

PROGRAMMA STRAORDINARIO DI MANUTENZIONE DELLA RETE VIARIA 2020-2024

previsto dal DM 123 del 19/03/2020 - "Finanziamento degli interventi relativi a programmi straordinari di manutenzione della rete viaria di province e città metropolitane. Integrazione al programma previsto dal decreto ministeriale prot. 49 del 16 febbraio 2018"



CONSOLIDAMENTO STRUTTURALE DEL PONTE LUNGO LA SP3 "DELL'ACQUERINO" AL KM 0+000 NEL COMUNE DI CANTAGALLO (PO) Progetto Definitivo

COMMITTENTE:

Provincia di Prato
AREA TECNICA

Servizio assetto e gestione del territorio

PROGETTISTA:

ING. CARLOTTA SANESI
Via Carlo Paoletti n.31 - 59100 Prato
C.F.: SNSCLT89E68G999Z
P.IVA: 02507290977

PROGETTISTA STRUTTURE E DDLL:

ING. FEDERICO TORRI
Via R. Nuti n.25 - 59100 Prato
C.F.: TRRFRC90D07G999A
P.IVA: 02501510974

COLLABORAZIONE IDRAULICA

HYDROGEO ING. GIACOMO GAZZINI
INGEGNERIA

Via Arellina 167/B - 50136 Firenze
Tel 055 6587050 - P.IVA 05142000487

CONSULENZA AMBIENTALE
Dott.ssa Claudia Capponi

ELABORATO: **A8**

OGGETTO:

RELAZIONE DI CALCOLO

DATA:

DICEMBRE 2021

DESCRIZIONE	PROG.	VER-APP	DATA

A8 - RELAZIONE DI CALCOLO

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
3	ANALISI DEI CARICHI.....	5
3.1	Azioni permanenti	5
3.2	Azioni variabili da traffico	6
3.3	Variazioni termiche	10
3.4	Ritiro e viscosità	12
4	SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE.....	13
4.1	Analisi strutturale	13
4.2	Vita nominale e classe d'uso	14
4.3	Verifiche di sicurezza per carichi non sismici	15
4.4	Combinazioni di carico.....	20
4.5	Analisi della sezione composta acciaio-calcestruzzo	21
5	ANALISI STRUTTURALE.....	22
5.1	Modello FEM	22
5.2	Analisi delle sollecitazioni dell'impalcato metallico.....	29
5.3	Verifiche di sicurezza SLU.....	34
5.3.1	Verifica delle travi	34
5.3.2	Verifica della soletta di impalcato	46
5.4	Verifiche di sicurezza SLE.....	50
5.4.1	Verifica di fessurazione e delle tensioni agenti sulla soletta di impalcato	50
5.4.2	Verifica degli abbassamenti del ponte.....	56
5.4.3	Verifica allo stato limite di deformazione	57

1 PREMESSA

Il presente progetto è relativo alla realizzazione di un nuovo impalcato centrale che si andrà a sostituire a quello esistente del ponte sul torrente Limentra nel Comune di Cantagallo. Tale intervento si è reso necessario per risanare le condizioni di ammaloramento delle due selle Gerber sul quale poggia l'impalcato esistente e su valutazioni tecniche di sicurezza, a seguito di alcune campagne di indagini preliminari svolte sulla struttura.

Il progetto prevede un nuovo impalcato di dimensioni uguali a quello esistente, (16.1m x 8.9m) in continuità con le due campate non oggetto di intervento. L'impalcato è realizzato in sistema misto acciaio - calcestruzzo con schema statico di trave in semplice appoggio con campata di luce pari a 16.22 m. Le sette travi metalliche principali sono disposte ad interasse di 1.13 m e sono costituite da piatti saldati. La sezione delle travi è costante in campata e rastremata sugli appoggi in prossimità delle selle Gerber. Nella tabella seguente si riporta le dimensioni dei piatti che costituiscono le travi.

SEZIONE TRAVE IN MEZZERIA			
Altezza totale [mm]		h	800
Piattabanda superiore	base [mm]	b_{sup}	250
	spessore [mm]	s_{sup}	18
Anima	altezza [mm]	h_{anima}	752
	spessore [mm]	s_{anima}	18
Piattabanda inferiore	base [mm]	b_{inf}	520
	spessore [mm]	s_{inf}	30

SEZIONE TRAVE ALL'APPOGGIO			
Altezza totale [mm]		h	290
Piattabanda superiore	base [mm]	b_{sup}	520
	spessore [mm]	s_{sup}	18
Anima	altezza [mm]	h_{anima}	242
	spessore [mm]	s_{anima}	18
Piattabanda inferiore	base [mm]	b_{inf}	520
	spessore [mm]	s_{inf}	30

La collaborazione con la sovrastante soletta è realizzata mediante pioli connettori tipo NELSON, saldati sull'estradosso delle piattabande superiori.

Le travi sono connesse tra loro mediante traversi metallici con profili standard IPE 360 per i due traversi di campata e due IPE 160 per i traversi di testata.

La soletta in c.a. è gettata in opera su lastre predalles autoportanti appoggiate alle piattabande delle travi principali (spessore complessivo: 25 cm); disposte le predalles si provvede alla posa dell'armatura longitudinale ed al completamento di quella trasversale e, infine, al getto della soletta fino agli spessori di progetto.

La piattaforma è costituita da una carreggiata carrabile di larghezza 5.70 m e due cordoli laterali di 1.50 m e 1.73 m in continuità con quelli esistenti e destinati all'alloggiamento dei guard-rail, per una larghezza complessiva della soletta di 8.92 m.

Si riportano di seguito le sezioni trasversali in campata e in appoggio e la sezione longitudinale del ponte.

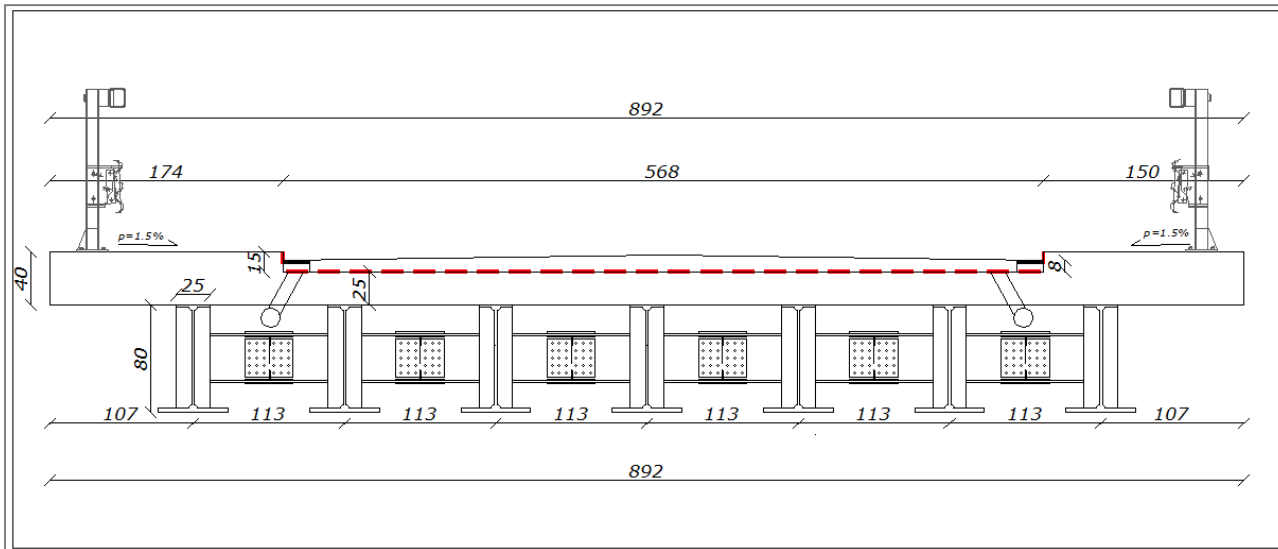


Figura 1 - sezione trasversale in campata

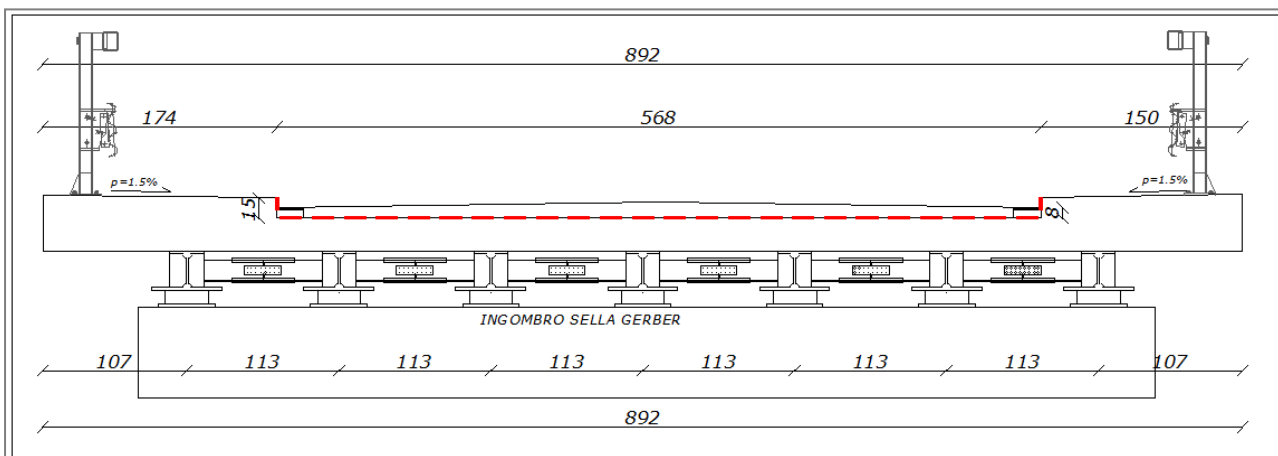


Figura 2 - sezione trasversale all'appoggio

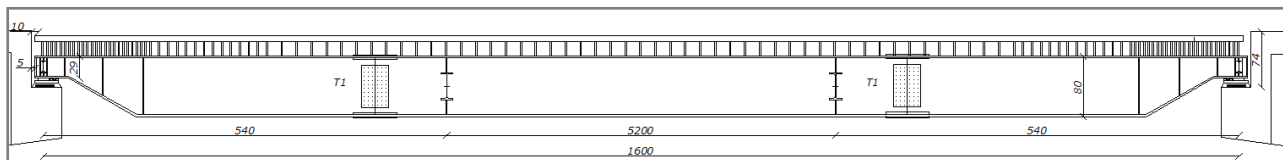


Figura 3 - sezione longitudinale

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La verifica delle strutture in oggetto è stata eseguita secondo la normativa vigente, ovvero:

- ✓ D.M. 17/01/2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;
- ✓ Circolare Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".
- ✓ UNI EN 1090-1 - Marcatura CE per i componenti strutturali in acciaio o alluminio.
- ✓ UNI EN 1090-2 Esecuzione delle strutture di acciaio e di alluminio. Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio.
- ✓ Eurocodice 1-Azioni sulle strutture:Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

Si è fatto riferimento alle citate norme per quanto riguarda la sicurezza, le prestazioni attese, le azioni sulle costruzioni, le procedure di progettazione, calcolo e verifica degli elementi strutturali.

3 ANALISI DEI CARICHI

Si elenano di seguito le azioni di progetto, in accordo con quanto previsto dal capitolo 5 "Ponti" delle NTC:

3.1 Azioni permanenti

Per definire i carichi dovuti ai pesi propri e portati si fa riferimento ai seguenti pesi specifici dei materiali:

- Peso specifico acciaio: 78.50 kN/m³
- Peso specifico calcestruzzo armato: 25.00kN/m³

Peso specifico binder e usura: 20.00 kN/m³

- Pesi propri elementi strutturali - G1

- Peso proprio acciaio : computato direttamente nel modello di calcolo in funzione delle effettive dimensioni delle sezioni, ed incrementato del 5% per tenere in conto piastra, bulloni, saldature, ecc...
- Soletta (h=25 cm) : 6.25 kN/m²

- Pesi permanenti portati - G2

- Getto aggiuntivo per pendenze ($H_{media} = 2.5$ cm): 0.50 kN/m²
 - Impermeabilizzazione 0.05 kN/m²
 - Pavimentazione stradale h=10 cm (binder+usura) 2.00 kN/m²
 - Cordoli h= 15 cm: 3.75 kN/m²
 - Barriera stradale: 2 x 1.80 kN/m
-

3.2 Azioni variabili da traffico

L'entità delle azioni variabili da traffico è riportata al paragrafo 5.1.3.3 del DM 17.01.2018 e dipende dalla definizione delle "corsie convenzionali":

(...)

5.1.3.3.2 Definizione delle corsie convenzionali

Le larghezze w_i delle corsie convenzionali sulla superficie carrabile ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.1).

Se non diversamente specificato, qualora la piattaforma di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.
- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

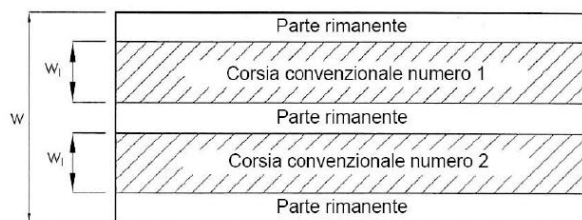


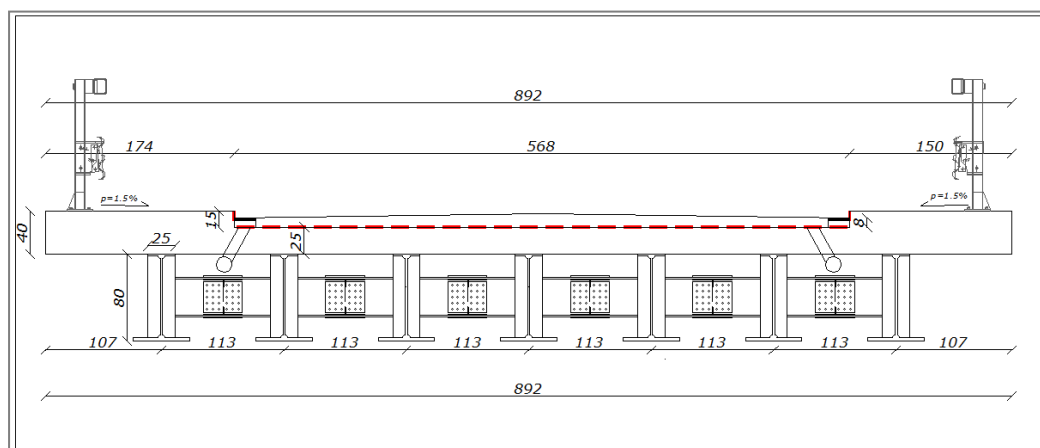
Fig. 5.1.1 del DM 17.01.2018

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_i = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_i = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_i)$

Tab. 5.1.1 del DM 17.01.2018

(...)

Nel caso in esame, considero la superficie carrabile pari a 892 cm in quanto, i marciapiedi essendo sormontabili (h min. 20 cm), rientrano nella superficie carrabile.



Sezione trasversale del ponte

Al paragrafo 5.1.3.3.5 la Norma indica che:

(...)

il numero delle corsie non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della superficie carrabile sia inferiore a 5,40 m.

(...)

La disposizione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

Nel caso in esame si considerano 2 corsie convenzionali di 3 m e una zona rimanente di 2.92 m.

Per ciascuna singola verifica si applicano gli Schemi di Carico definiti al paragrafo 5.1.3.3.3 del DM 17.01.2018 per una lunghezza e per una disposizione longitudinale tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

Nel caso in esame si considera lo schema di carico n.1 così definito:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

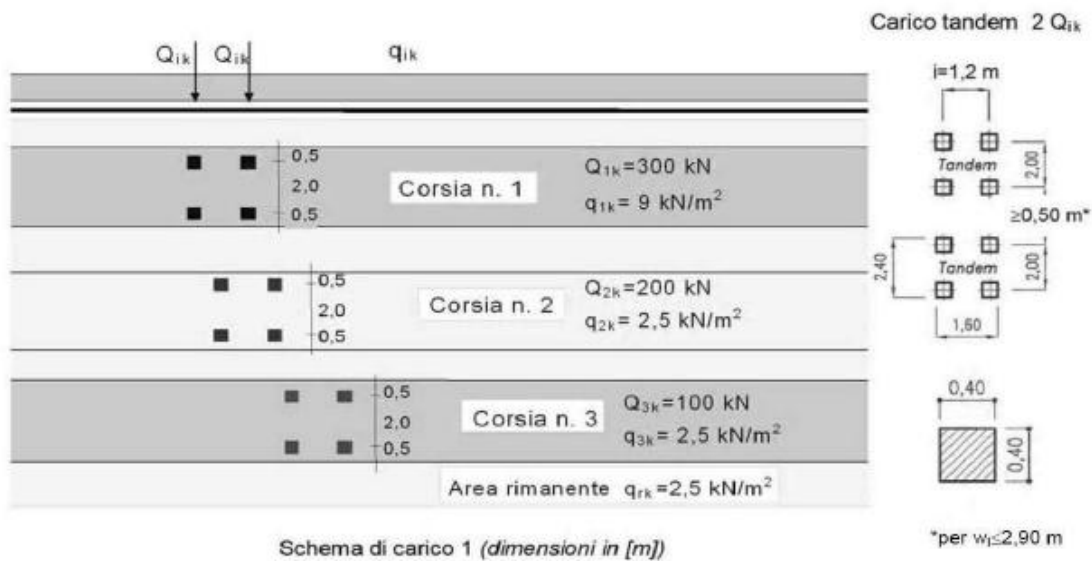


Fig. 5.1.2 del DM 17.01.2018

L'entità del carico verticale variabile da traffico sarà pertanto pari a:

$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ uniformemente distribuito sulla corsia convenzionale n.1

$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ mezzo tandem in asse alla corsia convenzionale n.1

$q_{2k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$ uniformemente distribuito sulla corsia convenzionale n.2

$Q_{1k} = 200 \text{ kN}$ mezzo tandem in asse alla corsia convenzionale n.2

$q_{rk} = 2.5 \text{ kN/m}^2$ uniformemente distribuito sulle aree rimanenti.

Si procede al calcolo dell'azione dell'**urto di veicolo in svio** come previsto al paragrafo 5.1.3.10 del DM 17.01.2018:

(...)

deve essere considerata una combinazione di carico nella quale al sistema di forze orizzontali, equivalenti all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera di sicurezza stradale, si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza alla barriera stessa e disposto nella posizione più gravosa

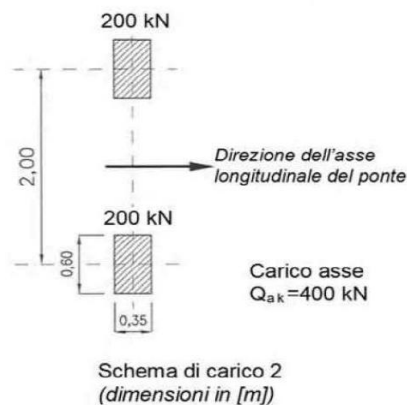
(...)

il sistema di forze orizzontali (...) deve essere applicato ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 e h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10\text{m})$ e $h_2 = 1,00\text{ m}$.

(...)

Lo schema di carico 2 è così definito:

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.



L'entità dell'azione dell'urto è definita al paragrafo 3.6.3.3.2 de DM 17.01.2018:

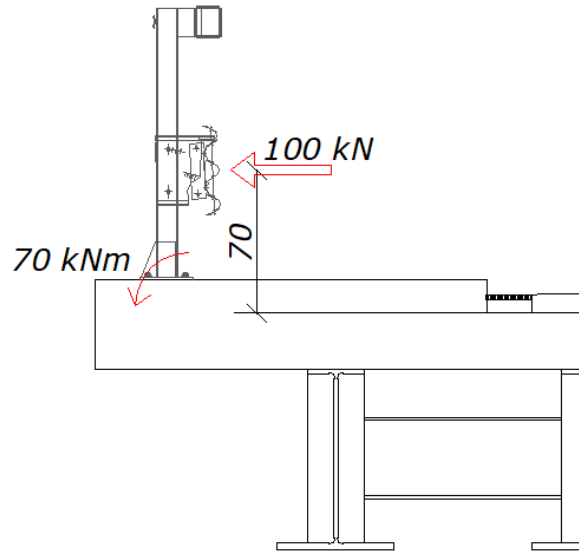
(...)

3.6.3.3.2 Traffico veicolare sopra i ponti

In assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione pari a 100 kN.

(...)

L'azione dell'urto nel caso in esame sarà pertanto costituita da una forza di 100 kN applicata ad un'altezza di 70 cm misurata dal piano medio della soletta. Tale azione costituisce una coppia concentrata agente all'estremità del piano della soletta come da schema sotto riportato.



Azione urto veicolo in svio

Si procede infine al calcolo dell'azione di frenamento secondo la procedura riportata al paragrafo 5.1.3.5 del DM 17.01.2018.

AZIONE DI FRENAMENTO (par. 5.1.3.5 DM 2018)			
w_1		3 m	larghezza corsia 1
L		16.32 m	lunghezza zona caricata
Q_{1k}		300 kN	carico asse tandem
q_{1k}		9 kN/m ²	carico corsia 1
q_3	$0.6 (2 Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L =$	404 kN	azione di frenamento
<i>limitazioni</i>			
q_3	>	180 kN	ok
q_3	<	900 kN	ok

3.3 Variazioni termiche

L'azione delle variazioni termiche agente sull'impalcato per ponti a struttura mista acciaio-clc viene valutata secondo la tabella 6.1 dell'Eurocodice 1 parte 5 (*Azioni in generale - Azioni termiche*):

Table 6.1: Recommended values of linear temperature difference component for different types of bridge decks for road, foot and railway bridges

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	10 15 15	5 8 8

NOTE 1: The values given in the table represent upper bound values of the linearly varying temperature difference component for representative sample of bridge geometries.
NOTE 2: The values given in the table are based on a depth of surfacing of 50 mm for road and railway bridges. For other depths of surfacing these values should be multiplied by the factor k_{sur} . Recommended values for the factor k_{sur} is given in Table 6.2.

La massima dilatazione termica dell'impalcato verrà invece valutata secondo quanto indicato al paragrafo C5.1.4.5 della Circolare n.7 del 21.01.2019:

C5.1.4.5 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

(...)

I valori di progetto della variazione termica uniforme per la valutazione agli SLU della massima espansione/contrazione si possono esprimere come segue:

$$\Delta T_{exp,d} = \Delta T_{exp} + \Delta T_0$$

$$\Delta T_{con,d} = \Delta T_{con} + \Delta T_0$$

In cui:

- $\Delta T_{exp} = +T_{e,max} - T_0$
- $\Delta T_{con} = -T_{e,min} + T_0$
- $T_{e,max}$ e $T_{e,min}$ sono rispettivamente la massima e minima temperatura uniforme del ponte ricavabili, come indicato nel Capitolo 6 delle UNI EN 1991-1-5, in funzione della T_{min} e T_{max} dell'aria esterna di cui al § 3.5 delle NTC.
- T_0 è la temperatura iniziale all'atto della regolazione degli appoggi del ponte di cui al § 3.5.4 delle NTC.
- ΔT_0 è 20°C per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/clc

(...)

Si procede al calcolo delle varie quantità per il caso in esame.

La regione Toscana ricade nella zona climatica 2 come indicato al paragrafo 3.5.2 del DM 17.01.2018 e pertanto si ha:

$$T_{e,\max} = 42 - 2 a_s / 1000 = 41^\circ\text{C} \quad (a_s = 536 \text{ m slm altitudine del sito di costruzione})$$

$$T_{e,\min} = -8 - 6 a_s / 1000 = -11^\circ\text{C} \quad (a_s = 536 \text{ m slm altitudine del sito di costruzione})$$

$$T_0 = 15^\circ\text{C} \quad (\text{paragrafo 3.5.4 del DM 17.01.2018})$$

$$\Delta T_{\text{exp}} = +T_{e,\max} - T_0 = 41 - 15 = +26^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{\text{exp,d}} = \Delta T_{\text{exp}} + \Delta T_0 = 26 + 20 = \mathbf{+46^\circ\text{C}}$$

massima variazione termica per la valutazione della espansione dell'impalcato

3.4 Ritiro e viscosità

Si calcolano le quantità di progetto per la valutazione degli effetti di ritiro e viscosità della soletta in c.a. come indicato ai paragrafi 11.2.10.6 e 11.2.10.7 del D; 17.01.2018:

RITIRO E VISCOSITA' (par.11.2.10.6 e par.11.2.10.7 DM 2018)			
<i>ritiro per essiccamento</i>			
u.r.		60% -	umidità relativa
f_{ck}	C35/45	35 N/mm ²	resistenza cilindrica del calcestruzzo
ε_{c0}		-0,0004075 -	interpolazione lineare sui valori di tabella 11.2.Va
u		9420 mm	perimetro del c.a. esposto all'aria
A_c		310000 mm ²	area sezione calcestruzzo
h_0	$2 A_c / u$	65,82 -	
k_h		1,00 -	da tabella 11.2.Vb
ε_{cd}	$k_h \varepsilon_{c0}$	-0,000408 -	deformazione per ritiro da essiccamento
<i>ritiro autogeno</i>			
ε_{ca}	$-2.5 (f_{ck}-10) 10^{-6} =$	-0,000063 -	deformazione per ritiro autogeno (formula 11.2.10 DM 2018)
ε_{cs}		-0,00047 -	deformazione totale da ritiro
<i>viscosità</i>			
φ		1,9 -	coefficiente di viscosità

4 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

4.1 Analisi strutturale

L'analisi strutturale verrà condotta mediante modello agli elementi finiti utilizzando una **analisi statica lineare**, andando ad analizzare le massime sollecitazioni che si hanno allo SLU.

Non dovendo intervenire sulle pile e sulle spalle, è stato analizzato l'impalcato di travi misto acciaio-calcestruzzo con schema statico di trave in semplice appoggio.

La nuova opera comporta una considerevole diminuzione dei pesi strutturali e portati (stimati pari a circa il 50%), dunque delle masse sismiche producendo così un minor aggravio delle azioni a carico delle selle Gerber e delle sottostrutture.

Il miglior comportamento strutturale, anche sotto gli effetti di possibili eventi sismici, è conseguenza del minor peso complessivo del nuovo impalcato rispetto a quello esistente unitamente alla presenza di nuovi vincoli di piano saldati alle piastre sulle quali sono alloggiati i nuovi appoggi elastomerici, oltre che di nuovi ed idonei giunti a livello di manto stradale.

4.2 Vita nominale e classe d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella sottostante e deve essere precisata nei documenti di progetto.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

¹ Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

L'edificio in oggetto è una struttura ordinaria, quindi **si assume $V_N = 50$ anni**.

La costruzione rientra nella “**Classe II**”, così definita:

Classe II:

Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

4.3 Verifiche di sicurezza per carichi non sismici

Le verifiche per i carichi non sismici vengono eseguite agli stati limite, sia nei riguardi degli stati limite ultimi che di esercizio, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018.

VERIFICHE SLU

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo E_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

- G_1 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;
- Q_{ki} rappresenta il valori caratteristico della i -esima azione variabile;

γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{Qi} e γ_P rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza che, **nel caso dei ponti**, assumono i valori riportati nella Tabella 5.1.V per lo stato limite di resistenza della struttura **STR**:

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$, $\gamma_{\epsilon 3}$, $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

VERIFICHE SLE

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo E_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo le seguenti formule di correlazione, in cui:

- G_1 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta il valore di pretensione;
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;
- Q_{ki} rappresenta il valori caratteristico della i -esima azione variabile;

- *Combinazione caratteristica (rara):*

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione frequente:*

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione quasi permanente:*

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Le verifiche eseguite agli stati limite di esercizio sono le seguenti:

- *verifiche di deformazione*
- *verifiche di fessurazione*
- *verifiche delle tensioni di esercizio*

Verifiche di deformazione

Si sono eseguiti i controlli di deformabilità delle travi di impalcato sotto l'azione dei carichi variabili da traffico.

Verifiche di fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
 - non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
 - tener conto delle esigenze estetiche.
-

Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

- a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

dove f_{ctm} è pari a:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

- c) stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella *Tab. 4.1.III* con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Tabella 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

Nella *Tab. 4.1.IV* sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tabella 4.1.IV – *Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione*

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

STATO LIMITE DI DECOMPRESSIONE E DI FORMAZIONE DELLE FESSURE:

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE:

Il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella *Tab. 4.1.IV*.

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove w_m , rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

Verifiche delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio:

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara);

$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

4.4 Combinazioni di carico

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si devono considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV del DM 17.01.2018.

Tab. 5.1.IV - Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4, 5)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tab. 5.1.IV del DM 17.01.2018

I coefficienti di combinazione ψ nel caso dei ponti sono riportati nella tabella 5.1.VI

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

4.5 Analisi della sezione composta acciaio-calcestruzzo

La struttura metallica dell'impalcato verrà completata con un getto di una soletta di spessore 25 cm in calcestruzzo gettata in opera su predalles autoportanti. Le travi saranno rese collaboranti con la soletta mediante opportuna piolatura con pioli tipo Nelson.

Le travi principali a piatti saldati saranno pertanto verificate come elementi strutturali composti mediante analisi lineare elastica come riportato al paragrafo 4.3 del DM 17.01.2018.

Il calcolo della resistenza a flessione verrà pertanto condotto come indicato al paragrafo 4.3.4.2.1.1 della Normativa:

(...)

Il momento resistente elastico è calcolato sulla base di una distribuzione elastica delle tensioni nella sezione. Si deve trascurare il contributo del calcestruzzo teso. Il momento resistente elastico, M_{el} , è calcolato limitando le deformazioni al limite elastico della resistenza dei materiali: f_{cd} per il calcestruzzo, f_{yd} per l'acciaio strutturale e f_{sd} per le barre d'armatura.

(...)

Il calcolo della resistenza a taglio verrà condotto come indicato al paragrafo 4.3.4.2.1.1 della Normativa:

(...)

La resistenza a taglio verticale della membratura è affidata interamente alla trave metallica, la cui resistenza è calcolata secondo le formule riportate in §4.2.4.1.2.

(...)

5 ANALISI STRUTTURALE

5.1 Modello FEM

Per la valutazione delle sollecitazioni delle strutture si è realizzato un modello agli elementi finiti con il programma di calcolo ModeSt.

Il programma di calcolo automatico utilizzato risolve strutture spaziali schematizzate con elementi finiti in campo elastico lineare, con la possibilità di svolgere analisi sismiche sia di tipo statico che dinamico. Il programma, denominato ModeSt, è un metodo grafico interattivo di modellazione strutturale tridimensionale che permette di schematizzare agli elementi finiti strutture costituite da travi, pilastri e setti. In particolare possono essere utilizzati due tipi di elementi finiti: le aste (anche su suolo elastico) per la schematizzazione di travi e pilastri e gli elementi bidimensionali (con comportamento membranale, flessionale) per la modellazione di setti in c.a. e di platee di fondazione.

Una volta definita la struttura dal punto di vista geometrico, il calcolo è affidato al solutore denominato XFINEST.

Le coordinate dei nodi del modello sono riferite ad un sistema di coordinate x-y-z con il piano x-y orizzontale. Ogni nodo del modello ha 6 gradi di libertà, ad esclusione dei nodi relativi alla fondazione su pali del pilastro, vincolati verticalmente con delle molle, a cui sono stati impediti i movimenti in direzione x e y. Ad ogni singolo elemento, trave, pilastro o pannello, sono state assegnate le caratteristiche geometriche della sezione, le proprietà elastiche del materiale ed il carico. I carichi, una volta definiti per unità di superficie, vengono trasferiti agli elementi finiti in maniera automatica.

Per il calcolo della struttura è stata adottata un'analisi statica, andando ad analizzare le massime sollecitazioni che si hanno allo SLU.

Le condizioni di carico elementari sono combinate insieme per fornire i carichi da applicare alla struttura nelle varie combinazioni di carico così come stabilito dalle Norme.

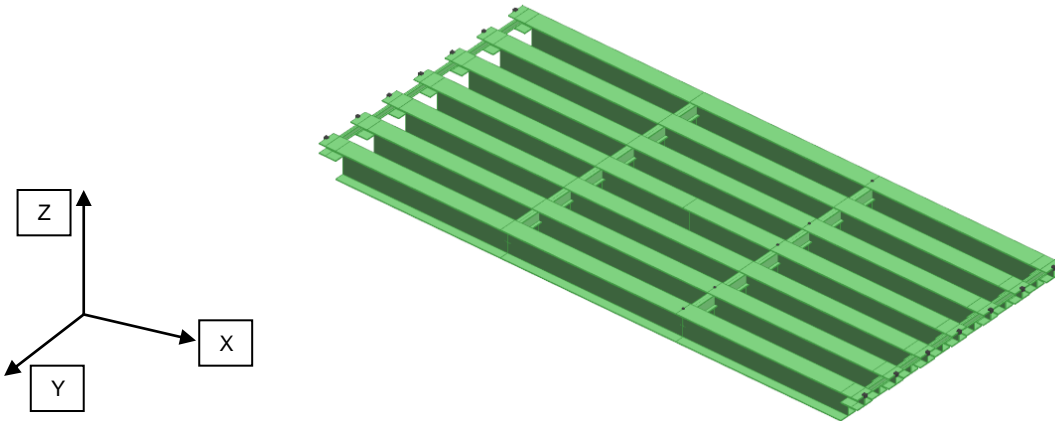
Il programma fornisce:

- i tre spostamenti dei nodi rispetto agli assi cartesiani nelle combinazioni di carico;
- le tre rotazioni dei nodi rispetto agli assi cartesiani globali nelle combinazioni di carico;
- le sollecitazioni sul terreno;
- le sollecitazioni nelle aste (N, Ty, Tz, Mx, My, Mz) calcolate in corrispondenza delle estremità per ognuna delle combinazioni di carico (intendendo per aste sia le travi che i pilastri);
- le sollecitazioni negli elementi bidimensionali nei nodi per ognuna delle combinazioni di carico (σ_{xx} , σ_{zz} , τ_{xz} , τ_{zy} , τ_{xy} Mxx, Mzz, Mxz).

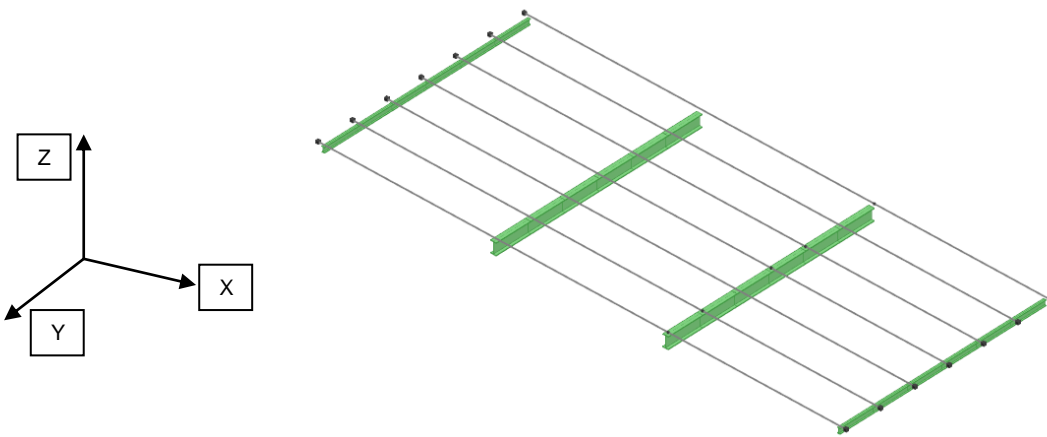
Per il calcolo delle strutture si è utilizzato il **metodo semiprobabilistico agli stati limite**.

Sono stati eseguiti quattro modelli come di seguito elencato:

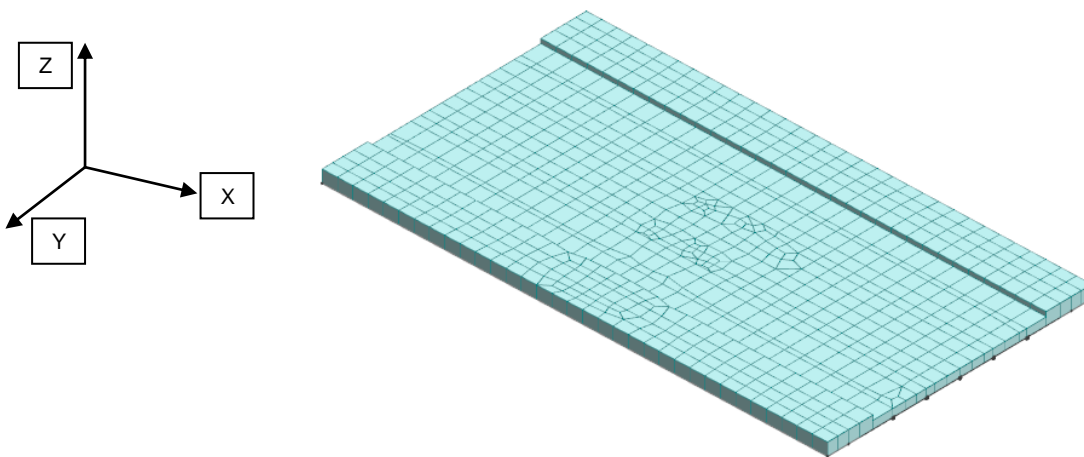
- modello di fase 1: impalcato metallico con peso proprio dell' acciaio e del getto della soletta
- modello di fase 2: travi collaboranti, analisi a tempo “zero”
- modello di fase 3: travi collaboranti, analisi a tempo “infinito”
- modello della soletta di impalcato



Modello 2.2 - solo impalcato



Modelli 3.1-3.2-4.1-4.2 - travi collaboranti



Modelli 5.2-5.3 - soletta

Il modello di fase 1 comprende le strutture metalliche di impalcato con schema statico di trave semplicemente appoggiata. I carichi agenti sono dati unicamente dai pesi propri della struttura in acciaio e della soletta.

Nei modelli di fase 2 le travi principali a piatti saldati sono state modellate considerando l'inerzia della sezione collaborante acciaio-clt mediante una sezione fittizia con momento di inerzia valutato sulla sezione omogeneizzata all'acciaio secondo il metodo elastico previsto al paragrafo 4.3.4.2.1.1 e 4.3.4.2.1.1 del DM 17.01.2018. Sono stati analizzati due modelli, uno a tempo zero e l'altro a tempo infinito. Nel modello a tempo zero è stato considerato un coefficiente di omogeneizzazione "n" pari a 6, ovvero il modulo di elasticità pieno; nel modello a tempo infinito, considerando il carico di lunga durata, il calcestruzzo si comporta come se avesse un modulo di elasticità fittizio pari a circa 1/3 di quello iniziale, quindi con n=18. Sono state eseguite due modellazioni al fine di considerare la diversa inerzia della sezione:

- analisi a tempo "zero": modulo di elasticità del calcestruzzo pari al valore pieno di Normativa. Tale modello sarà utilizzato per l'analisi delle sollecitazioni agenti nel breve periodo indotte dai carichi permanenti portati, dai variabili da traffico e dall'effetto delle variazioni termiche;
- analisi a tempo "infinito": modulo di elasticità del calcestruzzo ridotto. Tale modello sarà utilizzato per portare in conto gli effetti del ritiro e della viscosità del calcestruzzo e per valutare le sollecitazioni agenti nel lungo periodo.

Il modello della soletta consentirà l'analisi delle sollecitazioni indotte dai carichi variabili da traffico e dalla condizione eccezionale dell'urto del veicolo in svio come previsto al paragrafo 5.1.3.10 del DM 17.01.2018.

Si riportano gli schemi di applicazione dei carichi alle travi di impalcato.

G1: peso proprio dell' acciaio (calcolato in automatico dal programma) e della soletta :

- Travi di estremità:

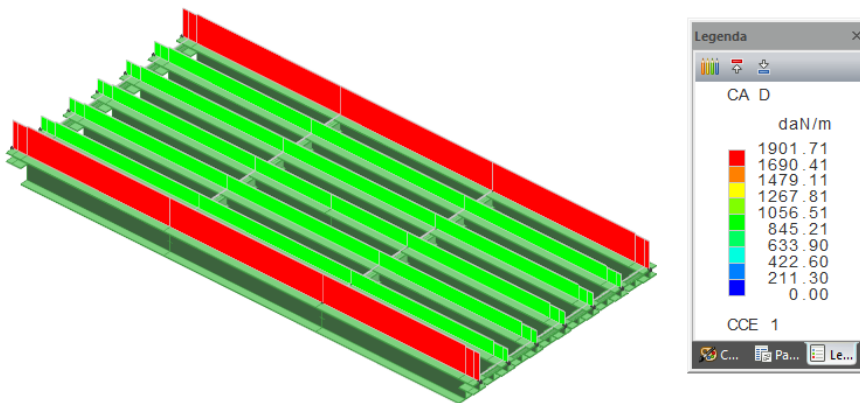
$$q=(2500\text{kg/mc} \times 0.25\text{m}) \times 1.63 \text{ m} = 1019 \text{ kg/m}$$

al quale andrà aggiunto il peso dei cordoli (h = 15cm)
 $1019+(375\text{kg/mq} \times 1.63) = \mathbf{1630 \text{ kg/m}}$

- Travi centrali:

$$q=(2500\text{kg/mc} \times 0.25\text{m}) \times 1.13\text{m} = \mathbf{706 \text{ kg/m}}$$

peso proprio acciaio travi: **272 kg/m**



Disposizione carichi G1

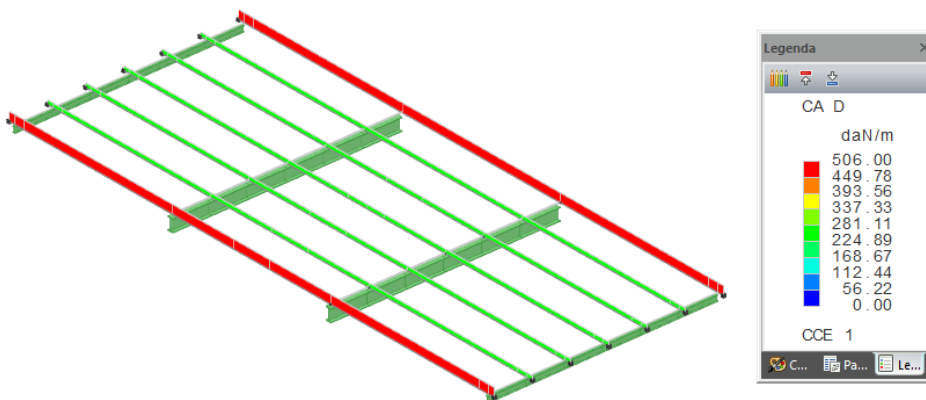
G2: binder e tappeto di usura

- Travi di estremità :

$$q=(200 \text{ kg/mq} \times 1.63\text{m}) + 180 \text{ kg/m (barriere)} = \mathbf{506 \text{ kg/m}}$$

- Travi centrali :

$$q=(200 \text{ kg/mq} \times 1.13\text{m}) = \mathbf{226 \text{ kg/m}}$$



Disposizione carichi G2

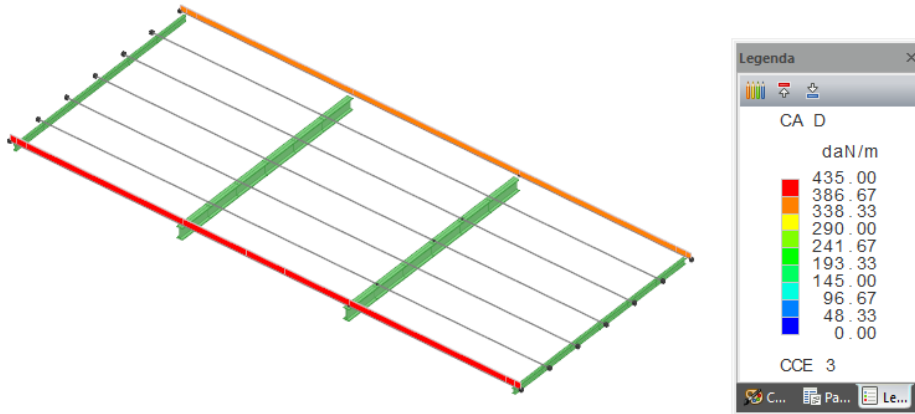
G2: folla marciapiede

- Trave di estremità 1:

$$q=250 \text{ kg/mq} \times (1.07\text{m}+0.67\text{m}) = \mathbf{435 \text{ kg/m}}$$

- Trave di estremità 2:

$$q=250 \text{ kg/mq} \times (1.07\text{m}+0.43\text{m}) = \mathbf{375 \text{ kg/m}}$$



Disposizione carichi folla marciapiede

q_{1k} : corsia 1 (eccentrica lungo l'asse longitudinale del ponte) + corsia 2 + area rimanente

$$\text{trave 1: } q=900 \text{ kg/mq} \times (1.07+0.56) \text{ m} = 1467 \text{ kg/m}$$

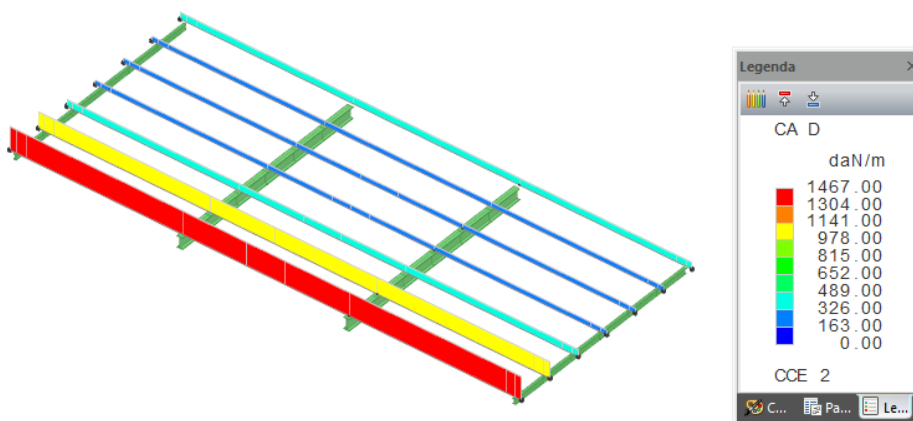
$$\text{trave 2: } q=900 \text{ kg/mq} \times 1.13 \text{ m} = 1017 \text{ kg/m}$$

$$\text{trave 3: } q= [(900 \times 0.23) \text{ kg/mq} + (250 \times 0.33) \text{ kg/mq}] + (250 \times 0.56) \text{ kg/mq} = 430 \text{ kg/m}$$

$$\text{trave 4-5: } q=250 \text{ kg/mq} \times 1.13 \text{ m} = 283 \text{ kg/m}$$

$$\text{trave 6: } q=250 \text{ kg/mq} \times 1.13 \text{ m} = 283 \text{ kg/m (area rimanente)}$$

$$\text{trave 7: } q=250 \text{ kg/mq} \times (0.56+1.07) \text{ m} = 408 \text{ kg/m (area rimanente)}$$



Disposizione carichi corsia 1 eccentrica

q_{1k} : corsia 1 (centrata lungo l'asse longitudinale del ponte) + corsia 2 + area rimanente

trave 1: $q=250 \text{ kg/mq} \times (1.07+0.56) \text{ m} = 408 \text{ kg/m}$

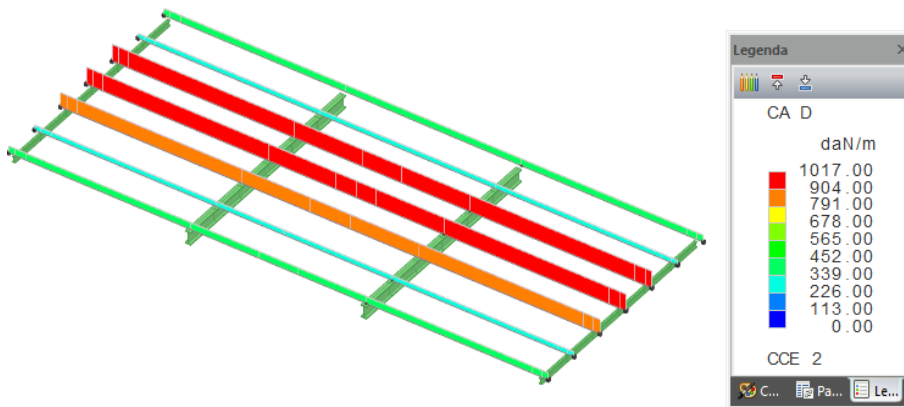
trave 2: $q=250 \text{ kg/mq} \times 1.13 \text{ m} = 283 \text{ kg/m}$

trave 3: $q= [(250 \times 0.23) \text{ kg/mq} + (900 \times 0.33) \text{ kg/mq}] + (900 \times 0.56) \text{ kg/mq} = 860 \text{ kg/m}$

trave 4-5: $q=900 \text{ kg/mq} \times 1.13 \text{ m} = 1017 \text{ kg/m}$

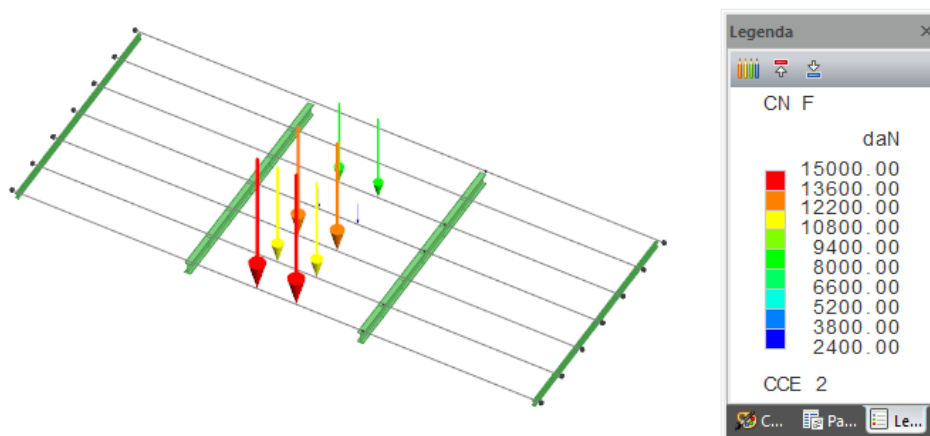
trave 6: $q=250 \text{ kg/mq} \times 1.13 \text{ m} = 283 \text{ kg/m}$ (area rimanente)

trave 7: $q=250 \text{ kg/mq} \times (0.56+1.07) \text{ m} = 408 \text{ kg/m}$ (area rimanente)

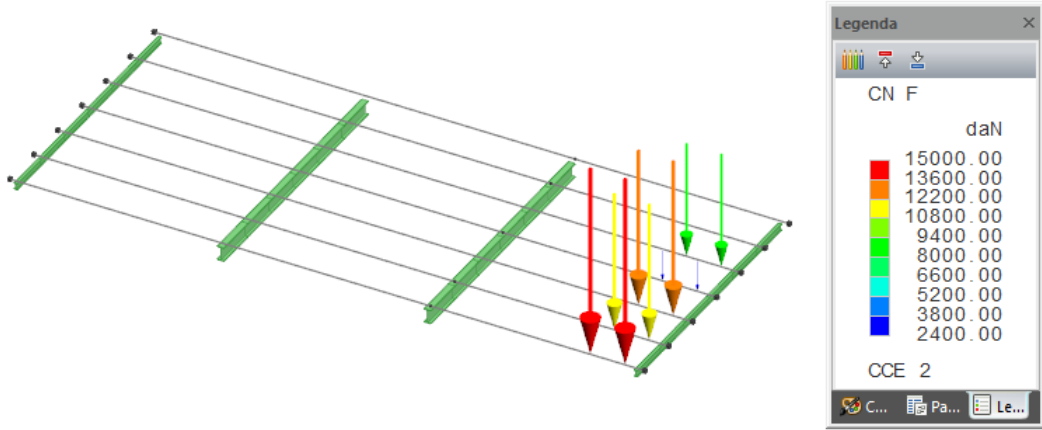


Disposizione carichi corsia 1 centrata

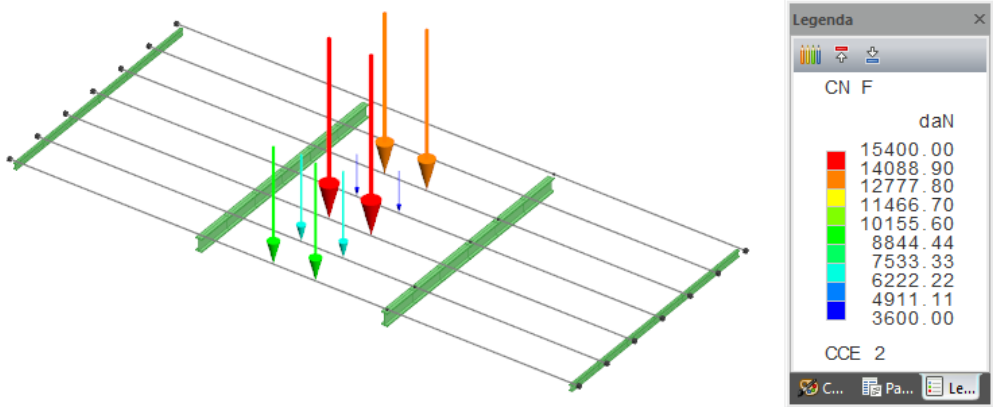
mezzo tandem eccentrico in mezzeria (carico riportato sulle travi)



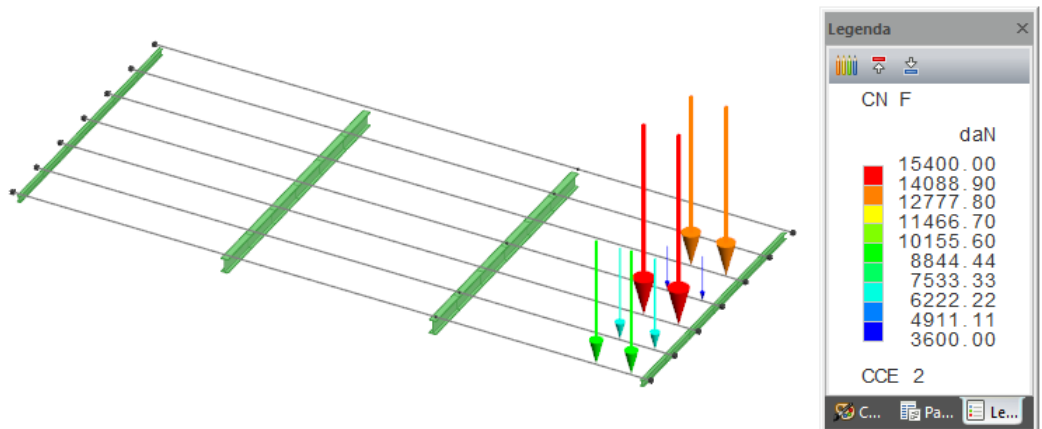
mezzo tandem eccentrico all'appoggio (carico riportato sulle travi)



mezzo tandem centrato in mezzeria (carico riportato sulle travi)



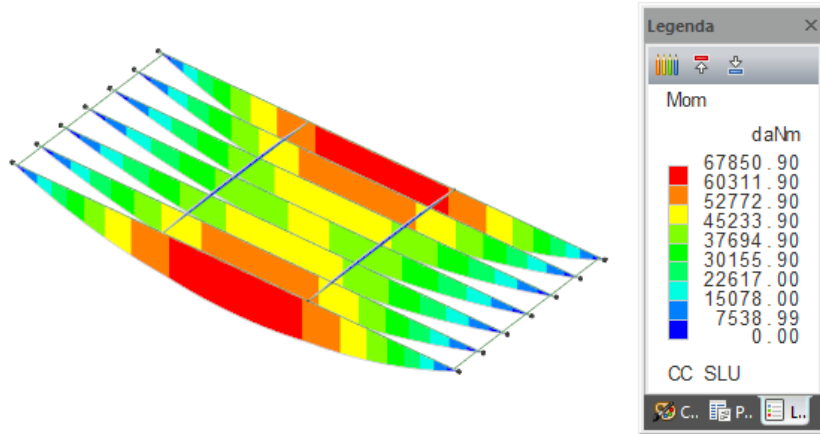
mezzo tandem centrato all'appoggio (carico riportato sulle travi)



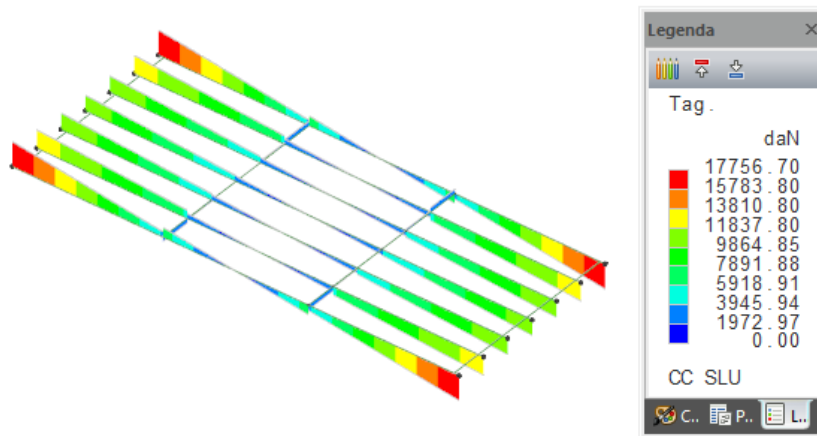
5.2 Analisi delle sollecitazioni dell'impalcato metallico

Le massime sollecitazioni agenti si hanno in condizioni statiche allo SLU.

Si riporta l'andamento delle sollecitazioni per il modello di fase 1 (azione dei carichi G1):

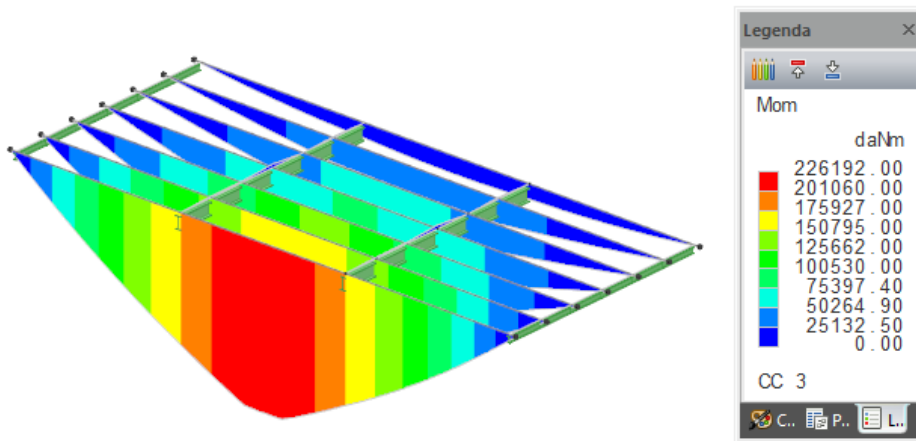


Modello 2.2 - momento flettente travi

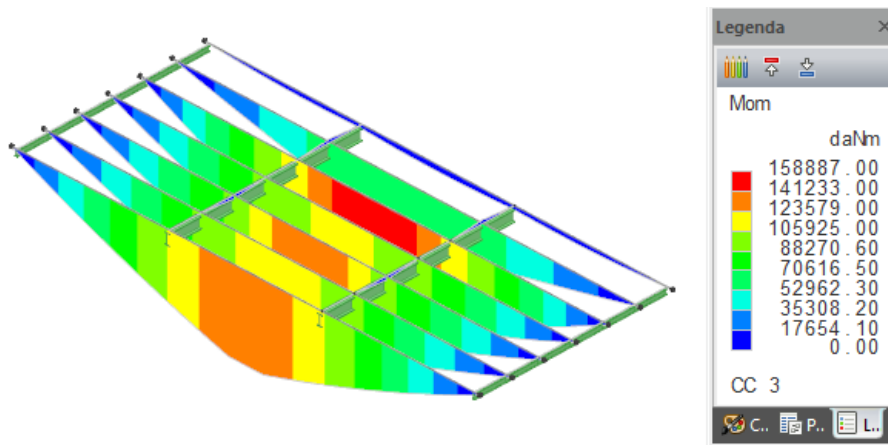


Modello 2.2 - taglio travi

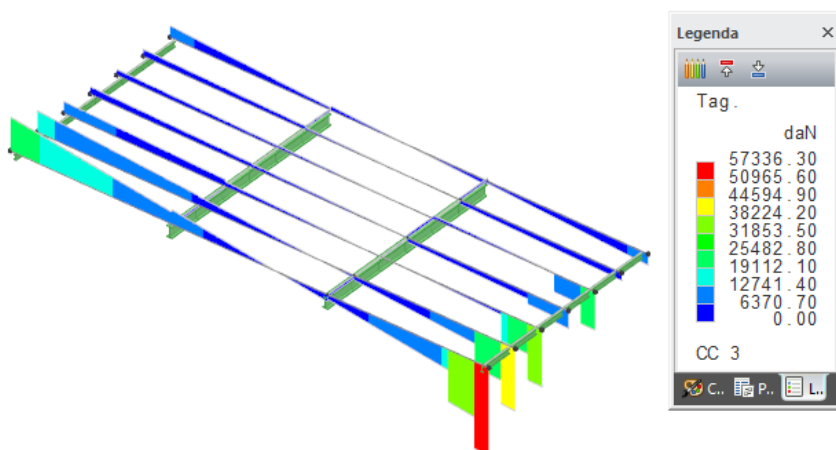
Si riporta l'andamento delle sollecitazioni per i modelli di fase 2 (analisi nel breve periodo):



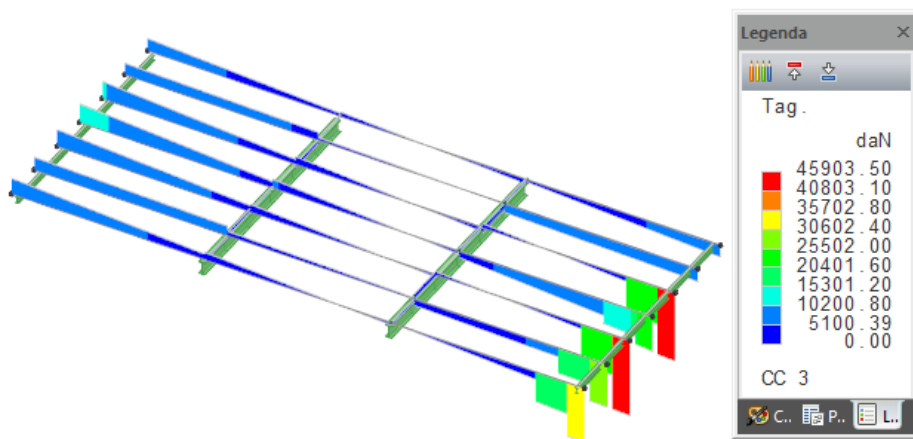
Modello 3.1 - momento flettente travi (tandem eccentrico in mezzeria)



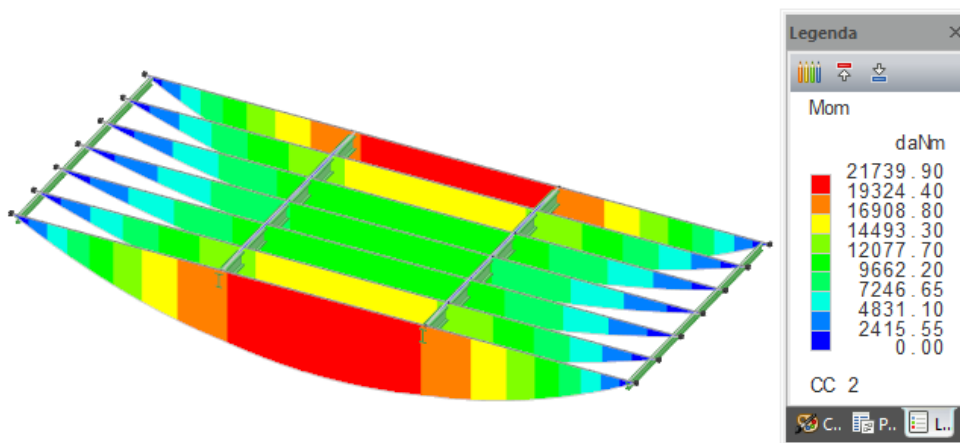
Modello 6.1 - momento flettente travi (tandem centrato in mezzeria)



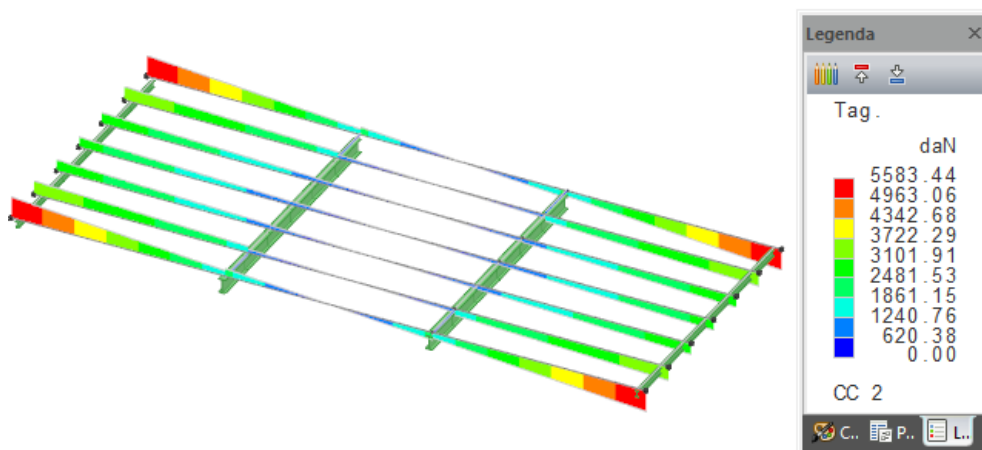
Modello 3.2 - taglio travi (tandem eccentrico all'appoggio)



Modello 6.2 - taglio travi (tandem centrato all'appoggio)

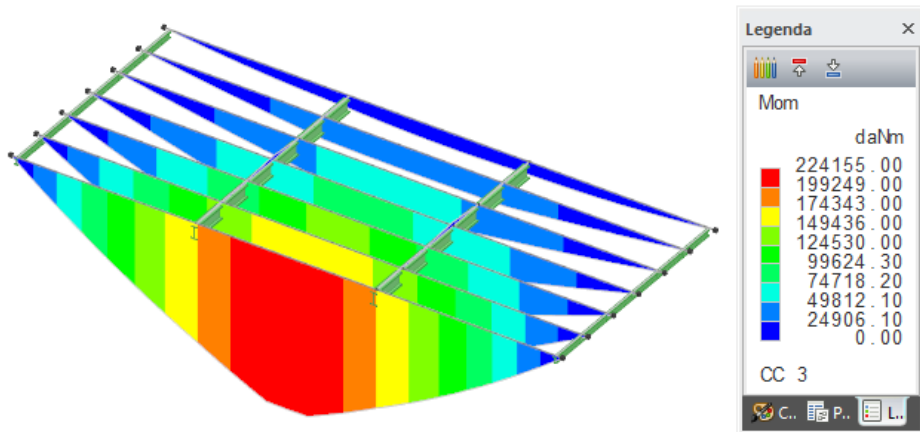


Modello 3.1 - momento flettente travi (permanenti portati G2)

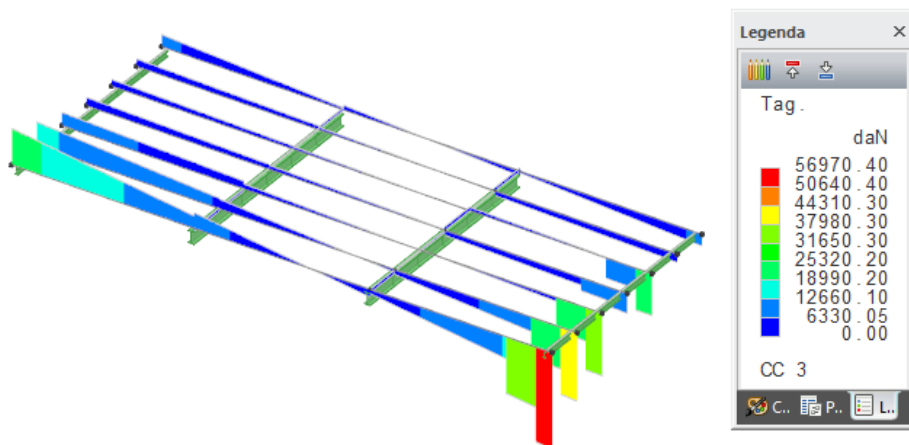


Modello 3.1 - taglio travi (permanenti portati G2)

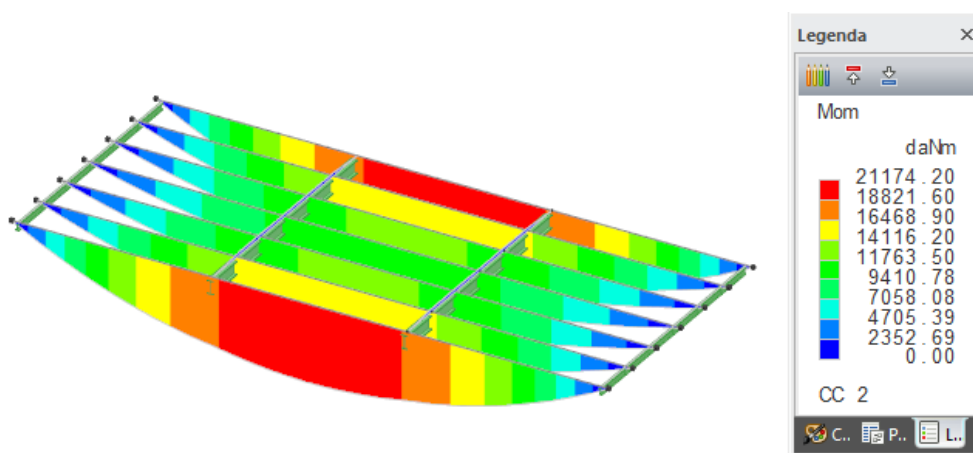
Si riporta l'andamento delle sollecitazioni per i modelli di fase 3 (analisi nel lungo periodo):



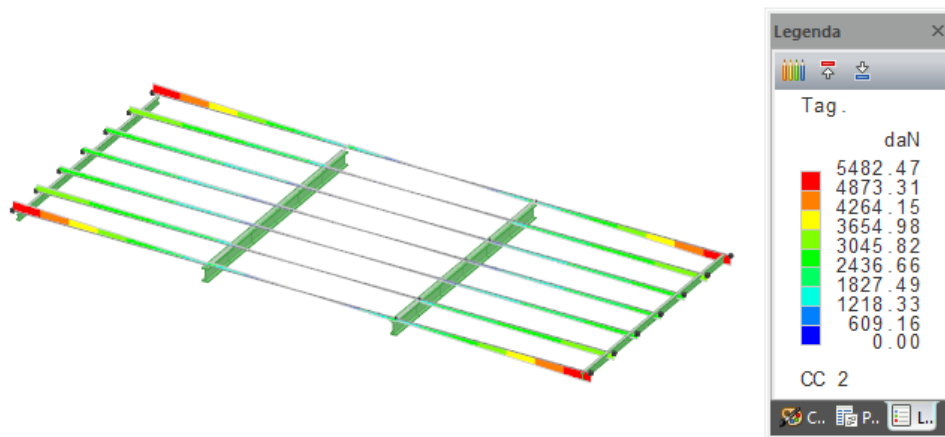
Modello 6.1 - momento flettente travi (tandem eccentrico in mezzeria)



Modello 6.2 - taglio travi (tandem eccentrico all'appoggio)



Modello 4.1 - momento flettente travi (permanenti portati G2)



Modello 4.1 - taglio travi (permanenti portati G2)

Si riporta un riepilogo delle massime sollecitazioni agenti:

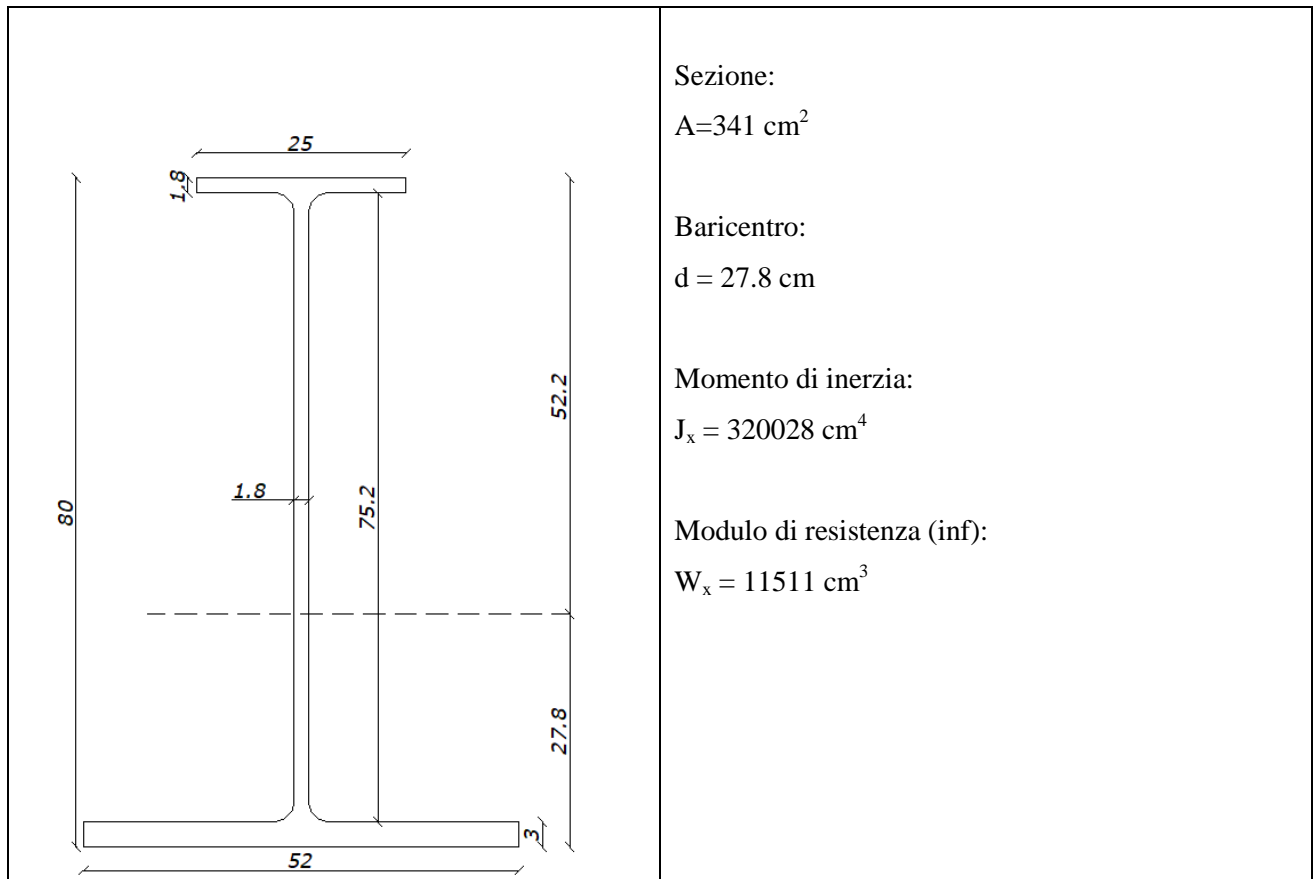
RIEPILOGO SOLLECITAZIONI TRAM						
FASE	M_{MAX} [kgm]			V_{MAX} [kg]		
	G1	G2	TRAFFICO	G1	G2	TRAFFICO
fase 1	67851	-	-	17757	-	-
fase 2	-	21740	226192	-	5584	57336
fase 3	-	21174	224155	-	5482	56970

5.3 Verifiche di sicurezza SLU

5.3.1 VERIFICA DELLE TRAVI

Le travi saranno realizzate a sezione composta tramite con piatti saldati.

Si riportano le caratteristiche della trave:



Di seguito verranno riportate le verifiche eseguite sui profili. Considerando che le travi hanno sezione variabile, verrà considerata la sezione di altezza H=80 cm della trave per le verifiche in mezzera e la sezione della trave agli appoggi H=29 cm per le verifiche a taglio.

VERIFICA A FLESSIONE TRAVE H=80cm: trave metallica + soletta

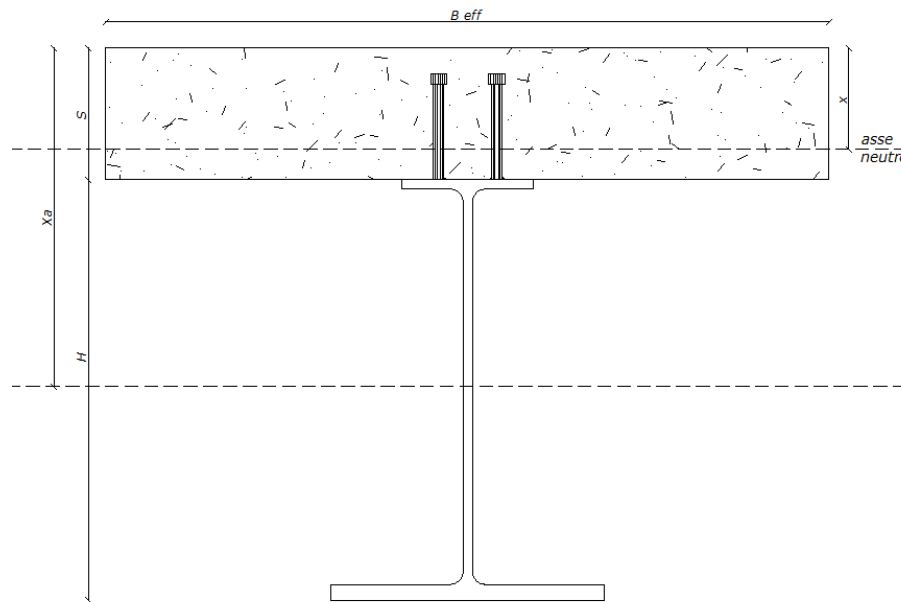
VERIFICHE FASE 1 - TRAVE METALLICA + SOLETTA						
L		16,23	m	lunghezza trave		
W_a		11511	cm ³	modulo di resistenza	trave parte inferiore	
f_{yk}	S355	3550	kg/cm ²			
f_{yd}	$f_{yk} / 1.05 =$	3381	kg/cm ²	tensione di progetto acciaio		
<i>verifica di resistenza a flessione</i>						
$M_{ED, fase 1}$		67851	kgm	momento sollecitante		
$\sigma_{a, fase 1}$	$M_{ED, fase 1} / W_a =$	589	kg/cm ²			
f_{yd}	$>$	σ_a		verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	17%

VERIFICA A TAGLIO TRAVE H=29cm: trave metallica + soletta

verifica di resistenza a taglio par. 4.2.4.1.2.4 DM 17.01.2018						
b_{sup}		250	mm	larghezza ala sup		
b_{inf}		520	mm	larghezza ala inf		
h		290	mm	altezza	trave h=29 cm	
$t_{f, sup}$		18	mm	spessore ala sup		
$t_{f, inf}$		30	mm	spessore ala inf		
t_a		18	mm	spessore anima		
r		24	mm	raggio di curvatura raccordo ali		
A_a		249	cm ²	area sezione acciaio		
A_v	$A_a - b t_{f, sup} - b t_{f, inf} + (t_a + 2 r) t_{f, sup} =$	59,9	cm ²	area resistente a taglio		
f_{yk}		3550	kg/cm ²	tensione di snervamento caratteristica		
$V_{Ed, fase 1}$		17757	kg	taglio sollecitante di fase 1		
$V_{C, Rd}$	$A_v f_{yk} / \sqrt{3} \gamma_{m0} =$	116885	kg	taglio resistente		
$V_{C, Rd}$	$>$	V_{Ed}		verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	15%

VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO FASE 2: trave collaborante a tempo "zero" e tempo "infinito"

Si riporta lo schema di calcolo della sezione composta:



Schema di calcolo sezione composta acciaio-clt

Il calcolo delle tensioni agenti nei due materiali sarà eseguito secondo le seguenti espressioni:

verifica lato calcestruzzo

$$\sigma_c = (1/n) \times M_{ED, fase 2} \times (x / J_{om})$$

verifica lato acciaio

$$\sigma_a = M_{ED, fase 2} \times (h+s-x) / J_{om}$$

Si riporta di seguito il calcolo della sezione composta secondo il metodo elastico previsto al paragrafo 4.3.4.2.1.1 del DM 17.01.2018.

VERIFICHE FASE 2 - TRAVE COMPOSTA ACCIAIO-CLS - par. 4.3 DM 17.01.2018 - TEMPO ZERO

calcolo della larghezza efficace (par.4.3.2.3 DM 17.01.2018)

L_e	(*)	16,23 m	distanza tra due punti di nullo del diagramma dei momenti
(*)	Nel caso di trave appoggiata con carico distribuito è pari alla luce della trave		
b_1		0,57 m	
b_2		0,57 m	
b_0		0,10 m	interasse connettori
b_{e1}	$\min(L_e / 8 ; b_1) =$	0,57 m	larghezza collaborante sinistra
b_{e2}	$\min(L_e / 8 ; b_2) =$	0,57 m	larghezza collaborante destra
b_{eff}	$b_0 + b_{e1} + b_{e2} =$	1,24 m	larghezza collaborante

geometria della trave- sezione rinforzata

b		250 mm	larghezza ala
h		800 mm	altezza
t_f		18 mm	spessore ala superiore
t_a		18 mm	spessore anima
A_a		341 cm ²	area sezione acciaio
J_a		320028 cm ⁴	momento di inerzia acciaio

geometria della soletta

s		25 cm	spessore soletta
A_c	$b_{eff} \times s =$	3100 cm ²	area sezione calcestruzzo
J_c	$1/12 \times b_{eff} \times s^3 =$	161458 cm ⁴	momento di inerzia calcestruzzo

armatura soletta (parallela all'asse della trave)

A_ϕ	5+5Ø16	20,11 cm ²	area armature soletta
----------	--------	-----------------------	-----------------------

metodo elastico - calcolo della posizione dell'asse neutro e del momento di inerzia della sezione composta

n_0		6 -	coefficiente di omogeneizzazione a tempo "zero"
A_{om}	$A_a + B \times n =$	1097 cm ²	area sezione omogenea di acciaio
x_a		77,2 cm	distanza baricentro acciaio da lembo superiore soletta
x_c	$s/2 =$	12,5 cm	distanza baricentro soletta da lembo superiore soletta
x_ϕ	$s/2 =$	12,5 cm	distanza baricentro armature da lembo superiore soletta
S		40169 cm ³	momento statico rispetto al lembo superiore soletta
x		36,6 cm	distanza asse neutro da lembo superiore soletta
J_{om}	$J_a + Bx^3 / 3 + n A_a (x_a - x)^2 =$	1219866 cm ⁴	momento di inerzia sezione composta

VERIFICHE FASE 3 - TRAVE COMPOSTA ACCIAIO-CLS - par. 4.3 DM 17.01.2018 - TEMPO INFINITO

calcolo della larghezza efficace (par.4.3.2.3 DM 17.01.2018)

L_e	(*)	16,23 m	distanza tra due punti di nullo del diagramma dei momenti
(*)	Nel caso di trave appoggiata con carico distribuito è pari alla luce della trave		
b_1		0,57 m	metà interasse travi
b_2		0,57 m	
b_0		0,10 m	interasse connettori
b_{e1}	$\min(L_e / 8 ; b_1) =$	0,57 m	larghezza collaborante sinistra
b_{e2}	$\min(L_e / 8 ; b_2) =$	0,57 m	larghezza collaborante destra
b_{eff}	$b_0 + b_{e1} + b_{e2} =$	1,24 m	larghezza collaborante

 geometria della trave- **sezione rinforzata**

b		250 mm	larghezza ala
h		800 mm	altezza
t_f		18 mm	spessore ala superiore
t_a		18 mm	spessore anima
A_a		341 cm ²	area sezione acciaio
J_a		320028 cm ⁴	momento di inerzia acciaio

geometria della soletta

s		25 cm	spessore soletta
A_c	$b_{eff} \times s =$	3100 cm ²	area sezione calcestruzzo
J_c	$1/12 \times b_{eff} \times s^3 =$	161458 cm ⁴	momento di inerzia calcestruzzo

armatura soletta (parallela all'asse della trave)

A_ϕ	5+5Ø16	20,11 cm ²	area armature soletta
----------	---------------	------------------------------	-----------------------

metodo elastico - calcolo della posizione dell'asse neutro e del momento di inerzia della sezione composta

n_{inf}		18 -	coefficiente di omogeneizzazione a tempo "infinito"
A_{om}	$A_a + A_\phi + A_c / n =$	533 cm ²	area sezione omogenea di acciaio
x_a		77,2 cm	distanza baricentro acciaio da lembo superiore soletta
x_c	$s/2 =$	12,5 cm	distanza baricentro soletta da lembo superiore soletta
x_ϕ	$s/2 =$	12,5 cm	distanza baricentro armature da lembo superiore soletta
S	$(A_a \times x_a) + (A_\phi \times x_\phi) + (A_c \times x_c / n) =$	28729 cm ³	momento statico rispetto al lembo superiore soletta
x	$S / A_{om} =$	53,9 cm	distanza asse neutro da lembo superiore soletta
J_{om}	$J_a + J_c / n + A_a \times (x - x_a)^2 + A_\phi \times (x_\phi - x)^2 + A_c / n \times (x_c - x)^2 =$	843773 cm ⁴	momento di inerzia sezione composta

Si riporta il calcolo degli effetti delle variazioni termiche:

VARIAZIONI TERMICHE				
α_T		0,00001	°C ⁻¹	coefficiente di dilatazione termica cls
ΔT	Eurocodice EN1991-1-5, Tabella 6.1	-18	°C	differenza di temperatura tra i materiali
ε_T	$\alpha_T \Delta T =$	-0,00018	-	deformazione termica
A_C		310000	mm ²	area sezione calcestruzzo
f_{ck}	C35/45	35	N/mm ²	resistenza cilindrica del calcestruzzo
f_{cm}	$f_{ck} + 8 =$	43	N/mm ²	
$E_{c,0}$	$22000 f_{cm}^{0,3} =$	34077	N/mm ²	modulo di elasticità a tempo "zero"
N_T	$\gamma_{\varepsilon 3} \Psi_0 \varepsilon_T E_{c,0} A_C =$	-136908	kg	sforzo normale dovuto alla variazione termica ($\gamma_{\varepsilon 3} = 1.20$; $\Psi_0 = 0.60$)
e	$X - s/2 =$	24,10	cm	eccentricità
M_T	$N_T e =$	-3299800	kgcm	momento dovuto alla variazione termica
H		105	cm	altezza totale della sezione
Y_G	$h+s-X =$	68,4	cm	distanza del baricentro dal lembo inferiore
$\sigma_{c,T}$	$N_T/A_C - N_T/(n_0 A_{0m}) - M_T/(n_0 J_{0m}) (H-Y_G) =$	-7	kg/cm ²	tensione nella soletta (+ perché di compressione)
$\sigma_{a,T}$	$-N_T(A_{0m}) - M_T/(J_{0m}) (Y_G) =$	310	kg/cm ²	tensione nell'acciaio (+ perché di trazione)

Si riporta il calcolo degli effetti di ritiro e viscosità:

RITIRO E VISCOSITA' (par.11.2.10.6 e par.11.2.10.7 DM 2018)				
<i>ritiro per essiccamento</i>				
u.r.		60%	-	umidità relativa
f_{ck}	C35/45	35	N/mm ²	resistenza cilindrica del calcestruzzo
ε_{c0}		-0,0004075	-	interpolazione lineare sui valori di tabella 11.2.Va
u		9420	mm	perimetro del c.a. esposto all'aria
A_C		310000	mm ²	area sezione calcestruzzo
h_0	$2 A_C / u$	65,82	-	
k_h		1,00	-	da tabella 11.2.Vb
ε_{cd}	$k_h \varepsilon_{c0}$	-0,000408	-	deformazione per ritiro da essiccamento
<i>ritiro autogeno</i>				
ε_{ca}	$-2.5 (f_{ck}-10) 10^{-6} =$	-0,000063	-	deformazione per ritiro autogeno (formula 11.2.10 DM 2018)
ε_{cs}		-0,00047	-	deformazione totale da ritiro
<i>viscosità</i>				
φ		1,9	-	coefficiente di viscosità
A_C		310000	mm ²	area sezione calcestruzzo
f_{ck}	C35/45	35	N/mm ²	resistenza cilindrica del calcestruzzo
f_{cm}	$f_{ck} + 8 =$	43	N/mm ²	
$E_{c,inf}$	$E_{c,0} / (1+\varphi) =$	11751	N/mm ²	modulo di elasticità a tempo "infinito"
P_{ritiro}	$\gamma_{\varepsilon 2} \varepsilon_{cs} E_{c,inf} A_C =$	-205450	kg	sforzo normale dovuto al ritiro ($\gamma_{\varepsilon 3} = 1.20$)
e	$X - s/2 =$	41,4	cm	eccentricità
M_T	$N_T e =$	-8498981	kgcm	momento dovuto al ritiro
H		105	cm	altezza totale della sezione
Y_G	$h+s-X =$	51,1	cm	distanza del baricentro dal lembo inferiore
$\sigma_{c,RV}$	$N_T/A_C - N_T/(n_{inf} A_{0m}) - M_T/(n_{inf} J_{0m}) (H-Y_G) =$	-14,7	kg/cm ²	tensione nella soletta (- perché di trazione)
$\sigma_{a,RV}$	$-N_T(A_{0m}) - M_T/(J_{0m}) (Y_G) =$	900	kg/cm ²	tensione nell'acciaio (+ perché di trazione)

Si riporta il riepilogo delle tensioni agenti effettuando la sovrapposizione degli effetti per le varie fasi di verifica.

SOVRAPPOSIZIONE DEGLI EFFETTI-verifica a momento flettente travi-breve periodo						
	$\sigma_{I,G1}$	$\sigma_{II,Qtraffico}$	$\sigma_{II,var.T}$	$\sigma_{II,G2}$		
	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]		
cls	-	113	-7	11		(positive di compressione)
acciaio	589	1268	310	122		(positive di trazione)
<u>verifica lato calcestruzzo - sovrapposizione degli effetti</u>						
σ_c	117	kg/cm ²				
f_{cd}	198	kg/cm ²				
f_{cd}	>	σ_c		verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	59%
<u>verifica lato acciaio - sovrapposizione degli effetti</u>						
σ_a	2289	kg/cm ²				
f_{yd}	3381	kg/cm ²				
f_{yd}	>	σ_a		verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	68%

SOVRAPPOSIZIONE DEGLI EFFETTI-verifica a momento flettente travi-lungo periodo						
	$\sigma_{I,G1}$	$\sigma_{III,Qtraffico}$	$\sigma_{III,ritiro+visc}$	$\sigma_{III,G2}$		
	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]		
cls	-	80	-15	8		(positive di compressione)
acciaio	589	1358	900	128		(positive di trazione)
<u>verifica lato calcestruzzo - sovrapposizione degli effetti</u>						
σ_c	72	kg/cm ²				
f_{cd}	198	kg/cm ²				
f_{cd}	>	σ_c		verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	36%
<u>verifica lato acciaio - sovrapposizione degli effetti</u>						
σ_a	2976	kg/cm ²				
f_{yd}	3381	kg/cm ²				
f_{yd}	>	σ_a		verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	88%

Nel breve periodo, la soletta risulta più sollecitata rispetto alla trave in acciaio con un tasso di sfruttamento massimo pari al 59%; viceversa, nel lungo periodo, poiché il calcestruzzo subisce gli effetti della viscosità con riduzione del suo modulo elastico, il tasso di sfruttamento si riduce al 36% mentre l'acciaio risulta più impegnato con sfruttamento al 88%.

Si riporta il riepilogo delle sollecitazioni di taglio, considerando la sezione di trave con H=29 cm, effettuando la sovrapposizione degli effetti per le varie fasi di verifica.

SOVRAPPOSIZIONE DEGLI EFFETTI-verifica a taglio travi H=29cm-breve periodo						
	$V_{ED,I,G1}$	$V_{ED,II,Qtraffico}$	$V_{ED,II,G2}$			
	[kg]	[kg]	[kg]			
acciaio	17757	57336	5584			
<u>sovrapposizione degli effetti</u>						
$V_{ED,tot}$	80677	kg				
V_{RD}	116885	kg				
V_{RD}	>	$V_{ED,tot}$		verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	69%

SOVRAPPOSIZIONE DEGLI EFFETTI-verifica a taglio travi H=29cm-lungo periodo						
	$V_{ED,I,G1}$	$V_{ED,III,Qtraffico}$	$V_{ED,III,G2}$			
	[kg]	[kg]	[kg]			
acciaio	17757	56970	5482			
<u>sovrapposizione degli effetti</u>						
$V_{ED,tot}$	80209	kg				
V_{RD}	116885	kg				
V_{RD}	>	$V_{ED,tot}$		verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	69%

Le azioni di taglio sono assorbite interamente dalla trave metallica che risulta in ugual modo impegnata nelle verifiche di lungo periodo con tasso di sfruttamento massimo pari al 69%.

VERIFICA DELLA PIOLATURA E DELL'ARMATURA TRASVERSALE

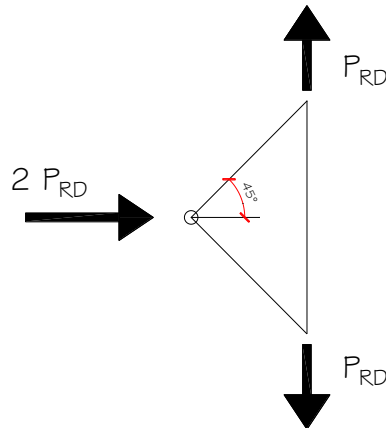
Le travi saranno piolate per renderle collaboranti con la soletta in c.a. mediante pioli tipo Nelson. Si esegue la verifica secondo la procedura riportata al paragrafo 4.3.4.3.1 del DM 17.01.2018.

Le verifiche di duttilità della connessione non sono dovute in quanto si è adottato un metodo di calcolo elastico.

CONNESSIONE A TAGLIO CON PIOLI (par. 4.3.4.3.1 DM 17.01.2018)					
f_{tk}		450 N/mm ²		resistenza a rottura acciaio del piolo	
f_{ck}		350 N/mm ²		resistenza cilindrica calcestruzzo soletta	
E_{cm}	$22000 [(f_{ck}+8)/10]^{0.3} =$	64356 N/mm ²		modulo di resistenza calcestruzzo soletta	
γ_V		1,25 -		coefficiente di sicurezza (par.4.3.3 DM 17.01.2018)	
d		22 mm		diametro piolo compreso tra 16 e 25 mm	
h_{sc}		200 mm		altezza piolo	
h_{sc} / d		9,090909 -		> 4	
α		1 -			
<i>calcolo della resistenza dei connettori (vale per caso di soletta piena)</i>					
$P_{RD,a}$	$0.8 f_{tk} (\pi d^2 / 4) / \gamma_V =$	10948 kg			
$P_{RD,b}$	$0.29 \alpha d^2 (f_{ck} E_{cm})^{0.5} / \gamma_V =$	53292 kg			
P_{RD}	$\min(P_{RD,a}; P_{RD,b}) =$	10948 kg		resistenza a taglio del piolo posto in una soletta piena	
$P_{RD,rid}$		8868 kg		resistenza a taglio ridotta per verifiche SLE (0.6×1.35)	
<i>calcolo dello scorrimento - verifica a breve termine</i>					
T_{ED}		62950 kg		taglio massimo sollecitante (fase 2)	
n		6 -		coefficiente di omogeneizzazione iniziale	
A_{om}		1097 cm ²		area sezione omogenea di acciaio	
S		40169 cm ³		momento statico rispetto al lembo superiore soletta	
x		36,6 cm		distanza asse neutro da lembo superiore soletta	
J_{om}		1219866 cm ⁴		momento di inerzia sezione composta	
S_C	$(B x) (x-x_c) / n =$	18232 cm ³		momento statico soletta reagente rispetto ad asse neutro	
q_T	$T_{ED} S_C / J_{om} =$	941 kg/cm		scorrimento unitario	
$q_{\Delta T}$	$N_T / b_{eff} =$	1630 kg/cm		scorrimento unitario per variazioni termiche	
q		2571 kg/cm		scorrimento unitario totale	
<i>verifica</i>					
i		10 cm		interasse pioli	
m		3 -		numero di pioli per fila	
P_{ED}	$q \times i / m =$	8569 kg		azione sollecitante sul piolo	
P_{RD}	>	P_{ED}		verifica soddisfatta	tasso sfruttamento 97%

Le verifiche risultano soddisfatte con pioli di diametro 22 mm ed altezza 20 cm disposti su tre file a passo 10 cm in prossimità degli appoggi dove si esplicano gli effetti dello scorrimento dovuto alle variazioni termiche, ovvero nei primi 155 cm di trave. Per la restante parte di trave, i pioli saranno disposti a passo 15 cm e nella sezione centrale, dove lo scorrimento assume valori più contenuti, si disporranno a passo 20 cm.

Si dimensiona l'armatura trasversale da disporre nell'interasse dei pioli secondo uno schema a traliccio:



$F_{ED} = P_{RD} = 10948 \text{ kg}$ massima azione di trazione agente nell'interasse dei pioli

Si dispongono 2+2 Ø12 trasversalmente all'asse della trave per ogni interasse dei pioli:

$F_{RD} = 4 \times 1.13 \times 4500 / 1.15 = 17687 \text{ kg} > 10948 \text{ kg}$ *verifica soddisfatta*

5.3.2 VERIFICA TRAVERSI

Di seguito si riportano le verifiche per i traversi di mezzera IPE 360 effettuate sommando le sollecitazioni massime derivanti dai modelli di fase 1 (carpenteria metallica e soletta) e fase 3 (travi collaboranti, analisi a tempo infinito):

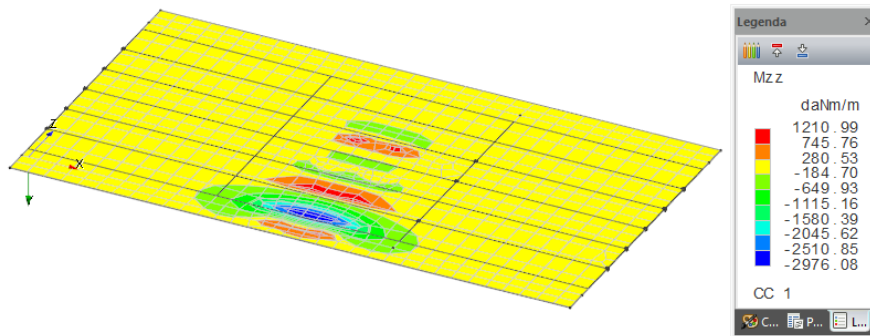
VERIFICHE FASE 1+3 - TRAVERSO IPE 360						
L		6,8	m	lunghezza trave		
W_a		903	cm ³	modulo di resistenza	trave parte inferiore	
f_{yk}	S355	3550	kg/cm ²			
f_{yd}	$f_{yk} / 1.05 =$	3381	kg/cm ²	tensione di progetto acciaio		
<i>verifica di resistenza a flessione</i>						
$M_{ED, fase 1}$		11175	kgm	momento sollecitante		
$\sigma_{a, fase 1}$	$M_{ED, fase 1} / W_a =$	1238	kg/cm ²			
f_{yd}	>	σ_a		verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	37%
<i>verifica di resistenza a taglio par. 4.2.4.1.2.4 DM 17.01.2018</i>						
b_{sup}		170	mm	larghezza ala sup		
b_{inf}		170	mm	larghezza ala inf		
h		360	mm	altezza		
$t_{f, sup}$		12	mm	spessore ala sup		
$t_{f, inf}$		12	mm	spessore ala inf		
t_a		8	mm	spessore anima		
r		18	mm	raggio di curvatura raccordo ali		
A_a		72,7	cm ²	area sezione acciaio		
A_v	$A_a - b t_{f, sup} - b t_{f, inf} + (t_a + 2 r) t_{f, sup} =$	37,2	cm ²	area resistente a taglio		
f_{yk}		3550	kg/cm ²	tensione di snervamento caratteristica		
$V_{Ed, fase 1}$		7736	kg	taglio sollecitante di fase 1		
$V_{C, Rd}$	$A_v f_{yk} / \text{radq}(3) \gamma_{m0} =$	72575	kg	taglio resistente		
$V_{C, Rd}$	>	V_{Ed}		verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	11%

Per i traversti di testata IPE 160:

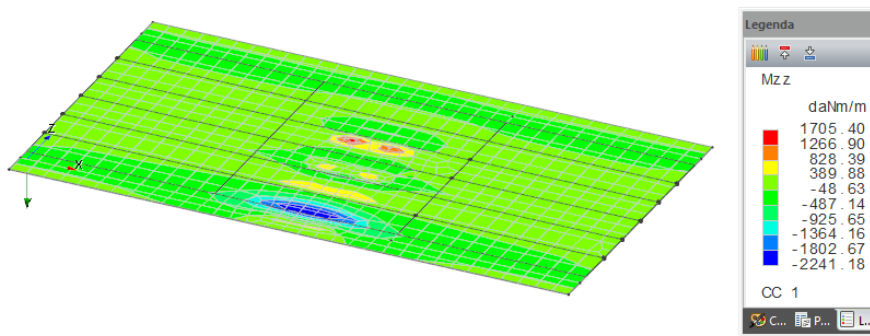
VERIFICHE FASE 1+3 - TRAVERSO IPE 160						
L		6,8	m	lunghezza trave		
W_a		108	cm ³	modulo di resistenza trave parte inferiore		
f_{yk}	S355	3550	kg/cm ²			
f_{yd}	$f_{yk} / 1.05 =$	3381	kg/cm ²	tensione di progetto acciaio		
<i>verifica di resistenza a flessione</i>						
$M_{ED, fase 1}$		120	kgm	momento sollecitante		
$\sigma_{a, fase 1}$	$M_{ED, fase 1} / W_a =$	111	kg/cm ²			
f_{yd}	>	σ_a		verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	3%
<i>verifica di resistenza a taglio par. 4.2.4.1.2.4 DM 17.01.2018</i>						
b_{sup}		82	mm	larghezza ala sup		
b_{inf}		82	mm	larghezza ala inf		
h		160	mm	altezza		
t_{sup}		7,5	mm	spessore ala sup		
t_{inf}		7,5	mm	spessore ala inf		
t_a		8	mm	spessore anima		
r		9	mm	raggio di curvatura raccordo ali		
A_a		20,1	cm ²	area sezione acciaio		
A_v	$A_a - b t_{sup} - b t_{inf} + (t_a + 2 r) t_{sup} =$	9,8	cm ²	area resistente a taglio		
f_{yk}		3550	kg/cm ²	tensione di snervamento caratteristica		
$V_{Ed, fase 1}$		170	kg	taglio sollecitante di fase 1		
$V_{C, Rd}$	$A_v f_{yk} / \text{radq}(3) \gamma_{m0} =$	19032	kg	taglio resistente		
$V_{C, Rd}$	>	V_{Ed}		verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	1%

5.3.3 VERIFICA DELLA SOLETTA DI IMPALCATO

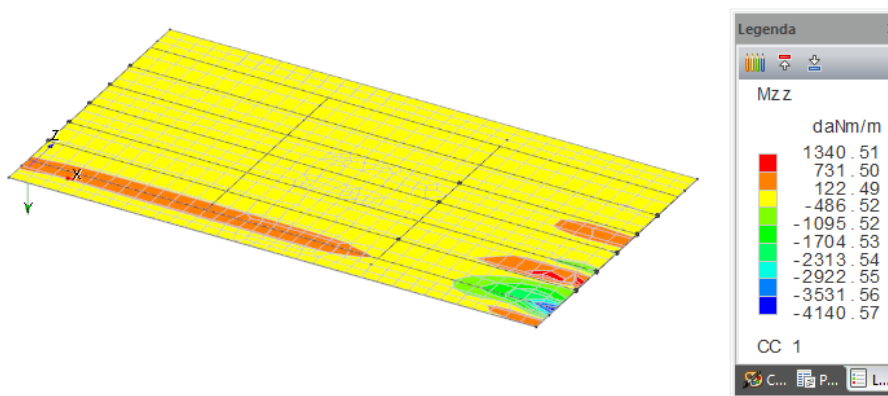
Si riportano le massime sollecitazioni agenti sulla soletta per le diverse posizioni del mezzo tandem.



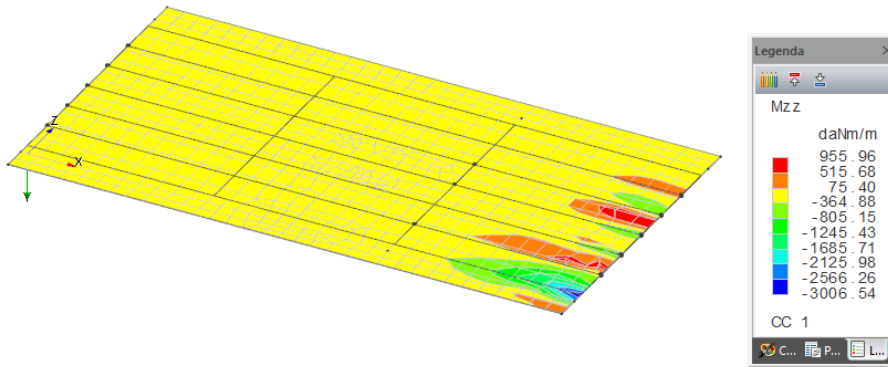
Modello 5.2 - soletta_tandem eccentrico in mezzeria



Modello 5.5 - soletta_tandem centrato in mezzeria



Modello 5.3 - soletta_tandem eccentrico all' appoggio



Modello 5.6 - soletta_tandem centrato all'appoggio

La massima sollecitazione flettente è pari a:

$$M_{\max} = 4140 \text{ kgm/m}$$

L'armatura corrente della soletta sarà realizzata con ferri Ø16/20" superiori e inferiori in direzione longitudinale e Ø14/20 superiori e inferiori in direzione trasversale.

Si esegue il calcolo del momento resistente con il software VcaSLU:

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

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

Titolo : Soletta impalcato

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	7.70	4
			2	7.70	21

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 64.47 kN m

σ_c -19.83 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 21.03 ‰
d 21 cm
x 2.997 x/d 0.1427
δ 0.7

Materiali B450C C35/45

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
τ_{c1} 2.257

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

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

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

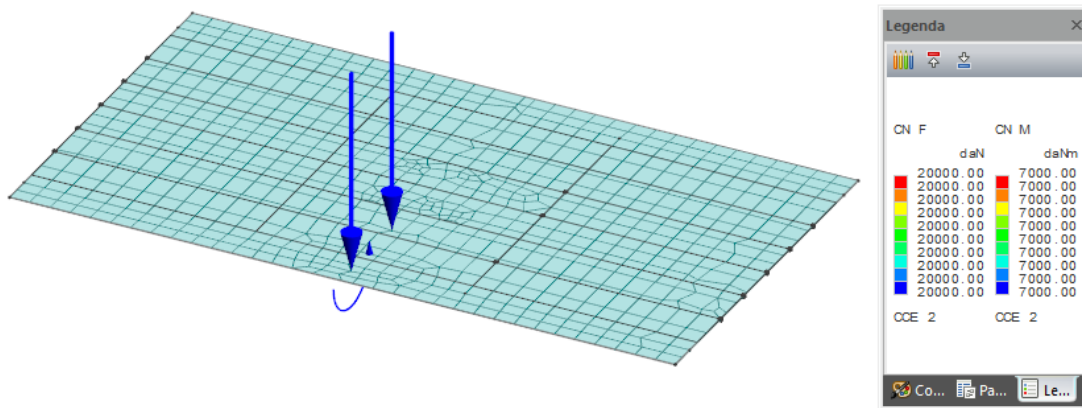
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

$$M_{RD} = 6447 \text{ kgm/m} > 4140 \text{ kgm/m}$$

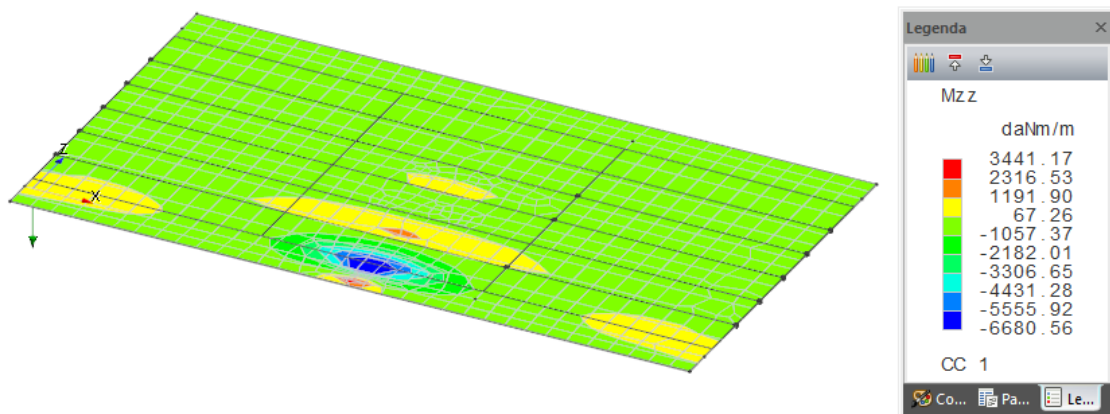
verifica soddisfatta

Si esegue la verifica della soletta nella zona di estremità della carreggiata nella condizione di urto di veicolo in svio. Come visto al paragrafo 3.2, i carichi considerati sono l'asse tandem da Schema di Carico 2 ed una coppia concentrata di 7000 kgm. I carichi vengono posizionati nella mezzeria del ponte.



Modello EDISON PONTE-soletta_05-condizione di urto di veicolo in svio

Si riportano le massime sollecitazioni agenti sulla soletta.



La massima sollecitazione flettente è pari a:

$$M_{\max} = 6680 \text{ kgm/m} \quad \text{agente nel punto di impatto}$$

La porzione di estremità della soletta sarà ingrossata mediante un cordolo di bordo di spessore 40 cm armato con l'aggiunta di una fila di ferri superiori Ø12 disposti a passo 20 cm.

Si esegue il calcolo del momento resistente con il software VcaSLU:

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

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

Titolo: Verifica Urto

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	5
2	10.05	15
3	10.05	35

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione rettangolare con barre d'acciaio e forza normale N.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali:

B450C		C35/45	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200,000 N/mm²	f _{cd}	19.83
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	13.5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.8
		τ _{c1}	2.257

M_{xRd} -167.4 kN m

σ_c -19.83 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 24.29 ‰
d 35 cm
x 4.409 x/d 0.126
δ 0.7

$$M_{RD} = 16740 \text{ kgm/m} > 6680 \text{ kgm/m}$$

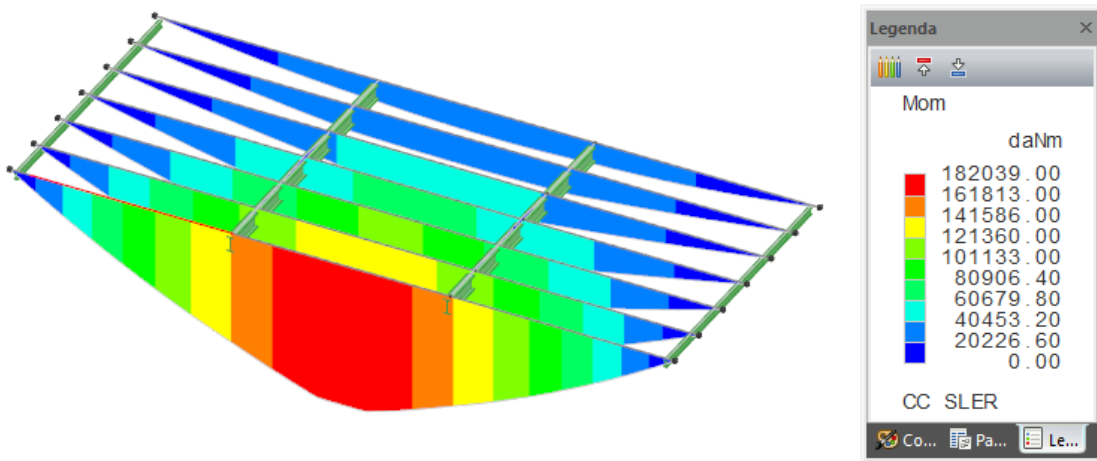
verifica soddisfatta

5.4 Verifiche di sicurezza SLE

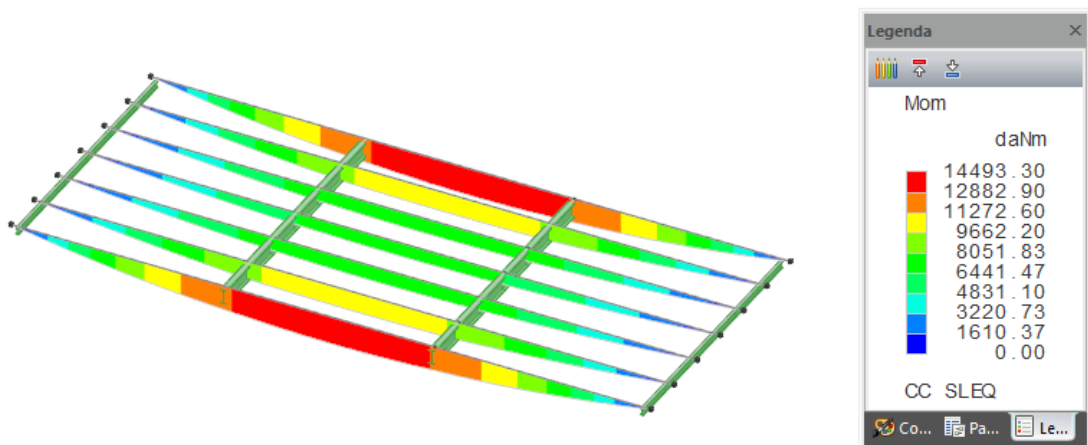
5.4.1 VERIFICA DI FESSURAZIONE E DELLE TENSIONI AGENTI SULLA SOLETTA DI IMPALCATO

Si esegue la verifica delle tensioni in esercizio per la sezione composta considerando le massime sollecitazioni agenti nella combinazione “rara” e “quasi permanente”. La verifica viene condotta con le inerzie del breve periodo in quanto la soletta risulta più impegnata.

Si riportano le sollecitazioni agenti nella condizione peggiore di mezzo tandem eccentrico in mezzzeria.



Modello 3.1 - momento flettente travi (SLE rara-tandem in mezzzeria eccentrico)

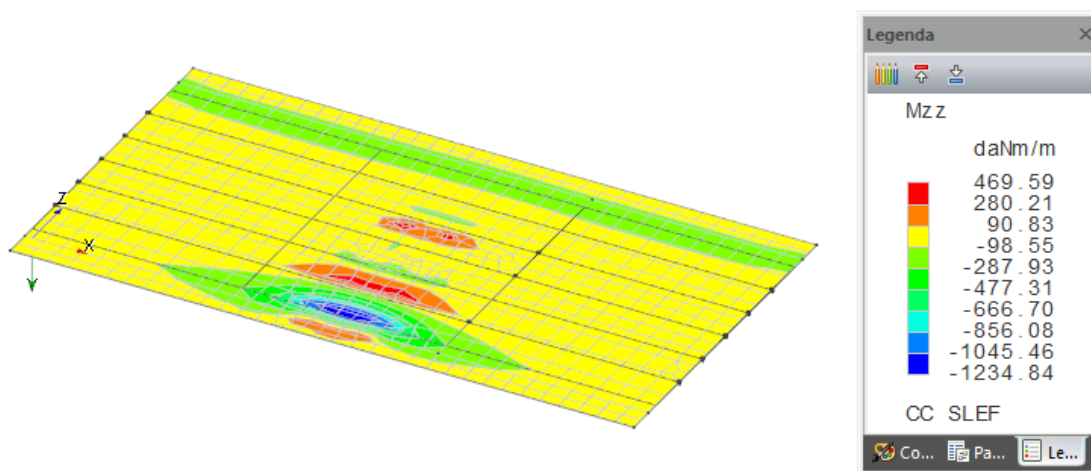


Modello 3.1 - momento flettente travi (SLE quasi permanente-carichi G2)

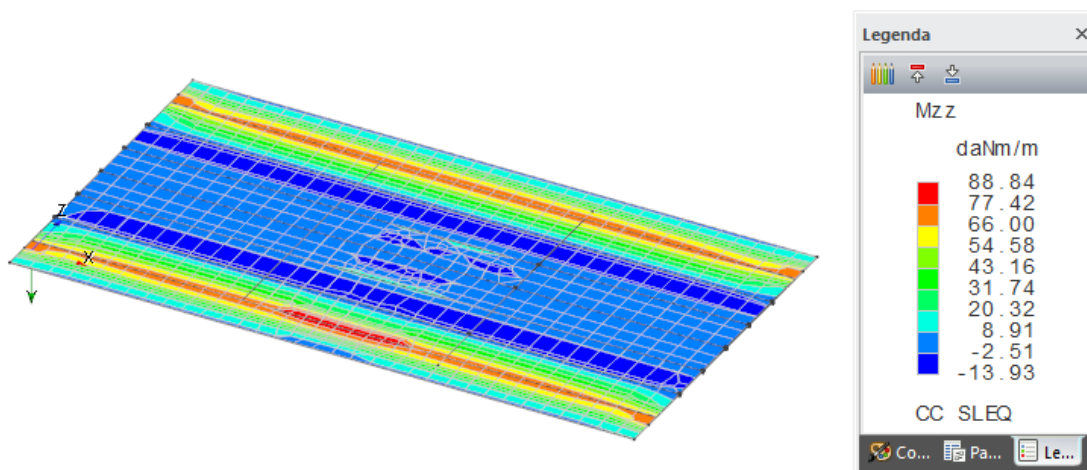
SOVRAPPOSIZIONE DEGLI EFFETTI-verifica tensioni in esercizio-breve periodo						
	$\sigma_{I,G1}$	$\sigma_{II,Qtraffico}$	$\sigma_{II,G2}$			
	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]			
cls-RARA	-	91	7			(positive di compressione)
cls-QP	-	-	7			(positive di trazione)
<u>verifica tensioni in esercizio calcestruzzo - combinazione RARA</u>						
σ_c		98 kg/cm ²				
0,60 F _{ck}		210 kg/cm ²				
0,60 F _{ck}	>	σ_c	verifica soddisfatta	tasso sfruttamento		47%
<u>verifica tensioni in esercizio calcestruzzo - combinazione QUASI PERMANENTE</u>						
σ_c		7 kg/cm ²				
0,45 F _{ck}		158 kg/cm ²				
0,45 F _{ck}	>	σ_{ac}	verifica soddisfatta	tasso sfruttamento		5%

Le verifiche risultano soddisfatte con tasso di sfruttamento massimo pari al 47%.

Si eseguono le verifiche di fessurazione sulla soletta di impalcato nella condizione peggiore di mezzo tandem posizionato in mezzzeria ma eccentrico rispetto all'asse longitudinale. Si riportano le sollecitazioni agenti in combinazione SLE "frequente" e SLE "quasi permanente".



Modello 5.2 - soletta - sollecitazioni flettenti in combinazione SLE-frequente (tandem eccentrico)



Modello 5.2 - soletta - sollecitazioni flettenti in combinazione SLE-quasi permanente (solo carichi G2)

Il valore caratteristico di apertura delle fessure (w_k) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV delle NTC 2018.

L'ampiezza caratteristica delle fessure w_k è calcolata come 1,7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1,7 \epsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Tab. 4.1.IV - NTC 2018

gruppi di esigenze		combinazione di azioni		stato limite	w_k	armatura poco sensibile valore limite
A	ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_3 =$	0.40	mm
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_2 =$	0.30	mm
B	aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_2 =$	0.30	mm
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1 =$	0.20	mm

Si riporta di seguito la verifica di fessurazione eseguita mediante ausilio di un foglio di calcolo.

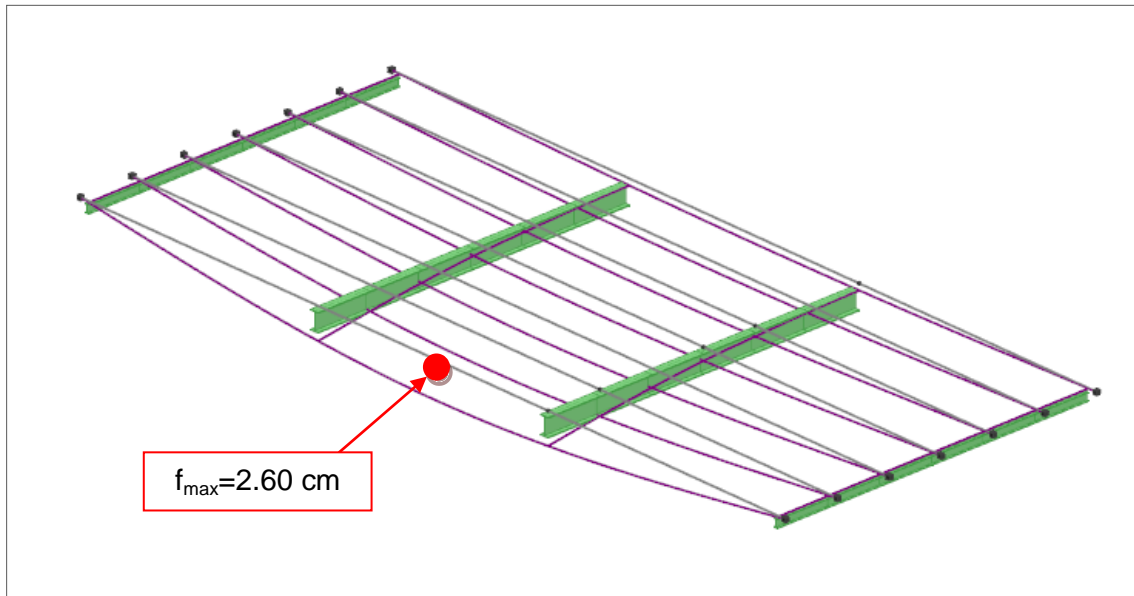
VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE - par. 4.1.2.2.4.5 D.M. 2018				
<i>caratteristiche della sezione</i>				
elemento	SOLETTA IMPALCATO S=25			
posizione	PONTE			
b=	100	cm	base	
h=	25	cm	altezza	
d=	22,5	cm	altezza utile della sezione	
c =	25	mm	copriferro	
∅ =	14	mm	diametro barre tese	
n. =	5	-	numero barre tese	
A _{s,barra} =	1,13	cm ²	area della singola barra tesa	
A _s =	n × A _{s,barra} =	5,65	cm ²	area armatura tesa
E _s =		210000	N/mm ²	modulo di elasticità delle armature
<i>caratteristiche del cls</i>				
R _{ck} =	C35/45	45	N/mm ²	resistenza caratteristica cubica a compressione del calcestruzzo
f _{ck} =		35	N/mm ²	resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
f _{cd} =	α _{CC} × f _{ck} / γ _c =	20	N/mm ²	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
f _{ctm} =	0,30 × f _{ck} ^{2/3} =	3,2	N/mm ²	resistenza media a trazione del calcestruzzo
f _{cm} =	f _{ck} + 8 =	43,0	N/mm ²	valore medio resistenza cilindrica
E _{cm} =	22000 × (f _{cm} /10) ^{0,3} =	34077	N/mm ²	modulo di elasticità medio del cls
<i>sollecitazioni</i>				
combinazione	SLE - frequente			
M _{ED} =		12,34	kNm	momento flettente sollecitante
X =		5,633	cm	altezza dell'asse neutro
σ _s =		84,8	N/mm ²	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
combinazione	SLE - quasi permanente			
M _{ED} =		0,88	kNm	momento flettente sollecitante
X =		5,630	cm	altezza dell'asse neutro
σ _s =		6,0	N/mm ²	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata
<i>calcolo della sezione efficace di calcestruzzo teso</i>				
a=	2,5×(h-d) =	6,3	cm	
b=	h-X/3 =	23,1	cm	
c=	h/2 =	12,5	cm	
h _{c,eff}	min(a,b,c) =	6,25	cm	altezza area efficace di calcestruzzo teso
A _{c,eff}	b × h _{c,eff} =	625	cm ²	area efficace di calcestruzzo teso

<u>calcolo deformazione unitaria media barre armatura - combinazione SLE frequente</u>						
$k_t =$		0,4	-		fattore dipendente dalla durata del carico	
$\rho_{eff} =$	$A_s / A_{c,eff} =$	0,009	-			
$\alpha_E =$	$E_s / E_{cm} =$	6,162	-		rapporto tra i moduli di elasticità	
$\epsilon_{sm1} =$	$[\sigma_s - k_t \times f_{ctm} / \rho_{eff} \times (1 + \alpha_E \times \rho_{eff})] / E_s =$	-0,00031	-			
$\epsilon_{sm2} =$	$0.6 \times \sigma_s / E_s =$	0,000242	-			
$\epsilon_{sm} =$	$\max (\epsilon_{sm1}, \epsilon_{sm2}) =$	0,000242	-		deformazione unitaria media delle barre	
<u>calcolo deformazione unitaria media barre armatura - combinazione SLE quasi permanente</u>						
$k_t =$		0,4	-		fattore dipendente dalla durata del carico	
$\rho_{eff} =$	$A_s / A_{c,eff} =$	0,009	-			
$\alpha_E =$	$E_s / E_{cm} =$	6,162	-		rapporto tra i moduli di elasticità	
$\epsilon_{sm1} =$	$[\sigma_s - k_t \times f_{ctm} / \rho_{eff} \times (1 + \alpha_E \times \rho_{eff})] / E_s =$	-0,00069	-			
$\epsilon_{sm2} =$	$0.6 \times \sigma_s / E_s =$	1,73E-05	-			
$\epsilon_{sm} =$	$\max (\epsilon_{sm1}, \epsilon_{sm2}) =$	1,73E-05	-		deformazione unitaria media delle barre	
<u>calcolo distanza media tra le fessure</u>						
$k_1 =$		0,8	-		per barre aderenza migliorata	
$k_2 =$		0,5	-			
$k_3 =$		3,4	-			
$k_4 =$		0,425	-			
$\Delta_{sm} =$	$(k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times \phi / \rho_{eff}) / 1.70 =$	205	mm		distanza media tra le fessure	
<u>calcolo ampiezza fessure</u>						
$w_k \text{ SLE frequente} =$	$1.7 \times \epsilon_{sm} \times \Delta_{sm} =$	0,08	mm		ampiezza caratteristica delle fessure	
$w_k \text{ SLE quasi permanente} =$	$1.7 \times \epsilon_{sm} \times \Delta_{sm} =$	0,01	mm		ampiezza caratteristica delle fessure	
<u>verifica</u>						
condizioni	aggressive					
stato limite	apertura fessure					
limiti w_k	$w_k \leq$	$w_2 =$	0,30	mm	frequente	
	$w_k \leq$	$w_1 =$	0,20	mm	quasi permanente	
frequente	0,08	<	0,30		verifica soddisfatta	t.s. 28%
quasi permanente	0,01	<	0,20		verifica soddisfatta	t.s. 3%

Le verifiche risultano soddisfatte con tasso di sfruttamento massimo pari al 28%.

5.4.2 VERIFICA DEGLI ABBASSAMENTI DEL PONTE

Si riporta la deformata del ponte in esercizio sotto l'azione dei carichi da traffico considerando la condizione più sfavorevole di mezzo tandem eccentrico in mezzeria a tempo infinito.



Modello - deformata in combinazione SLE (tandem in mezzeria eccentrico)

L'abbassamento massimo per la trave all'estremità è pari a $2.60 \text{ cm} < 1/400 L = 4.00 \text{ cm}$.

5.4.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

La massima dilatazione termica dell'impalcato verrà invece valutata secondo quanto indicato al paragrafo C5.1.4.5 della Circolare n.7 del 21.01.2019:

C5.1.4.5 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

(...)

I valori di progetto della variazione termica uniforme per la valutazione agli SLU della massima espansione/contrazione si possono esprimere come segue:

$$\Delta T_{exp,d} = \Delta T_{exp} + \Delta T_0$$

$$\Delta T_{con,d} = \Delta T_{con} + \Delta T_0$$

In cui:

- $\Delta T_{exp} = +T_{e,max} - T_0$
- $\Delta T_{con} = -T_{e,min} + T_0$
- $T_{e,max}$ e $T_{e,min}$ sono rispettivamente la massima e minima temperatura uniforme del ponte ricavabili, come indicato nel Capitolo 6 delle UNI EN 1991-1-5, in funzione della T_{min} e T_{max} dell'aria esterna di cui al § 3.5 delle NTC.
- T_0 è la temperatura iniziale all'atto della regolazione degli appoggi del ponte di cui al § 3.5.4 delle NTC.
- ΔT_0 è 20°C per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/cls

(...)

Come visto al paragrafo 3.4 si ha:

$$\Delta T_{exp,d} = \Delta T_{exp} + \Delta T_0 = 27 + 20 = \mathbf{+46^\circ C}$$

massima variazione termica per la valutazione della espansione dell'impalcato

Pertanto la massima espansione dell'impalcato di lunghezza $L=16.30$ m sarà pari a:

$$\Delta L = \alpha \times \Delta T_{exp,d} \times L = 0.00001 \times 46^\circ C \times 16300 = \mathbf{7.5 \text{ mm}}$$

L'espansione sarà pertanto pari a $4.7 / 2 = \mathbf{3.75 \text{ mm}}$ su ciascuna sella.

I tacchi metallici per il bloccaggio degli spostamenti lungo l'asse longitudinale del ponte saranno pertanto disposti a distanza $5 \text{ mm} > 3.75 \text{ mm}$ dal vincolo metallico. Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole grafiche di progetto.

Prato, Dicembre 2021

Il Progettista
Ing. Federico Torri

Firmato da:

CARLOTTA SANESI

codice fiscale SNSCLT89E68G999Z

num.serie: 823276166377306904

emesso da: ArubaPEC EU Qualified Certificates CA G1

valido dal 28/01/2021 al 28/01/2024

FEDERICO TORRI

codice fiscale TRRFRC90D07G999A

num.serie: 3285044871664221314

emesso da: ArubaPEC EU Qualified Certificates CA G1

valido dal 13/05/2020 al 13/05/2023