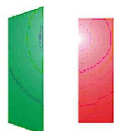




Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



MINISTERO
DELL'INTERNO



COMUNE
DI PADOVA

COMUNE DI PADOVA

Manutenzione straordinaria su ponti e viadotti "Recupero strutturale del ponte sul Bacchiglione in Corso Kennedy/Corso Esperanto"

IMPORTO COMPLESSIVO DI PROGETTO € 995.000,00

Finanziamento PNRR - Missione 2 Componente 4 Investimento 2.2 -B - Messa in sicurezza del territorio

PROGETTO ESECUTIVO

LLPP OPI 2020/044 CUP H97H20001050001



G.T. ENGINEERING S.r.l.
Via A.Ponchielli, 2 - 43011 Busseto (PR)
TEL. +39 0524 930103
E-Mail: gte@gteng.it - PEC: gte@pec.gteng.it
www.gteng.it

IL PROGETTISTA

LAVORO

MANUTENZIONE STRAORDINARIA SU PONTI E VIADOTTI

RECUPERO STRUTTURALE DEL PONTE SUL BACCHIGLIONE CORSO KENNEDY/CORSO ESPERANTO

TAVOLA

RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE STRUTTURALI

SCALA

-

TAVOLA N.

2

COMMESSA N.
2144PAD

FILE
APPR_02_OPI_2_REL_CALC

LAYOUT

SISTEMA QUALITA' AZIENDALE CERTIFICATO UNI EN ISO 9001
DNV GL Business Assurance
Certificato n° CERT-02421-97-AQ-BOL-SINCERT

REV. DATA

DESCRIZIONE

REDATTO

CONTROLLATO

1 giugno 2022 AGGIORNAMENTO PREZZI E PNRR

GTE

MANFREDI

0 febbraio 2022 EMISSIONE

GTE

MANFREDI

PROVINCIA DI PADOVA

COMUNE DI PADOVA

MANUTENZIONE STRAORDINARIA SU PONTI E VIADOTTI

RECUPERO STRUTTURALE DEL PONTE SUL BACCHIGLIONE IN CORSO
KENNEDY/CORSO ESPERANTO

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione di calcolo

INDICE

Sommario

| | | |
|-------------|------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 1. | PREMESSA..... | 3 |
| 1.1. | Descrizione dell'opera esistente..... | 3 |
| 1.2. | Quadro conoscitivo | 6 |
| 2. | NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 8 |
| 3. | MATERIALI NUOVE COSTRUZIONI..... | 8 |
| 4. | ANALISI DEI CARICHI..... | 9 |
| 5. | ANALISI SU TRAVI DI IMPALCATO..... | 23 |
| 5.1. | Sollecitazioni SLU carichi mobili analisi campata centrale..... | 23 |
| 5.2. | Sollecitazioni SLU carichi mobili analisi campata laterale..... | 25 |
| 5.3. | Caratterizzazione meccanica dei materiali esistenti..... | 27 |
| 5.4. | Livello di conoscenza assunto | 28 |
| 5.5. | Verifica trave esistente campata centrale..... | 29 |
| 5.6. | Verifica trave esistente campate laterali..... | 31 |
| 6. | RIFACIMENTO CORDOLO LATERALE..... | 34 |
| 6.1. | Geometria | 34 |
| 6.2. | Sollecitazione trasmesse dal montante e verifica | 34 |

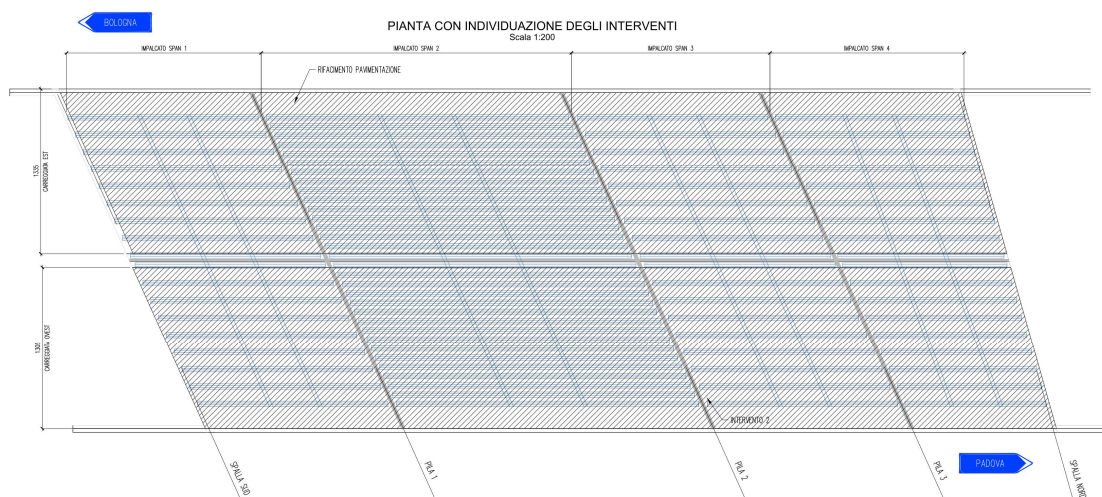
1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione è la trattazione degli interventi strutturali atti al miglioramento statico del ponte sul fiume Bacchiglione sito lungo corso Esperanto/Corso Kennedy in Comune di Padova.

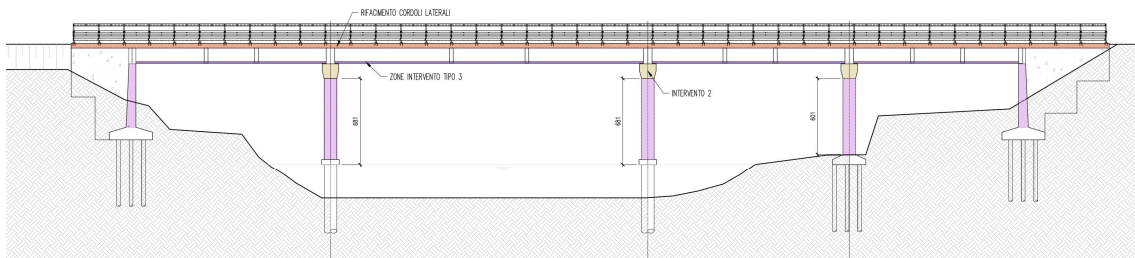
Le calcolazioni qui riportate sono state svolte sulla base delle indagini di fattibilità svolte nell'ambito dei "Servizi di Verifica strutturale statica e dinamica, prove sui materiali e le strutture, prove di carico di n. 6 ponti siti lungo la tangenziale est di Padova" commissionato dal Comune di Padova, a firma del ing. Pipinato Alessio AP&P Architectural Engineering s.r.l., in particolare modo ci si riferisce ai risultati riportati per il Ponte Bacchiglione nell'elaborato 035_2019_009 *Relazione di verifica strutturale*.

1.1. Descrizione dell'opera esistente

Il manufatto è costituito da un ponte a quattro campate a carreggiate separate con schema statico di semplice appoggio. La struttura portante, posta in obliquo rispetto all'orientamento dell'impalcato, è composta da tre pile, di cui due planimetricamente localizzate all'interno nell'alveo del fiume Bacchiglione e da spalle di tipo tradizionale con muri di risvolto atti al contenimento dei rilevati di approccio. Il progetto originario ha previsto, inoltre la realizzazione di diaframmi nell'area compresa tra l'argine del fiume e la spalla, atti ad impedire moti di filtrazione nelle fondazioni delle spalle ed un rivestimento della scarpata tra detti diaframmi ed il muro frontale della spalla stessa.



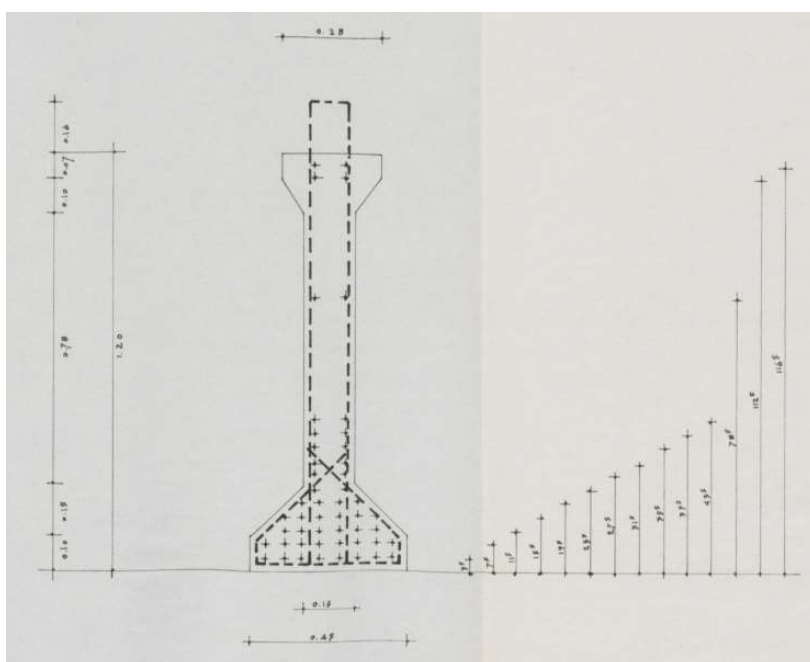
Pianta ponte



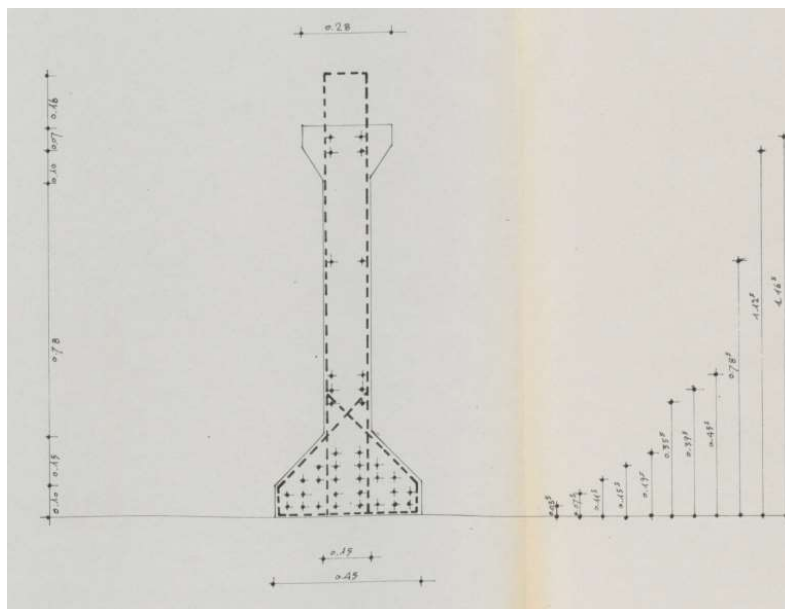
Sezione longitudinale ponte

Geometricamente le campate di impalcato presentano, per ciascuna via di marcia, luci variabili tra i 12 m ed i 25 m. La campata centrale di attraversamento dell'alveo di 25m, è realizzata mediante travi in cemento armato precompresso poste in opera con interasse di 0.82 m, mentre nelle campate di riva che presentano una luce di calcolo minore, le travi sono poste in opera con un interasse maggiore pari a 1.54 m. Completano l'impalcato una soletta superiore di spessore pari a 0.15m, in cemento armato ordinario e traversi di collegamento delle travi di impalcato realizzati in corrispondenza della testata delle travi ed ai 2/5 della lunghezza dell'impalcato di larghezza 0.30m anch'essi gettati in opera in cemento armato ordinario.

Le travi, come riportato nel progetto di variante di costruzione del 1968, sono armate rispettivamente con 50 e 38 trefoli da 3/8'' a 7 fili per la campata centrale e quelle laterali, disposte come riportato nelle figure seguenti:



Sezione trasversale trave c.a.p. - trave campata centrale



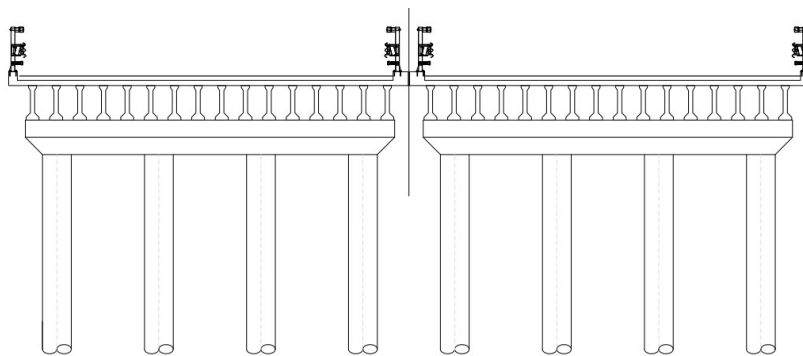
Sezione trasversale trave c.a.p. - trave campata laterale

Le sottostrutture di pila presentano una geometria differente tra quelle site in alveo e quella in area arginale.

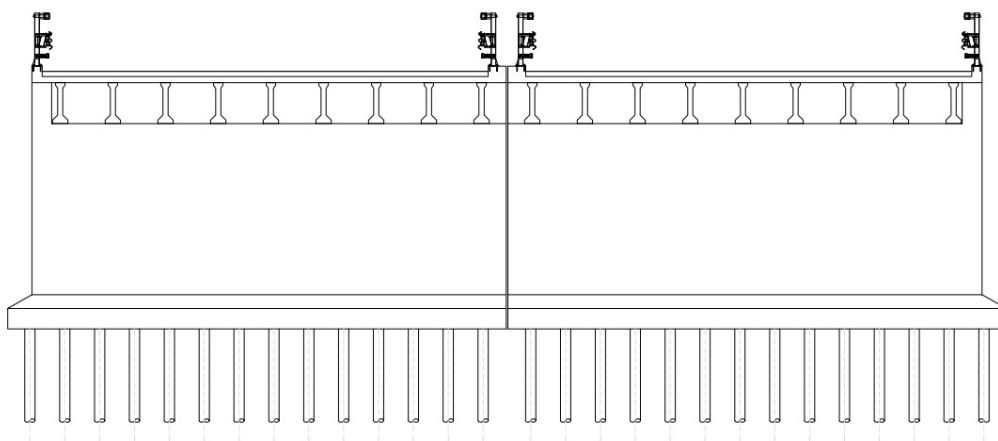
Le prime sono costituite da un pulvino di sommità di geometria trapezoidale posto su quattro colonne circolari di diametro pari a 1.00m di altezza variabile tra i 6.6 e 6.40m. al Piede di tali colonne è presente un cordolo di collegamento di altezza pari a 0.40m, sotto il quale si configura la struttura fondazionale della pila costituita da 4 pali trivellati di diametro 1.00 m e lunghezza pari a 19 m.

La pila sita in area arginale presenta la medesima struttura in elevazione delle due descritte in precedenza, con pulvino trapezoidale di appoggio delle travi di impalcato e colonne di elevazione con altezza variabile tra i 6.20 m e i 6.04m. Dette colonne in questa sottostruttura di poggiano su un plinto di fondazione di altezza complessiva di 1.00m fondato su due file di micropali di lunghezza 10.00m.

Le spalle, di tipo tradizionale, presentano paramento verticale di altezza 4.90 e larghezza di 27.60m. Nella mezzeria, in corrispondenza della divisione tra le due carreggiate di marcia, è presente un giunto strutturale. Il muro, è incastrato in un plinto di fondazione di altezza pari ad 1.00m poggiante su due file di micropali poste in opera a quinconce di lunghezza pari a 10.00m



Sezione trasversale su pila



Sezione trasversale su spalle

1.2. Quadro conoscitivo

Come riportato sulla relazione “035_2019_009 Relazione di verifica strutturale”, i fattori di confidenza ai sensi della Circolare attuativa alle NTC 2018, sono determinati in funzione del livello di conoscenza dell’opera acquisito in base a rilievi, indagini sui dettagli costruttivi, prove sui materiali.

Visto il dettagliato studio eseguito sul ponte, si ritiene di assumere, concordemente a quanto fatto nel precedente studio, un fattore di conoscenza LC2 in quanto, le geometrie sono note e verificate con rilievi a campione come riportate sui disegni di carpenteria originali di progetto, come i dettagli costruttivi della struttura poi completati con le indagini in sito e di tipo non distruttivo effettuate nella campagna di indagine degli studi di fattibilità, le caratteristiche dei materiali sono state dedotte dalle prove di tipo non distruttivo eseguite in sito.

Si riporta uno stralcio delle indagini svolte nel precedente studio ed il corrispondente grado di conoscenza determinato.

| Dati necessari | | | Cavalcavia C.so Spagna | Cavalcaferrovia Corso Spagna | Viadotto Via Inghilterra | Sottovia lungargine donati | Ponte sul Bacchiglione | Sottovia di via Piave |
|----------------------------------|---------------------------------|---------------------|------------------------|------------------------------|--------------------------|----------------------------|------------------------|-----------------------|
| Geometria e dettagli costruttivi | Sezione | Travi | Presente | Presente | Presente | Presente | Presente | Presente |
| | | Traversi | Presente | Presente | Presente | Presente | Presente | Presente |
| | | Soletta d'impalcato | Presente | Presente | Assente | Assente | Presente | Assente |
| | | Pulvino | Presente | Presente | Presente | - | Presente | - |
| | | Pile | Presente | Presente | Presente | - | Presente | - |
| | | Fondazioni | Presente | Presente | Presente | Parziale | Presente | Parziale |
| | | Spalle | Presente | Presente | Presente | Parziale | Presente | Parziale |
| | Armature lente | Travi | Presente | Presente | Assente | Presente | Presente | Presente |
| | | Traversi | Presente | Presente | Assente | Assente | Presente | Assente |
| | | Soletta d'impalcato | Presente | Presente | Assente | Assente | Presente | Assente |
| | | Pulvino | Presente | Presente | Assente | - | Presente | - |
| | | Pile | Presente | Presente | Assente | - | Presente | - |
| | | Fondazioni | Presente | Presente | Assente | Assente | Presente | Assente |
| | | Spalle | Presente | Presente | Assente | Assente | Presente | Assente |
| | Cavi da pcv | Travi | Presente | Presente | Assente | Presente | Presente | Presente |
| Materiali | Calcestruzzo | Travi | Rbk 550 | Rbk 550 | tipo 730 400kg/mc | Assente | Assente | Assente |
| | | Traversi | Rbk 350 | Rbk 350 | tipo 730 400kg/mc | Assente | Assente | Assente |
| | | Soletta d'impalcato | Rbk 350 | Rbk 350 | tipo 730 400kg/mc | Assente | Assente | Assente |
| | | Pulvino | Rbk 300 | Rbk 300 | tipo 730 400kg/mc | Assente | Assente | Assente |
| | | Pile | Rbk 300 | Rbk 300 | tipo 730 300kg/mc | Assente | Assente | Assente |
| | | Fondazioni | Rbk 300 | Rbk 300 | tipo 600 370kg/mc | Assente | Assente | Assente |
| | | Spalle | Rbk 300 | Rbk 300 | tipo 730 300kg/mc | Assente | Assente | Assente |
| | Acciaio d'armatura lenta | | FeB44K/FeB38K | FeB44K/FeB38K | Assente | | | |
| | Acciaio trefoli | | fpk 19000 | fpk 19000 | Assente | Assente | Assente | Assente |
| | Livello di conoscenza applicato | | LC3 | LC3 | LC1 | LC2 | LC2 | LC2 |

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche verranno eseguite secondo il metodo degli stati limite, tenendo conto delle disposizioni normative:

- DM 17.01.2018 “*Norme tecniche per le costruzioni*”;
- Circolare MIN. LL. PP. Del 21.01.2019 n°7: “*Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per le costruzioni*”
- Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti – DECRETO MIMS N° 493 DEL 03.12.2021

3. MATERIALI NUOVE COSTRUZIONI

Per la realizzazione degli interventi di miglioramento saranno utilizzati i seguenti materiali:

CALCESTRUZZO:

| <i>classe di resistenza</i> | R_{ck} [MPa] | f_{ck} [MPa] | f_{cd} [MPa] | E_{cm} [MPa] |
|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| C35/45 | 45 | 35 | 19,83 | 34077 |

resistenza a compressione cubica R_{ck}

resistenza a compressione cilindrica $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$

resistenza a compressione cilindrica media $f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa

modulo elastico istantaneo del calcestruzzo $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0,3}$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$ (SLU)

coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo $\gamma_c = 1,5$

resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$

ACCIAIO PER ARMATURE LENTE DA CEMENTO ARMATO ORDINARIO:

| | f_{y nom} [MPa] | f_{t nom} [MPa] | f_{yd} [MPa] |
|--------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|
| B450C | 450 | 540 | 391,30 |

coefficiente parziale di sicurezza per armature lente $\gamma_s = 1,15$

tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio $f_{yk} = f_{y nom}$

resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

4. ANALISI DEI CARICHI

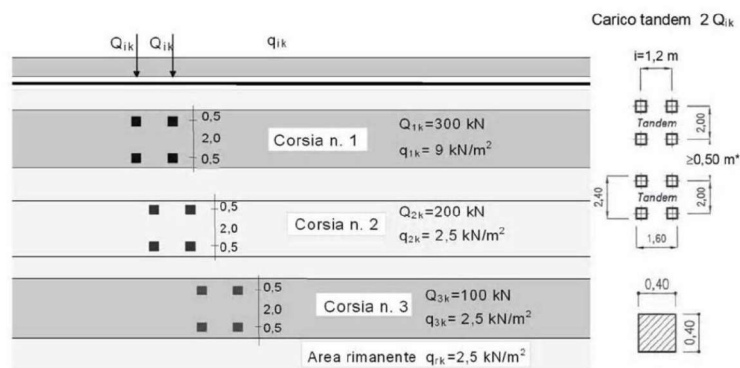
4.1. Analisi dei carichi su impalcato

4.1.1. Carichi Permanenti

I carichi permanenti considerati agenti sull'impalcato sono dovuti al peso proprio delle travi in cap, alla soletta sovrastante e alla pavimentazione stradale.

4.1.2. Carichi mobili da traffico veicolare

Si considerano agenti sull'impalcato i carichi da normativa NTC 2018 con particolare riferimento allo schema di carico 1.

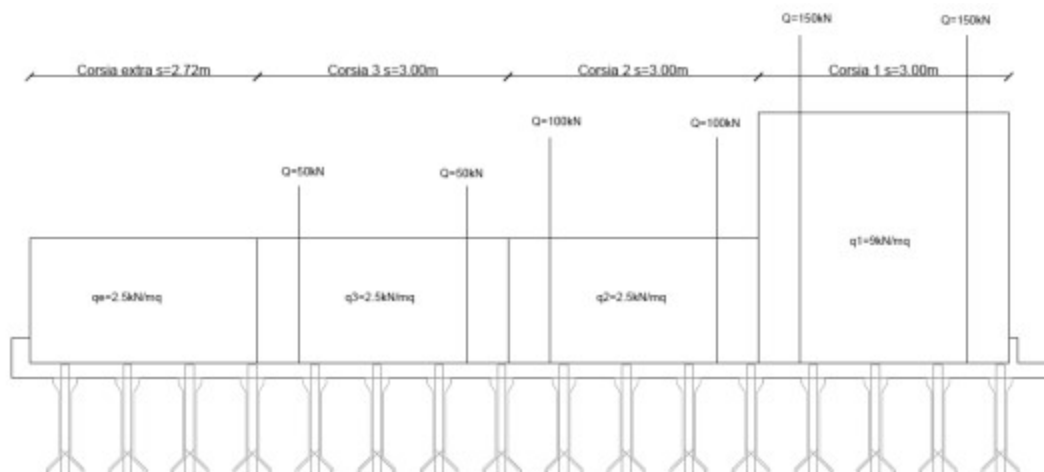


Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

| Posizione | Carico asse Q_{ik} [kN] | q_{ik} [kN/m ²] |
|-----------------|---------------------------|-------------------------------|
| Corsia Numero 1 | 300 | 9,00 |
| Corsia Numero 2 | 200 | 2,50 |
| Corsia Numero 3 | 100 | 2,50 |
| Altre corsie | 0,00 | 2,50 |

Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Compatibilmente con la larghezza di ingombro della carreggiata si considera la seguente distribuzione:



Corsia n.1:

una colonna di carico con larghezza di ingombro pari a 3.0 m costituita da carichi concentrati su due assi in tandem ($Q_{1k} = 300 \text{ kN}$) e da carichi uniformemente distribuiti ($q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$);

Corsia n.2:

una seconda colonna di carico analoga alla prima ma con intensità dei carichi ridotta ($Q_{2k} = 200 \text{ kN}$, $q_{2k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$);

Corsia n.3:

una terza colonna di carico analoga alla prima ma con intensità dei carichi ridotta ($Q_{3k} = 100 \text{ kN}$, $q_{3k} = 2.5 \text{ kN/m}^2$);

Area rimanente:

una colonna di carico costituita dal carico uniformemente distribuito $q_{rk} = 2.5 \text{ kN/m}^2$, con una larghezza di ingombro pari a circa 2.9 m.

Folla:

Non applicabile perché sono assenti i marciapiedi.

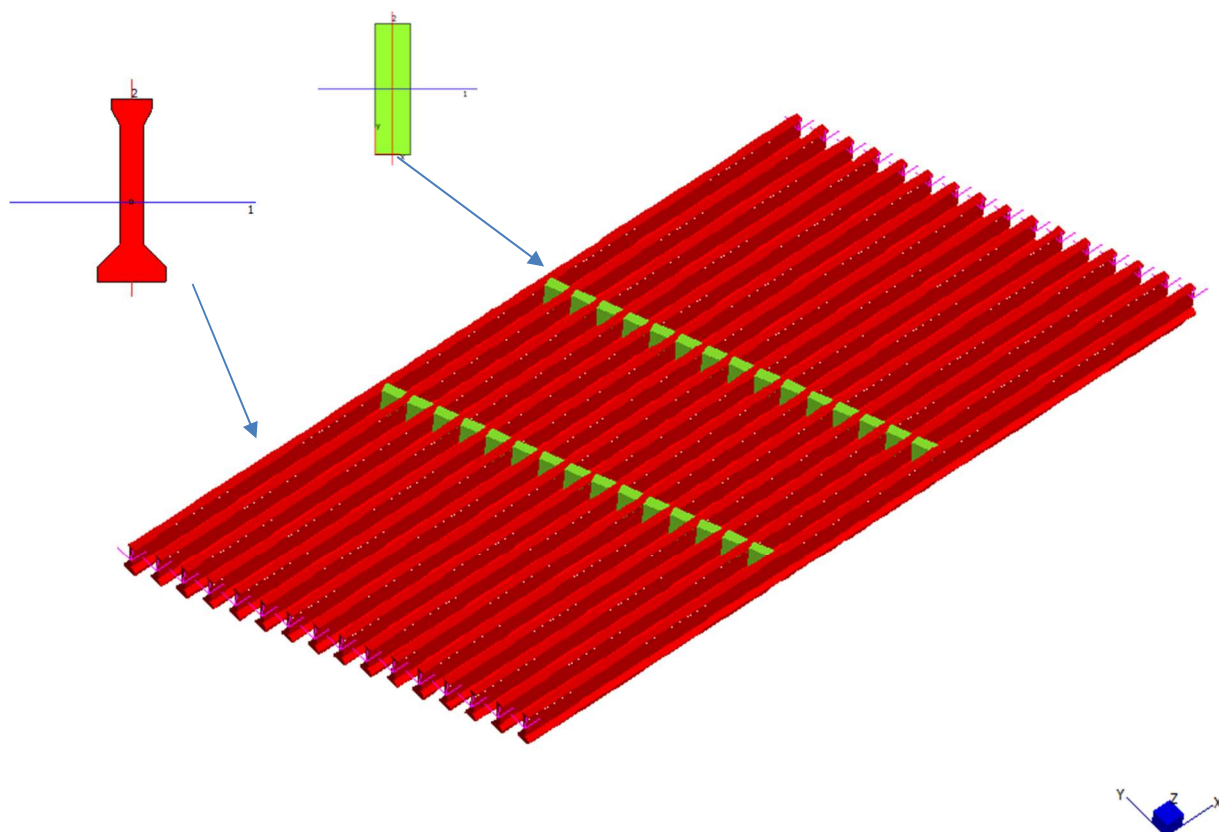
4.1.3. Ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi mobili

Al fine di determinare le sollecitazioni sulle travi principali sono stati realizzati n.2 modelli di calcolo agli elementi finiti (uno per la campata centrale, l'altro per la campata laterale di maggiore luce).

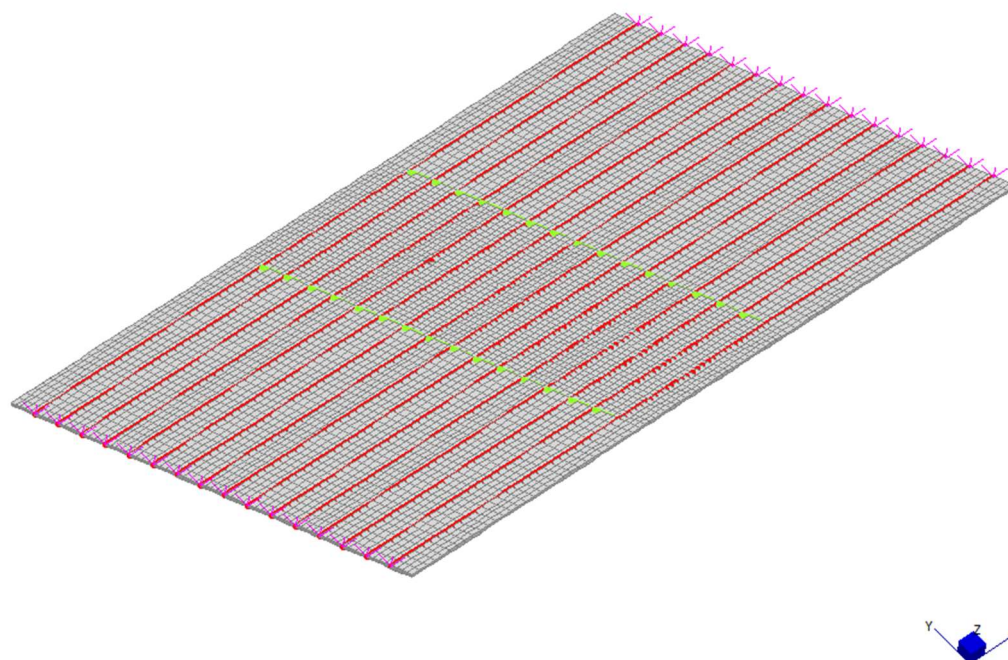
Le travi principali e i traversi sono stati modellati con elementi tipo “beam”, la soletta con elementi tipo “plate” con le corrette caratteristiche inerziali.

Le travi principali sono vincolate alle estremità con vincoli traslazionali nelle tre direzioni x-y-z (cerniere).

Nell'immagine seguente si riporta un' rappresentazione esemplificativa della geometria delle travi modellata per la campata centrale. Analoghe considerazioni sono state effettuate per la campata laterale.



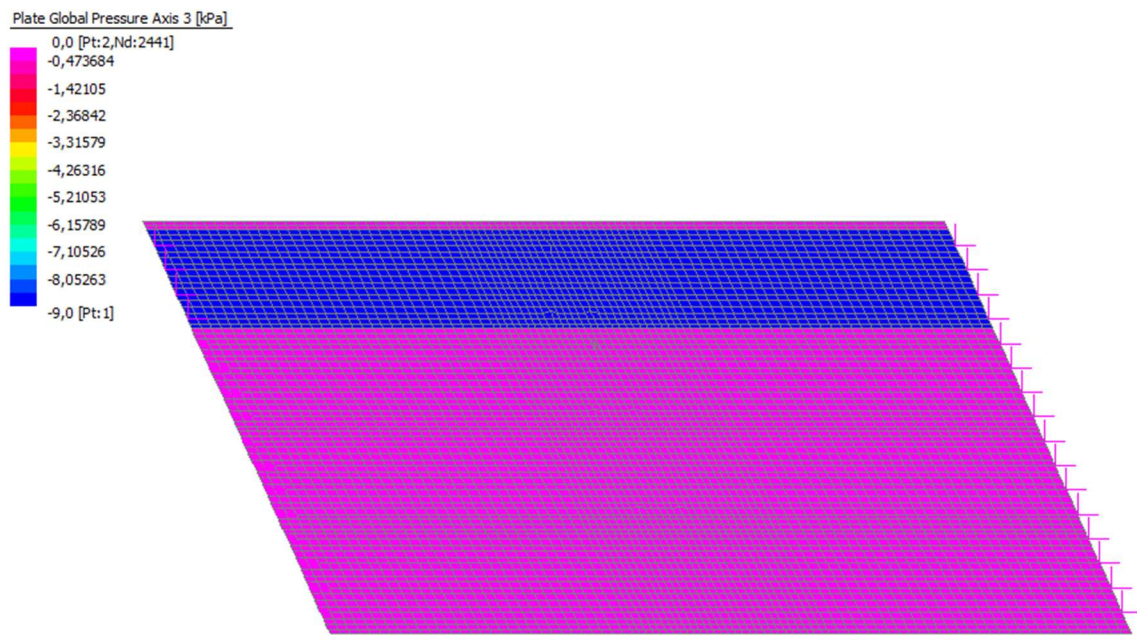
Vista travi principali campata centrale



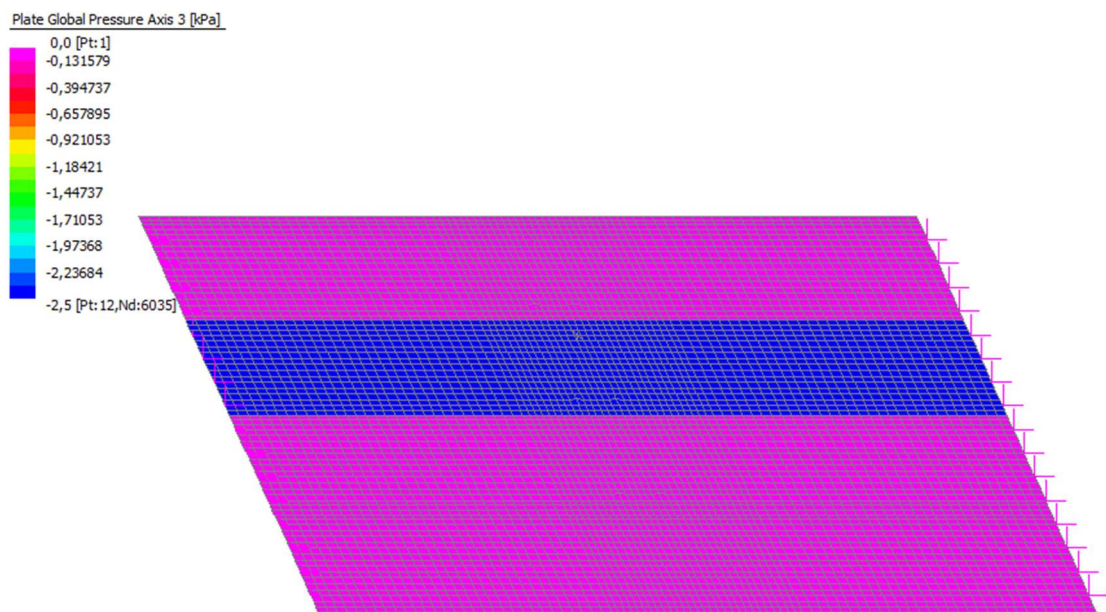
Vista soletta campata centrale

La ripartizione trasversale dei carichi è stata eseguita posizionando le corsie di carico da normativa descritte in precedenza, con l'intento di massimizzare i carichi della trave di bordo. Nelle immagini seguenti si possono osservare le applicazioni sull' modello dei

carichi distribuiti e concentrati applicati sulle tre corsie di carico considerate + area rimanente.

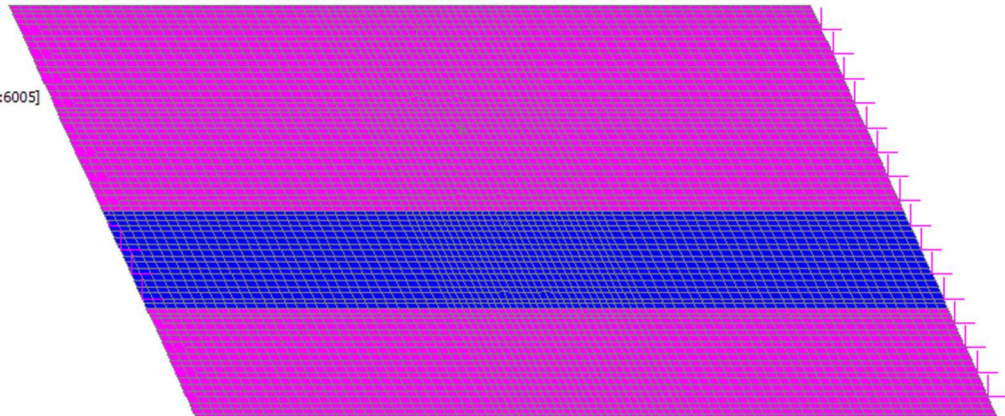
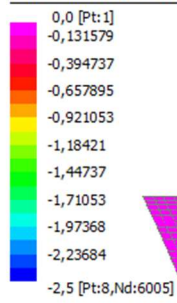


$qk = 9 \text{ kN/m}^2$ – Corsia 1



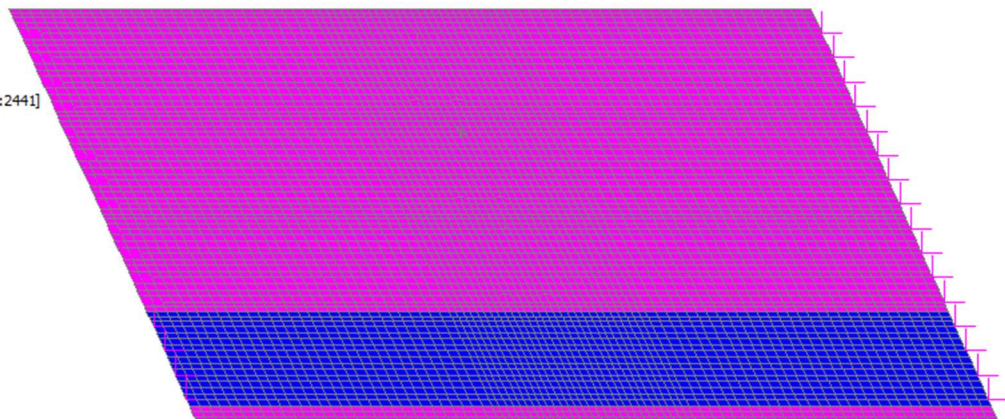
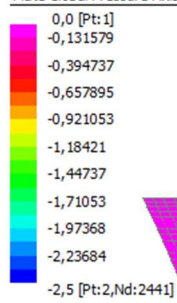
$qk = 2.5 \text{ kN/m}^2$ – Corsia 2

Plate Global Pressure Axis 3 [kPa]

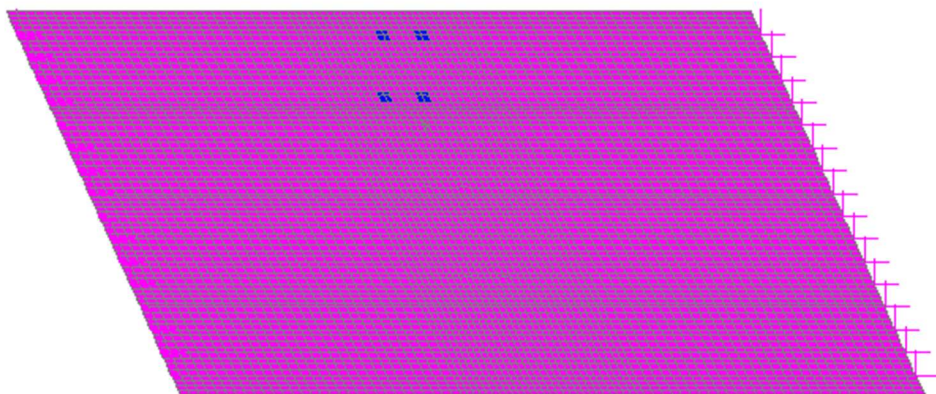


$qk = 2.5 \text{ kN/m}^2 - \text{Corsia 3}$

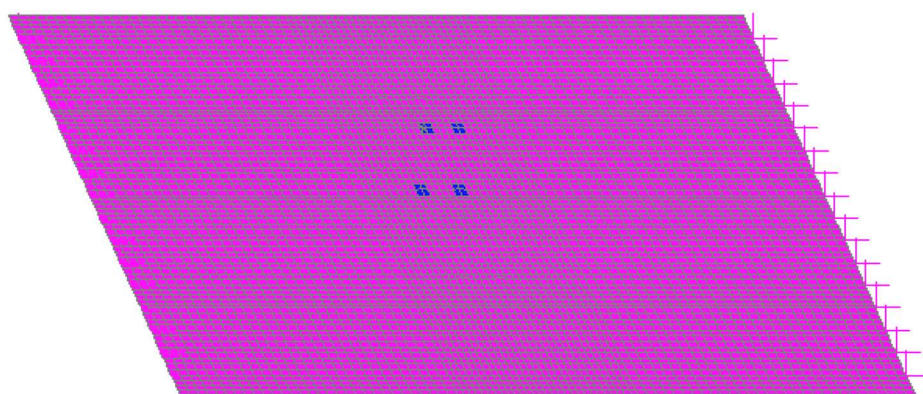
Plate Global Pressure Axis 3 [kPa]



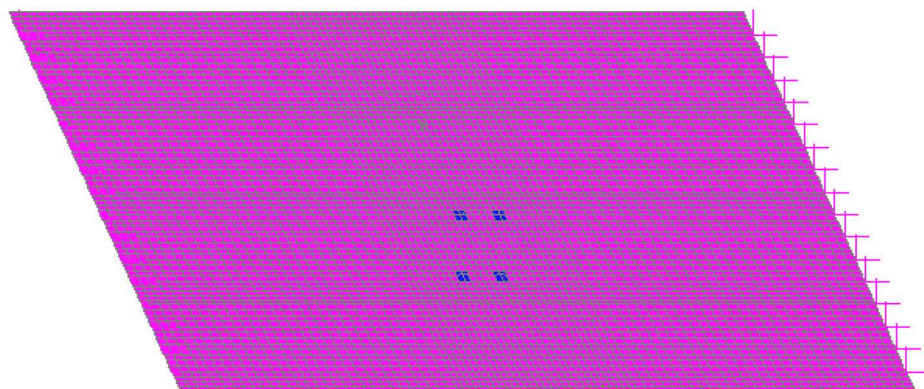
$qk = 2.5 \text{ kN/m}^2 - \text{Rimanente}$



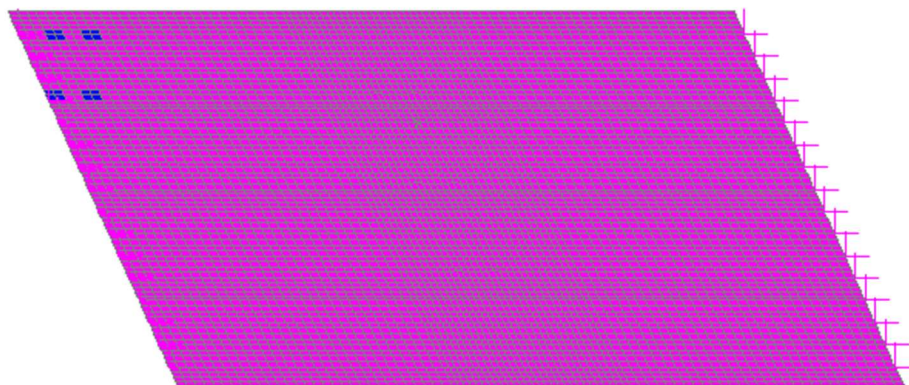
$Q1k = 300 \text{ kN}$ – Corsia 1_ M_{max} (Massimizza il momento)



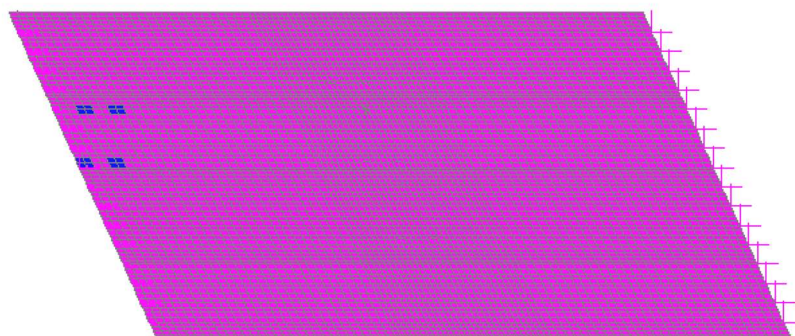
$Q2k = 200 \text{ kN}$ – Corsia 2_ M_{max} (Massimizza il momento)



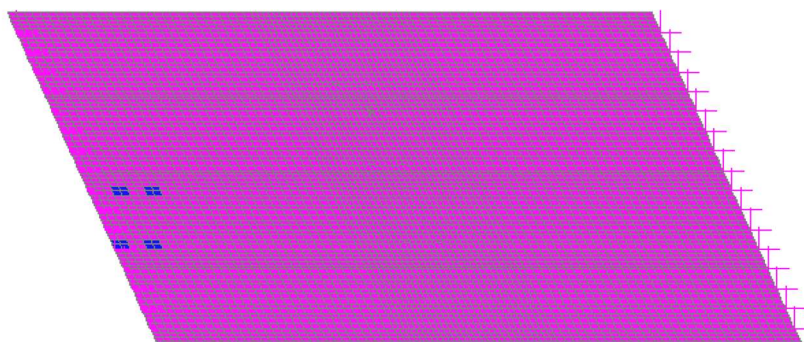
$Q3k = 100 \text{ kN}$ – Corsia 3_ M_{max} (Massimizza il momento)



$Q1k = 300 \text{ kN} - \text{Corsia 1_Vmax (Massimizza il taglio)}$



$Q2k = 200 \text{ kN} - \text{Corsia 2_Vmax (Massimizza il taglio)}$



$Q3k = 100 \text{ kN} - \text{Corsia 3_Vmax (Massimizza il taglio)}$

Come si può osservare sono state considerate n.2 configurazioni (con impronte di carichi concentrati in mezzzeria e vicine agli appoggi) al fine di massimizzare il momento flettente e lo sforzo di taglio sulla trave maggiormente sollecitata.

4.2. Analisi dei carichi rifacimento cordolo laterale

Il calcolo si sviluppa a partire dall'analisi dei materiali, della geometria della struttura e dei carichi agenti con riferimento al D.M. 17/01/2018 con conseguente verifica delle sezioni più critiche.

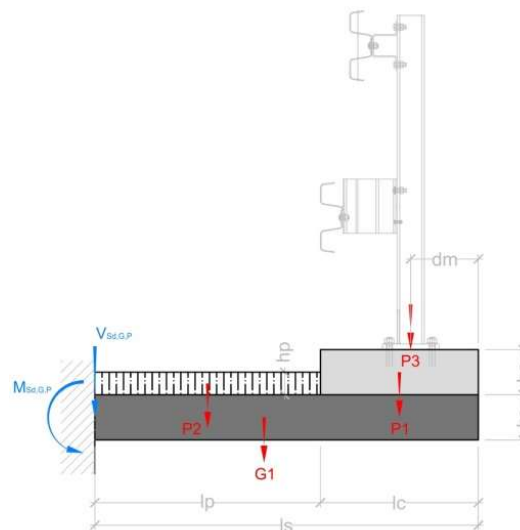
4.2.1. Peso proprio e permanenti

Il peso proprio ed i carichi permanenti sono stati valutati adoperando cautelativamente i seguenti pesi specifici:

| | |
|-------------------------------|--------------------------------------|
| Peso specifico calcestruzzo | $\gamma_{CLS} = 25,0 \text{ kN/m}^3$ |
| Peso specifico pavimentazione | $\gamma_{PAV} = 25,0 \text{ kN/m}^3$ |
| Peso specifico barriera | $\gamma_{BAR} = 2,50 \text{ kN/m}$ |

E con le seguenti relazioni con riferimento alle notazioni riportate in figura 4.1.I.

| | |
|---------------------|-----------------------------|
| Peso soletta | $G1 = l_s h_s \gamma_{CLS}$ |
| Peso cordolo | $P1 = l_c h_c \gamma_{CLS}$ |
| Peso pavimentazione | $P2 = l_p h_p \gamma_{PAV}$ |
| Peso barriera | $P3 = \gamma_{BAR}$ |



Schema pesi propri e permanenti

4.2.2. Pressione dinamica dei veicoli

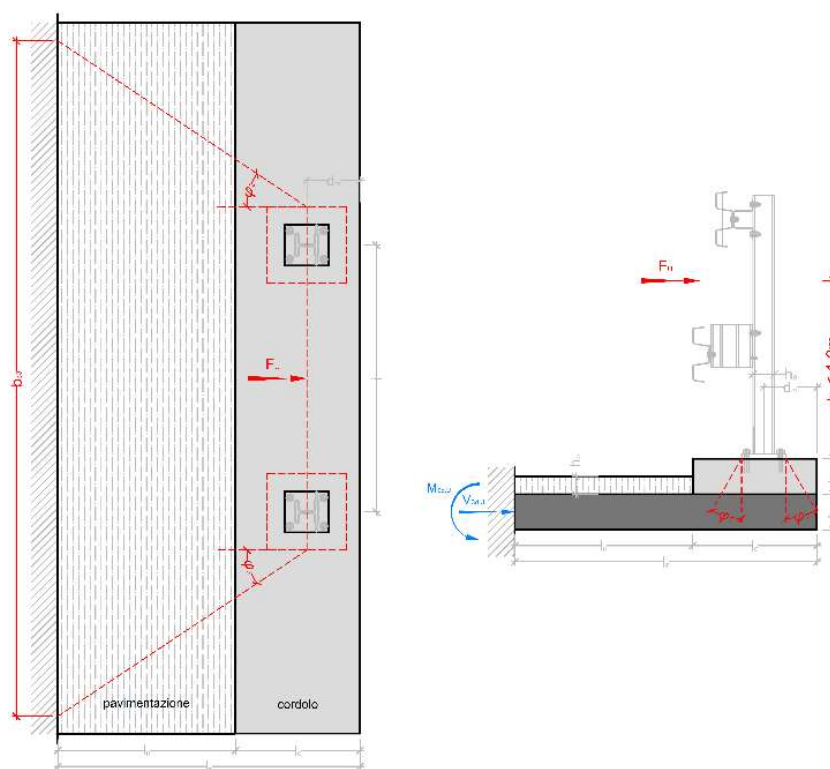
In accordo a quanto riportato nel paragrafo A.2 della norma UNI EN 1794-1, per traffico di veicoli all'aria aperta, alla distanza di 1 m dal dispositivo per la riduzione del rumore e a velocità massima di 120 km/h si deve applicare una pressione $q(v)$ pari a 1.50 kN/m^2 . La stessa norma prescrive che per quanto riguarda il carico del vento di progetto e la pressione dinamica dovuta ai veicoli, si può assumere che essi non agiscano

simultaneamente. Per tale motivo la pressione dinamica dei veicoli risulta involupata dall'azione del vento.

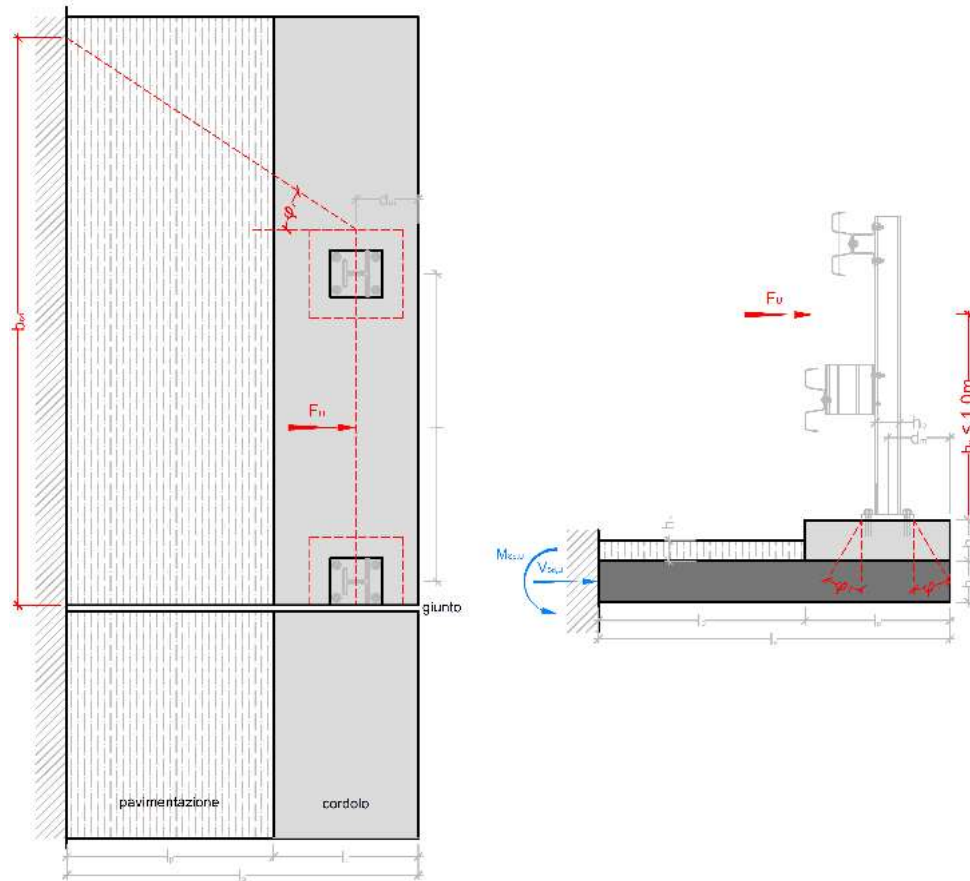
4.2.3. Azioni derivanti dall'urto

L'azione dell'urto sulla barriera di sicurezza si traduce in un carico orizzontale diretto verso l'esterno della carreggiata ed applicato ad un'altezza h_u .

Tale carico si suppone ripartito su due montanti della barriera secondo gli schemi sotto riportati.



Azioni derivanti dall'urto – caso a)



Azioni derivanti dall'urto – caso b)

Le lunghezze delle fasce collaboranti bc3 e bc4 possono essere calcolate con la seguente relazione:

$$b_{c3} = a'' + i + 2 (hc + hs / 2) \tan \phi_1 + 2 (ls - dm) \tan \phi_2$$

$$b_{c4} = a'' + i + (hc + hs / 2) \tan \phi_1 + (ls - dm) \tan \phi_2$$

Con:

a'' = lunghezza piastra in direzione parallela all'asse viario;

i = interasse barriere

hc = spessore del cordolo

hs = spessore della soletta

dm = distanza fra asse barriera e filo esterno del cordolo

ϕ_1 = angolo di diffusione dei carichi nel piano verticale (tipico 45°)

ϕ_2 = angolo di diffusione dei carichi nel piano orizzontale (tipico 45°)

I suddetti carichi danno luogo alle seguenti sollecitazioni unitarie nella sezione di innesto dell'impalcato.

Caso a)

$$VSd,U = FU / bc3$$

$$MSd,U = FU (hu + hc + hs/2) / bc3$$

Caso b)

$$VSd,U = FU / bc4$$

$$MSd,U = FU (hu + hc + hs/2) / bc4$$

L'altezza h_u di applicazione della forza dovuta all'urto si ottiene con la seguente relazione (DM2018 – §5.1.3.10):

$$h_u = \min (h_1 - 0,10\text{m}; h_2)$$

con

h_1 = altezza totale della barriera

h_2 = 1,00 m

Le azioni dall'urto nella sezione di innesto del cordolo sulla soletta possono essere valutate con le seguenti relazioni:

$$VSd,U = FU / 2$$

$$MSd,U = FU (h_u + hc) / 2$$

Per la valutazione della forza orizzontale dovuta all'urto sono stati adoperati i carichi indicati nel DM 2018, la quale in assenza di dati certi, prescrive quanto segue:

“§5.1.3.10 Azioni sui parapetti. Urto di veicolo in svio: q8 - L'altezza dei parapetti non potrà essere inferiore a 1,10 m. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano. Le barriere di sicurezza stradali e gli elementi strutturali ai quali sono collegate devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta, per l'impegno specifico, dalle norme nazionali applicabili. Nel progetto dell'impalcato 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. Tale sistema di forze orizzontali potrà essere valutato dal progettista, alternativamente, sulla base: 1) delle risultanze sperimentali ottenute nel corso di prove d'urto al vero, su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, mediante l'utilizzo di strumentazione idonea a registrare l'evoluzione degli effetti dinamici; 2) del riconoscimento di equivalenza tra il sistema di forze e le azioni trasmesse alla struttura, a causa di urti su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, laddove tale equivalenza risulti da valutazioni teoriche e/o modellazioni numerico-sperimentali; In assenza delle suddette valutazioni, il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e 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 $h_2 = 1,00$ m. Nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera si deve tener conto della eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo. Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a 1,50. Il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto di veicolo in svio deve essere assunto unitario.”

“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. Essa rappresenta l'effetto dell'impatto da trasmettere ai vincoli e deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo. Le azioni da considerare nelle verifiche locali dell'impalcato dovranno essere definite in accordo al § 5.1.3.10. Le forze di collisione da veicoli sugli elementi strutturali eventualmente presenti al disopra del livello di carreggiata sono quelle specificate nel § 3.6.3.3.1.”

4.2.4.Carichi stradali

Nella condizione di carico eccezione di urto veicolare il DM 2018 (§5.1.3.10) prescrive di considerare, in affiancamento alla suddetta azione, lo schema di carico 2 costituito dal carico Q_{ak} pari a 400 kN suddiviso su due impronte di carico aventi dimensioni $b' \times a' =$

60 x 35 cm con interasse trasversale di 2,00m. Come indicato da normativa, tale azione viene considerata in adiacenza al sicurvia e disposto nella posizione più gravosa.

A favore di sicurezza, tale schema di carico è stato considerato anche nelle altre combinazioni di carico.

4.3. Combinazioni di carico

4.3.1.SLU - Stato Limite Ultimo

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

4.3.2.SLE - Stato Limite di Esercizio

Combinazione caratteristica (rara), impiegata per le verifiche alle tensioni ammissibili:

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

Combinazione frequente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

Combinazione quasi permanente (SLE), impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

Dove:

- permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo;
- variabili (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturali con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo;

I coefficienti moltiplicativi di combinazione per i carichi sono quelli della normativa vigente e risultano pari a:

Coefficienti parziali e di combinazione per le azioni (NTC)

Tab.6.2.I-Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

| | | Coefficiente γ_F (o γ_E) | EQU | (A1) STR |
|--------------------|------------|-----------------------------------------|-----|----------|
| Carichi permanenti | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 |

| | | | | |
|------------------------------------|-------------|---------------|-----|-----|
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 |
| Carichi permanenti non strutturali | Favorevole | γ_{G2} | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 |
| Carichi variabili | Favorevole | γ_{Qi} | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 |

Tab.2.5.I-Valori dei coefficienti di combinazione

| Categoria/Azione | Ψ_{0j} | Ψ_{1j} | Ψ_{2j} |
|------------------|-------------|-------------|-------------|
| Vento | 0,6 | 0,2 | 0,0 |
| Sovraccarico | 0,75 | 0,75 | 0,0 |

Per le analisi sui carichi mobili di impalcato si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni specifiche:

| CASES | 1 | 2 |
|---------------------------------------|----------|----------|
| | SLU_Mmax | SLU_Vmax |
| 1: qk_corsia 1 [Freedom Case 1] | 1,35 | 1,35 |
| 2: qk_corsia 2 [Freedom Case 1] | 1,35 | 1,35 |
| 3: qk_corsia 3 [Freedom Case 1] | 1,35 | 1,35 |
| 4: qk_Rimanente [Freedom Case 1] | 1,35 | 1,35 |
| 5: Qk_corsia 1_Mmax [Freedom Case 1] | 1,35 | |
| 6: Qk_corsia 2_Mmax [Freedom Case 1] | 1,35 | |
| 7: Qk_corsia 3_Mmax [Freedom Case 1] | 1,35 | |
| 8: Qk_corsia 1_Vmax [Freedom Case 1] | | 1,35 |
| 9: Qk_corsia 2_Vmax [Freedom Case 1] | | 1,35 |
| 10: Qk_corsia 3_Vmax [Freedom Case 1] | | 1,35 |

combinazioni SLU dei soli carichi mobili (da combinarsi successivamente con gli altri carichi gravanti sugli impalcato).

Per le analisi specifica del nuovo cordolo si è fatto riferimento alle seguenti considerazioni:

le azioni accidentali (vento, pressione dinamica dei veicoli e spazzamento neve), così come specificato nella UNI-EN 1794-1, non vanno considerate come contemporanee. Quindi, le combinazioni di carico allo SLU e allo SLE per le verifiche sul rifacimento del cordolo laterale sono composte dai carichi permanenti sommati al più gravoso dei carichi accidentali.

5. ANALISI SU TRAVI DI IMPALCATO

Si eseguiranno in questo capitolo le verifiche sullo stato di sollecitazione delle travi di impalcato. In prima analisi verranno riportate le sollecitazioni sulle singole travi ottenute dall'applicazione dei carichi mobili nelle configurazioni più gravose atte a fornire gli stati più gravosi in termini di Taglio e Momento sulla singola trave. Tali sollecitazioni, combinate opportunamente con i carichi permanenti e portati, saranno alla base delle valutazioni sulla portata della struttura esistente.

5.1. Sollecitazioni SLU carichi mobili analisi campata centrale

Sollecitazioni per combinazione SLU_Mmax - Carico concentrato a metà campata (massimizza il momento)

| | MIN | MAX |
|-----------|-----------|---------------------|
| BM2(kN.m) | -1,479 | $1,881 \times 10^3$ |
| [Bm:21] | [Bm:1232] | |

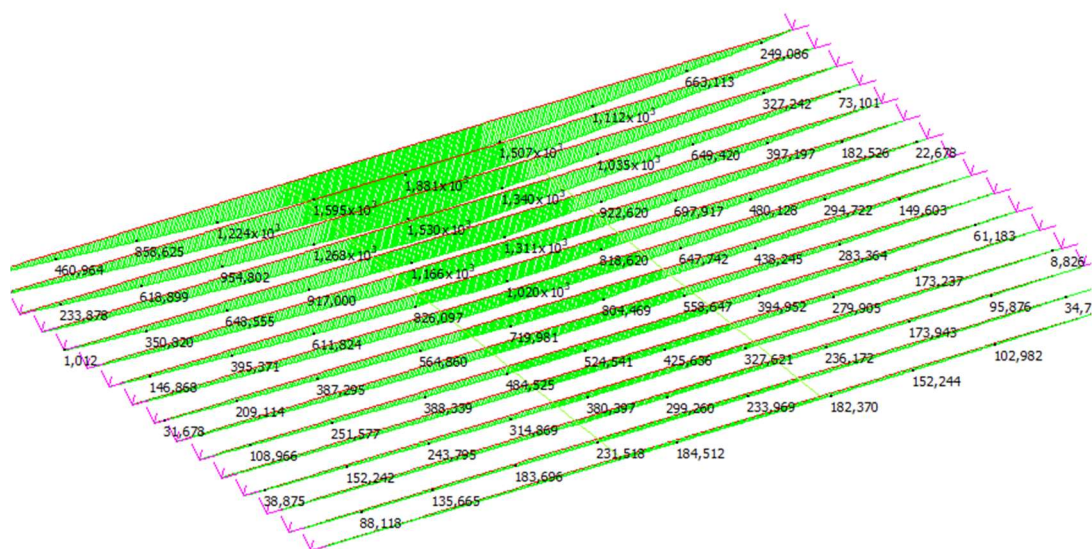


Diagramma momento flettente

| | MIN | MAX |
|---------|----------|---------|
| SF2(kN) | -308,981 | 235,297 |
| | [Bm:19] | [Bm:94] |

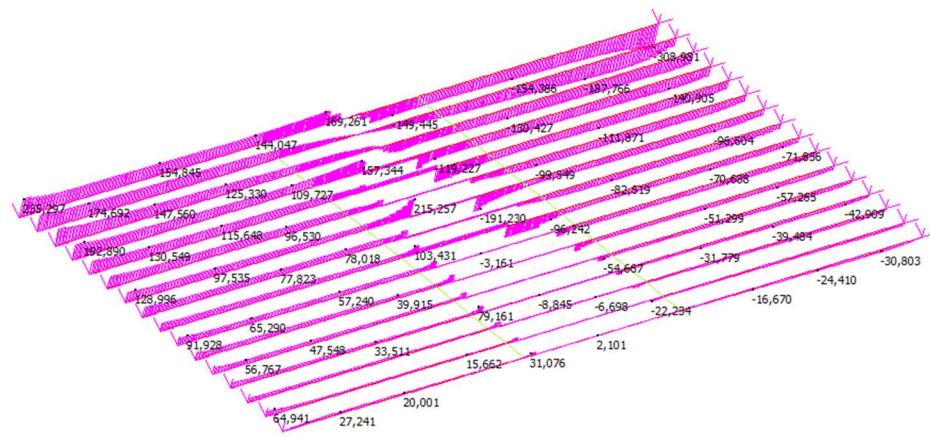


Diagramma forza di taglio

Sollecitazioni per combinazione SLU_Vmax - Carico concentrato verso l'appoggio laterale (massimizza il taglio)

| | MIN | MAX |
|-----------|-------------------------|---------|
| BM2(kN.m) | 0,000 x 10 ⁰ | 777,600 |
| | [Bm:21] | [Bm:1] |

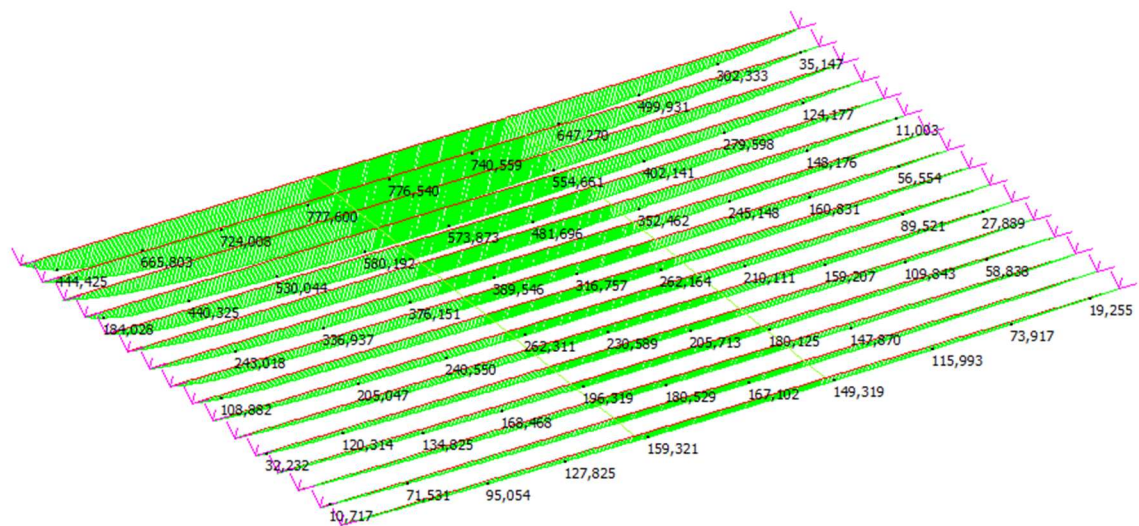


Diagramma momento flettente

| | MIN | MAX |
|---------|----------|----------|
| SF2(kN) | -176,654 | 409,230 |
| | [Bm: 19] | [Bm: 94] |

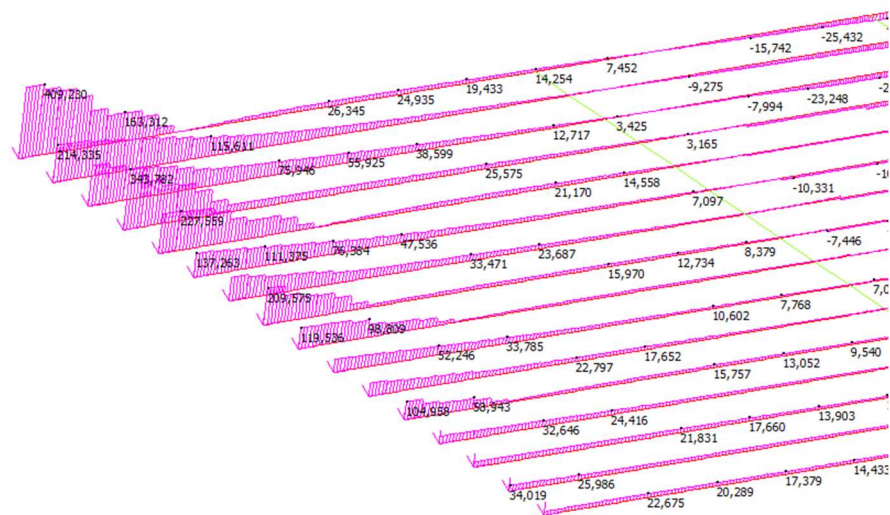


Diagramma taglio all'appoggio

5.2. Sollecitazioni SLU carichi mobili analisi campata laterale

Sollecitazioni per combinazione SLU_Mmax - Carico concentrato a metà campata
(massimizza il momento)

| | MIN | MAX |
|-----------|-----------|-----------------------|
| BM2(kN.m) | -1,088 | 1,866x10 ³ |
| | [Bm: 195] | [Bm: 468] |

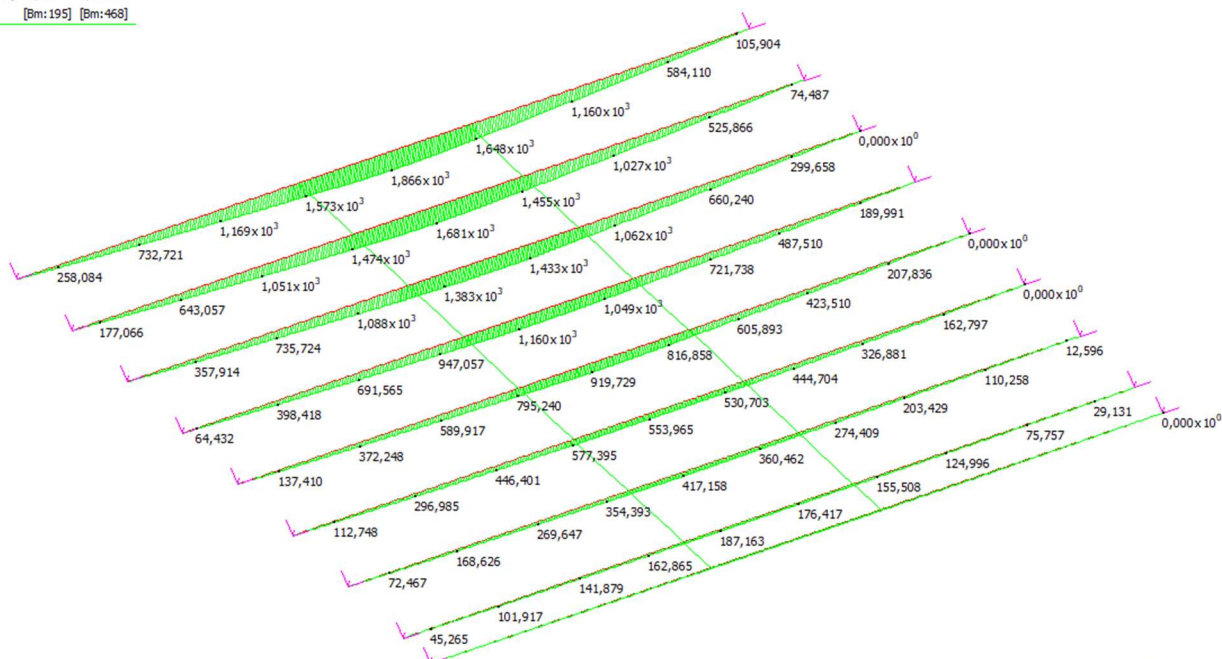


Diagramma momento flettente

| | MIN | MAX |
|---------|----------|---------|
| SF2(kN) | -343,955 | 292,229 |
| | [Bm:3] | [Bm:55] |

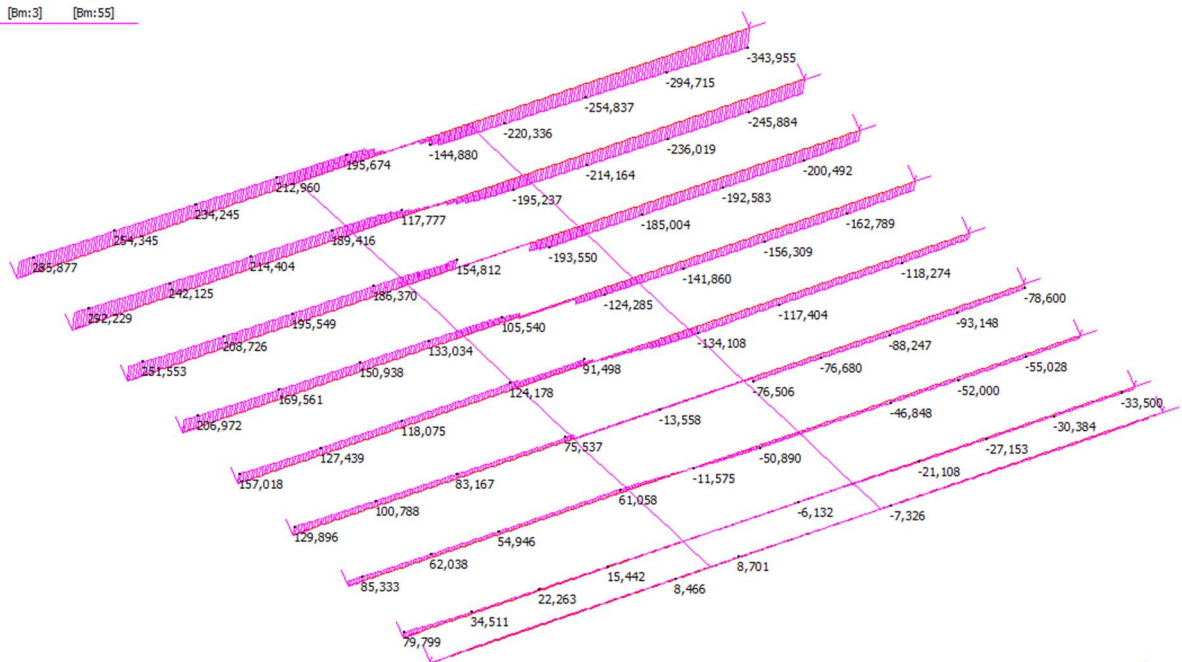


Diagramma sforzo di taglio

Sollecitazioni per combinazione SLU_Vmax - Carico concentrato verso l'appoggio laterale (massimizza il taglio)

| | MIN | MAX |
|-----------|-------------------------|---------|
| BM2(kN.m) | 0,000 x 10 ⁰ | 835,204 |
| | [Bm:11] | [Bm:54] |

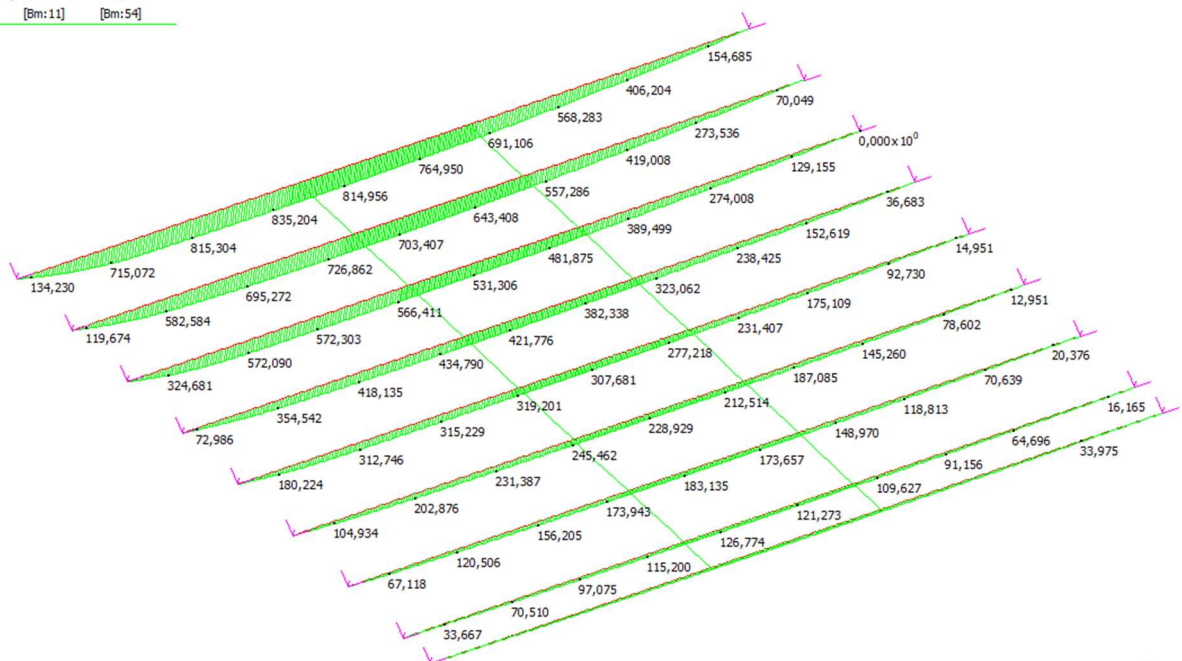


Diagramma momento flettente

| | MIN | MAX |
|---------|----------|---------|
| SF2(44) | -177,738 | 434,335 |
| | [Bm:3] | [Bm:35] |

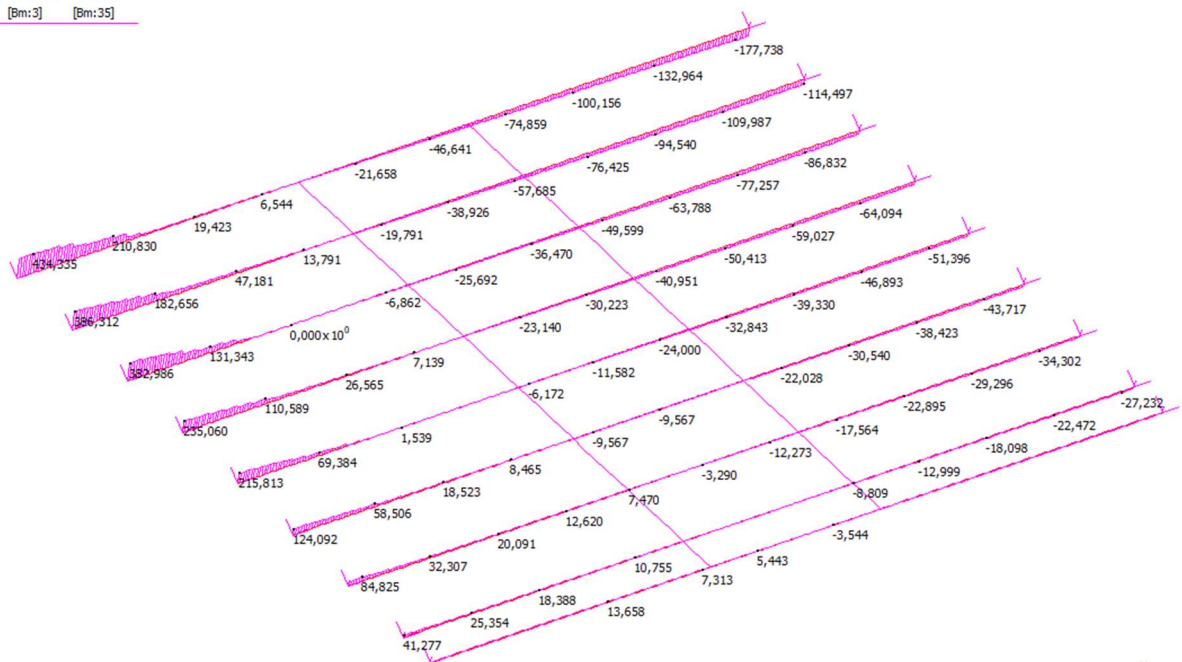


Diagramma sforzo di taglio

5.3. Caratterizzazione meccanica dei materiali esistenti

Nel presente paragrafo si riportano le caratteristiche dei materiali costituenti gli elementi strutturali degli impalcati in esame, dedotte dagli elaborati progettuali dell'epoca (anno 1969) e integrate mediante specifiche indagini conoscitive in sito.

Per quanto riguarda la resistenza del calcestruzzo delle travi d'impalcato in oggetto, si riportano in tabella seguente i risultati delle indagini eseguite in sito.

| Risultati delle prove sclerometriche | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------------|--------------|----------------------------------|-----------------------------------------------|------|------|------|-------------------------------|------|------|------|------|------|-----------|
| Prova Sclerometrica | | => | Riscontro sulla tipologia di C/cis utilizzato | | | | | | | | | | |
| Localizzazione | Rif. prova | Dir. di esecuzione delle battute | Orizzontale | | | | Correzione per carbonatazione | | | | 0.9 | | |
| TRAVE | S9 | Battuta n. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | Rck medio |
| | | Rck | 42 | 44 | 44 | 49 | 52 | 44 | 56 | 54 | 52 | 52 | |
| | Dir. Battute | | 45.9 | 50.4 | 50.4 | 62.4 | 70.4 | 50.4 | 81.7 | 75.9 | 70.4 | 70.4 | Rck medio |
| | Orizzontale | Diff. dalla media | 6.90 | 4.90 | 4.90 | 0.10 | 3.10 | 4.90 | 7.10 | 5.10 | 3.10 | 3.10 | |
| | S10 | Battuta n. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | Rck medio |
| | | Rck | 54 | 54 | 52 | 46 | 44 | 52 | 48 | 47 | 49 | 47 | |
| | Dir. Battute | | 75.9 | 75.9 | 70.4 | 55.0 | 50.4 | 70.4 | 60.0 | 57.5 | 62.4 | 57.5 | Rck medio |
| | Orizzontale | Diff. dalla media | 4.70 | 4.70 | 2.70 | 3.30 | 5.30 | 2.70 | 1.30 | 2.30 | 0.30 | 2.30 | |
| | S11 | Battuta n. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | Rck medio |
| | | Rck | 62 | 64 | 60 | 56 | 60 | 64 | 58 | 57 | 55 | 56 | |
| | Dir. Battute | | 92.7 | 99.5 | 86.0 | 73.5 | 86.0 | 99.5 | 79.6 | 76.5 | 70.5 | 73.5 | Rck medio |
| | Vert. Alto | Diff. dalla media | 2.80 | 4.80 | 0.80 | 3.20 | 0.80 | 4.80 | 1.20 | 2.20 | 4.20 | 3.20 | |

Alla luce dei valori dedotti dalle prove, si assume cautelativamente una classe di resistenza del calcestruzzo C35/45:

| | | |
|-------------------------------------------------------------|-------|----------|
| Classe di resistenza cubica del calcestruzzo R_{ck} = | 45 | N/mm^2 |
| Classe di resistenza cilindrica del calcestruzzo f_{ck} = | 35 | N/mm^2 |
| Fattore di confidenza = | 1.2 | --- |
| Resistenza di progetto a compressione f_{cd} = | 16.53 | N/mm^2 |

Per quanto concerne invece la caratterizzazione degli acciai, si sono dedotti valori di resistenza dalle relative relazioni di calcolo statico dell'impalcato delle campate centrali e laterali.

Per quanto concerne gli acciai per armatura lenta si ha quindi:

Acciaio A.L.E. 4400

| | | |
|---------------------------------------------------------------|-------|-------------------|
| Resistenza a snervamento dell'acciaio $f_{yk} =$ | 440 | N/mm ² |
| Coefficiente di sicurezza parziale γ_s per l'acciaio = | 1.15 | |
| Fattore di confidenza = | 1.2 | --- |
| Resistenza a snervamento dell'acciaio $f_{yd} =$ | 318.8 | N/mm ² |

Per quanto riguarda infine la caratterizzazione meccanica degli acciai armonici per i cavi di precompressione delle travi, sono stati assunti i seguenti valori caratteristici:

- Limite di rottura medio 1650 N/mm²
- Limite di snervamento 1300 N/mm²
- Limite di resistenza a sicurezza (LC2) 942 N/mm²

5.4. Livello di conoscenza assunto

Per quanto concerne il livello di conoscenza adottato per le analisi dell'opera esistente in oggetto, si fa riferimento a quanto descritto nel precedente paragrafo 1.2.

Per il caso di specie, il livello di conoscenza assunto è quindi LC2 e pertanto nelle analisi e misure di sicurezza effettuate il fattore di confidenza utilizzato è $FC = 1,20$.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

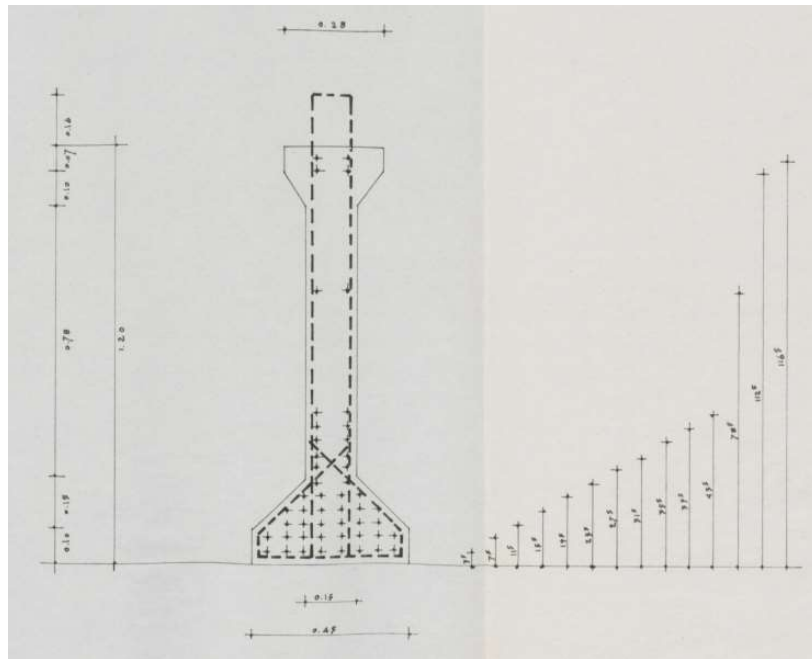
| Livello di conoscenza | Geometrie (carpenterie) | Dettagli strutturali | Proprietà dei materiali | Metodi di analisi | FC (*) |
|-----------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------|--------|
| LC1 | | Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ | Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ | Analisi lineare statica o dinamica | 1,35 |
| LC2 | Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo | Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ | Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ | Tutti | 1,20 |
| LC3 | | Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ | Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ | Tutti | 1,00 |

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

5.5.Verifica trave esistente campata centrale

Per quanto concerne la verifica delle travi esistenti della campata centrale, sono state dedotte le caratteristiche geometriche e di armatura dagli elaborati progettuali originari.

Le travi, come riportato nel progetto di variante di costruzione del 1969, sono armate con 50 trefoli da 3/8'' a 7 fili, disposte come riportato nelle figure seguenti:



Sezione trasversale trave in c.a.p. - Campata centrale

Si calcolano le tensioni di caduta nell'acciaio:

tensione iniziale di precompressione $\sigma_i = 1300 \text{ N/mm}^2$

accorciamento elastico $\sigma_{el} = 114.8 \text{ N/mm}^2$

rilassamento $\sigma_{ril} = 130 \text{ N/mm}^2$

ritiro $\sigma_{rit} = 47.5 \text{ N/mm}^2$

fluage $\sigma_{fl} = 164 \text{ N/mm}^2$

La tensione residua nell'acciaio è pertanto pari a 843.7 N/mm^2 .

Per la verifica a flessione in mezzzeria delle travi in oggetto si ha quindi:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave campata centrale - CAVI LENTI

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

Titolo :

N° Vertici 16 Zoom N° barre 1 Zoom

| N° | x [cm] | y [cm] |
|----|--------|--------|
| 1 | 22.5 | 0 |
| 2 | 22.5 | 10 |
| 3 | 7.5 | 25 |
| 4 | 7.5 | 103 |
| 5 | 14 | 113 |
| 6 | 14 | 123 |

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 1881 kNm
M_{Ed} 0 kNm
M_{Ed} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Cavo snervato

Materiali
ALE4400 C35/45
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 318.8 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 16.53 MPa
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.594 ‰ σ_{c,adm} 13.5 MPa
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
τ_{c1} 2.257 MPa

M_{xRd} 2.482 kNm
σ_c -16.53 N/mm²
σ_s -318.8 N/mm²
ε_s 3.5 ‰
ε_s -3.03 ‰
d 134.5 cm
x 26.07 x/d 0.1938
δ 0.7

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

Armatura Precompressione
N° cavi 14 Zoom

| N° | As [cm ²] | x [cm] | y [cm] | σ _{su} [MPa] |
|----|-----------------------|--------|--------|-----------------------|
| 1 | 4.128 | 0 | 3.5 | 843.7 |
| 2 | 4.128 | 0 | 7.5 | 843.7 |
| 3 | 3.096 | 0 | 11.5 | 843.7 |
| 4 | 3.096 | 0 | 15.5 | 843.7 |
| 5 | 2.064 | 0 | 19.5 | 843.7 |
| 6 | 1.032 | 0 | 23.5 | 843.7 |

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

Tipo cavo
Trefolo
ε_{su} 67.5 ‰
f_{yd} 942 N/mm²
E_s/E_c 6
ε_{syd} 4.71 ‰
σ_{s,adm} 1080 N/mm²
σ_{sp} 942 N/mm²
ε_{sp} 18.78 ‰ compressa predef.

Precompresso

$$M_{Ed} = 1881 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 2482 \text{ kNm}$$

$$F_s = 2482 / 1881 = 1.32$$

Per quanto concerne invece la verifica a taglio all'appoggio, dagli elaborati progettuali si desume la presenza di staffe $\phi 10$ a 2 braccia disposte ad interasse di 20cm.

| SEZIONE TRASVERSALE | | |
|-------------------------------------------------------------|-----------------|-------------|
| CALCESTRUZZO | | |
| Resistenza caratteristica cubica | R _{ck} | 45 [MPa] |
| Resistenza caratteristica cilindrica | f _{ck} | 35 [MPa] |
| Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo | γ _c | 1.5 [-] |
| Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine | α _{cc} | 0.85 [-] |
| Fattore di confidenza | FC | 1.2 [-] |
| Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo | f _{cd} | 16.53 [MPa] |
| ACCIAIO | | |
| Resistenza a snervamento dell'acciaio (Staffe) | f _{yk} | 440 [MPa] |
| Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio | γ _s | 1.15 [-] |
| Fattore di confidenza | FC | 1.2 [-] |
| Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio (Staffe) | f _{yd} | 318.8 [MPa] |
| GEOMETRIA | | |
| Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo | h | 1380 [mm] |
| Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo | b | 150 [mm] |
| Copriferro | d' | 30 [mm] |
| Altezza utile della sezione | d | 1350 [mm] |

| ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO | | | |
|--------------------------------------------------------------------------|----------------------------|------------------------|--|
| Diametro delle staffe | ϕ_{sw} | 10 [mm] | |
| Numero di braccia | n_b | 2 [-] | |
| Passo delle staffe | s | 200 [mm] | |
| Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave | θ | 21.8 [°] | |
| Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave | α | 90 [°] | |
| Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio | A_{sw} | 157 [mm ²] | |
| Cotangente di θ | $\cot\theta$ | 2.50 [-] | |
| | | 2.50 [-] | |
| Cotangente di α | $\cot\alpha$ | 0.00 [-] | |
| Seno di α | $\sin\alpha$ | 1.00 [-] | |
| Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione) | V_{Rsd} | 760.64 [kN] | |
| Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima | $v f_{cd}$ | 8.26 [MPa] | |
| Coefficiente maggiorativo | α_c | 0.91 [-] | |
| Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione) | V_{Rcd} | 472.19 [kN] | |
| Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente | V_{Rd} | 472.19 [kN] | |

$$V_{Ed} = 409.23 \text{ kN}$$

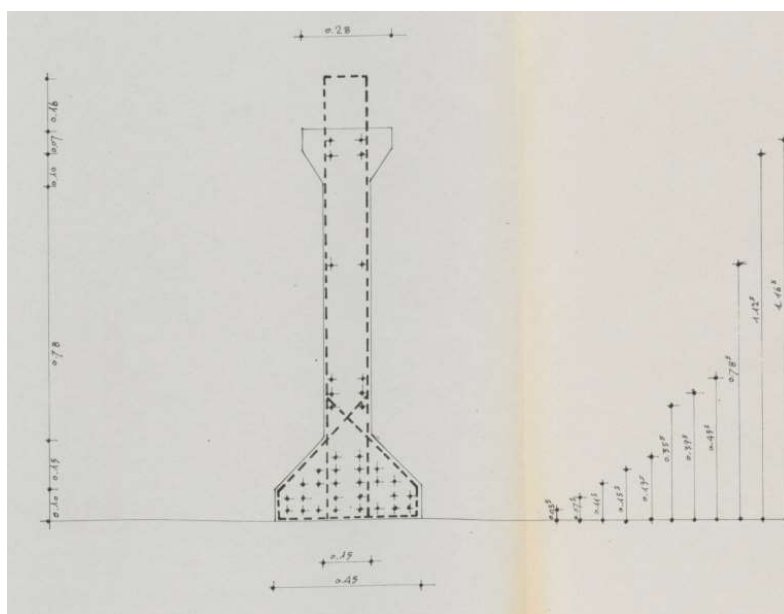
$$V_{Rd} = 472.19 \text{ kN}$$

$$F_s = 472.19 / 409.23 = 1.15$$

5.6. Verifica trave esistente campate laterali

Per quanto concerne la verifica delle travi esistenti delle campate laterali, sono state dedotte le caratteristiche geometriche e di armatura dagli elaborati progettuali originari.

Le travi, come riportato nel progetto di variante di costruzione del 1969, sono armate con 38 trefoli da 3/8'' a 7 fili, disposte come riportato nelle figure seguenti:



Sezione trasversale trave in c.a.p. - Campate laterali

Si calcolano le tensioni di caduta nell'acciaio:

tensione iniziale di precompressione $\sigma_i = 1300 \text{ N/mm}^2$

accorciamento elastico $\sigma_{el} = 85.8 \text{ N/mm}^2$

rilassamento $\sigma_{ril} = 130 \text{ N/mm}^2$

ritiro $\sigma_{rit} = 47.5 \text{ N/mm}^2$

fluage $\sigma_{fl} = 122.5 \text{ N/mm}^2$

La tensione residua nell'acciaio è pertanto pari a 914.2 N/mm^2 .

Per la verifica a flessione in mezzeria delle travi in oggetto si ha quindi:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave campata laterale - CAVI LENTI

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

Titolo: []

N° Vertici: 16 **Zoom** **N° barre:** 1 **Zoom**

| N° | x [cm] | y [cm] |
|----|--------|--------|
| 1 | 22.5 | 0 |
| 2 | 22.5 | 10 |
| 3 | 7.5 | 25 |
| 4 | 7.5 | 103 |
| 5 | 14 | 113 |
| 6 | 14 | 123 |

N° As [cm²] **x [cm]** **y [cm]**

| N° | As [cm²] | x [cm] | y [cm] |
|----|----------|--------|--------|
| 1 | 3.08 | 0 | 134.5 |

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

Armatura Precompressione
N° cavi: 11 **Zoom**

| N° | As [cm²] | x [cm] | y [cm] | σ_{sp} [MPa] |
|----|----------|--------|--------|---------------------|
| 1 | 4.128 | 0 | 3.5 | 914.2 |
| 2 | 3.096 | 0 | 7.5 | 914.2 |
| 3 | 3.096 | 0 | 11.5 | 914.2 |
| 4 | 2.064 | 0 | 15.5 | 914.2 |
| 5 | 1.032 | 0 | 19.5 | 914.2 |
| 6 | 1.032 | 0 | 35.5 | 914.2 |

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N° Ed 0 **kN**
M° Ed 1866 **kNm**
N° yEd 0 **kN**

P.to applicazione N
☐ Centro ☐ Baricentro cls
☒ Coord.[cm] **xN** 0 **yN** 28.815

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
ALE4400 **C35/45**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 318.8 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 16.53
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.594 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M° Rd 1 951 kNm
 σ_c -16.53 N/mm²
 σ_s -318.8 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s -2.05 ‰
 d 134.5 cm
 x 8.449 x/d 0.06282
 δ 0.7

Tipo cavo
 Trefolo
 ϵ_{su} 67.5 ‰
 f_{yd} 942 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 4.71 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 1080 N/mm²

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L_o 0 **Col. modello**

σ_{sp} 942 N/mm²
 ϵ_{sp} 56.79 ‰ compressa predef.

☒ Precompresso

$$M_{Ed} = 1866 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 1951 \text{ kNm}$$

$$F_s = 1951 / 1866 = 1.05$$

Pur essendo le travi verificate, pur con un coefficiente di sicurezza esiguo, ad ulteriore tutela della sicurezza, si procede con il rinforzo 2 delle travi laterali degli impalcati 1-3-4 con fibre di carbonio di cui agli elaborati specifici.

Per quanto concerne invece la verifica a taglio all'appoggio, dagli elaborati progettuali si desume la presenza di staffe $\phi 10$ a 2 braccia disposte ad interasse di 12.5cm.

| SEZIONE TRASVERSALE | | | |
|--------------------------------------------------------------------------|----------------------------|------------------------|--|
| CALCESTRUZZO | | | |
| Resistenza caratteristica cubica | R_{ck} | 45 [MPa] | |
| Resistenza caratteristica cilindrica | f_{ck} | 35 [MPa] | |
| Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo | γ_c | 1.5 [-] | |
| Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine | α_{cc} | 0.85 [-] | |
| Fattore di confidenza | FC | 1.2 [-] | |
| Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo | f_{cd} | 16.53 [MPa] | |
| ACCIAIO | | | |
| Resistenza a snervamento dell'acciaio (Staffe) | f_{yk} | 440 [MPa] | |
| Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio | γ_s | 1.15 [-] | |
| Fattore di confidenza | FC | 1.2 [-] | |
| Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio (Staffe) | f_{yd} | 318.8 [MPa] | |
| GEOMETRIA | | | |
| Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo | h | 1380 [mm] | |
| Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo | b | 150 [mm] | |
| Copriferro | d' | 30 [mm] | |
| Altezza utile della sezione | d | 1350 [mm] | |
| ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO | | | |
| Diametro delle staffe | ϕ_{sw} | 10 [mm] | |
| Numero di braccia | n_b | 2 [-] | |
| Passo delle staffe | s | 125 [mm] | |
| Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave | θ | 21.8 [°] | |
| Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave | α | 90 [°] | |
| Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio | A_{sw} | 157 [mm ²] | |
| Cotangente di θ | $\cot\theta$ | 2.50 [-] | |
| Cotangente di α | $\cot\alpha$ | 0.00 [-] | |
| Seno di α | $\sin\alpha$ | 1.00 [-] | |
| Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione) | V_{Rsd} | 1217.03 [kN] | |
| Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima | $v f_{cd}$ | 8.26 [MPa] | |
| Coefficiente maggiorativo | α_c | 1.19 [-] | |
| Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione) | V_{Rcd} | 617.92 [kN] | |
| Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente | V_{Rd} | 617.92 [kN] | |

$$V_{Ed} = 434.34 \text{ kN}$$

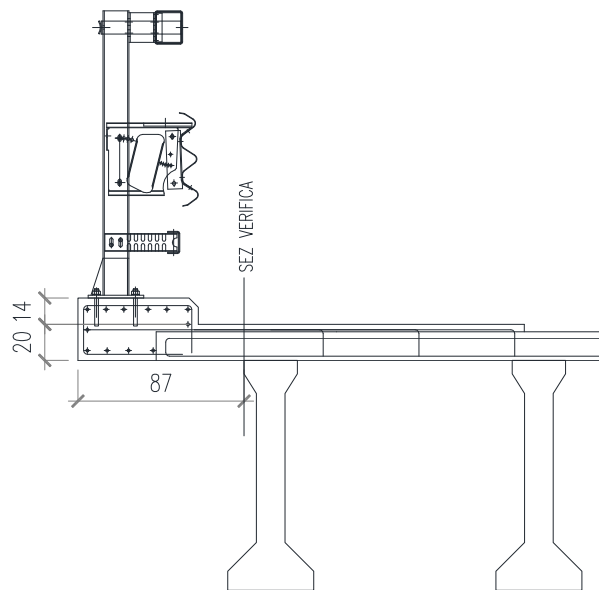
$$V_{Rd} = 617.92 \text{ kN}$$

$$F_s = 617.92 / 434.34 = 1.42$$

6. RIFACIMENTO CORDOLO LATERALE

Nel presente capitolo vengono riportate le verifiche strutturali del cordolo e della soletta d'impalcato del ponte, oggetto dell'intervento di sostituzione delle barriere di sicurezza esistenti con una nuova barriera di sicurezza bordo-ponte H3. L'intervento in progetto prevede la demolizione del cordolo esistente e la realizzazione di un nuovo cordolo in c.a., previa integrazione dell'armatura esistente nella soletta d'impalcato.

6.1.Geometria



Geometria del cordolo e sezioni di verifica

6.2.Sollecitazione trasmesse dal montante e verifica

Per il calcolo delle sollecitazioni si fa riferimento al par. 4.2.3 caso b) per il quale, considerando un interasse montanti barriere pari a 1,5m, si ottiene una larghezza di diffusione bc4 pari 2,17m

A favore di sicurezza si considererà una larghezza pari a 2,00m.

$$h = 1,00\text{m}$$

$$h_c = 0,14$$

$$h_s/2 = 0,10$$

$$M_{slu} = 100 \times 1.24 = 124 \text{ KNm}$$

Per ogni metro di soletta, pertanto, si ha

$$M_{slu,1m} = 62 \text{ KNm/m}$$

$$N_{slu,1m} = 50 \text{ KN/m (trazione)}$$

$A_s = \phi 14/12.5 \text{ cm}$ (superiori a trazione, armatura in progetto)

$A_s' = \phi 12/12.5 \text{ cm}$ (inferiori esistenti in soletta)

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

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

Titolo : verifica soletta cordolo

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1 | 100 | 20 |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1 | 12,32 | 3 |
| 2 | 9,05 | 17 |

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -50 0 kN
M_{xEd} -62 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

| B450C | C25/30 |
|-----------------------------------|----------------------------------------|
| 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} 14,17 |
| E _s /E _c 15 | f _{cc} /f _{cd} 0,8 ? |
| ε _{syd} 1,957 ‰ | σ _{c,adm} 9,75 |
| σ _{s,adm} 255 N/mm² | τ _{co} 0,6 |
| | τ _{c1} 1,829 |

M_{xRd} -70,14 kN m

σ_c -14,17 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ε_c 3,5 ‰

ε_s 14,61 ‰

d 17 cm

x 3,285 x/d 0,1932

δ 0,7

