

Ponti sul Canale

MILANO - CREMONA - PO

RELAZIONE TECNICA e

CALCOLI STATICI

VISTO PER APPROVAZIONE

AL DIRETTORE DEI LAVORI

Ing. Adolfo BALDISSERA

*Adolfo Baldissera*

*[Signature]*

12 GEN. 1965

n° 239.118/A

Dis. N° 1992 CONS.

soc. naz. off.

Savigliano

torino

11. 9. 65

RESISTENZA e portanza dei pali

In base alle prove penetrometriche eseguite in n° 51 d.a. per ogni manufatto, si prevede l'adozione di pali tipo Franki del n° di s/a 900 e della lunghezza rispettivamente :

- a) per il ponte del Cristo : ml. 13 da quota mt. 35 circa
- b) per il ponte Isola Mezzadri : ml. 16 da quota mt. 35 circa

La portata ammissibile può essere verificata con la formula del Terzaghi, prescindendo dal contributo per attrito laterale del fusto e assumendo un angolo di attrito al livello della base  $\phi = 33^\circ$  :

risulta :

- a) Pali da mt. 13 (considerando una superficie di base  $A = 0,70$  m.<sup>2</sup>)  
P.lin. =  $0,70 \times 1,1 \times 13 \times 32 = \text{tonn. } 320$   
P. amm. =  $1/3.320 = \text{circa } 107 \text{ tonn.}$

- b) Pali da mt. 16 (considerando  $A = 0,50$  m.<sup>2</sup>)  
P.lin. =  $0,50 \times 1,1 \times 16 \times 32 = \text{tonn. } 317$   
P. amm. =  $1/3.317 = \text{circa } 106 \text{ tonn.}$

Le portate ammissibili susposte sono superiori a quelle necessarie.

Ing. F. Rüppel

DESCRIZIONE DELL'OPERA

Per entrambi i ponti oggetto dell'appalto - concorso si è adottata la stessa soluzione, suggerita dalla evidenza dei sondaggi geognostici disponibili e, soprattutto, dalla eventualità di una sua ripetuta applicazione: soluzione che prevede uno schema isostatico composto da una campata centrale semplicemente appoggiata sulle pile e due minori campate laterali, tra loro identiche, vincolate con appoggio mobile sulle spalle ed a cerniera sulle estremità delle travi centrali.

Ciò per raggiungere i seguenti scopi:

- 1°) sottrarre la struttura agli effetti di eventuali cedimenti alle sue fondazioni;
- 2°) sollecitare tutte le sezioni con momento positivo; trattandosi di sezioni miste in acciaio - calcestruzzo tale circostanza comporta un completo sfruttamento del calcestruzzo in compressione ed elimina l'inconveniente della fessurazione della soletta nelle zone a momento negativo;
- 3°) trasmettere alle pile reazioni sempre centrate ed alle spalle sempre positive per qualsiasi disposizione dei carichi verticali;
- 4°) permettere una maggiore semplicità e rapidità di montaggio.

L'impalcato di tutto il ponte è costituito da tre travi in acciaio a parete piena, di altezza costante nelle diverse campate, poste ad interasse 3 metri e da traversi, reticolari nella campata centrale, a parete piena in quelle laterali, pure a interasse 3 metri. Le travi e i traversi portano una soletta di calcestruzzo armato cui forniscono l'appoggio su campi quadrati di 3 x 3 metri.

La soletta inoltre è resa solidale alle travi da appositi ancoraggi e con esse collabora a sopportare le sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e gran parte di quelle indotte dai carichi permanenti.

Gli apparecchi di appoggio della campata centrale sono realizzati con segmenti di rullo in acciaio. Le campate laterali hanno appoggi metallici in corrispondenza delle cerniere ed in cuscinetti di neoprene armato in corrispondenza delle spalle.

Questa soluzione ha permesso di adottare pile di sezione relativamente modesta sottraendole completamente a qualunque azione orizzontale. Ciò vale anche per le loro fondazioni previste a 6 pali diametro 50 cm per profondità fino a 10 m, a 3 pali diametro 80 cm per profondità superiori.

Le 2 spalle sopportano la reazione verticale delle campate laterali e, grazie alla loro posizione, una debole spinta di terreno da parte del rilevato di accesso al ponte; si ripartiscono inoltre, in ugual misura, le forze orizzontali indotte dal frenamento e dalla non perfetta mobilità degli appoggi in neoprene rispetto alla dilatazione termica. Sono realizzate da 2 pali di diametro 50 cm collegati in testa da una traversa sagomata a sella che porta a sbalzo, alle sue estremità, le 2 paretine di risvolto.

L'aspetto architettonico dell'insieme è stato dettato dalla assoluta funzionalità statica dell'opera. La campata centrale come pure quelle laterali non portano irrigidimenti in vista. Il tema degli irrigidimenti è invece esaltato nella zona di appoggio.

MONTAGGIO

Ultimata l'esecuzione delle pile e delle spalle, ha inizio il montaggio del ponte, previsto nelle seguenti fasi:

1°) costruzione di 3 sostegni provvisori di altezza 6 m e distanza 8 m dalle pile destinati a sostenere la campata centrale in corrispondenza dei 2 giunti di montaggio;

2°) assiemaggio a piè d'opera delle strutture metalliche delle 2 campate laterali e dei 3 tronchi della campata centrale;

3°) sollevamento e collocamento in opera delle strutture;

4°) casserratura, sistemazione delle armature e getto della soletta in calcestruzzo, al termine di questa fase vengono assicurati i giunti di montaggio della campata centrale;

5°) raggiunta la sufficiente maturazione del getto vengono rimossi i casseri ed i sostegni: è così raggiunto lo scopo di fare assorbire alla struttura mista una cospicua quota delle sollecitazioni indotte dai carichi permanenti;

6°) stesura della pavimentazione, sistemazione dei parapetti, opere di finitura.

RELAZIONE DI CALCOLO1. SOLETTA DI IMPALCATO

La soletta portante la carreggiata stradale è suddivisa in campi quadrati dalle tre travi principali ad interassi di 3.00 m e dai traversi pure ad interasse di 3.00 m (tranne i due adiacenti ai traversi di appoggio leggermente più grandi).

Il calcolo viene pertanto eseguito considerando la soletta costituita da piastre quadrate semplicemente appoggiate al contorno.

1.1. Analisi dei carichi.

## 1.1.1. peso proprio:

$$0,18 \times 2500 = 450 \text{ Kg/m}^2$$

## 1.1.2. sovraccarico permanente

$$\text{pavimentazione} = 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$1.1.3. \text{sovraccarico accidentale} = \underline{\underline{650}} \text{ Kg/m}^2$$

coefficiente dinamico:

$$\phi = 1 + \frac{(100-3)^2}{100(250-3)} = 1,38;$$

due assi posteriori dello schema 6:

$$36.000 \times 1,38 = 49.700 \text{ Kg}$$

area di ripartizione:

$$t_x = 2,65 + 0,18 + 0,17 = 3,00 \text{ m}$$

$$t_y = 1,12 + 0,18 + 0,17 = 1,47 \text{ m}$$

1.2. Caratteristiche della sollecitazione.

## 1.2.1. momento flettente massimo:

- carico uniforme :

$$\lambda = 1 ; p_x = p_y = \frac{650}{2} = 325 \text{ Kg/m}^2$$

$$V = 1 - \frac{5}{6} \frac{1}{2} = 0,58 ;$$

$$M_{\max} = \frac{325 \times 3,0^2}{8} 0,58 = 212 \text{ Kgm/m} ;$$

- carico parziale:

$$\frac{t_x}{l_x} = \frac{3,0}{3,0} = 1 ; \frac{t_y}{l_y} = \frac{1,47}{3,0} = \approx 0,5 ;$$

$$\alpha_{ym} = 0,0620 ;$$

$$M_{\max} = 0,0620 \times 49700 = 3080 \text{ Kgm/m} ;$$

- momento massimo totale:

$$212 \times 3080 = \underline{\underline{3292}} \text{ Kgm/m} ;$$

1.2.2. taglio massimo:

- carico uniforme:

$$T_{\max} = \frac{650 \times 3,0}{2} = 975 \text{ Kg/m} ;$$

- carico parziale:

$$T_{\max} = \frac{49700}{2 \times 3,00} = \underline{\underline{8290}} \text{ Kg/m}$$

$$\text{- taglio max totale} = \underline{\underline{9265}} \text{ Kg/m}$$

1.3. Verifiche di sicurezza ed armature.

1.3.1. a flessione:

$$H = 18 \text{ cm} ; h = 16,5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; n = 10 ;$$

$$r = \frac{16,5}{3292/1,0} = \frac{16,5}{57,4} = 0,288 ;$$

$$\text{per } \sigma_c / \sigma_f = 85/1800, \text{ si ha } r = 0,287$$

$$t = 0,00217$$

$$\eta = 0,893$$

$$A_s = 0,00217 \times 57,4 \times 100 = 12,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

si adottano 8  $\emptyset$  14/m pari a  $12,32 \text{ cm}^2/\text{m}$  ;

1.3.2. a taglio :

$$H = 30 \text{ cm} ; \quad h = 28,5 \text{ cm} ; \quad b = 100 ;$$

$$T_{\max} = \frac{9265}{28,5 \times 100 \times 0,9} = 3,6 \text{ Kg/cm}^2 \quad (< 6) ;$$

## 2. SOLETTA A SBALZO

La condizione di carico più gravosa è costituita dallo scivolo di una ruota da 5 t.

### 2.1. Carichi.

$$\begin{array}{llll} \text{peso proprio} & : & 0,30 \times 2500 & = & 750 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{ruota avviata} & & & & 5000 \text{ Kg} \end{array}$$

### 2.2. Momento flettente minimo.

$$\begin{array}{llll} \text{peso proprio} & : & - 750 \times 1,00 \times 1,00 & = & - 750 \text{ Kgm/m} \\ \text{sovraccarico} & : & - \frac{5000}{2} & = & - 2500 \text{ "} \\ & & & & \underline{\underline{- 3250 \text{ Kgm/m}}} \end{array}$$

Poichè tale valore è appena inferiore a quello della piastra, si dispone la stessa armatura e si omette la verifica di sicurezza.



### 3. TRAVI MAESTRE CAMPATA CENTRALE

#### 3.1. Analisi dei carichi per ml. di impalcato.

##### 3.1.1. peso proprio:

soletta in c.a. : 0,24 x 9,00 x 2500 =	5400	Kg/m
carpenterie metalliche =	1700	Kg/m
	<u>7100</u>	<u>Kg/m</u>

##### 3.1.2. sovraccarico permanente:

pavimentazione: 200 x 7,00 =	1400	Kg/m
------------------------------	------	------

##### 3.1.3. sovraccarico accidentale:

- coefficiente dinamico :

$$\phi = 1 + \frac{(100-49)^2}{250(100-49)} = 1,13 ;$$

- folla compatta su un marciapiede:

400 x 1,13 x 1,00 =	450	Kg/m
---------------------	-----	------

- carico militare schema 5 :

- flettente 4116 x 1,13 =	4650	Kg/m
- tagliante 4429 x 1,13 =	5000	Kg/m

- carico civile schema 1 :

- flettente 2010 x 1,13 =	2270	Kg/m
- tagliante 2163 x 1,13 =	2440	Kg/m

#### 3.2. Ripartizione trasversale dei carichi.

Nell'ipotesi di traversi infinitamente rigidi a flessione rispetto alle travi principali, le massime sollecitazioni si verificano sulla trave di bordo.

Carichi sulla trave di bordo (vedi schema)

$$3.2.1. \text{ peso proprio: } (5400 + 1700) : 3 = 2360 \text{ Kg/m}$$

$$3.2.1. \text{ sovraccarico permanente: } 1400 : 3 = 465 \text{ Kg/m}$$

$$\underline{\hspace{1cm}} 2825 \text{ Kg/m}$$

## 3.2.3. sovraccarico accidentale:

- folla:

$$P_F = \frac{450}{3} \cdot \left(1 + \frac{6 \times 4,0}{3,0(3+1)}\right) = 450 \text{ Kg/m}$$

- carico militare flettente:

$$P_{M,f} = \frac{4650}{3} \left(1 + \frac{6 \times 1,75}{3,0(3+1)}\right) = 2910 \text{ Kg/m}$$

- carico militare tagliente:

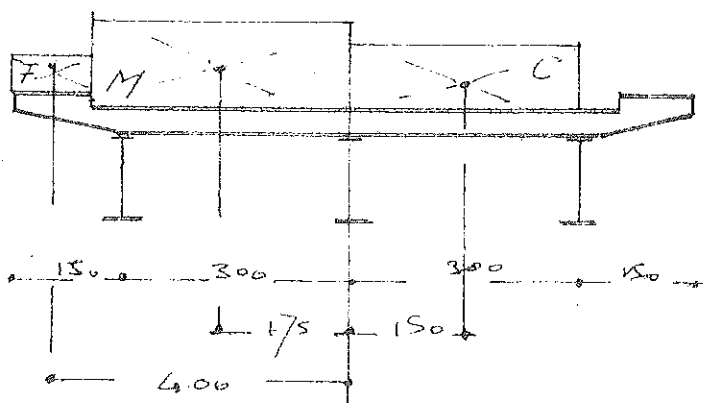
$$P_{M,t} = \frac{5000}{3} \times 1,875 = 3120 \text{ Kg/m}$$

- carico civile flettente

$$P_{C,f} = \frac{2270}{3} \left(1 - \frac{6 \times 1,5}{3,0(3+1)}\right) = 189 \text{ Kg/m}$$

- carico civile tagliente:

$$P_{C,t} = \frac{2440}{3} \times 0,25 = 204 \text{ Kg/m}$$



### 3.3. Caratteristiche della sollecitazione.

#### 3.3.1. Momenti flettenti in mezzzeria:

I<sup>a</sup> FASE : getto della soletta sulle travi continue su due so-  
 posti a 8,18 m. dagli appoggi  
 stegni provvisori ~~al tergo della luce (16,40 m)~~

$$M_I = + \frac{1}{8} 2360 \times 32,74^2 = 316.213 \text{ Kgm} ;$$

II<sup>a</sup> FASE: rimozione sostegni provvisori ed esecuzione pavi-  
 mentazione:

$$M_{II} = + \frac{1}{8} (2360 + 465) \times 49,10^2 = 850.000 \text{ Kgm}$$

SOVRACCARICO ACCIDENTALE:

$$M = \frac{1}{8} (450 + 2910 + 189) \times 49,10^2 = 1.070.000 \text{ Kgm.}$$

#### 3.3.2. Taglio massimo sull'appoggio.

$$I^a \text{ FASE : } T_I = \frac{2360 \times 8,18}{2} = 9652 \text{ Kg}$$

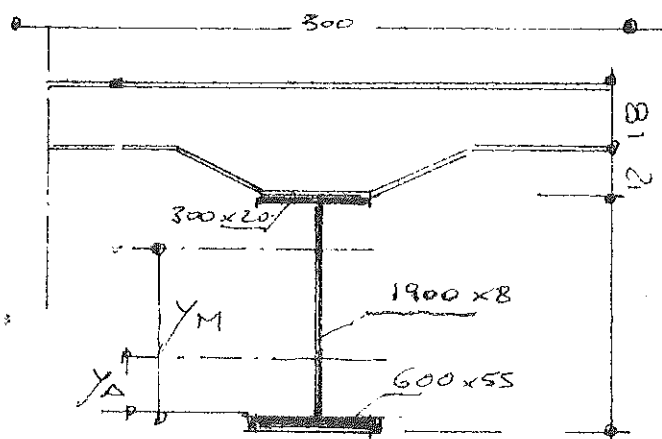
$$II^a \text{ FASE: } T_{II} = \frac{1}{2} (2360 + 465) \times 49,1 = 69500 \text{ Kg}$$

SOVRACCARICO ACCIDENTALE

$$T = \frac{1}{2} (450 + 3120 + 204) \times 49,1 = 92500 \text{ Kg}$$

### 3.4. Verifica a flessione.

#### 3.4.1. Caratteristiche geometriche della sezione.



## 3.4.1.1. sezione acciaio :

$$\begin{aligned}
 - \text{asse neutro :} & \quad Y_A = 37,5 \text{ cm} \\
 - \text{momento d'inerzia:} & \quad J_A = 2885 \times 10^3 \text{ cm}^4 \\
 - \text{moduli di resistenza:} & \quad W_A' = 18,7 \times 10^3 \text{ cm}^3 \\
 & \quad W_A'' = 67,1 \times 10^3 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

3.4.1.2. sezione mista  $n = 18$ 

$$\begin{aligned}
 - \text{asse neutro :} & \quad Y_M = 110 \text{ cm} \\
 - \text{momento d'inerzia :} & \quad J_M = 8612 \times 10^3 \text{ cm}^4 \\
 - \text{moduli di resistenza :} & \quad W_M' = 76,9 \times 10^3 \text{ cm}^3 \\
 & \quad W_M'' = 74,5 \times 10^3 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

3.4.1.3. sezione mista  $n = 6$ 

$$\begin{aligned}
 - \text{asse neutro :} & \quad Y_M = 155 \text{ cm} \\
 - \text{momento d'inerzia :} & \quad J_M = 12595 \times 10^3 \text{ cm}^4 \\
 - \text{moduli di resistenza :} & \quad W_M' = 187,8 \times 10^3 \text{ cm}^3 \\
 & \quad W_M'' = 78,5 \times 10^3 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

## 3.4.2. Tensioni ai lembi.

## 3.4.2.1. Acciaio.

- I<sup>a</sup> FASE:

$$\text{lembo superiore: } \sigma = \frac{31.621.300}{18700} = 1690 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{lembo inferiore: } \sigma = \frac{31.621.300}{67100} = 470 \text{ Kg/cm}^2$$

- II<sup>a</sup> FASE:

$$\text{lembo superiore: } \sigma = 1690 + \frac{(850.000 - 316.213) \times 100}{8612 \times 10^3} \times 82 =$$

$$= 1690 + 508 = 2198 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{lembo inferiore: } \sigma &= 470 + \frac{(850000 - 316213) \times 100}{74500} = \\ &= 470 + 717 = 1187 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Carico totale

$$\begin{aligned} \text{lembo superiore: } \sigma &= 2198 + \frac{1070000 \times 100 \cdot 37}{12595 \times 10^5} = 2198 + 314 = \\ &= 2512 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{lembo inferiore: } \sigma_{\text{MAX}} &= 1187 + \frac{1070000 \times 100}{78500} = 1187 + 1363 = \\ &= 2550 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

### 3.4.2.2. Calcestruzzo.

Carico permanente

$$\sigma = \frac{(850000 - 316213) \times 100}{18 \times 76900} = 38,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Carico totale

$$\sigma_{\text{c max}} = 38,5 + \frac{1070000 \times 100}{6 \times 187800} = 38,5 + 84,4 = 122,9 \text{ Kg/cm}^2$$

### 3.5. Verifica a taglio.

#### 3.5.1. Anima:

$$T_{\text{max}} = 69500 + 92500 = 162000 \text{ Kg}$$

$$\tau_{\text{max}} = \frac{162.000}{190 \times 1} = 853 \text{ Kg/cm}^2$$

#### 3.5.2. Ancoraggi trave soletta.

$$T_{\text{max}} = 162000 - 9652 = 152348 \text{ Kg}$$

$$\tau_b = \frac{152348}{190} = 800 \text{ Kg/cm}$$

Si dispongono 3  $\emptyset$  20 ogni 15 cm.

$$\tau_{\max} = \frac{800 \times 15}{9,42} = \underline{\underline{1275}} \text{ Kg/cm}^2$$

### 3.5.3. Verifica all'imbozzamento.

Gli irrigidimenti verticali e longitudinali previsti danno luogo a tensioni critiche nei pannelli d'anima non inferiori a  $2 \tau_{\max}$ .

## 4. TRAVI MAESTRE CAMPATE LATERALI

### 4.1. Analisi dei carichi per ml. d'impalcato.

#### 4.1.1. peso proprio:

soletta in c.a. = $0,24 \times 9,00 \times 2500 =$	5400	Kg/m
carpenterie metalliche	800	Kg/m
	<hr/>	
	6200	Kg/m

4.1.2. sovraccarico permanente: 1400 Kg/m

4.1.3. sovraccarico accidentale:

- coefficiente dinamico:

$$\emptyset = 1 + \frac{(100-15)^2}{100(250-15)} = 1,308;$$

- folla compatta su un marciapiede:

$$400 \times 1,308 \times 1,00 = 523 \text{ Kg/m}$$

- carico militare schema 6:

$$\text{- flettente: } 5710 \times 1,308 = 7450 \text{ Kg/m}$$

$$\text{- tagliante: } 7072 \times 1,308 = 9250 \text{ Kg/m}$$

- carico civile schema 1:

$$\text{- flettente: } 2133 \times 1,308 = 2780 \text{ Kg/m}$$

$$\text{- tagliante: } 2560 \times 1,308 = 3350 \text{ Kg/m}$$

4.2. Carichi sulla trave di bordo.

(vedi 3.2.)

$$4.2.1. \text{ peso proprio: } 6200 : 3 = 2067 \text{ Kg/m}$$

$$4.2.2. \text{ sovraccarico permanente} = 465 \text{ Kg/m}$$

$$2532 \text{ Kg/m}$$

## 4.2.3. sovraccarico accidentale:

- folla :

$$P_F = \frac{523}{3} \left( 1 + \frac{6 \times 4,0}{3,0(3+1)} \right) = 523 \text{ Kg/m}$$

- carico militare flettente

$$P_{M,f} = \frac{7450}{3} \times 1,875 = 4656 \text{ Kg/m}$$

- carico militare tagliente:

$$P_{M,t} = \frac{9250}{3} \times 1,875 = 5781 \text{ Kg/m}$$

- carico civile flettente:

$$P_{C,f} = \frac{2780}{3} \times 0,25 = 232 \text{ Kg/m}$$

- carico civile tagliente:

$$P_{C,t} = \frac{3350}{3} \times 0,25 = 280 \text{ Kg/m}$$

4.3. Caratteristiche della sollecitazione.

## 4.3.1. momenti flettenti in mezzzeria:

$$\text{- peso proprio: } M_I = \frac{1}{8} 2067 \times 15,0^2 = 5834 \text{ Kgm}$$

- sovraccarico:

$$M_{II} = \frac{1}{8} (465 + 523 + 4656 + 232) \times 15^2 = 165.263 \text{ Kgm}$$

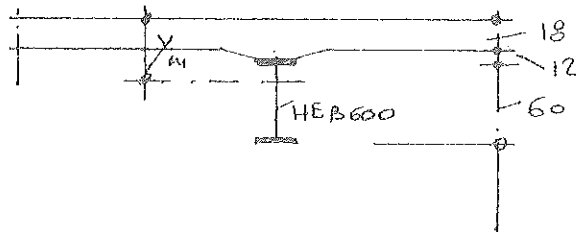
## 4.3.2. taglio sull'appoggio:

$$\text{- peso proprio: } T_I = \frac{1}{2} 2067 \times 15,0 = 15503 \text{ Kg}$$

$$\text{- sovraccarico} = \frac{1}{2} (465 + 523 + 5781 + 280) \times 15 = 52867 \text{ Kg}$$

#### 4.4. Verifica a flessione.

##### 4.4.1. Caratteristiche geometriche della sezione



##### 4.4.1.1. sezione acciaio:

- modulo di resistenza :  $W_A = 5700 \text{ cm}^3$

##### 4.4.1.2. sezione mista $\alpha = 6$

- asse neutro :  $Y_M = 21,1$

- momento d'inerzia :  $J_M = 740 \times 10^3 \text{ cm}^4$

- moduli di resistenza:  $W'_M = 35 \times 10^3 \text{ cm}^3$

$$W''_M = 10,7 \times 10^3 \text{ cm}^3$$

##### 4.4.2. Tensioni estreme.

##### 4.4.2.1. acciaio:

- peso proprio :  $\sigma = \frac{5813400}{5700} = 1020 \text{ Kg/cm}^2$

- sovraccarico totale :

$$\begin{aligned} \text{lento superiore: } \sigma &= 1020 - \frac{16526300 \times 8,9}{740000} = 1020 - 199 = \\ &= 821 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{lento inferiore: } \sigma_{a \text{ max}} &= 1020 + \frac{16526300}{10700} = 1020 + 1545 = \\ &= 2565 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

##### 4.4.2.2. calcestruzzo

- sovraccarico totale :

$$\sigma_{c \text{ max}} = \frac{16526300}{6 \times 35000} = 78,7 \text{ Kg/cm}^2$$



4.5. Verifica a taglio.4.5.1. anima :

$$T_{\max} = (15503 + 52867) = 68370 \text{ Kg}$$

$$\tau_{\max} = \frac{68.370}{54 \times 1,55} = 815 \text{ Kg/cm}^2$$

4.5.2. imbozzamento:

$$\sigma_B = 18980 \times \left(\frac{1,55}{54}\right)^2 = 15,5 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\tau_{or} = 5,34 \times 15,5 = 83 \text{ Kg/m}^2 = 8300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\nu = \frac{8300}{815} > 10$$

4.5.3. ancoraggi trave-soletta

$$T_{\max} = 52867 \text{ Kg}$$

$$\tau_{x_b} = \frac{52867}{54} = 980 \text{ Kg/cm}$$

Si dispongono 3 Ø 20 ogni 12 cm

$$\tau_{\max} = \frac{980 \times 12}{9,42} = 1250 \text{ Kg/cm}^2$$

5. APPARECCHI DI APPOGGIO5.1. Travi campate centrale.

Si adotta per ciascun appoggio delle travi un segmento di rullo dell'altezza di 40 cm e della lunghezza di 50 cm, provvisto di guida centrale e di denti per l'arresto a fine corsa.

- reazione massima : 230 t

- tensione di contatto per  $r = 20 \text{ cm}$  :

$$= 0,42 \sqrt{\frac{230 \times 2100}{50 \times 20}} = 9,25 \text{ t/cm}^2$$

$$(< 4 \times 2,4 = 9,6 \text{ t/m}^2)$$

- la larghezza del segmento di 15 cm è ampiamente sufficiente in relazione alla massima escursione verificabile.

## 5.2. Travi campate laterali.

### 5.2.1. appoggio fisso sulle travi della campata centrale.

- reazione massima 68 t
- tensione di contatto per  $r = 50$  cm

$$\sigma = 0,42 \sqrt{\frac{68 \times 2100}{50 \times (25 \cdot 6)}} = 5,1 \text{ t/cm}^2 \quad (< 9,6)$$

### 5.2.2. appoggio elastico sulle spalle.

Verrà realizzato con cuscinetti in neoprene armato delle dimensioni : 30 x 30 x 6

- reazione verticale massima  $R = 68$  t
- reazione orizzontale dovuta al frenamento :  
(13 veicoli schema 1)

$$F = \frac{1}{6} \times \frac{1}{10} \times (13 \times 12,0) = 2,6 \text{ t}$$

- deformazione dovuta al frenamento :  $\Delta l_F = \frac{2600}{900} \frac{6}{8} = 2,1 \text{ cm}$
- dilatazione termica:

$$\Delta l_T = \frac{1}{2} \times 0,000012 \times 8010 \times 40^\circ = 1,9 \text{ cm}$$

- pressione max. sul cuscinetto:

$$\sigma = \frac{68000}{30 \times 30} = 75 \text{ Kg/cm}^2$$

- reazione dovuta alle variazioni termiche:

$$H = \frac{\Delta l \cdot GA}{h} = \frac{1,92 \times 8 \times 900}{6} = 2300 \text{ Kg}$$

- scorrimento max:

$$\gamma = \frac{\Delta l_F + \Delta l_T}{h} = \frac{2,1 + 1,9}{6,0} = \frac{4,0}{6,0} = 0,67 < 0,7 ;$$

- scorrimento dovuto solo a  $\Delta T$  :

$$\gamma = \frac{\Delta l_T}{h} = \frac{1,9}{6,0} = 0,32 < 0,5 ;$$

- verifica allo slittamento:

- reazione verticale minima = 15,5 t

- reazione orizzontale massima = 2,6 + 2,3 = 4,9 t

- inclinazione massima della risultante =

$$4,9 : 15,5 = 0,32 < 0,5 .$$

## 6. PILE

Ciascuna pila è realizzata da tre ritti delle dimensioni di 60 x 50 cm, collegati in sommità da un traverso ed incastrati alla base nello zatterone di fondazione.

### 6.1. Carico verticale massimo.

- reazione sovrastruttura :	230370	Kg
- peso traversa e appoggi :	5000	Kg
- peso proprio:		
0,60 x 0,50 x 6,0 :	4500	Kg
	<u>239870</u>	Kg

### 6.2. Verifica di sicurezza.

Si dispone un'armatura pari allo 0,8% realizzata con  
 $4 \varnothing 28 = 24,6 \text{ cm}^2$

$$\sigma_c = \frac{239870}{60 \times 50 + 10 \times 24,6} = 74 \text{ Kg/cm}^2$$

7. TRAVERSO DELLA SPALLA

- reazione verticale massima = 68370 Kg
- momento flettente massimo =  $68370 \times 0,60 = 41000$  Kgm
- progetto della sezione:

$$\sigma_c / \sigma_f = 80/2000 ; b = 50 ; m = 10 ;$$

$$h' = 0,311 \sqrt{\frac{41000}{0,5}} = 0,311 \times 286 = 88 \text{ cm} \quad H = 90 \text{ cm}$$

$$A_f = 0,00178 \times 286 \times 50 = 25,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si adottano } 6 \text{ } \emptyset 24 = 27,14 \text{ cm}^2$$

- verifica a taglio:

$$\tau = \frac{68370}{88 \times 50 \times 0,9} = 17 \text{ Kg/cm}^2$$

- armatura per il taglio:  
(azione radente)

$$A_p = \frac{68370}{2200 \times 1,41} = 22 \text{ cm}^2 \quad 5 \text{ } \emptyset 24 = 22,6 \text{ cm}^2$$

8. FONDAZIONI8.1. Pile.

- 8.1.1. - Reazione verticale massima su una pila :

- carico permanente sovrastruttura:

$$\frac{1}{2} (7100 + 1400) 49,10 + (6200 + 1400) 15,0 = 265000 \text{ Kg.}$$

- sovraccarico esteso a tutto il ponte:

$$\frac{1}{2} (800 \times 80,10) + (4429 + 2163) 49,1 + (7072 + 2560) 15,0 = 266000 \text{ Kg.}$$

riporto 531000 Kg

- peso traversa ed appoggi : 10000 Kg

- peso proprio stilate

3 x 4500 : 13500 Kg

- peso proprio zatterone

1,0 x 1,0 x 8,0 x 2500 : 20000 Kg

574500 Kg

8.1.2. Disponendo di pali Ø 50, ciascuno di essi sopporta un carico:

$$\frac{574500}{6} = \underline{\underline{95750}} \text{ Kg}$$

$$\sigma = \frac{95750}{1960} = 49,7 \text{ Kg/cm}^2$$

8.2. Spalle.

8.2.1. reazione verticale massima su una spalla:

- carico permanente sovrastruttura:

$$\frac{1}{2} (6200 + 1400) 15,0 = 57000 \text{ Kg}$$

- sovraccarico accidentale

$$\frac{1}{2} (800 \times 15,0) + (7072 + 2560) 15,0 = 78250 \text{ Kg}$$

- peso traversa:

$$0,90 \times 0,50 \times 9,0 \times 2500 = 10100 \text{ Kg}$$

$$\underline{\underline{145350}} \text{ Kg}$$

8.2.2. Disponendo di 2 pali Ø 50, ciascuno di essi sopporta un carico:

$$\frac{145350}{2} = \underline{\underline{72675}} \text{ Kg}$$

$$\sigma = \frac{72675}{1960} = 37,1 \text{ Kg/cm}^2$$

8.3. ~~.....~~

~~.....~~  
~~.....~~  
~~.....~~  
~~.....~~  
~~.....~~

I calcoli sono stati eseguiti secondo la circolare No. 384 Min. LL. PP. del 22/9/1960 e le istruzioni C N R - U N I 10011.

#### MATERIALI

Acciaio in lamiera e profilati tipo 2	tensioni amm.	2700
	tensioni di lavoro	2565
Acciaio tondo sagomato ad alto limite elastico	tensioni amm.	2200
	tensioni di lavoro	2000
Calcestruzzo $\sigma_{r.28} = 450$	tensioni amm.	144
	tensioni di lavoro	122