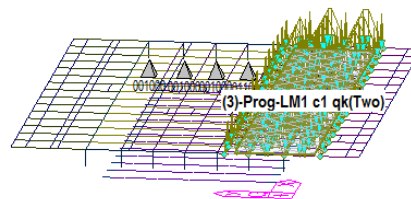
Name : Prog-LM1 c1 qk

Description :

Floor Load & Load Case

Load Case Floor Load

1. Prog-LM1 c1 U -9 kN/m<sup>2</sup> ☒ Sub Beam Weight



- **LM1 c2 UDL** – Schema di carico 1 (Load Model 1-LM1), corsia 2 (c2), carichi distribuiti (Uniformly distributed load-UDL):  $q_{UDL} = -2,5 \text{ kN/m}^2$

Floor Load Type Name & Description

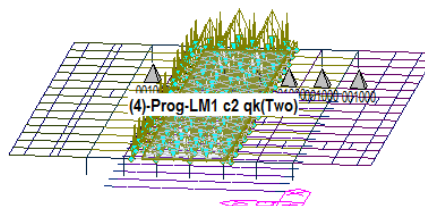
Name : Prog-LM1 c2 qk

Description :

Floor Load & Load Case

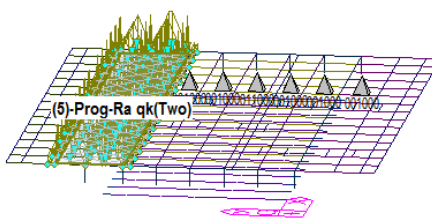
Load Case Floor Load

1. Prog-LM1 c2 U -2.5 kN/m<sup>2</sup> ☒ Sub Beam Weight



- **LM1 Ra UDL** – Schema di carico 1 (Load Model 1-LM1), area rimanente (Remaining area), carichi distribuiti (Uniformly distributed load-UDL):  $q_{UDL} = -2,5 \text{ kN/m}^2$

Floor Load Type Name & Description	
Name :	Prog-Ra qk
Description :	
Floor Load & Load Case	
Load Case	Floor Load
1. Prog-LM1 Ra L	-2.5 kN/m <sup>2</sup> <input checked="" type="checkbox"/> Sub Beam Weight



- **LM1 c1 TS (V)** – Schema di carico 1 (Load Model 1-LM1), corsia 1 (c1), carichi concentrati (Tandem Sistem -TS), disposti in modo da massimizzare l'azione tagliante (V) all'appoggio:

$$Q_{1k-TS} = -300 \text{ kN}$$

- **LM1 c2 TS (V)** – Schema di carico 1 (Load Model 1-LM1), corsia 2 (c2), carichi concentrati (Tandem Sistem -TS), disposti in modo da massimizzare l'azione tagliante (V) all'appoggio:

$$Q_{2k-TS} = -200 \text{ kN}$$

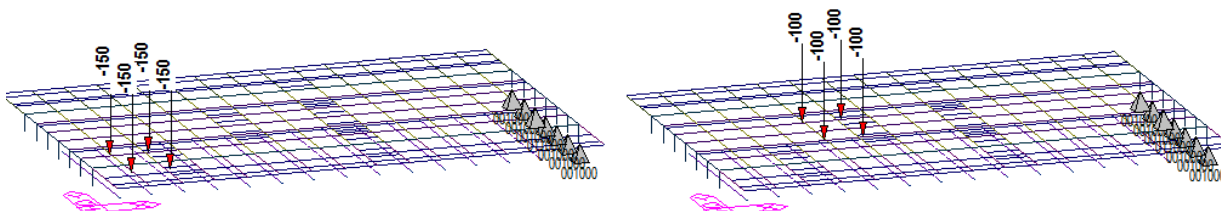


fig. 18. LM1 c1 e c2 TS (V)

Data la tipologia di struttura e di impalcato, ai fini delle presenti verifiche, sono stati trascurate le azioni della temperatura, l'azione longitudinale di frenamento, l'azione del vento (il cui valore è stato stimato manualmente e ritenuto non influente) e le azioni sismiche.

Non sono state condotte le verifiche a fatica in quanto ritenute non significative.

## 4.2. Modello Locale

Per la schematizzazione delle zone di discontinuità dell'impalcato realizzate con appoggi del tipo sella Gerber, sono stati considerati *modelli locali*, adottando uno schema di trave doppiamente appoggiata di lunghezza 15,0 m per l'impalcato e due diversi modelli tirante-puntone per le zone di appoggio. In particolare per questi ultimi la parte appoggiata del modello "tirante-puntone" consiste, secondo la denominazione dell'Eurocodice (EC2, 2005), in due differenti schemi di riferimento, mostrati in figura, che eventualmente possono essere combinati tra loro o usati separatamente in funzione degli elementi componenti il traliccio considerati nella verifica. Nel caso in esame vengono combinati entrambi i tralicci.

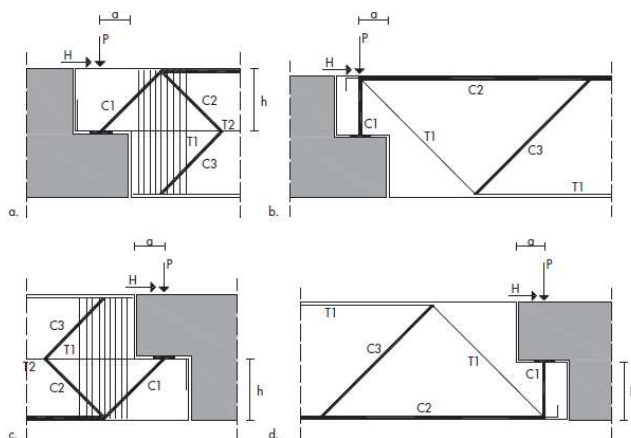


fig. 19. Modelli tirante puntone – Lato impalcato (sopra) e lato Pulvino (sotto)

Gli effetti sulla struttura dovuti ai carichi mobili sono stati determinati tramite un'analisi per carichi mobili (Moving Load Analysis), facendo generare al programma le linee di influenza per gli spostamenti nodali, le azioni interne e le reazioni vincolari dovute al transito dei carichi mobili e determinando quindi i relativi valori di massimo e di minimo. Individuate le massime sollecitazioni dovute al transito dei carichi mobili e individuata la rispettiva posizione, sono state poi create altre condizioni di carico statiche di verifica e validazione dei valori forniti dalla Moving Load Analysis.



## 5. COMBINAZIONI DI CARICO – SLU

### LIST OF LOAD COMBINATIONS

2	SLU1 P -LM1 TS+UDL	[Moving Load analysis] - DM 2018
	G1( 1.100) + G2-Prog( 1.500) + LM1 no psi PROG( 1.350)	
3	SLU2 P-V- TS+UDL	[Analisi Statica] - DM 2018 - massimizza V
	G1( 1.100) + G2-Prog( 1.500) + Prog - LM1 c1 TS (V)( 1.350) + Prog - LM1 c2 TS (V)( 1.350) + Prog-LM1 c1 UDL( 1.350) + Prog-LM1 c2 UDL( 1.350) + Prog-LM1 Ra UDL( 1.350)	
4	SLU3 P-M- TS+UDL	[Analisi Statica] - DM 2018 - massimizza M
	G1( 1.100) + G2-Prog( 1.500) + Prog - LM1 c1 TS (M)( 1.350) + Prog - LM1 c2 TS (M)( 1.350) + Prog-LM1 c1 UDL( 1.350) + Prog-LM1 c2 UDL( 1.350) + Prog-LM1 Ra UDL( 1.350)	
5	SLU4 P - 108t	[Analisi Statica] - TRAFFICO REALE
	G1( 1.100) + G2-Prog( 1.500) + TE 108ton( 1.350)	
6	SLU5 P - 108+2x44t	[Analisi Statica] - TRAFFICO REALE
	G1( 1.100) + G2-Prog( 1.500) + TE 108+2x44 ton( 1.350)	
7	SLU6 P - 158t	[Analisi Statica] - TRAFFICO REALE
	G1( 1.100) + G2-Prog( 1.500) + TE 158 ton( 1.350)	

Le combinazioni di carico create sono divise in due gruppi, un primo gruppo relativo alla Moving load analysis (MV), e un secondo gruppo relativo ai casi di carico statici creati manualmente (ST); il secondo gruppo è creato a validazione del primo gruppo di combinazioni.

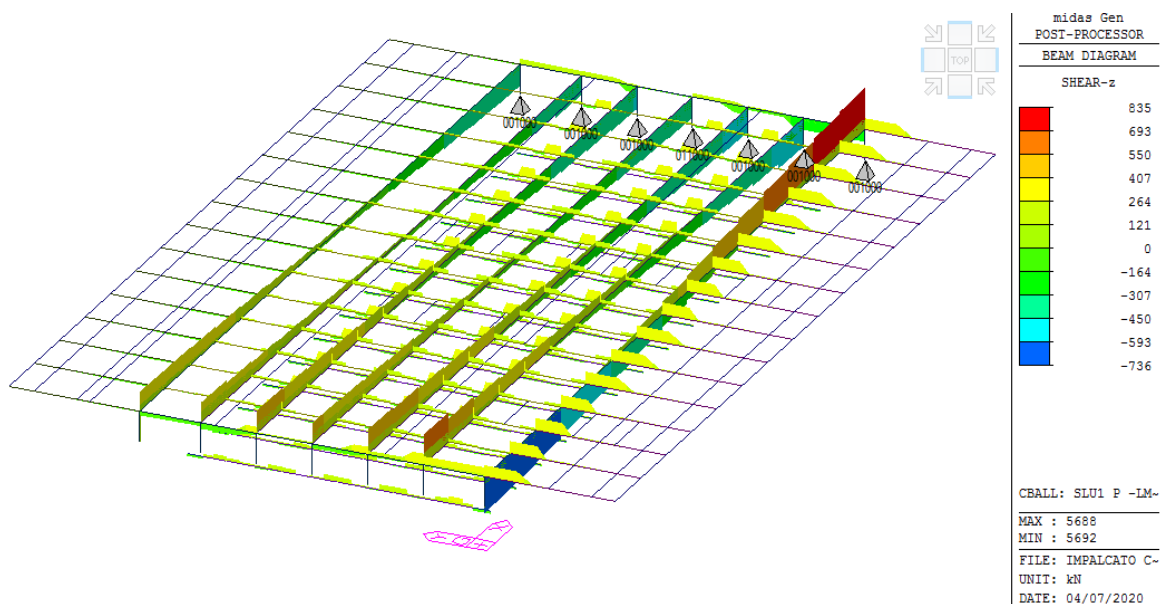


fig. 20. Taglio – SLU1 P – LM1 TS+UDL (MV)

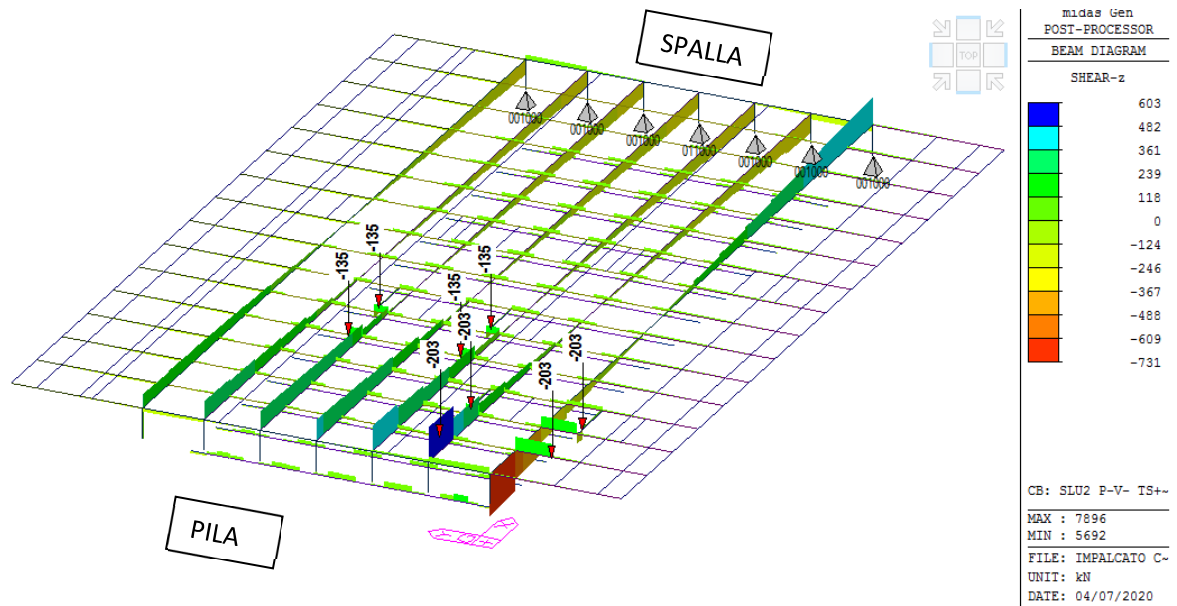


fig. 21. Taglio – SLU2 P-V- TS+UDL (ST)

I valori dell'azione di taglio all'appoggio (Lato pila) ottenuti con la MV e con un'analisi ST sono coincidenti, a validazione della MV.

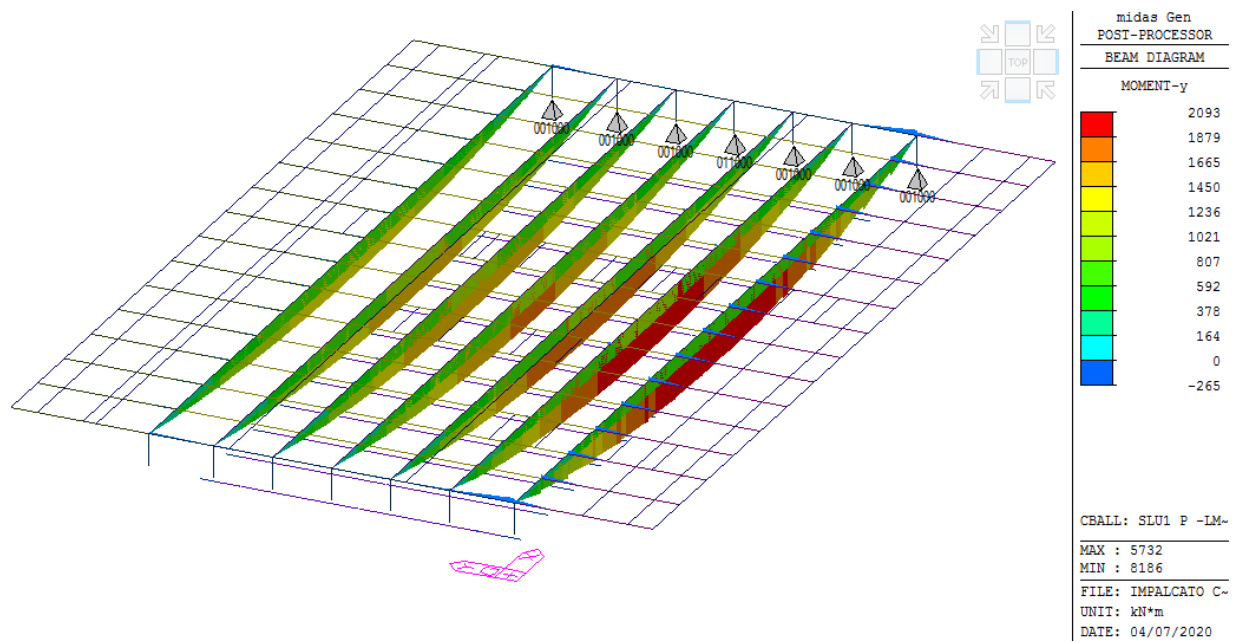


fig. 22. Azione Flettente My – SLU1 P- LM1 TS+UDL (MV)

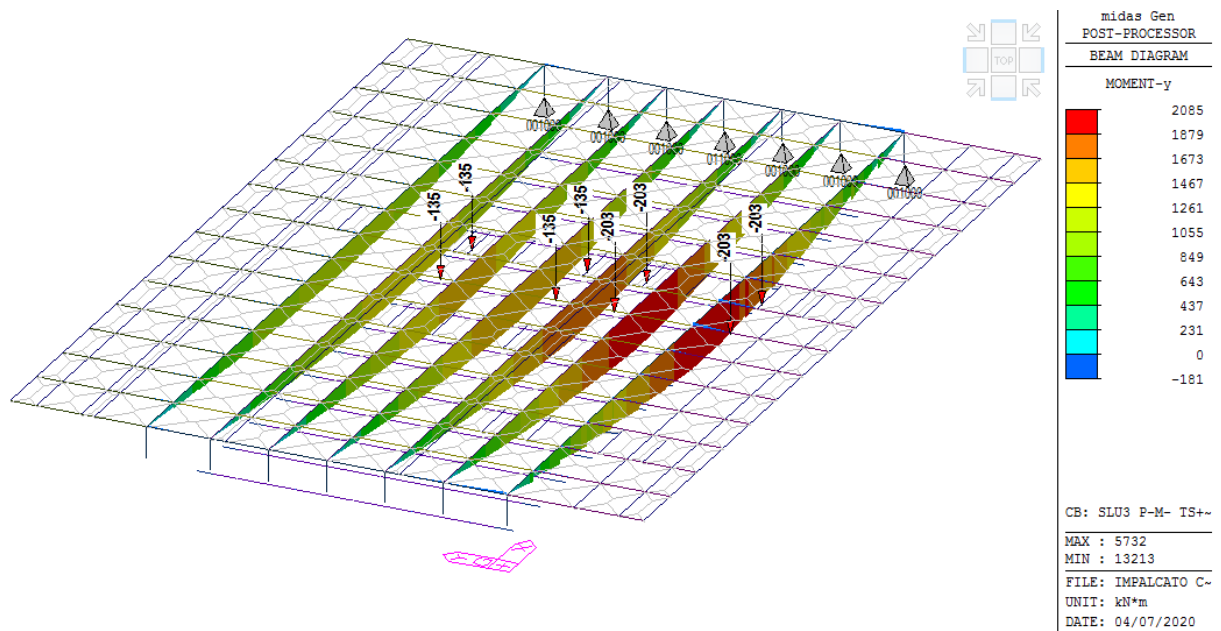


fig. 23. Azione Flettente  $M_y$  – SLU3 P-M- TS+UDL (ST)

I valori dell'azione flettente in mezzzeria ottenuti con la MV e con un'analisi ST sono coincidenti, a validazione della MV.

## 6. VERIFICHE STATICHE – STATO DI FATTO

### 6.1. Reazioni trave alveolare

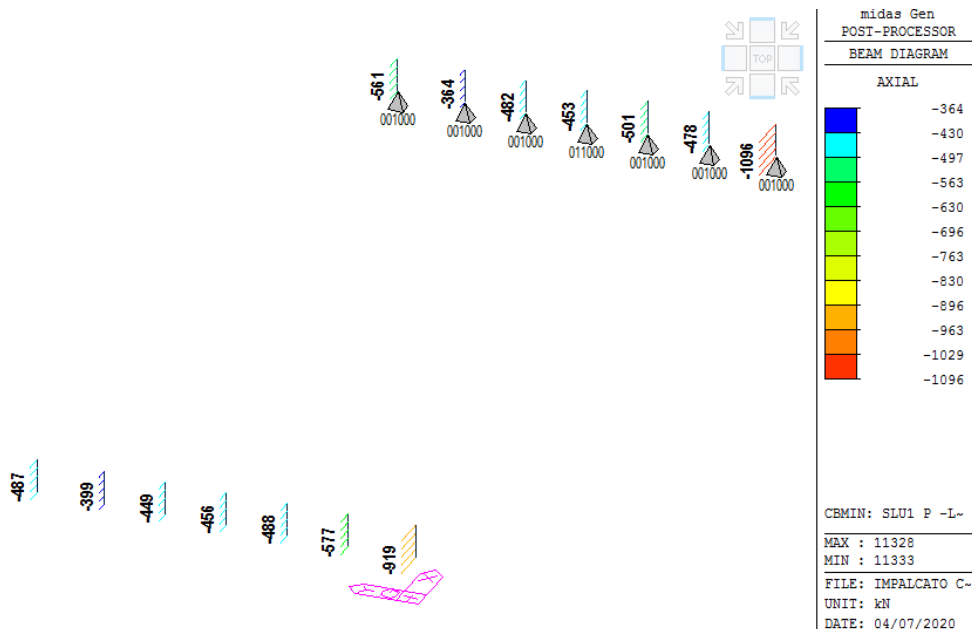


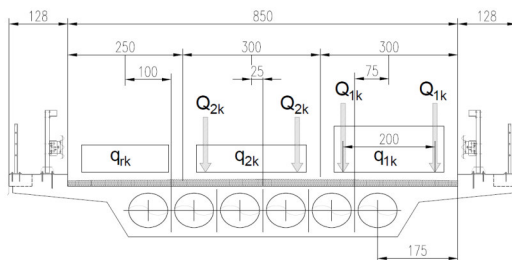
fig. 24. Azione assiale Fx negli elem. di appoggio – SLU1 P-LM1- TS+UDL (MV)

I valori lato spalla sono maggiori in quanto il vincolo Fz applicato è rigido, mentre lato pila l'appoggio della trave d'impalcato risente della minor rigidità del pulvino.

Di seguito la somma delle reazioni vincolari per caso di carico. I casi di carico G1 e G2 tengono conto del fatto che sono stati inseriti nel modello di calcolo anche la pila con il pulvino, oltre ad una seconda trave d'impalcato.

SUMMATION OF REACTION FORCES P			
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
G1	0	-0	7723
G2-Prog	0	-0	1330
Prog - LM1 c1 TS (M)	0	-0	600
Prog - LM1 c2 TS (M)	-0	0	400
Prog - LM1 c1 TS (V)	-0	-0	600
Prog - LM1 c2 TS (V)	-0	0	400
Prog-LM1 c1 UDL	-0	-0	405
Prog-LM1 c2 UDL	-0	0	113
Prog-LM1 Ra UDL	-0	0	93

Di seguito la verifica manuale del taglio all'appoggio della sola trave di bordo considerandola caricata dallo sola prima corsia di carico nella seguente comb. di carico (SLU1 -LM1- TS+UDL):



$$1,1 \cdot G_1 + 1,1 \cdot G_2 + 1,35 \cdot Q_{k1}(TS) + 1,35 \cdot q_{k1}(UDL)$$

$$1,1 \cdot 1,1 \cdot 25 \approx 32 \text{ kN/m peso proprio strutturale}$$

Dove  $1,1\text{m}^2$  è l'area della trave di bordo comprensiva dello sbalzo.

$$1,1 \cdot 1,2 \cdot 0,25 \cdot 25 \approx 8,3 \text{ kN/m peso proprio cordolo}$$

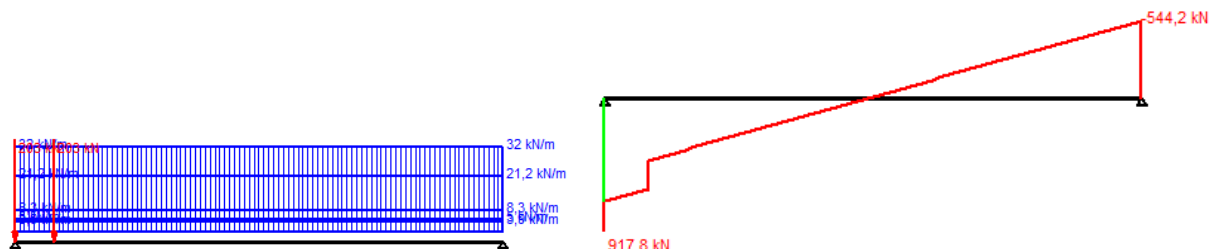
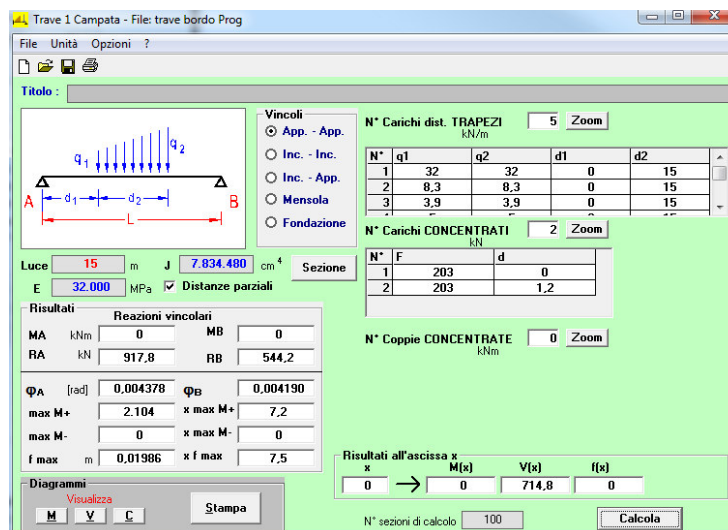
$$1,1 \cdot (1,5 + 2) \approx 3,9 \text{ kN/m peso barriera, parapetto e veletta}$$

$$1,1 \cdot 0,13 \cdot 20 \cdot 1,75 \approx 5 \text{ kN/m peso proprio pavimentazione}$$

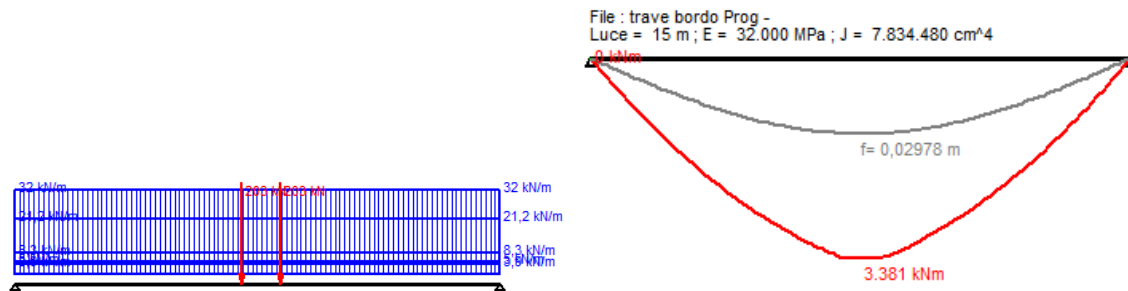
$$1,35 \cdot 9 \cdot 1,75 \approx 21,2 \text{ kN/m UDL prima corsia di carico}$$

Dove  $1,75\text{m}$  è la quota parte di corsia di pertinenza della trave longitudinale di bordo.

$$1,35 \cdot 150 = 203 \text{ kN TS prima corsia di carico, solo n. 1 impronta per asse}$$







Il taglio fornito dal modello di calcolo è pari a circa 850 kN (lato spalla), mentre il calcolo di verifica manuale fornisce un valore di 920 kN.

SLU1 P -LM1- TS+UDL:

$$1,1 \cdot G_1 + 1,1 \cdot G_2 + 1,35 \cdot Q_{k1}(TS) + 1,35 \cdot q_{k1}(UDL)$$

$$V_A = (32 + 8,3 + 3,9 + 5 + 21,3) \cdot 15/2 + 203 \cdot (2 \cdot 15 - 1,2)/15 \approx 920 \text{ kN}$$

$$M_{max} = (32 + 8,3 + 3,9 + 5 + 21,3) \cdot 15^2/8 + 203 \cdot (15/2 - 1,2/2) \approx 3.380 \text{ kNm}$$

Il momento sulla trave di bordo considerata come elemento isolato (3.380 kNm) è più elevato del momento fornito dal modello globale (circa 2.100 kNm); ciò è dovuto all'elevata rigidità dell'impalcato che permette una distribuzione delle sollecitazioni anche sulle travi longitudinali adiacenti.

## 6.2. Taglio Fz - trave di bordo -

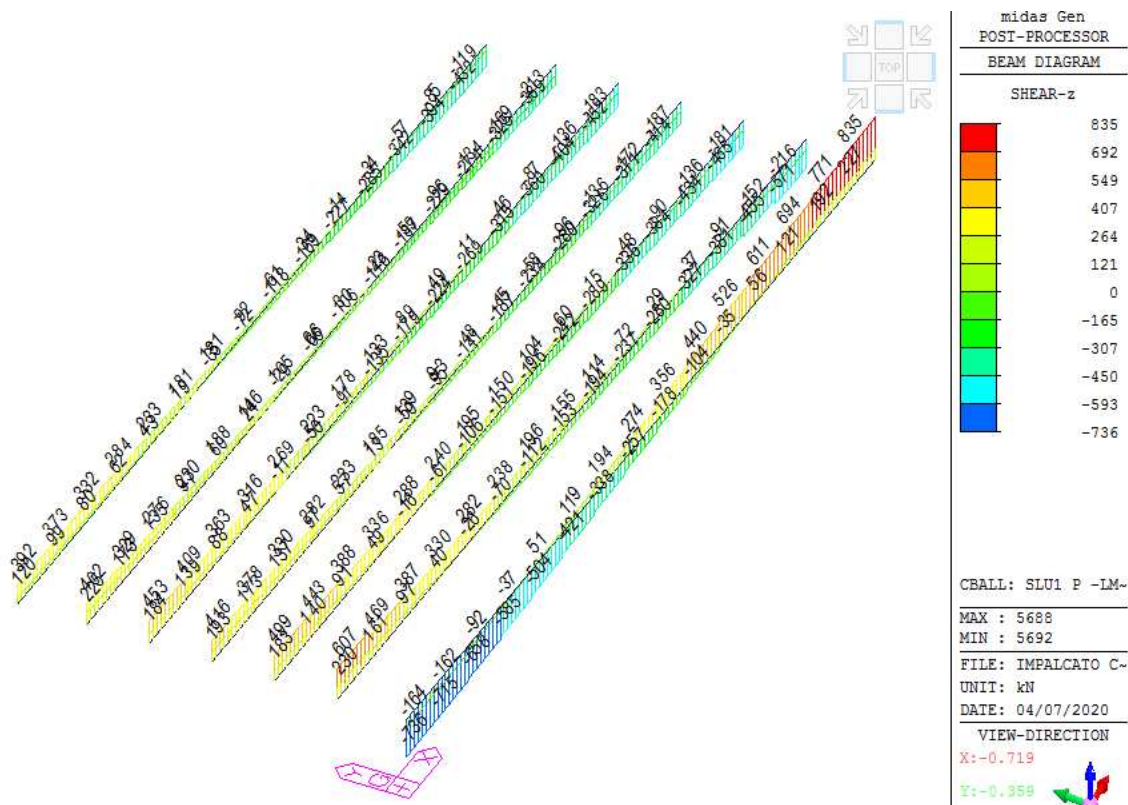


fig. 25. Taglio Fz – SLU1 P– LM1- TS+UDL (MV)

Di seguito il calcolo nello **stato di fatto** e in prossimità dell'appoggio, del taglio resistente della nervatura di bordo, armata con 1 staffa  $\phi 14/15$  a 2 braccia e 1  $\phi 26$  piegato (si considera solo il piegato più distante dall'appoggio, in quanto gli altri sono impiegati per la verifica del dente).

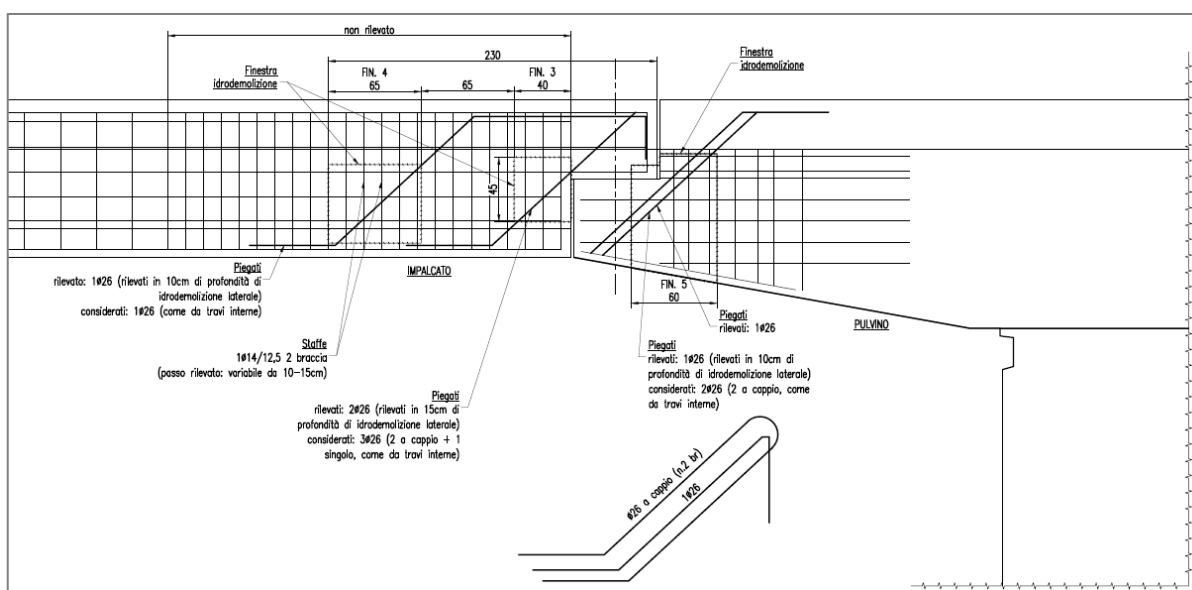


fig. 26. Armatura all'appoggio delle travi alveolari

Le seguenti verifiche sono tutte condotte con fogli di calcolo sviluppati dallo scrivente e testati.

FC	1,2
----	-----

STEEL - As Longitudinal		FeB44K
$f_{tk}$	5.400	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	4.300	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	1,15	
$f_{yd, long}$	3.116	kg/cm <sup>2</sup>
$\epsilon_{su}$	0,0670	
$\epsilon_{syd}$	0,001558	‰
$E_s$	2.000.000	kg/cm <sup>2</sup>
STEEL - As Transversal		FeB44K
$f_{tk}$	5.400	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	4.300	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	1,15	
$f_{yd, w}$	3.116	kg/cm <sup>2</sup>

CONCRETE		C 35/45
$R_{ck}$	450	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	350,0	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c$ , duttili	1,00	
$\gamma_c$ , fragili	1,50	
$\alpha_{cc}$	0,85	
$f_{cm}$	430	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{cd, dutt} / FC$	247,9	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{cd, frag} / \gamma_{c, f} FC$	165,3	kg/cm <sup>3</sup>
$f'_{cd} = v f_{cd}$	82,6	kg/cm <sup>2</sup>

#### SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups	$\phi 1$ stirrups	$\phi 2$ stirrups	
$\phi$ stirrups	14		mm
n° br	2		n.
spacing	15,0		cm
Lst			cm
Lcr	110,0		cm
Inclined shear reinforcement			
$\phi$ inclined	26		mm
n° br	1		cm
spacing	100,0		cm
21,8< $\theta$ <45°			
$\theta$	45,0		OK
cotg $\theta$	1,00		
rott. Bilanciata	33,1		°
cotg $\theta$	1,54		

#### SHEAR CAPACITY

$V_{Ed, analysis}$	-85.000	85.000
$V_{Rd} =$	82.547	kg
c.s. =	1,03	NO

Shear strenght of concrete

bw	26,0	cm
d	105,0	cm
$k = \text{MIN} [ 1 + \sqrt{200/d}; 2 ] =$	1,436	
Asl	21,6	cm <sup>2</sup>
$\rho_l = Asl / (bw d) =$	0,00789	
$V_{Rd} \text{ NO st.} =$	13.387	kg --> Shear reinf. required

V_Rd NO st.,min =	8.884	kg	
Crushing of concrete			
v1	0,50		
$\theta$	45,0	°	
cotg $\theta$	1,00		
tg $\theta$	1,00		
V_Rd,max [EC 2]	101.522	kg	
<b>VRcd [NTC]</b>	<b>101.522</b>	<b>kg</b>	
Shear reinforcement	$\phi 1$ stirr.	$\phi 2$ stirr.	
Asw1	1,539	0,000	cm <sup>2</sup>
N_leg	2	0	
Asw,tot	3,08	0,00	cm <sup>2</sup>
s_max = 0,8*d			
s_use=	15,00		cm
<b>VRd,s_st_use</b>	<b>60.437</b>	<b>0</b>	<b>kg</b>
<b>VRd,s_st_use,tot</b>	<b>60.437</b>		
As,inclined	5,31	cm <sup>2</sup>	
<b>VRd,s_incl_use =</b>	<b>22.109</b>	<b>kg</b>	
<b>VRd,st+incl,tot</b>	<b>82.547</b>	<b>kg</b>	
V_Rd,max	112.802	kg	

Dove:

$$d = 105 \text{ cm}$$

“taglio trazione” - staffe

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

$$V_{Rds} = 0,9 \cdot 1.050 \cdot \left( \frac{2 \cdot 153,8}{150} \right) \cdot 311,6 \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha \approx 604 \text{ kN}$$

Alla resistenza a taglio delle sole staffe si somma la resistenza a taglio del  $\phi 26$  piegato a 45°, per una resistenza complessiva, in prossimità dell'appoggio, pari a 825 = 604+221 kN.

“taglio trazione” - piegato

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

$$V_{Rds} = 0,9 \cdot 1.050 \cdot \left( \frac{530}{100} \right) \cdot 311,6 \cdot (ctg 45 + ctg\theta) \cdot \sin 45 \approx 221 \text{ kN}$$

“taglio compressione”

$$V_{Rdc} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$

$$V_{Rdc} = 0,9 \cdot 1050 \cdot 260 \cdot 1 \cdot (0,5 \cdot 16,5) \cdot \frac{1}{(1 + 1)} = 1.015 \text{ kN}$$

La resistenza a taglio dell'elemento è:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rds}; V_{Rdc})$$

$$825 \text{ kN} = \min (825; 1.015)$$

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$825 \text{ kN} \leq 850 \text{ kN} \quad \text{NON VERIFICATO} \quad \rightarrow \quad c.s. = \frac{850}{825} = 1,03$$

Ad una distanza di circa 2,0 m dall'appoggio il taglio resistente cala ad un valore di 604 kN, in quanto viene meno il contributo del piegato, non più sufficienti a coprire il diagramma del taglio sollecitante.

In campata il taglio resistente (517 kN) è calcolato considerando staffe f14/25 e un'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo pari a  $35^\circ$ .

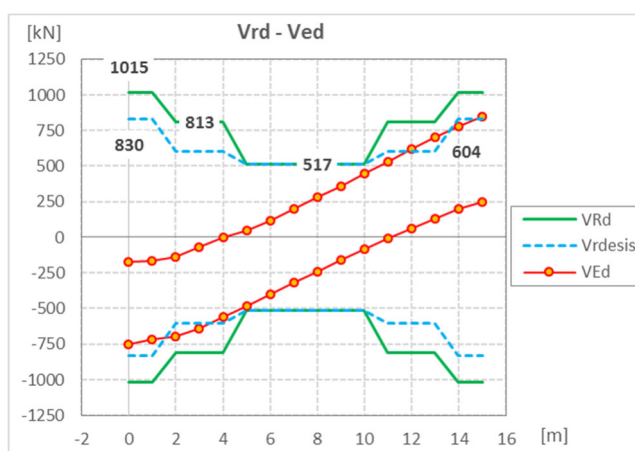


fig. 27. Diagramma taglio sollecitante e taglio resistente

**A progetto** si integra l'armatura esistente, per una lunghezza di 4,5m dall'appoggio, con armature esterne  $\phi 12/20$  ancorate superiormente e inferiormente e annegate in una camicia esterna in calcestruzzo fibrorinforzato (FRC). Trascurando la resistenza a taglio aggiuntiva fornita dalla camicia in FRC e considerando il solo contributo delle armature integrative, queste forniscono un contributo pari a 209 kN, sufficiente a coprire il diagramma del taglio sollecitante:

FC	1	
<b>STEEL - As Longitudinal</b>		
$f_{tk}$	5.400	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	4.300	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	1,15	
$f_{yd, long}$	3.739	kg/cm <sup>2</sup>
$\epsilon_{su}$	0,0670	
$\epsilon_{syd}$	0,001870	‰
$E_s$	2.000.000	kg/cm <sup>2</sup>
<b>STEEL - As Transversal</b>		
$f_{tk}$	5.400	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	4.500	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	1,15	
$f_{yd, w}$	3.913	kg/cm <sup>2</sup>



#### SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups	φ1 stirrups	φ2 stirrups
φ stirrups	12	
n° br	1	
spacing	20,0	
Lst		cm
Lcr	110,0	cm
Inclined shear reinforcement		
φ inclined	0	mm
n° br	0	cm
spacing	100,0	cm
θ = 21,8 < θ < 45°		
θ	45,0	OK
cotg θ	1,00	

#### SHEAR CAPACITY

Shear strenght of concrete

Bw	26,0	cm
D	105,0	cm
k = MIN [ 1 + sqrt(200/d); 2 ] =	1,436	
Asl	21,6	cm²
ρ_l = Asl / (bw d) =	0,00789	

Shear reinforcement	φ1 stirr.	φ2 stirr.	
Asw1	1,131	0	cm²
N_leg	1	0	
Asw,tot	1,13	0,00	cm²
s_use=	20,00		cm
<b>VRd,s_st_use</b>	<b>20.911</b>	<b>0</b>	<b>kg</b>
<b>VRd,s_st_use,tot</b>	<b>20.911</b>		
As,inclined	0,00		cm²
<b>VRd,s_incl_use =</b>	<b>0</b>	<b>kg</b>	
V_Rd,max	135.363		kg

Nello stato di progetto, la resistenza a taglio dell'elemento di bordo sale a:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rds}; V_{Rdc})$$

$$V_{Rds} = 604 + 221 + 209 = 1034 \text{ kN}$$

La resistenza è ora limitata dalla resistenza del puntone in calcestruzzo (calcolato con una larghezza d'anima pari a 26cm, trascurando l'aumento di sezione conseguente all'intervento a progetto).

$$1.015 \text{ kN} = \min (1.034; 1.015)$$

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.26)$$

$$1.015 \text{ kN} \geq 850 \text{ kN} \quad \text{VERIFICATO} \quad \rightarrow \quad c.s. = \frac{850}{1.015} = 0,84$$

### 6.3. Taglio Fz - travi interne -

Nello **stato di fatto** in prossimità dell'appoggio, il taglio resistente di una nervatura interna armata con 1 staffa  $\phi 10/30$  a 2 braccia e 1  $\phi 26$  piegato a passo 90 cm (si considerano solo i piegati più distanti dall'appoggio, in quanto gli altri sono impiegati per la verifica del dente) è pari a 550kN, a fronte di un taglio sollecitante di circa 600kN.

FC	1,2
----	-----

STEEL - As Longitudinal		FeB44K
$f_{tk}$	5.400	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	4.300	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	1,15	
$f_{yd, long}$	3.116	kg/cm <sup>2</sup>
$\epsilon_{su}$	0,0670	
$\epsilon_{syd}$	0,001558	‰
$E_s$	2.000.000	kg/cm <sup>2</sup>
STEEL - As Transversal		FeB44K
$f_{tk}$	5.400	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	4.300	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	1,15	
$f_{yd, w}$	3.116	kg/cm <sup>2</sup>

CONCRETE		C 35/45
$R_{ck}$	450	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	350,0	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c$ , duttili	1,00	
$\gamma_c$ , fragili	1,50	
$\alpha_{cc}$	0,85	
$f_{cm}$	430	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{cd, dutt} / FC$	247,9	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{cd, frag} / \gamma_{c, f} FC$	165,3	kg/cm <sup>3</sup>
$f'_{cd} = \nu f_{cd}$	82,6	kg/cm <sup>2</sup>

#### SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups	$\phi 1$ stirrups	$\phi 2$ stirrups	
$\phi$ stirrups	10		mm
n° br	2		n.
spacing	30,0		cm
Lst			cm
Lcr	110,0		cm
Inclined shear reinforcement			
$\phi$ inclined	26		mm
n° br	1		cm
spacing	80,0		cm
21,8 < $\theta$ < 45°			
$\theta$	35,0		OK
cotg $\theta$	1,60		

#### SHEAR CAPACITY

$V_{Ed}$	60.000	kg	
$V_{Rd} =$	55.038	kg	
c.s. =	1,09	NO	n.v.

Shear strenght of concrete

Bw 15,0 cm  
D 105,0 cm  
 $k = \text{MIN} [ 1 + \sqrt{200/d}; 2 ] = 1,436$   
Asl 21,6 cm<sup>2</sup>  
 $\rho_l = \text{Asl} / (bw d) = 0,01368$   
V\_Rd NO st. = 9.278 kg --> Shear reinf. required  
V\_Rd NO st.,min = 5.125 kg

#### Crushing of concrete

v1 0,50  
 $\theta$  35,0 °  
cotg  $\theta$  1,43  
tg  $\theta$  0,70  
VRcd [NTC] 55.038 kg

Shear reinforcement  $\phi 1$  stirr.  $\phi 2$  stirr.  
Asw1 0,785 0,000 cm<sup>2</sup>  
N\_leg 2 0  
Asw,tot 1,57 0,00 cm<sup>2</sup>  
s\_use= 30,00 cm OK  
VRd,s\_st\_use 22.019 0 kg NO  
VRd,s\_st\_use,tot 22.019  
As,inclined 5,31 cm<sup>2</sup>  
VRd,s\_incl\_use = 33.553 kg  
VRd,st+incl,tot 55.572 kg  
V\_Rd,max 65.078 kg OK

Le nervature interne, in prossimità dell'appoggio, considerando un'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo pari a 35° (angolo che ottimizza la verifica), risultano non verificate (c.s. 1,09).

In mezzeria considerando un'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo pari a 22° si ha:

#### SHEAR REINFORCEMENT

	$\phi 1$ stirrups	$\phi 2$ stirrups	
$\phi$ stirrups	10		mm
n° br	2		n.
spacing	30,0		cm
Lst			cm
Lcr	110,0		cm
Inclined shear reinforcement			
$\phi$ inclined	0		mm
n° br	0		cm
spacing	80,0		cm
21,8< $\theta$ <45°			
$\theta$	22,0		OK
cotg $\theta$	2,48		

#### SHEAR CAPACITY

Shear strenght of concrete  
bw 15,0 cm  
d 105,0 cm  
 $k = \text{MIN} [ 1 + \sqrt{200/d}; 2 ] = 1,436$

Asl	21,6	cm <sup>2</sup>
$\rho_l = Asl / (bw d) =$	0,01368	
V_Rd NO st. =	9.278	kg --> Shear reinf. required
V_Rd NO st.,min =	5.125	kg

Crushing of concrete

v1	0,50	
$\theta$	22,0	°
cotg $\theta$	2,48	
tg $\theta$	0,40	
<b>VRcd [NTC]</b>	<b>40.686</b>	<b>kg</b>

Shear reinforcement

	$\phi 1$ stirr.	$\phi 2$ stirr.	
Asw1	0,785	0,000	cm <sup>2</sup>
N_leg	2	0	
Asw,tot	1,57	0,00	cm <sup>2</sup>
s_use=	30,00		cm
<b>VRd,s_st_use</b>	<b>38.160</b>	<b>0</b>	<b>kg</b>
<b>VRd,s_st_use,tot</b>	<b>38.160</b>		
As,inclined	0,00		cm <sup>2</sup>
<b>VRd,s_incl_use =</b>	<b>0</b>	<b>kg</b>	
<b>VRd,st+incl,tot</b>	<b>38.160</b>	<b>kg</b>	
V_Rd,max	65.078	kg	

Di seguito il diagramma del taglio resistente confrontato con quello del taglio sollecitante; in prossimità dell'appoggio la sezione risulta non verificata.

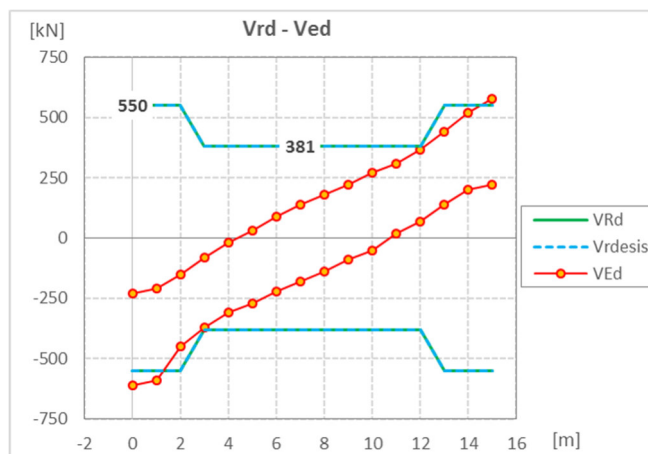


fig. 28. Diagramma taglio sollecitante e taglio resistente

Aumentando la resistenza del calcestruzzo a 40 MPa (valore ancora compatibile con i risultati ottenuti dalla diagnostica) e, in prossimità dell'appoggio, considerando un'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo pari a 32°, le travi longitudinali interne verificano.

FC	1,2
----	-----

STEEL - As Longitudinal		FeB44K
$f_{tk}$	5.400	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	4.300	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	1,15	
$f_{yd, long}$	3.116	kg/cm <sup>2</sup>
$\epsilon_{su}$	0,0670	
$\epsilon_{syd}$	0,001558	‰
$E_s$	2.000.000	kg/cm <sup>2</sup>
STEEL - As Transversal		FeB44K
$f_{tk}$	5.400	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{yk}$	4.300	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	1,15	
$f_{yd, w}$	3.116	kg/cm <sup>2</sup>

CONCRETE		C 35/45
$R_{ck}$	450	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	400,0	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c$ , duttili	1,00	
$\gamma_c$ , fragili	1,50	
$\alpha_{cc}$	0,85	
$f_{cm}$	480	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{cd, dutt} / FC$	283,3	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{cd, frag} / \gamma_{c, f} FC$	188,9	kg/cm <sup>3</sup>
$f'_{cd} = \nu f_{cd}$	94,4	kg/cm <sup>2</sup>

#### SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups	$\phi 1$ stirrups	$\phi 2$ stirrups	
$\phi$ stirrups	10		mm
n° br	2		n.
spacing	30,0		cm
Lst			cm
Lcr	110,0		cm
Inclined shear reinforcement			
$\phi$ inclined	26		mm
n° br	1		cm
spacing	80,0		cm
$21,8 < \theta < 45^\circ$			
$\theta$	32,0		OK
cotg $\theta$	1,60		

#### SHEAR CAPACITY

$V_{Ed}$	60.000	kg
$V_{Rd} =$	60.163	kg
c.s. =	1,00	OK

#### Shear strenght of concrete

Bw	15,0	cm
D	105,0	cm
$k = \text{MIN} [ 1 + \sqrt{200/d}; 2 ] =$	1,436	
Asl	21,6	cm <sup>2</sup>
$\rho_l = Asl / (bw d) =$	0,01368	
$V_{Rd} \text{ NO st.} =$	9.700	kg --> Shear reinf. required
$V_{Rd} \text{ NO st., min} =$	5.479	kg

Crushing of concrete

v1	0,50	
$\theta$	<b>32,0</b>	°
cotg $\theta$	1,60	
tg $\theta$	0,62	
<b>VRcd [NTC]</b>	<b>60.163</b>	<b>kg</b>

Shear reinforcement

	$\phi 1$ stirr.	$\phi 2$ stirr.	
Asw1	0,785	0,000	cm <sup>2</sup>
N_leg	2	0	
Asw,tot	1,57	0,00	cm <sup>2</sup>
s_use=	30,00		cm
<b>VRd,s_st_use</b>	<b>24.673</b>	<b>0</b>	<b>kg</b>
<b>VRd,s_st_use,tot</b>	<b>24.673</b>		
As,inclined	5,31		cm <sup>2</sup>
<b>VRd,s_incl_use =</b>	<b>35.932</b>	<b>kg</b>	
<b>VRd,st+incl,tot</b>	<b>60.606</b>	<b>kg</b>	
V_Rd,max	74.375	kg	

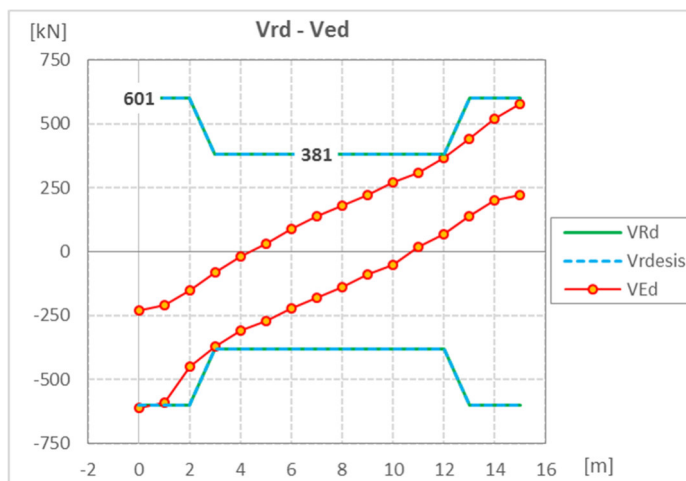


fig. 29. Diagramma taglio sollecitante e taglio resistente



#### 6.4. Flessione My - trave di bordo –

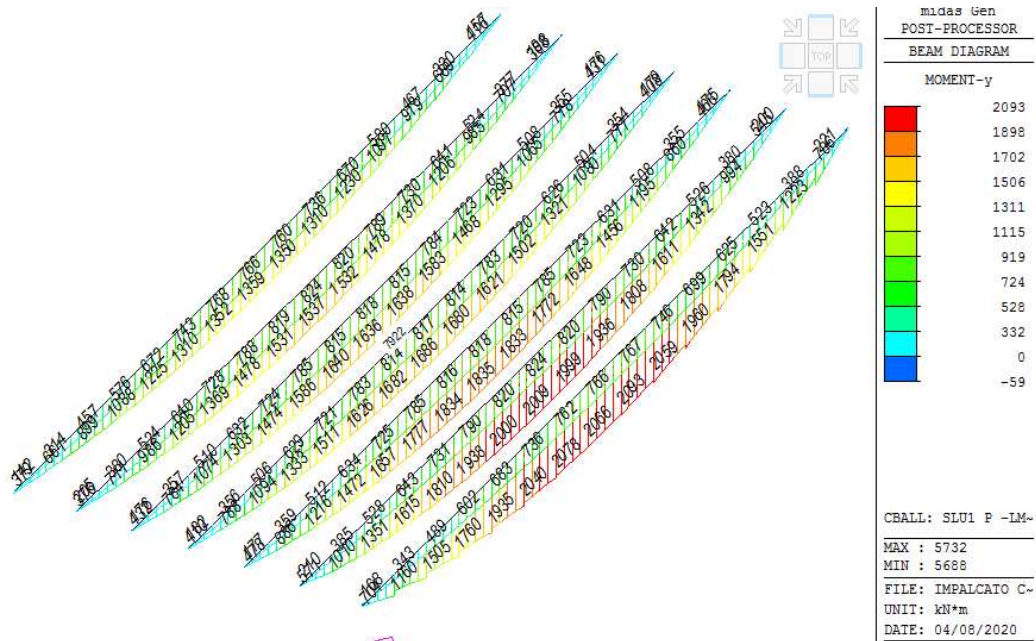


fig. 30. Azione Flettente My – SLU1 P - LM1- TS+UDL (MV)

$$f_{s,dutt} = f_{ym}/FC = 430/1,2 = 358 \text{ MPa}$$

Considerando il momento resistente della sola trave di bordo, armata con barre f26, si ha:

dove:

$$d = (h - 5) = 110 - 5 = 105 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = 0,9 \cdot 1050 \cdot 10 \cdot 530 \cdot 358 \cong 1.790 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 2.100 \text{ kNm}$$

$$1.790 \text{ kNm} \leq 2.100 \text{ kNm} \quad \text{NON VERIFICATO} \quad \rightarrow \quad c.s. = \frac{2.000}{1.790} = 1,18$$

Considerando il momento resistente della trave di bordo e della prima trave longitudinale si ha:

$$M_{Rd} = 0,9 \cdot 1050 \cdot 23 \cdot 530 \cdot 358 \cong 4.120 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 2.090 + 2.000 = 4.090 \text{ kNm}$$

$$4.120 \text{ kNm} \geq 4.090 \text{ kNm} \quad \text{VERIFICATO} \quad \rightarrow \quad c.s. = \frac{4.090}{4.120} = 0,99$$

Considerando il momento resistente dell'intero impalcato si ha:

$$M_{Rd} = 0,9 \cdot 1150 \cdot 90 \cdot 530 \cdot 358 \cong 16.135 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} \cong 11.700 \text{ kNm} \quad (\text{somma dei momenti sollecitanti le travi, vedi anche sotto})$$

$$16.135 \text{ kNm} \geq 11.700 \text{ kNm} \quad \text{VERIFICATO} \quad \rightarrow \quad c.s. = \frac{11.700}{16.135} = 0,72$$

## 6.5. Verifiche globali impalcato – Fz e My

Di seguito il calcolo manuale del taglio e del momento flettente complessivi dell'intera trave alveolare considerandola caricata dalle n.2 corsie di carico e dall'area rimanente (schema di carico n.1 – NTC2018), nella seguente combinazione di carico (SLU1 P -LM1- TS+UDL ):

$$1,1 \cdot G_1 + 1,1 \cdot G_2 + 1,35 \cdot Q_{k1}(TS) + 1,35 \cdot q_{k1}(UDL)$$

$$1,1 \cdot 5,56 \cdot 25 \approx 153 \text{ kN/m peso proprio strutturale}$$

$$1,1 \cdot (0,13 \cdot 20 \cdot 8,5) + 1,1 \cdot (0,25 \cdot 25 \cdot 1,2 \cdot 2) \approx 41 \text{ kN/m peso proprio pavimentazione + cordoli}$$

$$1,35 \cdot [(9 + 2,5) \cdot 3 + 2,5 \cdot 2,5] \approx 55 \text{ kN/m UDL}$$

$$1,35 \cdot (300 + 200) = 675 \text{ kN TS}$$

Dove  $5,56\text{m}^2$  è l'area complessiva (al netto dei vuoti) della sezione trasversale dell'impalcato.

$$R_A = (153 + 41 + 55) \cdot 15/2 + 675 \cdot (2 \cdot 15 - 1,2)/15 = 1.867 + 1.296 = 3.163 \text{ kN} = V_{Ed}$$

$$M_{max} = (153 + 41 + 55) \cdot 15^2/8 + 675 \cdot (15/2 - 1,2/2) \approx 7.003 + 4.658 = 11.661 \text{ kNm}$$

### Taglio all'appoggio – Stato di fatto

Si considera una sezione rettangolare equivalente, di base pari alla somma delle n.7 anime delle travi longitudinali d'impalcato e altezza pari all'altezza della trave.

$$b_w = 26 \cdot 2 + 15 \cdot 5 = 127 \text{ cm}$$

$$H_w = 110 \text{ cm}$$

SHEAR REINFORCEMENT			
Stirrups	$\phi 1$ stirrups	$\phi 2$ stirrups	
$\phi$ stirrups	14	10	mm
n° br	4	10	n.
spacing	15,0	30,0	cm
Lst			cm
Lcr	110,0		cm
Inclined shear reinforcement			
$\phi$ inclined	26		mm
n° br	7		cm
spacing	100,0		cm
	21,8 < $\theta$ < 45°		
$\theta$	35,0	OK	
cotg $\theta$	1,43		

SHEAR CAPACITY		
V <sub>Ed</sub>	320.000	kg
V <sub>Rd</sub> =	465.989	kg
c.s. =	0,69	OK
Shear strenght of concrete		
bw	127,0	cm

d	105,0		cm
$k = \text{MIN} [ 1 + \sqrt{200/d}; 2 ] =$		1,436	
Asl	21,6		cm <sup>2</sup>
$\rho_l = \text{Asl} / (b_w d) =$	0,00162		
V <sub>Rd</sub> NO st. =	38.540	kg -->	Shear reinf. required
V <sub>Rd</sub> NO st.,min =	43.394	kg	

Crushing of concrete

v1	0,50		
$\theta$	35,0	°	
cotg $\theta$	1,43		
tg $\theta$	0,70		
VRcd [NTC]	465.989	kg	

Shear reinforcement	$\phi 1$ stirr.	$\phi 2$ stirr.	
Asw1	1,539	0,785	cm <sup>2</sup>
N <sub>leg</sub>	4	10	
Asw,tot	6,16	7,85	cm <sup>2</sup>
s <sub>use</sub> =	15,00		cm
VRd,s <sub>st</sub> use	172.627	110.094	kg
VRd,s <sub>st</sub> use,tot	282.721		
As,inclined	37,17	cm <sup>2</sup>	
VRd,s <sub>incl</sub> use =	187.895	kg	
VRd,st+incl,tot	470.616	kg	
V <sub>Rd,max</sub>	550.995	kg	

La resistenza a taglio dell'intero impalcato è:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rds}; V_{Rdc}) = 4.660 \text{ kN}$$

$$V_{Rds} = 2.830 + 1.880 = 4.710 \text{ kN} \quad \text{Contributo staffe e ferri piegati}$$

$$V_{Rdc} = 4.660 \text{ kN} \quad \text{Contributo puntoni in calcestruzzo}$$

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.26)$$

$$4.660 \text{ kN} \geq 3.200 \text{ kN} \quad \text{VERIFICATO} \quad \rightarrow \quad c.s. = \frac{3.200}{4.660} = 0,68$$

### Flessione

$$f_{s,dutt} = f_{ym}/FC = 430/1,2 = 358 \text{ MPa}$$

Considerando il momento resistente dell'intero impalcato, armato con n.90 barre f26, si ha:

$$M_{Rd} = 0,9 \cdot 1050 \cdot (90 \cdot 530) \cdot 358 \cong 16.100 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 11.285 \text{ kNm}$$

$$16.100 \text{ kNm} > 11.661 \text{ kNm} \quad \text{VERIFICATO} \quad \rightarrow \quad c.s. = \frac{11.661}{16.100} = 0,73$$

Di seguito il calcolo del momento resistente fornito dal software freeware sviluppato dall'università di Brescia.

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM1996 ?

Titolo : Sezione in precompresso - Verifica a tempo infinito

N° Vertici 14 Zoom N° barre 2 Zoom

N°	x [mm]	y [mm]
1	0	1105
2	0	955
3	2050	800
4	2515	0
5	8390	0
6	8850	800

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	15928	5450	1040
2	47784	5450	100

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

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

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 16.393 kN m

Materiali FeB44k C25/30

ε<sub>su</sub> 10 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 358 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 195.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 21 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.836 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 14.75 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8667  
τ<sub>c1</sub> 2.4

σ<sub>c</sub> -19.08 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 358 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 1.396 ‰  
ε<sub>s</sub> 10 ‰  
d 1.005 mm  
x 123.1 x/d 0.1225  
δ 0.7

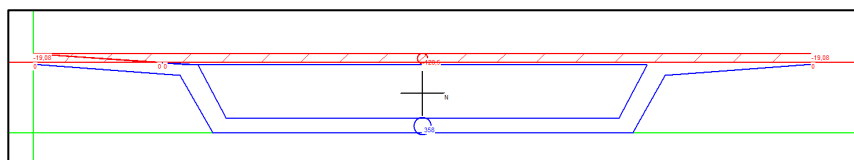
Tipo Sezione  
Rettan.re Trapezi  
a T Circolare  
Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione  
Retta Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 mm Col. modello

Precompresso

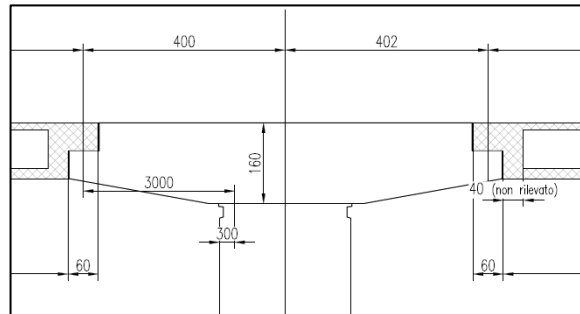


## 6.6. Taglio trave pulvino – Fz

Considerando la reazione globale dell'impalcato si ha:

$$V_{Ed} \approx 3.200 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 3.200 \cdot 3 = 9.600 \text{ kNm}$$



SHEAR CAPACITY		NO
V <sub>Ed</sub>	320.000 kg	
V <sub>Rd</sub> =	323.310 kg	
c.s. =	0,99 OK	OK
Shear strenght of concrete		
bw	680,0 cm	
d	150,0 <input type="text"/>	cm
k = MIN [ 1 + sqrt(200/d); 2 ] =	1,365	
Asl	253,0 <input type="text"/>	cm <sup>2</sup>
ρ <sub>l</sub> = Asl / (bw d) =	0,00248	
V <sub>Rd</sub> NO st. =	323.310 kg --> NO Shear reinf. required	
V <sub>Rd</sub> NO st.,min =	307.526 kg	

Dove la resistenza è data dalla resistenza di elementi privi di armatura a taglio (in quanto non si conosce l'armatura disposta).

$$3.230 \geq 3.200 \text{ kN} \quad \text{VERIFICATO} \rightarrow c.s. = \frac{3.200}{3.230} = 0,99$$

## 6.7. Flessione longitudinale trave pulvino

$$V_{Ed} \approx 3.200 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 3.200 \cdot 3 = 9.600 \text{ kNm}$$

Il momento resistente della trave pulvino, considerando l'armata longitudinale superiore disposta all'interno della carreggiata da 8,5m, costituita da barre f26/30 e barre f14/12,5 cm (n.28 f26 + n.68 f14) si ha:

$$M_{Rd} = 0,9 \cdot (1600 - 100) \cdot (14.860 + 10.460) \cdot 358 = 12.200 \text{ kNm}$$

$$12.200 \geq 9.600 \text{ kNm} \quad \text{VERIFICATO} \rightarrow c.s. = \frac{9.600}{12.200} = 0,79$$

### MATERIAL DATA

Concrete	C 35/45
$f_{ck}$	350 kg/cm <sup>2</sup>
$E_c$	340.771 kg/cm <sup>2</sup>
Rebar	FeB44K
$f_{yk}$	4.300 kg/cm <sup>2</sup>
$E_s$	2,00E+06 kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1 duttile
$\alpha_{cc}$	0,85
$f_{cd} / FC$	247,9 kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_s$	1
$f_{yd,l}$	3.583 kg/cm <sup>2</sup>

### LONGITUDINAL REINFORCEMENT

#### Reinforcement

yi	n°	$\phi$	As
7,0	28	26,00	148,66
9,0	68	14,00	104,68
150,0	25	26,00	132,73
			0,00
			0,00
			0,00
Asup,tot	28f26+68f14	253,33	cm <sup>2</sup>
Ainf,tot	+25f26	132,73	cm <sup>2</sup>

### BENDING MOMENT CAPACITY

OK

	[ M - ]	[ M + ]	
M_Ed =	960.000	0	kgm
M_Rd =	-1.364.256	247.600	kgm
c.s. =	0,70	0,0	OK

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

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

Titolo: Sezione in precompresso - Verifica a tempo infinito

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	6800	1600	1	14866	70
			2	10468	90
			3	4618	1500

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. [mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M\_Rd -13.369 kN m

Materiali FeB44k C25/30

$\epsilon_{su}$  10 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  358 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200000 N/mm²  $f_{cd}$  24,7 ‰  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,79 ‰  $\sigma_{c,adm}$  14,75 ‰  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,8667  
 $\tau_{c1}$  2,4

$\sigma_c$  -17,84 N/mm²  
 $\sigma_s$  358 N/mm²  
 $\epsilon_c$  0,9461 ‰  
 $\epsilon_s$  10 ‰  
d 1.530 mm  
x 132,2 x/d 0,08643  
 $\delta$  0,7

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

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

Tipo flessione  
Retta Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L\_0 0 mm Col. modello

Precompresso



## 6.8. Flessione $M_y$ - sbalzo soletta impalcato e pulvino

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di  $45^\circ$ , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante; i carichi sono poi ulteriormente distribuiti planimetricamente, secondo un angolo di  $45^\circ$ , fino all'appoggio più vicino. Gli schemi di carico adottati nelle verifiche sono due, il primo massimizza il taglio della sezione di verifica, mentre il secondo massimizza il momento flettente.

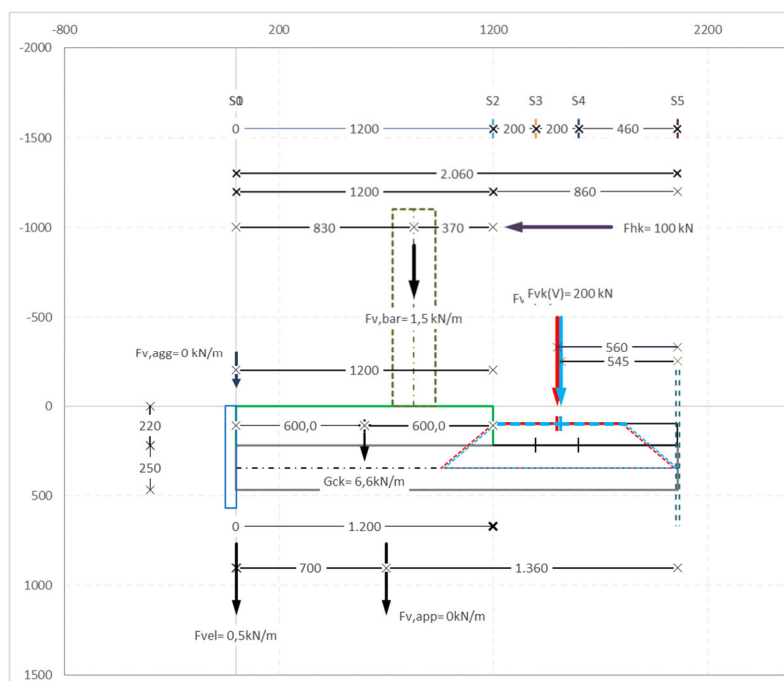


fig. 31. Schema di calcolo sbalzo soletta

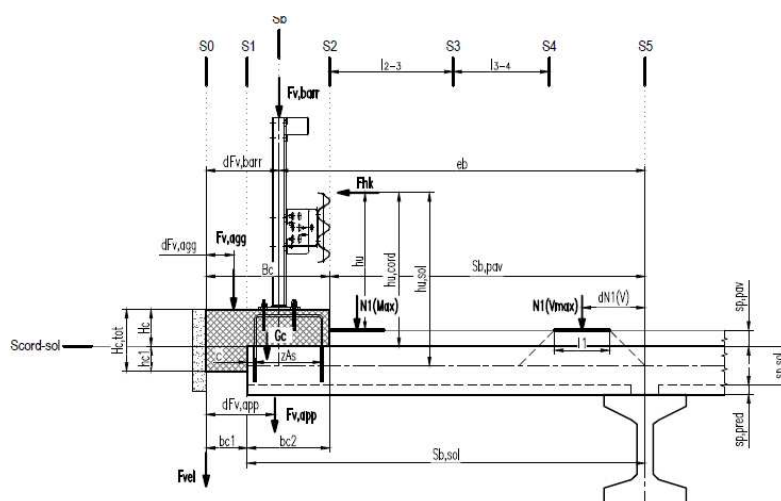


fig. 32. Schema tipologico di calcolo sbalzo soletta

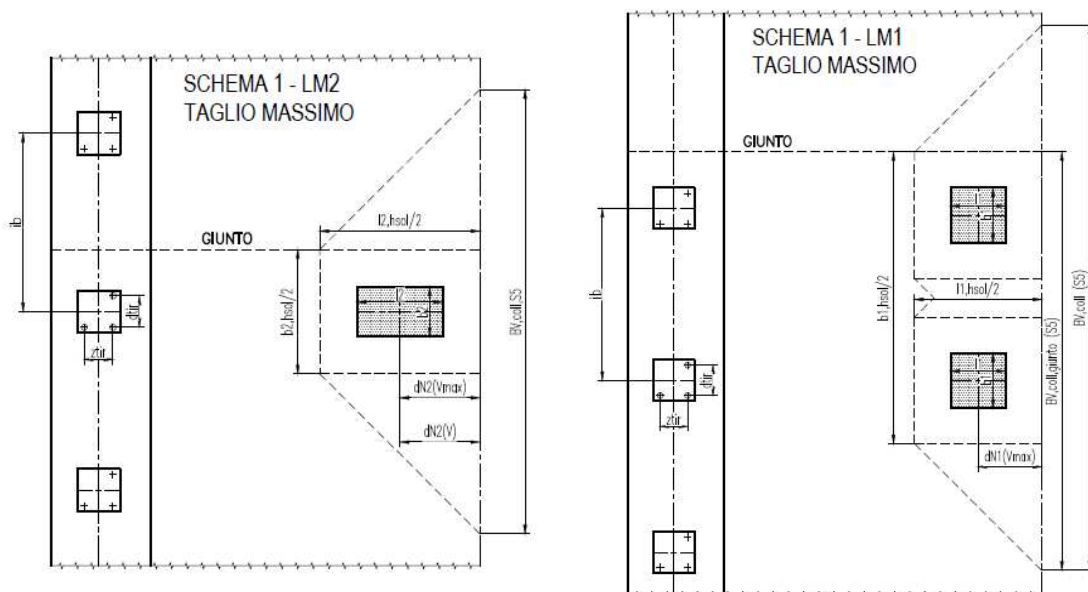


fig. 33. Schema di carico 1 – LM1 e LM2 (taglio massimizzato)

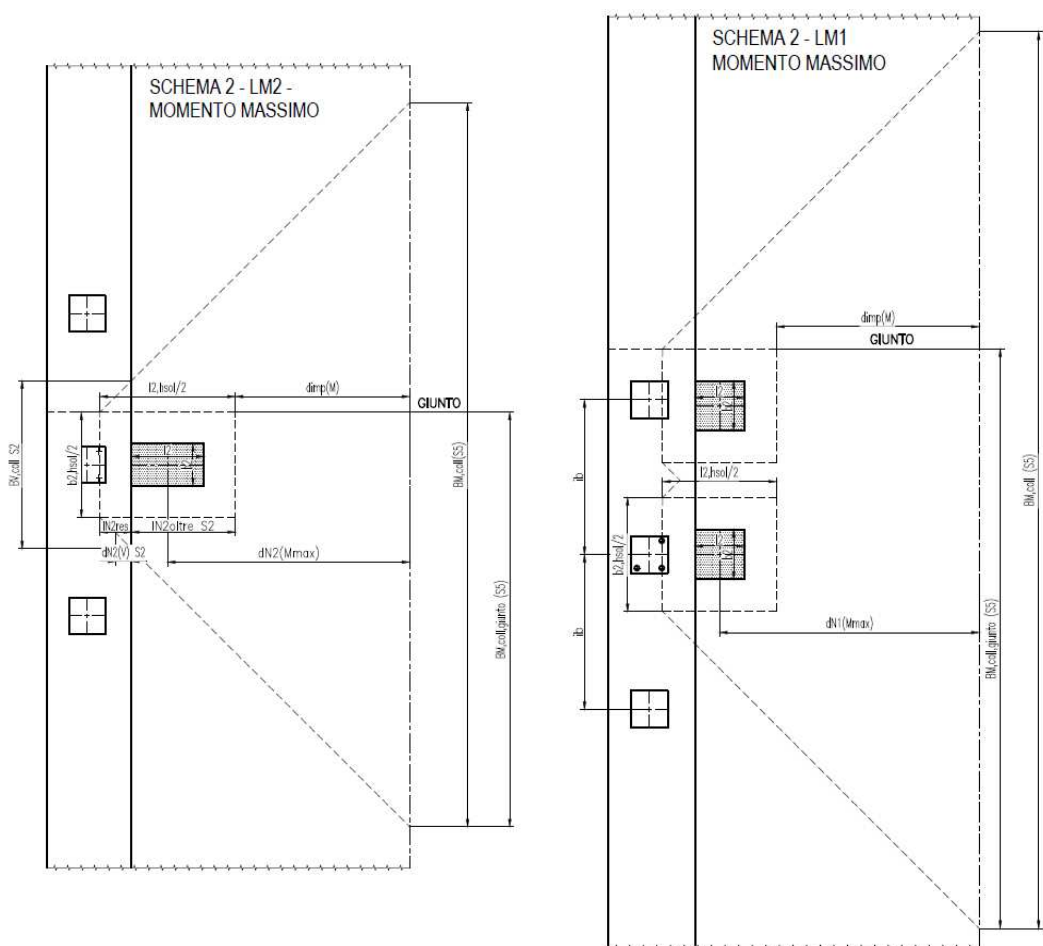


fig. 34. Schema di carico 2 – LM1 e LM2 (flessione massimizzata)

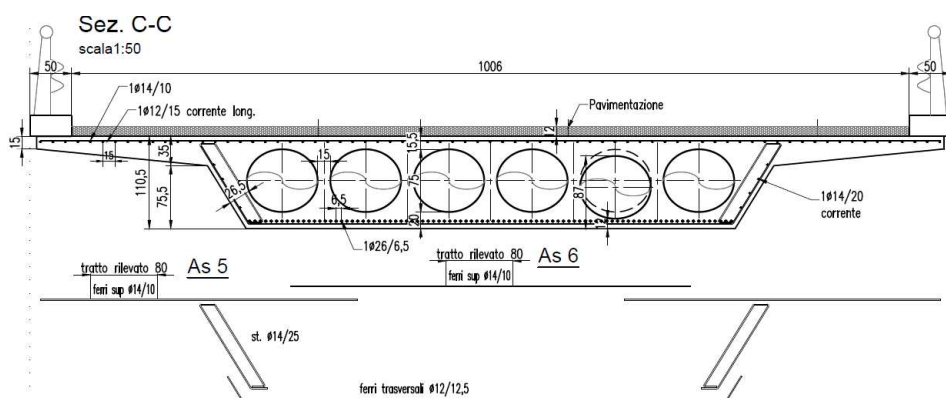


fig. 35. Armatura trasversale trave alveolare – mezzera trave alveolare

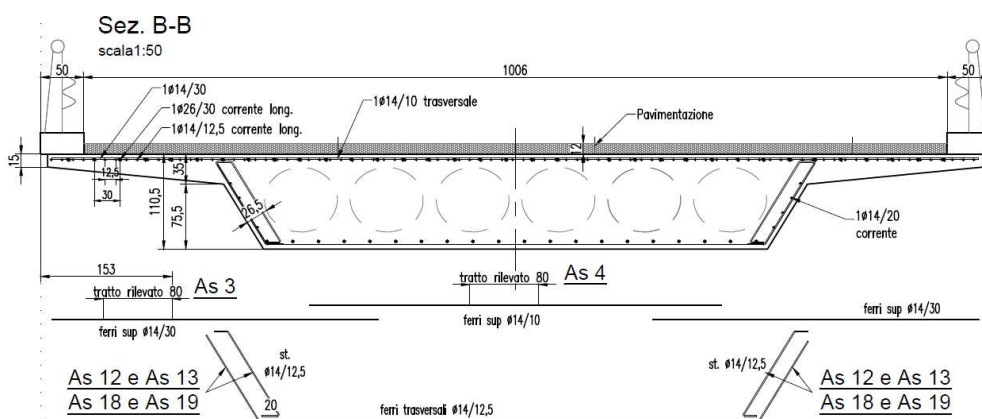


fig. 36. Armatura trasversale pulvino – asse pila

Nelle seguenti tabelle sono riassunte le sollecitazioni di verifica a metro lineare di soletta per le sezioni S2 e S5 di fig. 27, fornite da un foglio di calcolo realizzato dallo scrivente.

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

COMB. FONDAMENTALE

	Sez. S2		Sez. S5		S cord-sol
	LM2	LM1	LM2	LM1	URTO
N [kN]	0,0	0,0	0,0	<b>0,0</b>	0,0
V [kN]	62,7	60,3	115,3	<b>141,4</b>	0,0
M [kNm]	-10,3	-10,3	-78,9	<b>-96,0</b>	0,0
V <sub>giunto</sub> [kN]			165,8	<b>172,6</b>	
M <sub>giunto</sub> [kNm]	-10,3	-10,3	-107,1	<b>-117,5</b>	

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

COMB. ECCEZIONALE

	Sez. S2		Sez. S5		S cord-sol
	LM2	LM1	LM2	LM1	URTO
N [kN]	29,7	29,7	29,7	<b>29,7</b>	<b>0,0</b>
V [kN]	49,3	47,5	89,8	<b>108,8</b>	<b>56,9</b>
M [kNm]	-69,3	-69,3	-100,3	<b>-113,0</b>	<b>-63,8</b>
V <sub>giunto</sub> [kN]			127,2	<b>132,0</b>	
M <sub>giunto</sub> [kNm]	-69,3	-69,3	-121,2	<b>-128,9</b>	

### Verifica a Flessione sez. B-B

Su una striscia di larghezza unitaria, in prossimità dell'attacco della soletta a sbalzo, la cui altezza è pari a 35cm, ed è armata con f14/10, si ha:

$$M_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot n \cdot A_{s1\phi14} \cdot \frac{f_{yd}}{FC} \cong 148 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 0,9 \cdot 300 \cdot 10 \cdot 154 \cdot 358 \cong 148 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} \cong 130 \text{ kNm}$$

$$148 \text{ kNm} \geq 130 \text{ kNm} \quad \text{VERIFICATO} \quad \rightarrow \quad c.s. = \frac{130}{148} = 0,88$$

### Verifica a taglio

#### SHEAR CAPACITY

V_Ed	14.500	kg
V_Rd NO st. =	16.114	kg
c.s. =	0,90	OK

#### Shear strenght of concrete

bw	100,0	cm
d	30,0	cm
k = MIN [ 1 + sqrt(200/d); 2 ] =	1,816	
Asl	15,4	cm <sup>2</sup>
$\rho_l = Asl / (bw \cdot d) =$	0,00513	
V_Rd NO st. =	16.114	kg --> NO Shear reinf. required
V_Rd NO st.,min =	13.883	kg

La sezione C-C, in asse alla pila, è armata con 1f14/30, risulta NON VERIFICATA a flessione. Si integra l'armatura rinvenuta durante la campagna di indagini con piatti 100x10 S355 disposti a passo 60cm e fissati con barre filettate f20 e resina chimica alla soletta.



fig. 37. Armatura trasversale pulvino – asse pila – sez. B-B

## 6.9. Verifica nuovo cordolo

La verifica locale del collegamento tra il nuovo cordolo, sul quale verrà installata la barriera bordo ponte, e la soletta esistente viene eseguita secondo le NTC 2018 e le indicazioni fornite all'interno dei "quaderni tecnici" ANAS, volume I.

In generale, il sistema di azioni equivalente alle forze di collisione riferite a condizioni ordinarie va valutato in funzione delle condizioni locali di installazione; schemi comunemente utilizzati nella progettazione dei cordoli utilizzano la seguente definizione del sistema di forze equivalenti alle azioni causate da collisioni sugli elementi di sicurezza in condizioni di progettazione ordinarie:

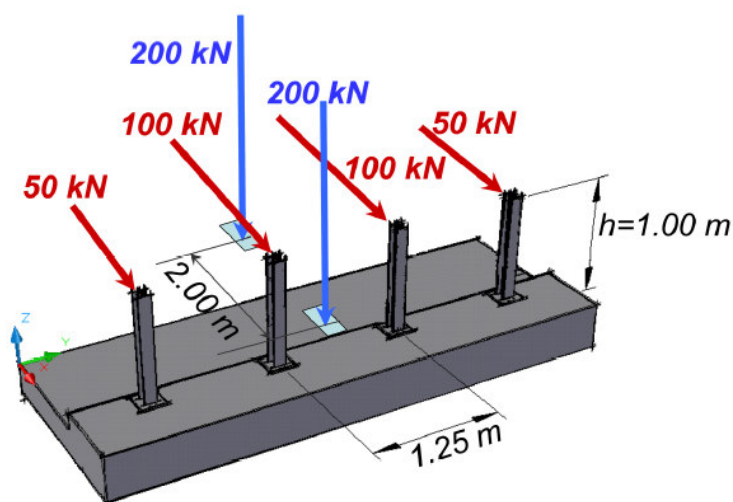
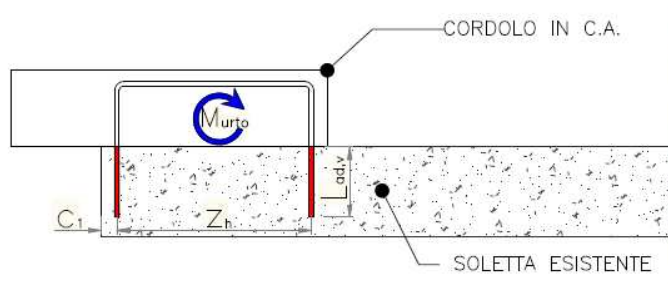


fig. 38. Schema di carico globale per la verifica del nuovo cordolo

Per la condizione a progetto la verifica è quella a ribaltamento a seguito del distacco dalla soletta per effetto del momento torcente generato dall'urto del veicolo in svio.



Ricordando che la verifica è condotta per la combinazione eccezionale, per la quale i coefficienti parziali sulle azioni assumono valore unitario, il momento ribaltante per unità di lunghezza vale:

$$M_{Rib} = 100 \cdot 1/1,25 = 80 \text{ kNm/m}$$

**Armatura cordolo**  
scala 1:10

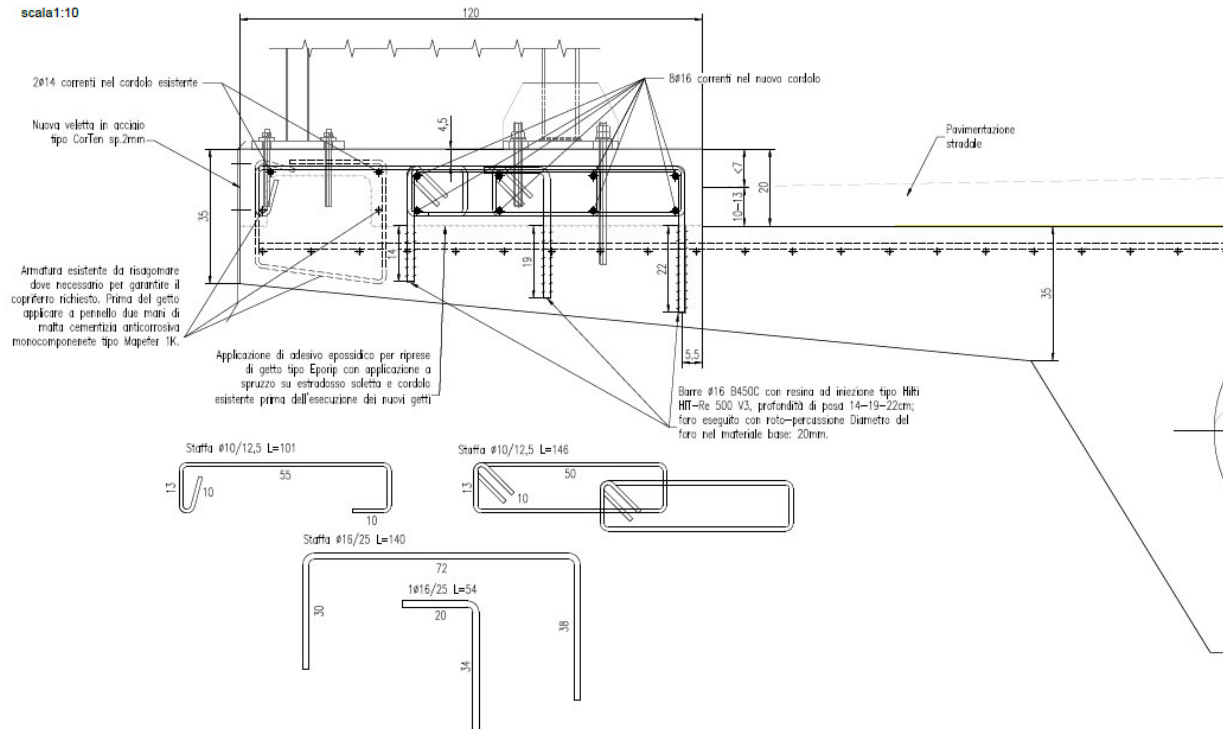


fig. 39. Armatura di collegamento a progetto

In un metro lineare di cordolo sono disposte n.4 ferri a U  $\phi 16$ , quindi la forza di trazione su una barra vale:

$$T_{Ed, \phi 16} = \frac{80}{(4 \cdot 0,72)} = 27,8 \text{ kN}$$

Come braccio si è considerata la distanza tra i due bracci della nuova staffa.

$$T_{Ed, \phi 16} = 27,8 \text{ kN} < A_s \cdot f_{yd} = T_{rd, \phi 16} = 200 \cdot 390 = 78 \text{ kN VERIFICATO}$$

verifica connessione con resina chimica tipo Hilti HIT-RE500

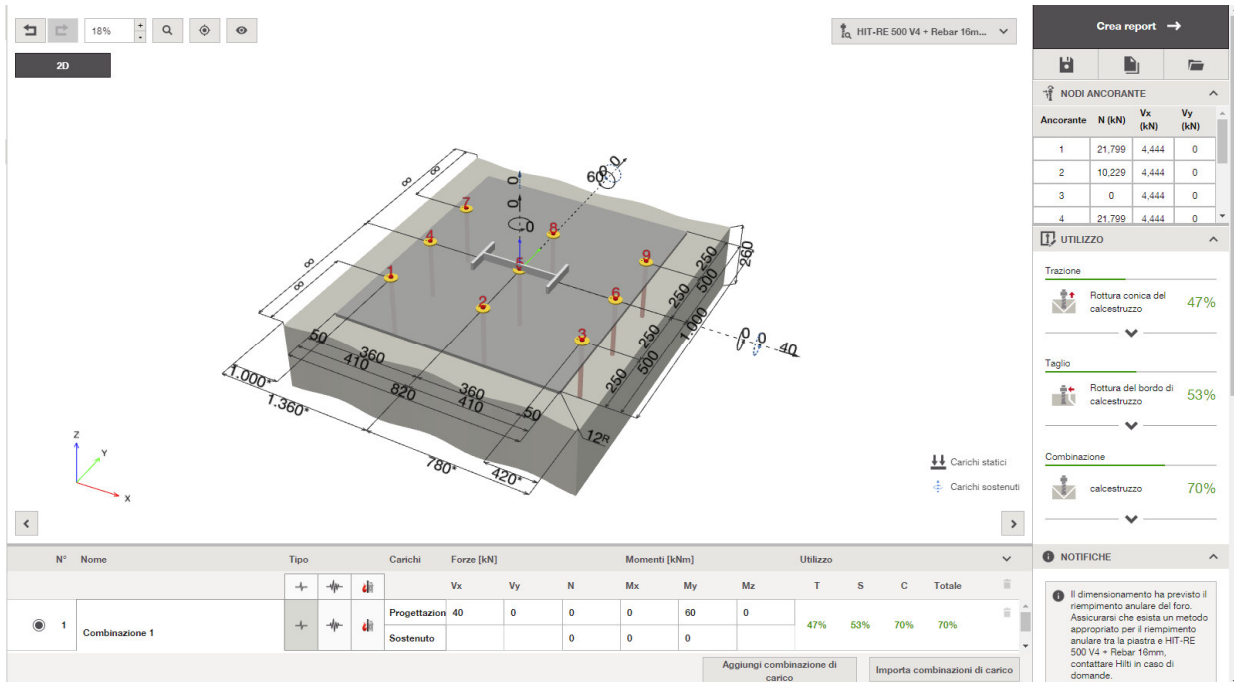
Si considera un gruppo costituito da n.3 file di tasselli posti ad interasse di 25cm:

$$M_{Rib} = 80 \cdot 3/4 = 60 \text{ kNm/m}$$

Il taglio sollecitante viene assegnato al cordolo esistente; a favore di sicurezza si assegna comunque il 50% del valore del taglio di progetto al gruppo costituito da n. 3 file di tasselli.

$$V_{Ed} = 100 \cdot 3/4 = 75 \text{ kNm/m}$$





## 1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500 V4 + Rebar 16mm

Periodo di ritorno (durata in anni): 50

Codice articolo: non disponibile (inserire) / 2287552 HIT-RE 500 V4 (composto indurente)

Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e ancorante.

Profondità di posa effettiva:  $h_{ef,act} = 220,0 \text{ mm}$  ( $h_{ef,limit} = - \text{ mm}$ )

Materiale: B500B

Certificazione No.: ETA 20/0541

Emesso / Validato: 21/11/2020 | -

Prova: metodo di calcolo EN 1992-4, chimica

Fissaggio distanziato:  $e_s = 0,0 \text{ mm}$  (Senza distanziamento);  $t = 12,0 \text{ mm}$

Piastra d'ancoraggio<sup>R</sup>:  $l_x \times l_y \times t = 820,0 \text{ mm} \times 1.000,0 \text{ mm} \times 12,0 \text{ mm}$ ; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: IPE, IPE 300; (L x W x T x FT) = 300,0 mm x 150,0 mm x 7,1 mm x 10,7 mm

Materiale base: fessurato calcestruzzo, C30/37,  $f_{c,cyl} = 30,00 \text{ N/mm}^2$ ;  $h = 260,0 \text{ mm}$ , Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C, Coefficiente parziale di sicurezza materiale definito dall'utente  $\gamma_c = 1,500$

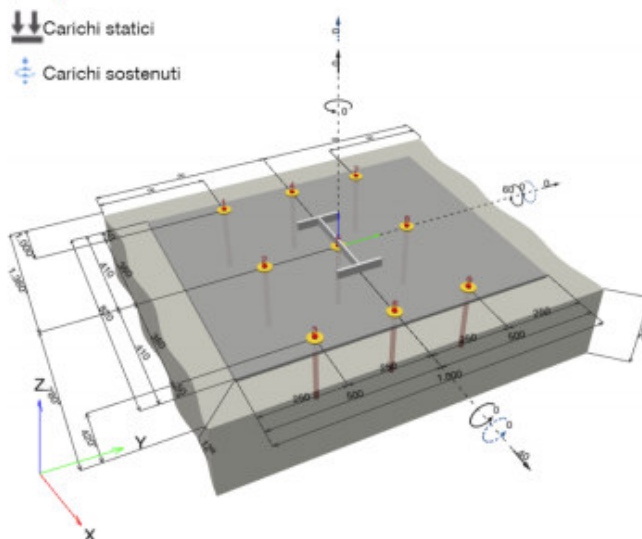
Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

Armatura: nessuna armatura o interasse tra le armature  $\geq 150 \text{ mm}$  (qualunque  $\emptyset$ ) o  $\geq 100 \text{ mm}$  ( $\emptyset \leq 10 \text{ mm}$ ) senza armatura di bordo longitudinale



<sup>R</sup> - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

### Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



## Hilti PROFIS Engineering 3.0.70

www.hilti.it

Impresa:  
Indirizzo:  
Telefono / Fax:  
Design:  
Contratto N°:

Pagina: 2  
Progettista:  
E-mail:  
Data: 16/06/2021

### 1.1 Combinazione carichi

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max.	Tassello [%]
1	Combinazione 1	$N = 0,000$ ; $V_x = 40,000$ ; $V_y = 0,000$ ; $M_x = 0,000$ ; $M_y = 60,000$ ; $M_z = 0,000$ ; $N_{sus} = 0,000$ ; $M_{x,sus} = 0,000$ ; $M_{y,sus} = 0,000$ ;	no	no		70

## Hilti PROFIS Engineering 3.0.70

www.hilti.it

Impresa:		Pagina:	3
Indirizzo:		Progettista:	
Telefono / Fax:		E-mail:	
Design:	calcestruzzo - 16 giu 2021 (1)	Data:	16/06/2021
Contratto N°:			

### 2 Prova I Utilizzo (Configurazioni maggiormente caricate)

Carico	Prova	Valori di calcolo [kN]		Utilizzo	
		Carico	Resistenza	$\beta_N / \beta_V$ [%]	Stato
Trazione	Rottura conica del calcestruzzo	96,085	208,186	47 / -	OK
Taglio	Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+	40,000	76,023	- / 53	OK

Carico	$\beta_N$	$\beta_V$	$\alpha$	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
Carichi combinati a trazione e taglio	0,462	0,526	1,500	70	OK

### 3 Attenzione

- Si prega di considerare tutti i dettagli e le avvertenze contenute nel report di calcolo!

**L'ancoraggio risulta verificato!**

### 6.10. Verifiche Sella Gerber

Con riferimento al modello locale, i valori delle sollecitazioni massime da considerare per le verifiche della sella Gerber sono stati ottenuti dall'involuppo delle sollecitazioni ricavate considerando le forze viaggianti allo SLU di resistenza.

La verifica della parte appoggiata della Sella Gerber (meccanismo "tirante-puntone", come indicato nell'EC2 (EC2, 2005) (AICAP 2008 v.1) consiste nel controllare che gli sforzi di trazione nell'armatura longitudinale e nei ferri inclinati e gli sforzi di compressione nei puntoni di calcestruzzo risultino inferiori alle rispettive resistenze di calcolo dei materiali. La sezione resistente dell'armatura della sella Gerber è considerata con il suo valore nominale, senza portare in conto eventuali fenomeni di corrosione (non riscontrati in sito nella campagna di indagini condotta).

Nelle seguenti verifiche si assume **FC=1,2** e una resistenza a compressione media del calcestruzzo pari al valore minimo fornito dalla diagnostica  $f_{cm}=35$  MPa (sono considerati i valori relativi ai provini dei pulvini e degli impalcati).

### 6.10.1 Verifica allo SLU – lato trave alveolare

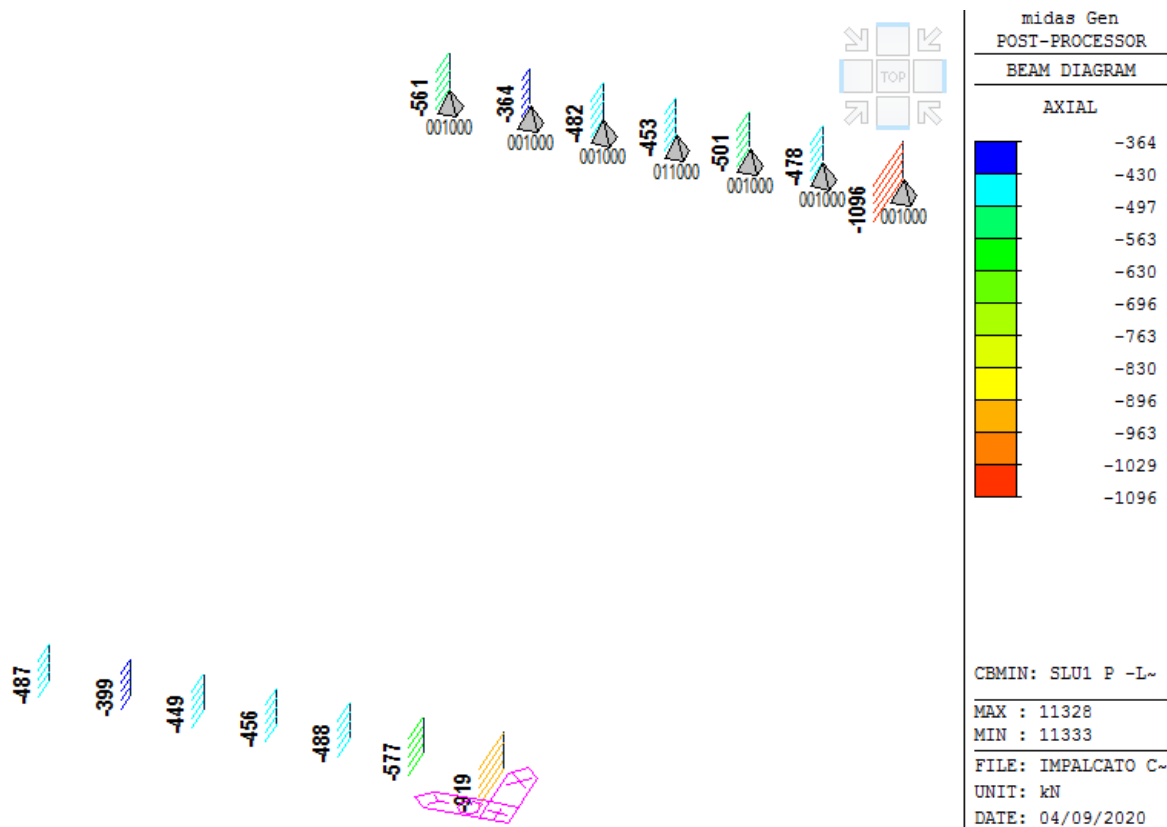
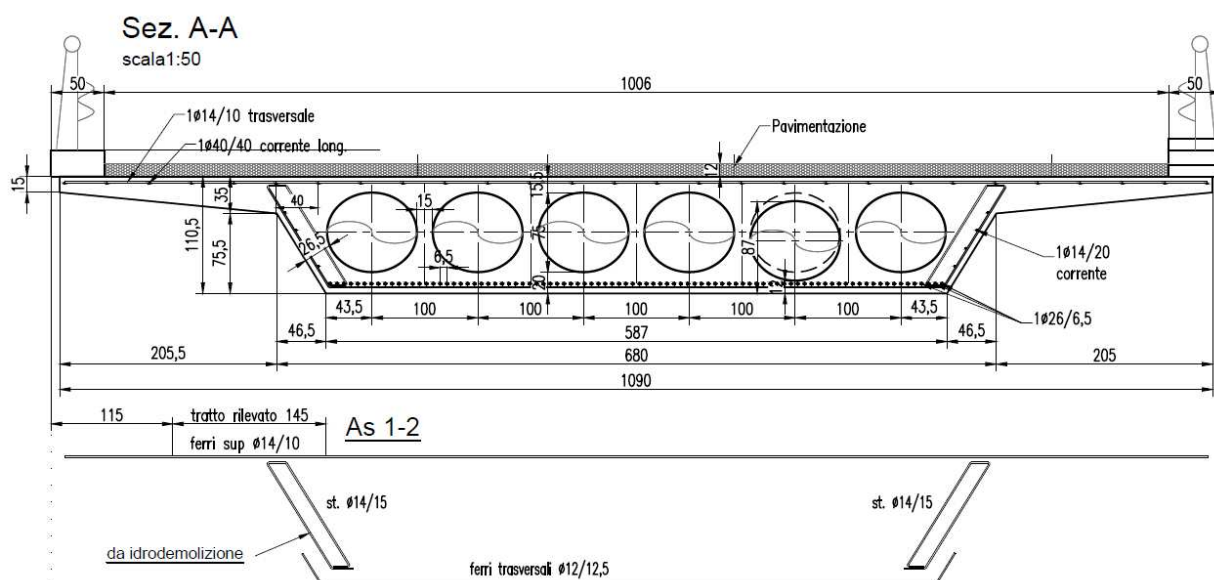


fig. 40. Sollecitazione assiale negli elementi fittizi di appoggio (reazioni agli appoggi) – SLU1 P – TS+UDL



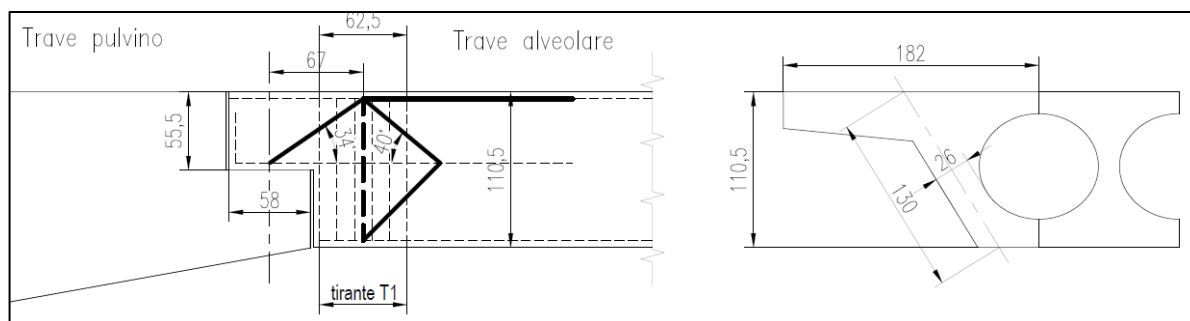
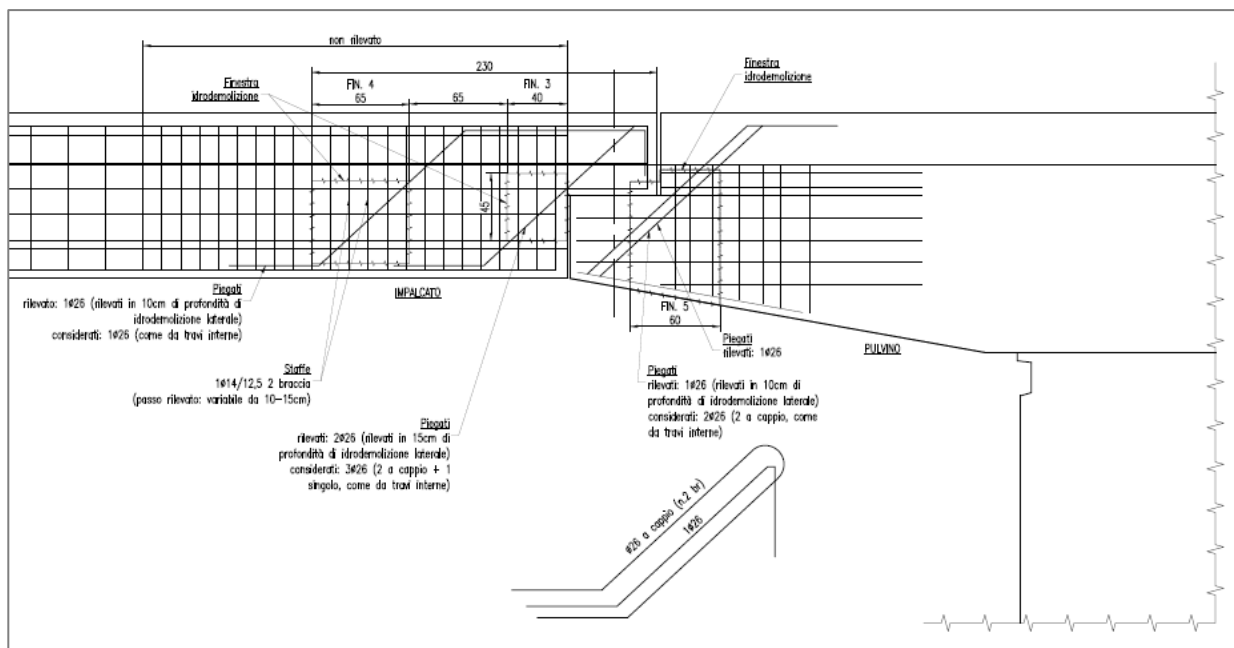


fig. 41. Sella Gerber - Traliccio -1-

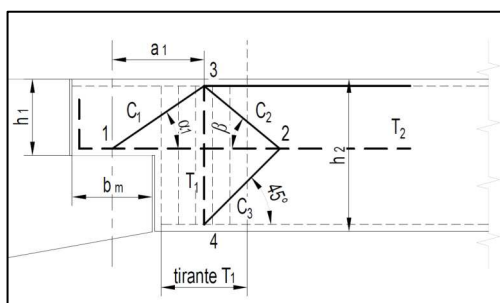


fig. 42. Sella Gerber - Traliccio -1-

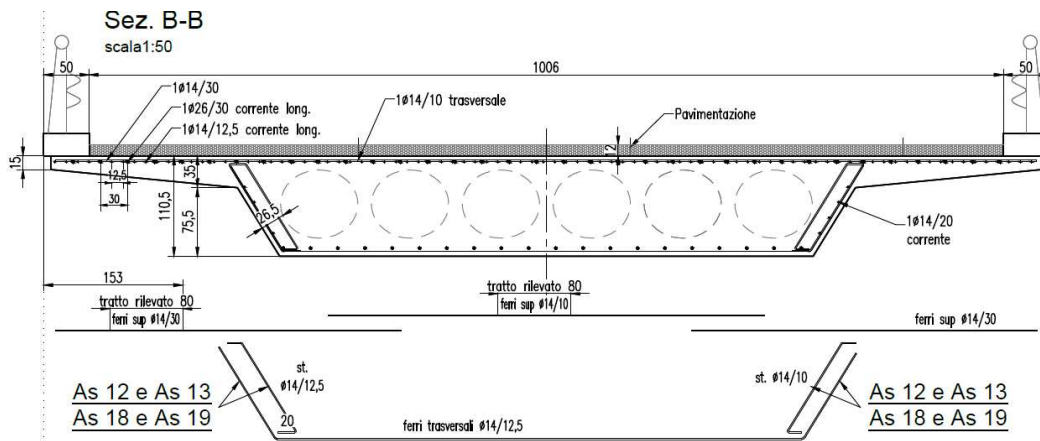


fig. 43. Sella Gerber - Traliccio -1-

Si verifica la sella Gerber lato impalcato, supponendo che lato pulvino sia armata in modo analogo (oltre ad avere un'altezza maggiore); la sollecitazione di verifica è quella relativa ad una trave longitudinale di bordo nella combinazione SLU1 P – TS+UDL, cioè quella maggiormente sollecitata.

Per il progetto e verifica di una sella Gerber si possono considerare due differenti tralicci puntone-tirante, i quali possono essere combinati tra loro (nel foglio di calcolo denominati traliccio 1 e 2).

Per ottimizzare la verifica e vista la preponderanza dell'armatura inclinata a 45° (traliccio 2), data la sollecitazione sulla sella, si determina il carico massimo cui può far fronte l'armatura verticale rinvenuta a coprire il traliccio 1, assegnando la restante quota parte di sollecitazione ai ferri piegati e quindi al traliccio 2.

#### Materiale

FC	1,20	fattore di confidenza
$\gamma_c$	1,5	coeff. Sicurezza calcestruzzo
$\gamma_s$	1,15	coeff. Sicurezza acciaio
$f_{ym, long}$	430	MPa snervamento arm. Longitudinale
$f_{ym, trasv}$	430	MPa snervamento armatura trasversale
Es	200.000	MPa modulo elastico acciaio
$f_{cm}$	35	MPa resistenza media a compressione cilindrica
$\alpha_{cc}$	1,00	
$\nu' = 1 - f_{cm} / 250$	0,86	
$f_{ydm} = f_{ym} / FC \gamma_s$	312	MPa
$f_{cdm} = f_{cm} / FC \gamma_c$	19,44	MPa

#### Sezione Trave

$As'_{sup}$	20	cm <sup>2</sup>	area armatura sup. trave - armatura compressa
$As_{inf}$ - (considerati 9f26)	40	cm <sup>2</sup>	area armatura inf trave - armatura tesa
b	50	cm	larghezza trave (zona compressa)
$h_2$	110	cm	altezza totale effettiva trave
$d'$	5	cm	copriferro sup.
c	5	cm	copriferro inferiore
$d = h_2 - d'$	105	cm	altezza utile
$h_1$	55	cm	altezza effettiva mensola
$a_1$	65	cm	distanza p.to appoggio - baricentro staffe verticali
x	8,60	cm	asse neutro
$\varepsilon'_s$ (def. acciaio compresso)	0,00147	<	0,001558 def. al limite elastico

$\varepsilon's$  0,00147 deformazione acciaio compresso di calcolo  
1.254.935 1.246.377 equilibrio traslazione

**SOLLECITAZIONE TOTALE - Rtot** **1.100** kN **Azione sollecitante totale (taliccio 1 e traliccio 2)**

**TRALICCIO - 1 - CON ARMATURE VERTICALI**

$R_a$  **300** kN **Azione sollecitante il traliccio -1-**  
 $C = 0,8 b \times f_{cdm}$  669 kN azione di compressione nel cls  
 $0,4 x$  3,44 cm distanza dal bordo superiore della risultante delle compressioni  
 $C' = E_s \varepsilon's A's_{sup}$  586 kN compressione nelle armature superiori  
 $C+C'$  1.255 kN risultante compressioni: cls+acciaio  
 $d_2 = (C \cdot 0,4 x + C' d') / (C + C')$  4,2 cm distanza dal lembo sup della risultante compressioni  
 $z_1 = h_1 - (d' + d_2)$  45,8 cm distanza dal puntone orizz. superiore del tirante T2  
 $d_4 = h_2 - (d_2 + z_1 + c)$  55,0 cm distanza del tirante T2 dall'armatura inferiore

**Equilibrio Nodo 1**

$\alpha = \arctg(z_1 / a_1)$  35,2 ° inclinazione puntone C1  
 $C_1 = R_a / \sin \alpha$  521 kN compressione nel puntone inclinato C1  
 $T_2 = C_1 \cos \alpha$  425 kN tiro tirante orizzontale T2  
 $As(T_2)_{req} = T_2 / f_{ydm}$  13,7 cm² area richiesta nel tirante orizzontale T2  
 $b_{C1} = b_{N1} \sin \alpha + h_a \cos \alpha$  25,5 cm larghezza puntone C1  
 $h_{C1}$  25,0 cm altezza puntone C1 (perp. Asse trave)  
 $\sigma_{C1} = C_1 / b_{C1} h_{C1}$  8,2 MPa sollecitazione puntone C1  
 $k_2$  nodi CCT 0,85 coeff. nodi compressi-tesi con tiranti in una direz.  
 $\sigma_{2Rd,max} = k_2 v' f_{cdm}$  14,2 MPa resistenza nodi compressi-tesi  
**C.S. = Ed / Rd** **0,58 OK**

**Nodo**

$h_a$  **10** cm altezza faccia posteriore nodo  
 $b_{N1} = l_b$  **30** cm larghezza nodo 1 nel piano orizzontale  
 $h_{N1}$  **25** cm altezza nodo 1 (perp. ad asse trave)  
 $\sigma_{2Ed} = C_1 / b_{N1} h_{N1} =$  6,9 MPa sollecitazione nodo  
 $\sigma_{2Rd,max} = k_2 v' f_{cdm}$  14,2 MPa resistenza nodi compressi-tesi  
**C.S. = Ed / Rd** **0,49 OK** coeff. Sicurezza faccia portante

**Equilibrio Nodo 2**

$\beta = \arctg(z_1 / d_4)$  39,8 °  
 $C_2 = T_2 / (\sin \beta + \cos \beta)$  302,1 kN  
 $C_3 = C_2 (\sin \beta / \sin 45^\circ)$  273,5 kN

**Equilibrio Nodo 3**

$T_1 = C_1 \sin \alpha + C_2 \sin \beta$  493,4 kN tiro tirante verticale T1  
 $b_{N1}$  **30** cm  
 $h_{N1}$  **30** cm  
 $\sigma_{2Ed} = C_3 / b_{N3} h_{N3} =$  3,0 MPa  
 $\sigma_{2Rd,max} = k_2 v' f_{cdm}$  14,2 MPa resis. nodi compressi-tesi con tiranti in una direz.  
**C.S. = Ed / Rd** **0,21 OK**  
 $As(T_1)_{req} = T_1 / f_{ydm}$  **15,8** cm² **area richiesta nel tirante verticale T1**

**ARMATURE VERTICALI DISPOSTE**

**Tirante verticale T1**

n.	d		
$As(\phi 1)_{prov}$	<b>10</b>	<b>14</b>	15,39 cm² area ferri tirante verticale T1
$As(\phi 2)_{prov}$			0,00 cm² area ferri tirante verticale T1
<b><math>As(T_1)_{prov}</math></b>	<b>15,39</b>	<b>cm²</b>	<b>area armatura disposta</b>
$T_{1Rd} = As(T_1) f_{ydm}$	<b>480</b>	<b>kN</b>	resistenza tirante T1
<b>Ed / Rd = c.s.=</b>	<b>1,03</b>	<b>NO</b>	

**Tirante orizzontale T2**

$As(\phi 1)_{prov}$	<b>8</b>	<b>20</b>	25,13 cm² area ferri tirante orizzontale T2
---------------------	----------	-----------	---



As( $\phi$ 2),prov	0	16	0,00 cm <sup>2</sup>	area ferri tirante orizzontale T2
As(T <sub>1</sub> ),prov	25,13	cm <sup>2</sup>	area armatura disposta	
T <sub>2Rd</sub> = As(T <sub>2</sub> ) f <sub>yd</sub> m	783	kN	resistenza tirante T2	
Ed / Rd = c.s.=	0,54	OK		

#### ARMATURE VERTICALI INTEGRATIVE DEL TIRANTE VERTICALE T1

f <sub>yd</sub> = f <sub>yk,agg</sub> / $\gamma_s$	390	MPa	snervamento armatura trasversale	
As( $\phi$ 1),prov	0	0	cm <sup>2</sup>	area ferri integrativi tirante verticale T1
As(T <sub>1</sub> ),prov	0,00	cm <sup>2</sup>	area armatura disposta	
T <sub>1Rd,agg</sub> = As(T <sub>1</sub> ) f <sub>yd,agg</sub>	0	kN	resistenza tirante T1	
T <sub>1Rd,tot</sub> = T <sub>1Rd</sub> + T <sub>1Rd,agg</sub>	480	kN		
Ed / Rd = c.s.=	1,03	NO		

#### TRALICCIO - 2 - CON ARMATURE INCLINATE

Rb = Rtot - Ra	800,0	kN	Azione sollecitante il traliccio -2-
----------------	-------	----	--------------------------------------

Equilibrio Nodo 1

C' <sub>1</sub>	800	kN	compressione puntone verticale C'1
-----------------	-----	----	------------------------------------

Equilibrio Nodo 2

C' <sub>2</sub>	800	kN	compressione nel puntone orizzontale C'2
T' <sub>1</sub>	1131,4	kN	tiro tirante inclinato a 45° T' <sub>1</sub>

Equilibrio Nodo 3

C'3	1131,4	kN	compressione nel puntone inclinato C'3
T'2	1.600	kN	tiro tirante orizzontale T' <sub>2</sub>
As(T'2),req	51,35	cm <sup>2</sup>	area richiesta nel tirante T' <sub>2</sub>

#### ARMATURE DISPOSTE

##### Tirante orizzontale T'2

As( $\phi$ 1),prov	10	26	53,09 cm <sup>2</sup>	area ferri tirante orizzontale T2
As( $\phi$ 2),prov	0	16	0,00 cm <sup>2</sup>	area ferri tirante orizzontale T2
As(T <sub>1</sub> ),prov	53,09	cm <sup>2</sup>	area armatura disposta	
T <sub>2Rd</sub> = As(T <sub>2</sub> ) f <sub>yd</sub> m	1.654	kN	resistenza tirante T1	
Ed / Rd = c.s.=	0,97	OK		

##### Tirante inclinato a 45° T'1

As( $\phi$ 1),prov	5	26	26,55 cm <sup>2</sup>	area ferri verticali tirante orizzontale T2
As( $\phi$ 2),prov	0	16	0,00 cm <sup>2</sup>	area ferri verticali tirante orizzontale T2
As(T <sub>1</sub> ),prov	26,55	cm <sup>2</sup>	area armatura disposta	
T <sub>2Rd</sub> = As(T <sub>2</sub> ) f <sub>yd</sub> m	827	kN	resistenza tirante T1	
Ed / Rd = c.s.=	1,37	NO		

As(T'1),req *	36,31	cm <sup>3</sup>	area richiesta nel tirante T'1
---------------	-------	-----------------	--------------------------------

\* Per motivi di ancoraggio assumere T'1=T'2

La sella risulta NON VERIFICATA se sottoposta ai carichi di progetto previsti dal DM 2018: l'armatura inclinata disposta a coprire il traliccio 2 non è sufficiente.

Al fine di migliorare il comportamento della sella si inseriscono barre verticali integrative adeguatamente ancorate e inserite in fori carotati nell'esistente e inghisati mediante malte R4. Si ripete la verifica tenendo conto dell'armatura aggiuntiva inserita e aumentando quindi la quota parte di sollecitazione assegnata al traliccio 1 e sgravando in traliccio 2.

#### Materiale

FC	1,20	fattore di confidenza
$\gamma_c$	1,5	coeff. Sicurezza calcestruzzo

$\gamma_s$	1,15		coeff. Sicurezza acciaio
$f_{ym, long}$	430	MPa	snervamento arm. Longitudinale
$f_{ym, trasv}$	430	MPa	snervamento armatura trasversale
$E_s$	200.000	MPa	modulo elastico acciaio
$f_{cm}$	35	MPa	resistenza media a compressione cilindrica
$\alpha_{cc}$	1,00		
$\nu' = 1 - f_{cm} / 250$	0,86		

$f_{ydm} = f_{ym} / FC \gamma_s$	312	MPa
$f_{cdm} = f_{cm} / FC \gamma_c$	19,44	MPa

#### Sezione Trave

$As'_{sup}$	20	cm <sup>2</sup>	area armatura sup. trave - armatura compressa
$As'_{inf}$ - (considerati 9f26)	40	cm <sup>2</sup>	area armatura inf trave - armatura tesa
$b$	50	cm	larghezza trave (zona compressa)
$h_2$	110	cm	altezza totale effettiva trave
$d'$	5	cm	copriferro sup.
$c$	5	cm	copriferro inferiore
$d = h_2 - d'$	105	cm	altezza utile
$h_1$	55	cm	altezza effettiva mensola
$a_1$	65	cm	distanza p.to appoggio - baricentro staffe verticali
$x$	8,60	cm	asse neutro
$\epsilon'_s$ (def. acciaio compresso)	0,00147	<	0,001558 def. al limite elastico
$\epsilon'_s$	0,00147		deformazione acciaio compresso di calcolo
1.254.935	1.246.377		equilibrio traslazione

**SOLLECITAZIONE TOTALE - Rtot** **1.100** kN **Azione sollecitante totale (taliccio 1 e traliccio 2)**

#### TRALICCIO - 1 - CON ARMATURE VERTICALI

$R_a$	520	kN	<b>Azione sollecitante il traliccio -1-</b>
$C = 0,8 b \times f_{cdm}$	669	kN	azione di compressione nel cls
$0,4 x$	3,44	cm	distanza dal bordo superiore della risultante delle compressioni
$C' = E_s \epsilon'_s As'_{sup}$	586	kN	compressione nelle armature superiori
$C+C'$	1.255	kN	risultante compressioni: cls+acciaio
$d_2 = (C \ 0,4 x + C' d') / (C + C')$	4,2	cm	distanza dal lembo sup della risultante compressioni
$z_1 = h_1 - (d' + d_2)$	45,8	cm	distanza dal puntone orizz. superiore del tirante T2
$d_4 = h_2 - (d_2 + z_1 + c)$	55,0	cm	distanza del tirante T2 dall'armatura inferiore

#### Equilibrio Nodo 1

$\alpha = \arctg (z_1 / a_1)$	35,2	°	inclinazione puntone C1
$C_1 = R_a / \sin \alpha$	902	kN	compressione nel puntone inclinato C1
$T_2 = C_1 \cos \alpha$	737	kN	tiro tirante orizzontale T2
$As(T_2)_{req} = T_2 / f_{ydm}$	23,7	cm <sup>2</sup>	area richiesta nel tirante orizzontale T2
$b_{C1} = b_{N1} \sin \alpha + h_a \cos \alpha$	25,5	cm	larghezza puntone C1
$h_{C1}$	25,0	cm	altezza puntone C1 (perp. Asse trave)
$\sigma_{C1} = C_1 / b_{C1} h_{C1}$	14,2	MPa	sollecitazione puntone C1
$k_2$ nodi CCT	0,85		coeff. nodi compressi-tesi con tiranti in una direz.
$\sigma_{2Rd, max} = k_2 \nu' f_{cdm}$	14,2	MPa	resistenza nodi compressi-tesi
$C.S. = Ed / Rd$	1,00	<b>OK</b>	

#### Nodo

$h_a$	10	cm	altezza faccia posteriore nodo
$b_{N1} = l_b$	30	cm	larghezza nodo 1 nel piano orizzontale
$h_{N1}$	25	cm	altezza nodo 1 (perp. ad asse trave)
$\sigma_{2Ed} = C_1 / b_{N1} h_{N1}$	12,0	MPa	sollecitazione nodo
$\sigma_{2Rd, max} = k_2 \nu' f_{cdm}$	14,2	MPa	resistenza nodi compressi-tesi
$C.S. = Ed / Rd$	0,85	<b>OK</b>	coeff. Sicurezza faccia portante

#### Equilibrio Nodo 2

$$\beta = \arctg(z_1 / d_4) \quad 39,8^\circ$$

$$C_2 = T_2 / (\sin\beta + \cos\beta) \quad 523,6 \text{ kN}$$

$$C_3 = C_2 (\sin\beta / \sin 45^\circ) \quad 474,1 \text{ kN}$$

### Equilibrio Nodo 3

$$T_1 = C_1 \sin\alpha + C_2 \sin\beta \quad 855,2 \text{ kN} \quad \text{tiro tirante verticale T1}$$

$$b_{N1} \quad 30 \text{ cm}$$

$$h_{N1} \quad 30 \text{ cm}$$

$$\sigma_{2Ed} = C_3 / b_{N3} h_{N3} = \quad 5,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{2Rd,max} = k_2 v' f_{cdm} \quad 14,2 \text{ MPa} \quad \text{resis. nodi compressi-tesi con tiranti in una direz.}$$

$$c.s. = Ed / Rd \quad 0,37 \quad \mathbf{OK}$$

$$As(T_1)_{req} = T_1 / f_{ydm} \quad 27,4 \text{ cm}^2 \quad \text{area richiesta nel tirante verticale T1}$$

### ARMATURE VERTICALI DISPOSTE

Tirante verticale T1	n.	d		
As( $\phi$ 1),prov	10	14	15,39 cm <sup>2</sup>	area ferri tirante verticale T1
As( $\phi$ 2),prov			0,00 cm <sup>2</sup>	area ferri tirante verticale T1
As(T1),prov	15,39	cm <sup>2</sup>		area armatura disposta
T1Rd = As(T1) f <sub>ydm</sub>	480	kN		resistenza tirante T1
Ed / Rd = c.s.=	1,78			<b>NO</b>
Tirante orizzontale T2	n.	d		
As( $\phi$ 1),prov	8	20	25,13 cm <sup>2</sup>	area ferri tirante orizzontale T2
As( $\phi$ 2),prov	0	16	0,00 cm <sup>2</sup>	area ferri tirante orizzontale T2
As(T1),prov	25,13	cm <sup>2</sup>		area armatura disposta
T2Rd = As(T2) f <sub>ydm</sub>	783	kN		resistenza tirante T2
Ed / Rd = c.s.=	0,94			<b>OK</b>

### ARMATURE VERTICALI INTEGRATIVE DEL TIRANTE VERTICALE T1

f <sub>yd</sub> = f <sub>yk,agg</sub> / $\gamma_s$	390	MPa	snervamento armatura trasversale
As( $\phi$ 1),prov	2	26	cm <sup>2</sup> area ferri integrativi tirante verticale T1
As(T1),prov	10,62	cm <sup>2</sup>	area armatura disposta
T1Rd,agg = As(T1) f <sub>yd,agg</sub>	414	kN	resistenza tirante T1
T1Rd,tot = T1Rd + T1Rd,agg	894	kN	
Ed / Rd = c.s.=	0,96		<b>OK</b>

### TRALICCIO - 2 - CON ARMATURE INCLINATE

$$R_b = R_{tot} - R_a \quad 580,0 \text{ kN} \quad \text{Azione sollecitante il traliccio -2-}$$

### Equilibrio Nodo 1

$$C'_1 \quad 580 \text{ kN} \quad \text{compressione puntone verticale C'1}$$

### Equilibrio Nodo 2

$$C'_2 \quad 580 \text{ kN} \quad \text{compressione nel puntone orizzontale C'2}$$

$$T'_1 \quad 820,2 \text{ kN} \quad \text{tiro tirante inclinato a 45° T'1}$$

### Equilibrio Nodo 3

$$C'_3 \quad 820,2 \text{ kN} \quad \text{compressione nel puntone inclinato C'3}$$

$$T'_2 \quad 1.160 \text{ kN} \quad \text{tiro tirante orizzontale T'2}$$

$$As(T'_2)_{req} \quad 37,23 \text{ cm}^2 \quad \text{area richiesta nel tirante T'2}$$

### ARMATURE DISPOSTE

Tirante orizzontale T'2	n.	d		
As( $\phi$ 1),prov	10	26	53,09 cm <sup>2</sup>	area ferri tirante orizzontale T2
As( $\phi$ 2),prov	0	16	0,00 cm <sup>2</sup>	area ferri tirante orizzontale T2
As(T1),prov	53,09	cm <sup>2</sup>		area armatura disposta
T2Rd = As(T2) f <sub>ydm</sub>	1.654	kN		resistenza tirante T1
Ed / Rd = c.s.=	0,70			<b>OK</b>
Tirante inclinato a 45° T'1	n.	d		
As( $\phi$ 1),prov	5	26	26,55 cm <sup>2</sup>	area ferri verticali tirante orizzontale T2
As( $\phi$ 2),prov	0	16	0,00 cm <sup>2</sup>	area ferri verticali tirante orizzontale T2

$As(T_1),_{prov}$	26,55	cm <sup>2</sup>	area armatura disposta
$T_{2Rd} = As(T_2) f_{ydm}$	827	kN	resistenza tirante T1
$Ed / Rd = c.s.=$	0,99	<b>OK</b>	
$As(T'1),_{req} *$	26,32	cm <sup>3</sup>	area richiesta nel tirante T'1

\* Per motivi di ancoraggio assumere  $T'1=T'2$

L'aggiunta di n.2 barre verticali  $\phi 26$  per le travi di bordo conduce ad una verifica positiva della sella.

Per le travi longitudinali interne, meno sollecitate, si prevede l'aggiunta di n.1 barra verticale  $\phi 26$ .

In analogia le stesse armature integrative vengono previste lato pulvino.

## 7. VERIFICHE STATICHE – TRAFFICO REALE – 108 TON + TRENO 44 TON

Di seguito si riportano le sollecitazioni sull'impalcato nello stato di progetto, assoggettando la struttura ad una condizione di traffico reale: il contemporaneo transito di un trasporto eccezionale da 108 ton in una direzione e il simultaneo passaggio di un treno di automezzi da 44 ton nell'altra direzione di marcia.

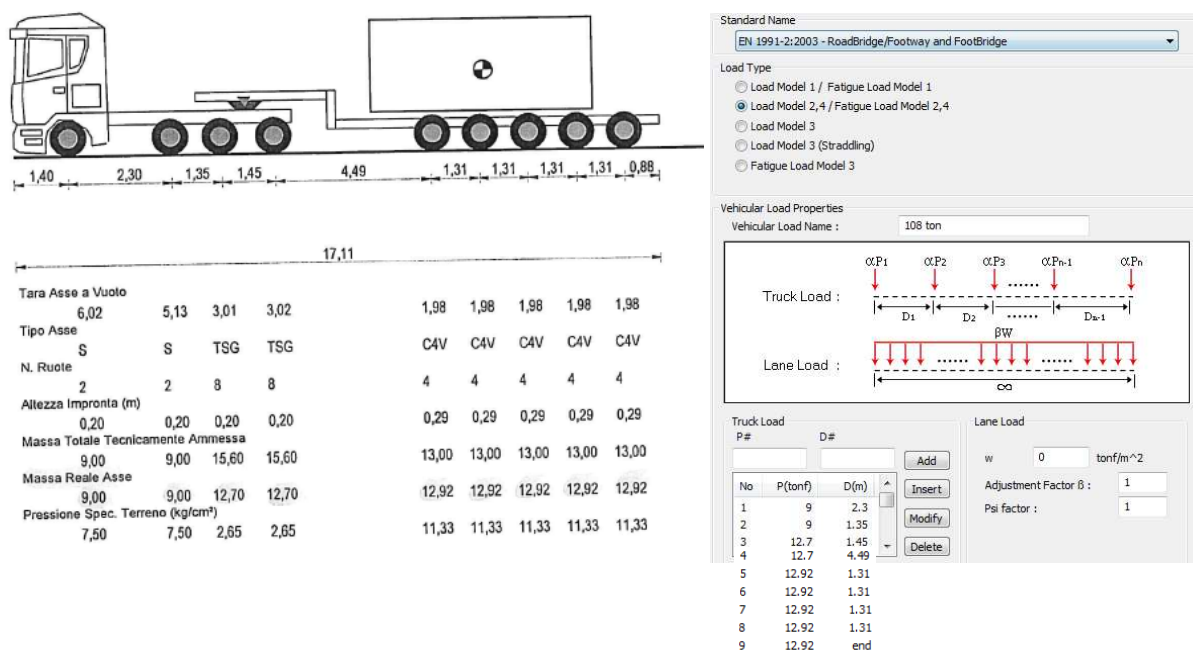


fig. 44. Schema di carico TE 108 ton

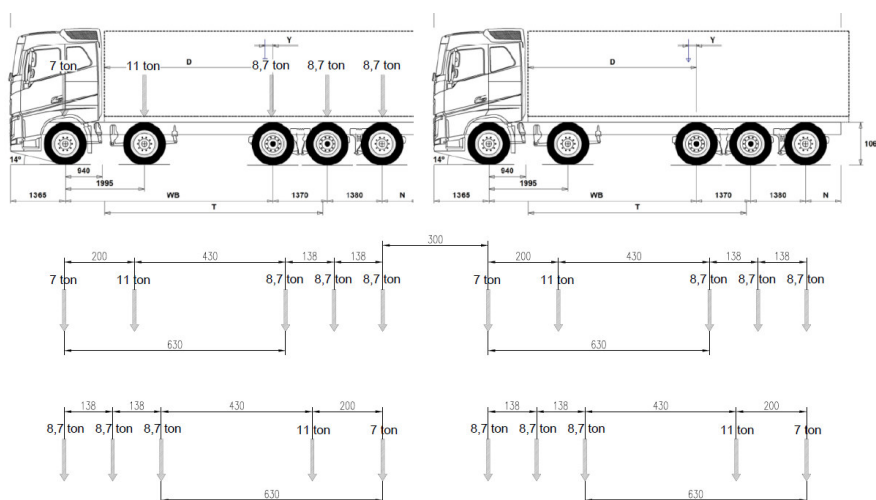


fig. 45. Schema di carico treno automezzi da 44 ton

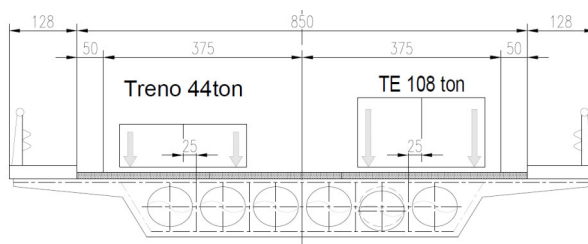


fig. 46. Schema di carico TE 108 ton e treno automezzi da 44 ton

## 7.1. Reazioni trave alveolare – Fz

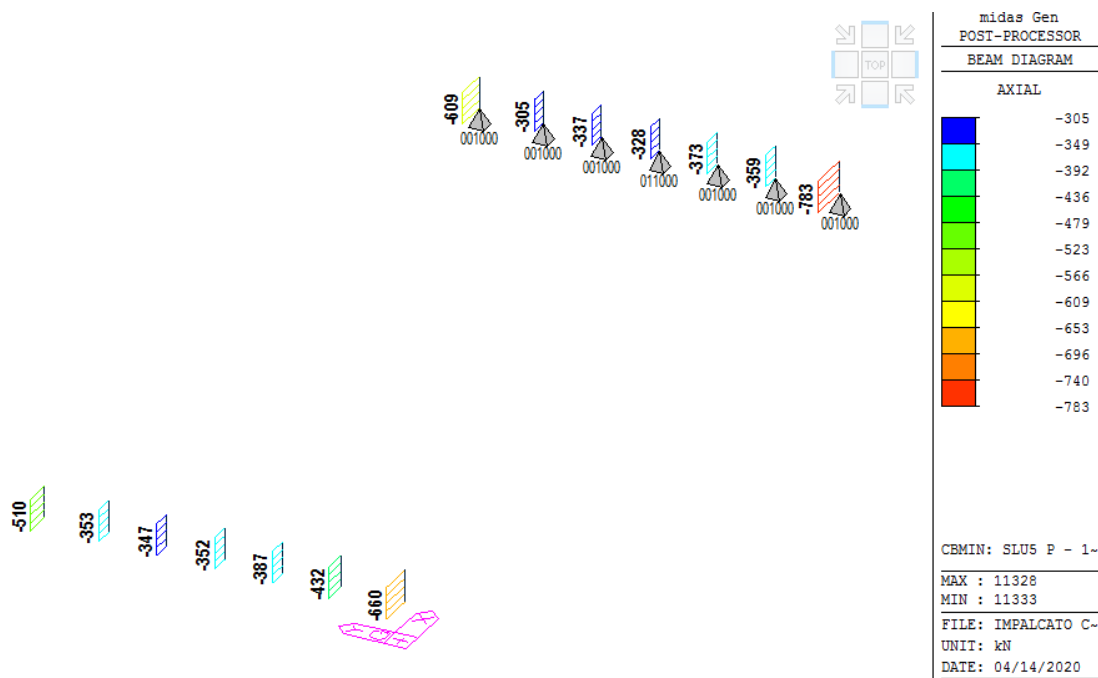


fig. 47. Azione assiale Fx negli elem. di appoggio – SLU5 P – 108+2x44t (MV)

La reazione massima nella condizione di traffico reale analizzata, combinazione SLU5 P, vale circa 800kN, valore inferiore alla massima reazione dovuta ai carichi previsti dal DM2018 e pari a 1.100kN.

## 7.2. Taglio Fz

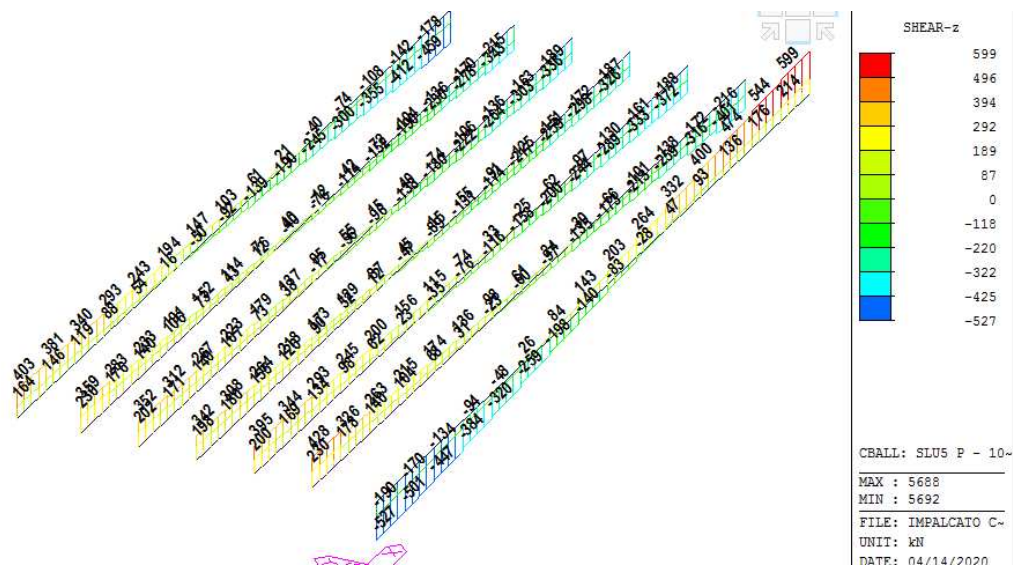


fig. 48. Taglio FZ – SLU5P (MV)

Le sollecitazioni di taglio, sia nelle travi di bordo, sia nelle travi interne, presentano valori inferiori ai valori dovuti ai carichi previsti dal DM2018 e pari a 840kn

## 7.3. Flessione My

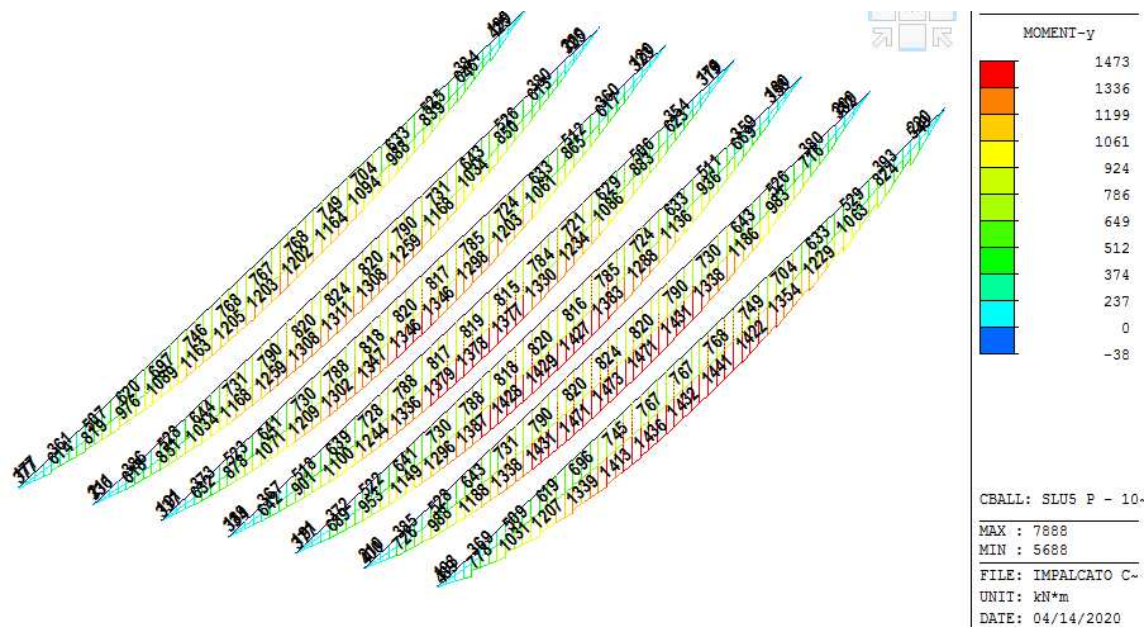


fig. 49. Flessione My – SLU5P (MV)

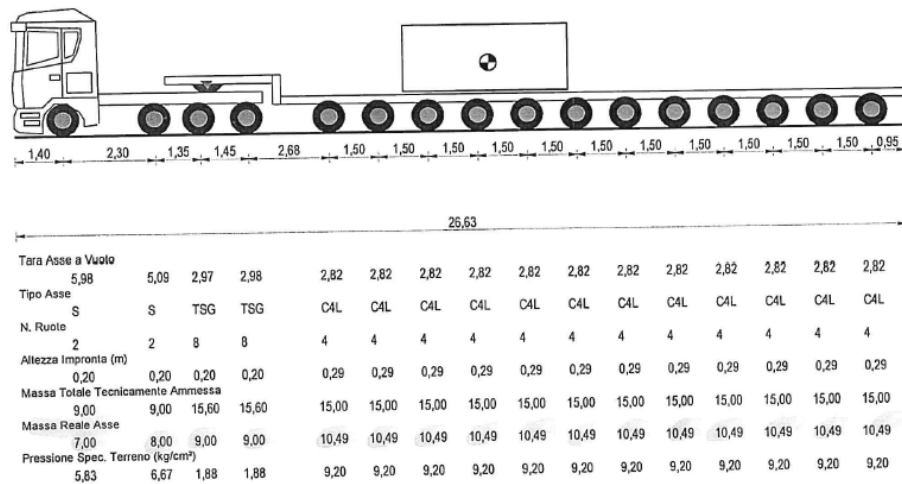
Le sollecitazioni flettenti, sia nelle travi di bordo, sia nelle travi interne, presentano valori inferiori ai valori dovuti ai carichi previsti dal DM2018 e pari a 2.000kNm

Globalmente le sollecitazioni indotte dalla condizione di traffico reale considerata genera sollecitazioni inferiori di circa un 25% rispetto a quelle conseguenti all'applicazione dei carichi previsti dal DM 2018.



## 8. VERIFICHE STATICHE – TRAFFICO REALE – 158 TON CENTRATO

Di seguito si riportano le sollecitazioni sull'impalcato nello stato di progetto, assoggettando la struttura ad una condizione di traffico reale: il transito di un trasporto eccezionale da 158 ton centrato in mezzeria alla carreggiata.



### 8.1. Reazioni trave alveolare – Fz

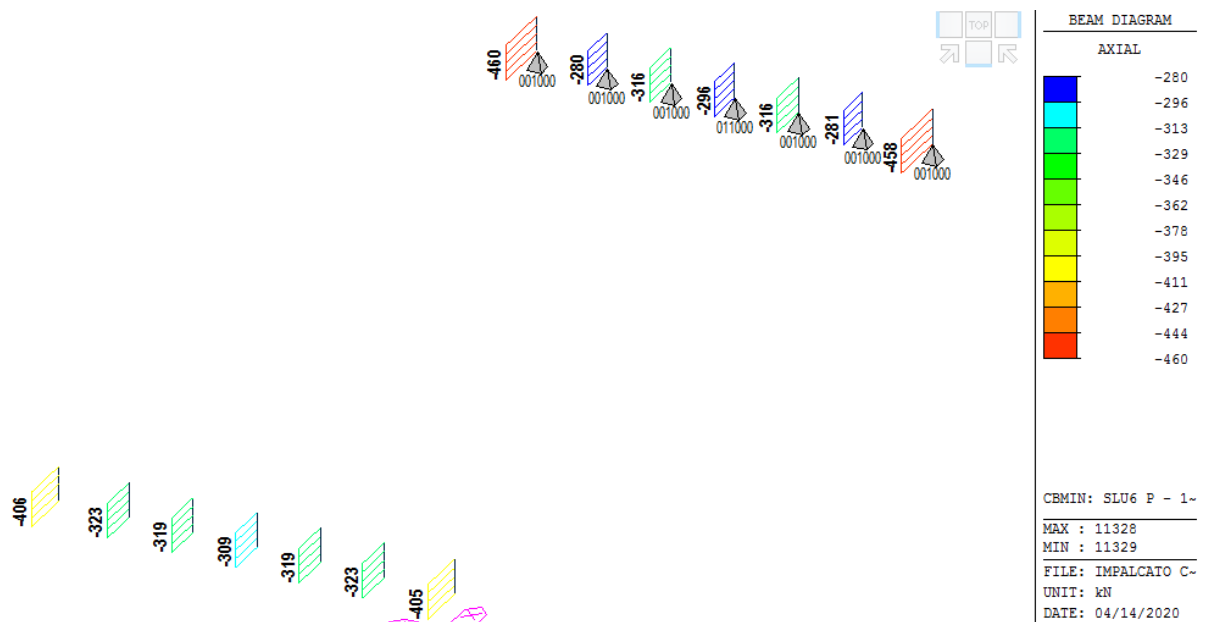


fig. 50. Azione assiale Fx negli elem. di appoggio – SLU6 P – 158t (MV)

La reazione massima nella condizione di traffico reale analizzata, combinazione SLU5 P, vale circa 800kN, valore inferiore alla massima reazione dovuta ai carichi previsti dal DM2018.

## 8.2. Taglio Fz

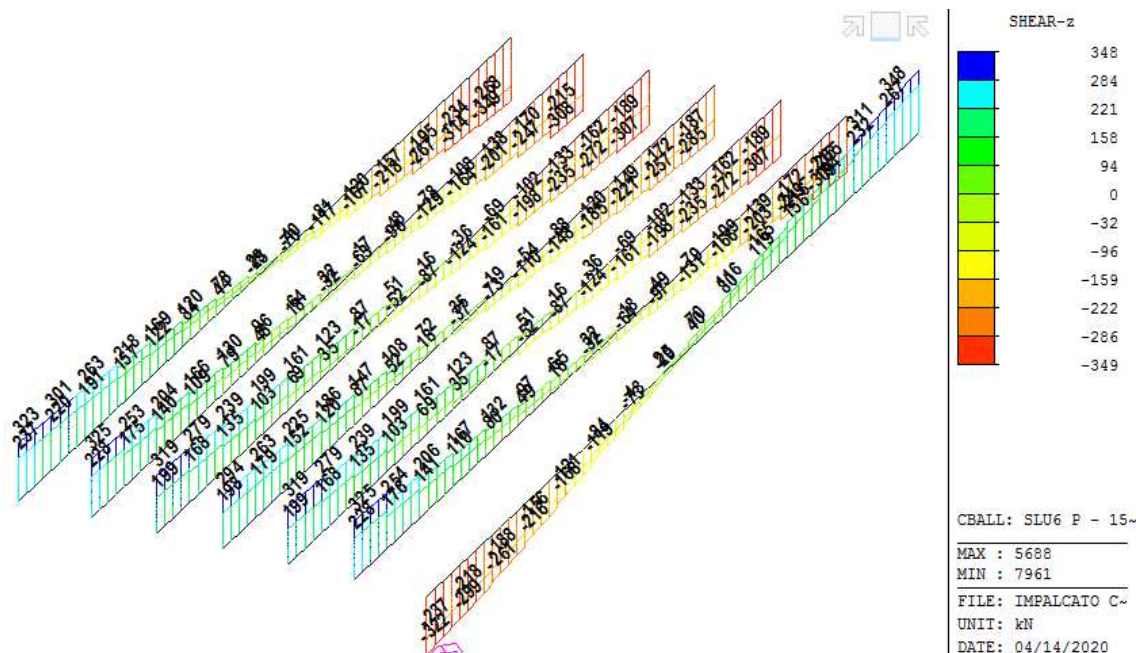


fig. 51. Taglio FZ – SLU5P (MV)

Le sollecitazioni di taglio, sia nelle travi di bordo, sia nelle travi interne, presentano valori inferiori ai valori dovuti ai carichi previsti dal DM2018.

## 8.3. Flessione My



fig. 52. Flessione My – SLU5P (MV)

Le sollecitazioni flettenti, sia nelle travi di bordo, sia nelle travi interne, presentano valori inferiori ai valori dovuti ai carichi previsti dal DM2018.

## 9. VERIFICHE SISMICHE

La presente verifica esula dall'incarico ricevuto, pertanto non è da ritenersi completa ed esaustiva; essa fornisce comunque una stima della capacità, espressa in termini di resistenza, delle pile in condizioni sismiche.

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_n$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_u$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLO} - P_{VR} = 81\% \\ \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \end{array} \right.$	<input type="text" value="45"/> <input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \\ \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \end{array} \right.$	<input type="text" value="712"/> <input type="text" value="1462"/>

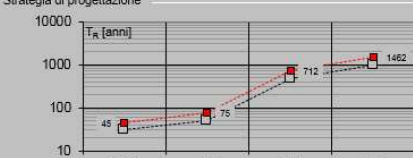
Elaborazioni

Grafici parametri azione ☐

Grafici spettri di risposta ☐

Tabella parametri azione ☐

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLV info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo B info       $S_B = 1,200$        $C_C = 1,402$  info

Categoria topografica T1 info       $h/H = 0,000$        $S_T = 1,000$  info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)      Smorzamento  $\xi$  (%)        $\eta_1 = 1,000$  info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore  $q$        Regol. in altezza si info

Compon. verticale

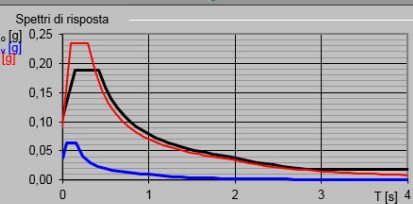
Spettro di progetto      Fattore  $q$         $\eta_1 = 0,667$  info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ☐

Parametri e punti spettri di risposta ☐

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

Adottando un fattore di comportamento  $q=1,5$  e un suolo di categoria B, si ha:

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limSLV

Parametri indipendenti		Punti dello spettro di risposta	
STATO LIMITE	SLV	T [s]	Se [g]
$a_g$	0,091 g	0,000	0,109
$F_a$	2,582	0,139	0,188
$T_c$	0,237 s	0,417	0,188
$S_a$	1,200	0,430	0,160
$C_c$	1,402	0,564	0,139
$S_T$	1,000	0,638	0,123
$q$	1,500	0,711	0,110
		0,785	0,100
		0,859	0,091
		0,932	0,084
		1,006	0,078
		1,080	0,073
		1,154	0,068
		1,227	0,064
		1,301	0,060
		1,375	0,057
		1,448	0,054
		1,522	0,051
		1,596	0,049
		1,669	0,047
		1,743	0,045
		1,817	0,043
		1,890	0,041
		1,964	0,040
		2,061	0,036
		2,158	0,033
		2,255	0,030
		2,352	0,028
		2,449	0,026
		2,546	0,024
		2,643	0,022
		2,740	0,021
		2,837	0,019
		2,934	0,018
		3,031	0,018
		3,128	0,018
		3,224	0,018
		3,321	0,018
		3,418	0,018
		3,515	0,018
		3,612	0,018
		3,709	0,018
		3,806	0,018
		3,903	0,018
		4,000	0,018

Parametri dipendenti	
S	1,200
$\eta$	0,667
$T_B$	0,139 s
$T_C$	0,417 s
$T_D$	1,964 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$S = S_s \cdot S_T$  (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10 / (5 + S)} \geq 0,55; \eta = 1/q$  (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_c / 3$  (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_c \cdot T_c$  (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$  (NTC-07 Eq. 3.2.9)

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_a(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

$$W = G_1 + G_2 = 4.100 + 800 = 4.900 \text{ kN}$$

$$T1 = 0,33 \text{ s (da modello locale della sola pila)}$$

La pila è stata modellata come un elemento beam di sezione circolare, altezza stimata pari a 10m, e massa relativa ai carichi permanenti dati da n.2 mezze travi alveolari e 2/3 dei permanenti della pila stessa.

$$S_d(T1) = 0,19s$$

$$F_{sis} = 4.900 \cdot 0,19 = 931 \text{ kN}$$

Ipotizzando un'altezza totale della pila di 10m si ha:

$$M_{sis} = 931 \cdot 10 = 9.310 \text{ kNm}$$

$$N_{sis} = 4.900 \text{ kN}$$

Le proprietà dei materiali utilizzate sono riportate nella seguente tabella:

- Tabella 2: Proprietà dei materiali per la verifica delle Pile.

	$f_{cd} - f_{yd}$ [MPa]	$f_{cd} - f_{yd}$ [MPa]
	Meccanismi duttili	Meccanismi fragili
	(pressoflessione)	(taglio)
Calcestruzzo	16	11
Acciaio	312	272

## Flessione

**Titolo :**

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 130 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 31  
Diametro barre: 2,6 [cm]  
Copri ferro (baric.): 7 [cm]

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 4900 0 kN  
M<sub>Ed</sub>: 9310 0 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 0

**P.to applicazione N**

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

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

FeB38k C20/25

ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
f<sub>yd</sub>: 312 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
E<sub>s</sub>: 195.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 16 N/mm<sup>2</sup>  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
ε<sub>syd</sub>: 1,6 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 8,5 N/mm<sup>2</sup>  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0,5333  
τ<sub>c1</sub>: 1,686

**Metodo di calcolo**

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

**Tipo flessione**

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

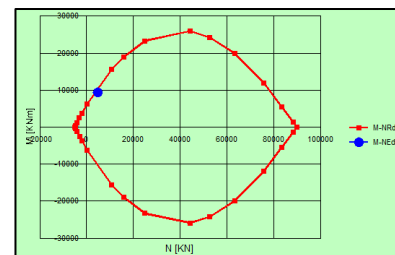
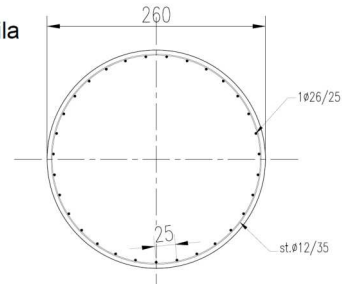
L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

**M<sub>xRd</sub>**: 10.812 kNm

σ<sub>c</sub>: -16 N/mm<sup>2</sup>  
σ<sub>s</sub>: 312 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>c</sub>: 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub>: 15,87 ‰  
d: 252,4 cm  
x: 45,61 x/d: 0,1807  
δ: 0,7

Sez. Pila  
scala 1:50



$$M_{Rd}(N_{Ed}) = 10.812 \text{ kNm}$$

$$10.812 \text{ kNm} \geq 9.310 \text{ kNm} \quad \text{VERIFICATO} \quad \rightarrow \quad c.s. = \frac{9.310}{10.812} = 0,86$$

## Taglio

Di seguito il valore di resistenza a taglio della pila calcolata considerando l'espressione dalle NTC2018 per elementi non armati a taglio.

$$d = r + \frac{2r}{\pi} \approx 212 \text{ cm}$$

$$b_w = d = 212 \text{ cm}$$

Shear strenght of concrete

b <sub>w</sub>	212,0	cm
d	212,0	212 cm
k = MIN [ 1 + sqrt(200/d); 2 ] =	1,307	
Asl	79,63	cm <sup>2</sup>
ρ <sub>l</sub> = Asl / (b <sub>w</sub> d) =	0,00177	
V <sub>Rd</sub> NO st. =	105.965	kg --> NO Shear reinf. required
V <sub>Rd</sub> NO st.,min =	102.920	kg

$$V_{Rd} = 1.060 \text{ kN} \geq 931 \text{ kN} \quad \text{VERIFICATO} \quad \rightarrow \quad c.s. = 0,88$$

## 10. CONCLUSIONI

Alla luce delle indagini e verifiche strutturali condotte è possibile concludere quanto segue:

- è stata ricostruita la geometria dell'impalcato, individuando la presenza di alleggerimenti interni realizzati in tubi di lamiera corrugata (diametro stimato 800mm); dalle foto realizzate e dall'esame endoscopico tali tubazioni risultano corrose, ciò ad evidenziare uno stato di conservazione interno alla sezione dell'impalcato non ottimale e l'inizio di degrado anche interno;
- in corrispondenza delle testate delle travi di impalcato non sempre è stato rilevato un traverso ripartitore a tutta altezza della trave stessa (110cm); è stato pertanto ipotizzato un traverso di testata posizionato solo sopra la sella Gerber, pertanto di altezza pari a 55-60cm per una larghezza di 60cm (larghezza dell'appoggio);
- la seconda campagna di indagini, condotta nel febbraio 2020, con particolare attenzione alle selle Gerber, ha rivelato la presenza di ferri inclinati a taglio in corrispondenza degli appoggi e delle selle;
- lo stato di conservazione dell'estradosso dell'impalcato, anche in prossimità dei giunti strutturali è risultato in buone condizioni: non ci sono apparenti segni di degrado;
- lo stato di conservazione delle selle, dall'intradosso dell'impalcato è risultato già intaccato da fenomeni di degrado, sia del calcestruzzo (copriferro) che delle barre d'armatura, che spesso risultano già abbondantemente ossidate con conseguente sensibile riduzione di area, ciò anche a causa dell'assenza di un sistema di raccolta delle acque meteoriche.
- dal quadro fessurativo riscontrato in corrispondenza dell'appoggio della prima trave di impalcato (lato valle) emerge l'insorgere di fessure a taglio, con apertura massima di 0,15mm.



fig. 53. Fessure a taglio in prossimità dell'appoggio della trave di impalcato

- sono stati rilevati diffusi problemi di efficienza del calcestruzzo corticale localizzati sulle travi a cassone, pile e sotto gli sbalzi in cls della soletta d'impalcato, oltre che in corrispondenza delle selle di appoggio delle travi di impalcato. Questi ultimi sono indotti da una inefficiente e/o inesistente sistema di smaltimento acque di piattaforma. Si segnala anche un ammaloramento della pavimentazione bituminosa.



Alla luce di quanto sopra e al fine di adeguare la struttura ai carichi di progetto previsti dal DM2018 sono stati previsti i seguenti interventi:

- a) creazione di un idoneo sistema di raccolta e smaltimento delle acque dall'impalcato;
- b) posa di nuovi giunti di dilatazione in gomma armata e impermeabili in corrispondenza degli appoggi delle travi d'impalcato;
- c) intervento di idroscarifica ad alta pressione (1.500-2.000bar) del cordolo esistente, posa e inghisaggio di nuovi ferri di collegamento del nuovo cordolo in allargamento all'esistente e alla soletta, getto di calcestruzzo fibro-rinforzato a ritiro compensato reoplastico (dimensione massima inerti 8-10mm), impermeabilizzazione mediante malta di tipo metacrilico a basso modulo elastico, previa sabbiatura e successiva stesura di idoneo primer d'adesione.
- d) interventi di rinforzo a taglio delle selle Gerber, sia lato impalcato sia lato pulvino, mediante carotatura, inserimento di barre filettate ancorate e successiva colatura di malta strutturale R4;
- e) interventi di rimozione localizzata, su elementi strutturali verticali o intrasossali, mediante idroscarifica ad alta pressione (1.500-2.000bar), delle parti di calcestruzzo degradato, pulizia, mediante sabbiatura a secco, di tutti i ferri esposti e del calcestruzzo al fine di preparare le superfici pulite ed adeguatamente irruvidite per accogliere i successivi strati di ripristino; passivazione delle armature mediante malta anticorrosione; per spessori di ripristino superiori a 5cm è da prevedersi la posa di una rete elettrosaldata zincata f5, maglia 10x10cm, ancorata mediante graffe e ancorante chimico bicomponente al supporto. Il ripristino delle sezioni verrà effettuato mediante applicazione di uno strato di micro-calcestruzzo fibro-rinforzato ad alta resistenza meccanica, additivata con inibitori di corrosione. A finire applicazione di finitura estetico-protettiva con vernice metacrilica.
- f) interventi di rinforzo a taglio in corrispondenza delle pareti esterne delle travi d'impalcato da realizzarsi come al punto c), per spessori di 6cm, ma con l'ulteriore aggiunta di armature a taglio f12/20 fissate al supporto con resine chimiche.
- g) Posa di barriere bordo ponte H4.

L'intervento a progetto consente di classificare il ponte di Civate Camuno sulla SP BS 345, secondo la classificazione dei manufatti prevista dalla provincia di BS, come appartenente alla **"CLASSE A"**: manufatti in buone condizioni di conservazione per i quali sono a disposizione i risultati delle verifiche sulle masse limite ammissibili (per dettagli si rimanda al GeoPortale della provincia di Brescia)