

NAUTI SERVICE #11: CAGNONI
ZIPA - ANCONA

PROGETTO 2 SCALI DI ALAGGIO

RELAZIONE

(ING. CAGNONI)
Francesco Cagnoni

RELAZIONE

1

- PROGETTO DI N° 2 SCALI DI ALAGGIO
- DITTA: NAUTI SERVICE F.lli CAGNONI

GENERALITÀ

LA DITTA IN OGGETTO HA NECESSITÀ DI REALIZZARE N° 2 SCALI DI ALAGGIO PER LA PROPRIA ATTIVITÀ DI LAVORAZIONE SU IMBARCAZIONI DA PESCA E DA DIPORTO - E SI È ORIENTATA SU DUE TIPI DI SCALO DI ALAGGIO:

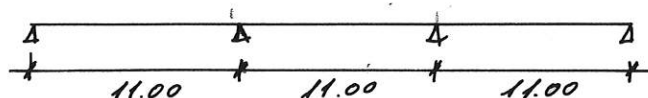
- UNO MEDIANTE SOLLEVAMENTO CON CARRO PONTE PER NAVI - GLI DA 10 Tn.
- UN PONTILE IL QUALE FORMA BINARI PER LIFT DI TIPO E SEDRA PER NAVIGLI DA 40 Tn. E CON DUE GRU A SERVIZIO DI PICCOLE BARCHE SINO A 2,5 Tn. -

NORME DI CALCOLO ADOTTATE

- CIRCOLARE DEL MINISTERO DEI LL. PP. N° 7091 DEL 4-9-1970
- IPOTESI DI CARICO SULLE COSTRUZIONI (CNR-UNI 10012)
- COSTRUZIONI IN ACCIAIO (CNR-UNI 10011)
- D.M. DEL 16-6-1976 SULLE NORME TECNICHE PER L'ESECUZIONE DELLE OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO ED A STRUTTURA METALLICA -

Carroponte

Schema statico delle travi di scorrimento



Caratteristiche Carroponte

Portata 10 tn - Scartamento 16.00 m - Interasse delle ruote 3.00 m - Reazione massima della ruota 7,70 tn - Carroponte 10,20 tn

$$R_{max} = 7,70 \text{ tn}$$

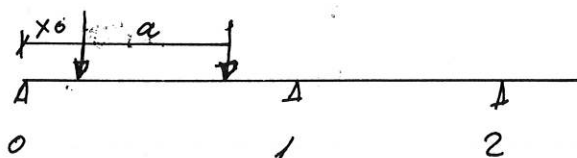
$$H_{max} = 0,80 \text{ tn}$$

$$S_{max} = 0,77 \text{ tn}$$

coefficiente di incremento dinamico $\varphi = 1,25$
peso proprio trave di scorrimento 200 kg/ml

A) Caratteristiche delle sollecitazioni

Dallo Zignoli si ricava:



$$P = \varphi \times 7,7 = 9,62 \text{ tn}$$

$$Pl = 9,62 \times 11 = 105,82$$

$$\frac{a}{l} = \frac{3,00}{11,00} = 0,27$$

$$\text{Momento flettente massimo sugli appoggi} \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,190 \times 105,82 = 20,10 \text{ tn.m.} \\ M_2 = 0,152 \times 105,82 = 16,08 \text{ tn.m.} \end{array} \right.$$

$$\text{Momento flettente massimo in mezzaria} \left\{ \begin{array}{l} M_{01} = 0,297 \times 105,82 = 31,43 \text{ tn.m.} \\ M_{02} = 0,236 \times 105,82 = 24,97 \text{ tn.m.} \end{array} \right.$$

Si ha $M_{01} = 31,43 \text{ tn.m.}$ per $x_0 = 0,377 \times 11 = 4,15 \text{ m.}$

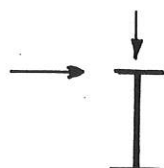
La reazione massima si ha sull'appoggio 1 e vale:

$$R_1 = 1,951 \times 9,62 \text{ tn} = 18,77 \text{ tn}$$

Nella sezione all'ascissa $x_0 = 4,15 \text{ m.}$ agisce un momento relativo ad $H_{\max} = 0,87 \text{ tn.}$ tale momento vale:

$$M_y = 0,297 \times 0,87 \times 11,00 = 2,84 \text{ tn.m.}$$

Pertanto la sezione all'ascissa $x_0 = 4,15 \text{ m.}$ è sollecitata dai momenti:



$$\left\{ \begin{array}{l} (M_x)_{\max} = 31,43 \text{ ton.m.} \\ (M_y)_{\max} = 2,84 \text{ tn.m.} \end{array} \right.$$

N.B.: Non si effettua la valutazione dei tagli massimi, in quanto in questo caso indurrebbero nelle sezioni sollecitazioni trascurabili

B) Pero proprio della trave di scorrimento nella sezione all'ascissa $x_0 = 4,15 \text{ m.}$

$$M_{x_0 p_0} = (0,375 \times 0,20 \times 11,00) \times 4,15 - 0,20 \times \frac{4,15^2}{2} = 1,69 \text{ tn.m.}$$

La reazione massima si ha sull'appoggio 1 e vale:

$$(t_1)_p = 1,25 \times 0,90 \times 11,00 = 2,40 \text{ tn.}$$

c) Azione del Vento

Poichè l'altezza è minore di 10 m si può adattare $q = 0,75 \times 0,80 = 60 \text{ kg. m.}$

$$V_1 = 1,3 \times 0,50 \times 60 = 39 \text{ kg. ml.}$$

$$M_{y.p.} = (0,375 \times 0,04 \times 11,00) \times 4,15 - 0,04 \times \frac{4,15^2}{2} = 0,30 \text{ tn. m.}$$

$$\begin{cases} M_x = 1,69 \text{ tn} \\ M_y = 0,30 \text{ tn. m} \end{cases}$$

d) Moduli di resistenza della sezione

Adattiamo un HEB 500 $\begin{cases} W_x = 1290 \\ W_y = 842 \\ I_x = 108176 \end{cases}$

$$\sigma = \frac{3143 + 169}{1290} + \frac{284 + 30}{842} = 1,145 \text{ tn/cm}^2$$

e) Stabilità dell'ala compressa

$$\frac{h \cdot l}{b \cdot S} = \frac{500 \times 1100}{300 \times 26} = 705 \quad \omega = 1,36$$

$$\sigma = 1,36 \times 1,145 = 1,56 \text{ tn/cm}^2$$

La stabilità della piastrina inferiore e dell'anima è assicurata da irrigidimenti 15/Fe h2 disposti ad interasse $3,00 \div 3,50 \text{ m.}$

f) Deformazione Elastica

$$M = 0,160 \times 9,62 \times 11,00 = 16,93 \text{ tn.m.}$$

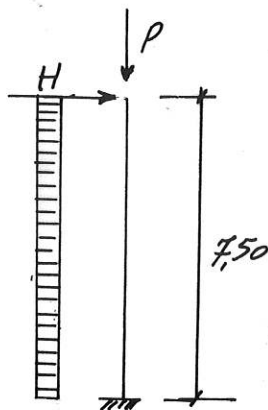
$$\delta = \frac{1}{48} \frac{Pl^3}{EJ} - \frac{1}{6} \frac{ML^2(1-3\alpha)}{EJ} = \frac{1}{48}$$

$$= \frac{9620 \cdot 2 \cdot 11^3 \cdot 10^6}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 107476} - \frac{1}{6} \frac{1693000 \cdot 11^2 \cdot 10^4 \cdot 0,5 \cdot 0,75}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 107476} =$$

$$= 2,4 - 0,56 = 1,84 \text{ cm.} < \frac{1}{500} L$$

Colonna

- Schema statico



$$\lambda_y = \frac{l}{l_y} = 0,8 \frac{7,50}{7,27} = 82 \quad \omega = 1,46$$

$$\lambda_x = \frac{2l}{l_x} = \frac{2 \times 7,50}{21,20} = 70 \quad \omega = 1,70$$

Carichi verticali

$$P_{max} = \begin{matrix} \text{(carroponte)} \\ 18,77 \text{ tn} \end{matrix} + \begin{matrix} \text{(Travi)} \\ 2,40 \text{ tn} \end{matrix} = 21,17 \text{ tn}$$

$$H_{max} = 19,51 \times 0,87 = 17,0 \text{ tn.}$$

- Vento

$$q_x = 1,3 \times 0,30 \times 60 = 23 \text{ kg/ml.}$$

$$q_y = 1,3 \times 0,50 \times 60 = 39 \text{ kg/ml.}$$

$$H_{\text{vento}} = 39 \times \frac{1100}{2} = 214 \text{ kg}$$

- Spinta dovuta all'arresto carroponete

$$S_{y \max} = 0,77 \text{ tn.}$$

o) Caratteristiche delle sollecitazioni

Adattiamo:

$$\text{HEB } 500 \begin{cases} A = 239 \text{ cm}^2 \\ W_x = 4290 \\ W_y = 842 \end{cases}$$

$$M_x = 1,70 \times 7,50 + 0,023 \times \frac{7,50^2}{2} + 0,214 \times 7,50 = 14,44 \text{ tn.m.}$$

$$M_y = 0,77 \cdot 7,50 \times 0,04 \times \frac{7,50^2}{2} = 6,89 \text{ tn.m.}$$

$$\sigma_x = \frac{W_P}{A} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{146 \times 21,17}{239} + \frac{14,44}{4290} = 0,465 \text{ tn.m.}$$

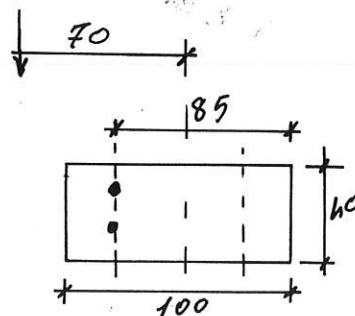
$$\sigma_y = \frac{W_P}{A} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{1,70 \times 21,7}{239} + \frac{6,89}{842} = 0,97 \text{ tn.m.}$$

- Verifica degli ancoraggi

$$N = 21,17 \text{ tn.}$$

$$M = 14,40 \text{ tn.m.}$$

$$l = \frac{1440}{21,17} = 0,70 \text{ m.}$$



Asse neutro

$$X^3 + 3(70 - 0,50)^2 + 6 \cdot 10 \times \frac{14,13}{40} 110X$$

$$- 6 \cdot 10 \frac{1400}{40} \cdot 100 \cdot 110 = 0$$

$$X^3 + 60X^2 + 2310X - 231'000 = 0$$

Per $x \approx 40$ cm.

La compressione massima nel calcestruzzo:

$$\sigma_c = \frac{20620}{40 \times \frac{40}{2} - (90 - 40) \cdot 10 \cdot \frac{14}{40}} = 21.00 \text{ kg/cm}^2$$

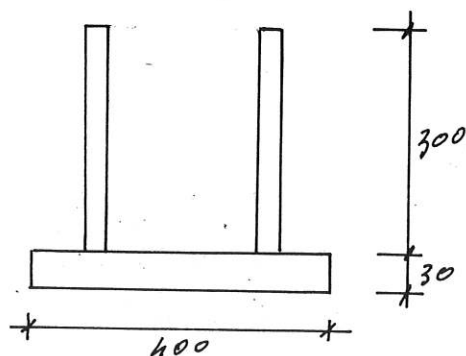
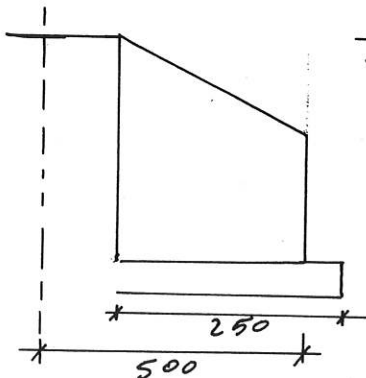
Trazione nel ferro:

$$\sigma_f = \frac{10 \times 21}{35} (90 - 40) = 300 \text{ kg/cm}^2$$

e nella sezione di nucleo

$$\bar{\sigma}_f = 300 \frac{F_c}{F_n} = 300 \cdot \frac{14,13}{2 \times 509} = 412 \text{ kg/cm}^2$$

Verifica della Sezione A-A



$$\sigma_c \times b = 21 \times 40 = 840 \text{ Kg/ml.}$$

$$R_c = 840 \cdot \frac{40}{2} = 16800 \text{ Kg}$$

$$M_A = 16800 \times 0,117 = 1965 \text{ Kg. m.}$$

$$R_{b \max} = 412 \times 2 \times 5,09 = 4194 \text{ Kg}$$

$$M = 4194 \text{ Kg} \times 0,15 = 629 \text{ Kg. m.}$$

$$A = 270 \text{ cm}^2$$

$$J_x = \frac{1}{12} 2 \times 30^3 \times 1,5 + 60 \times 11^2 + \frac{1}{12} 40 \cdot 3^3 + 120 \times 5,5$$

$$= 17730 \text{ cm}^4$$

$$W_x = \frac{17730}{26} = 681 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = \frac{196500}{681} = 288 \text{ Kg/cm}^2$$

- Determinazione della lunghezza dei bulloni di ancoraggio

$$R_{B \max} = 4194 \text{ Kg}$$

$$D \cdot \pi \cdot l_b \cdot \sigma_D = \frac{R_B}{2}$$

$$l_b = \frac{4194}{2 \times 3 \times 3,14 \times 4} = 55 \text{ cm.}$$

Plinto su due pali

9

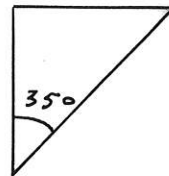
- Verifica a cesoiamento

$$\tau = \frac{20620}{0.9 \cdot 70.85} = 3.8 \text{ Kg/cm}^2$$

non occorre armatura a taglio

- Armatura longitudinale

$$T = \frac{20620}{2} \text{ Kg } 35^\circ = 7219 \text{ Kg}$$



$$A_f = \frac{7219}{2000} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Travi di collegamento

Analisi di carico

Peso proprio 700 Kg/ml

Soldo 500 "

1200 Kg/ml

$$M = \frac{1200 \times 11^2}{10} = 14.520 \text{ Kg.m}$$

$$h = 0.30 \sqrt{\frac{14.520}{0.40}} = 57 \text{ cm. } H = 70 \text{ cm.}$$

$$A_f = \frac{1452000}{0.9 \cdot 65 \cdot 2200} = 11.28 \text{ cm}^2$$

$$T = \frac{1200 \times 1100}{2} = 6600 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{6600}{0.9 \cdot 65 \cdot 40} = 2.82 \text{ Kg/cm}^2$$

Palo

Analisi

$$\begin{aligned}
 \text{Peso trave di scorrimento} &= 21.170 \\
 \text{Peso trave} &= 6.600 \\
 \text{Peso plinto} &= \underline{1.417} \\
 &29187 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$N_{\max} = 30.000 \text{ Kg}$$

Pentile

Trave porta lift

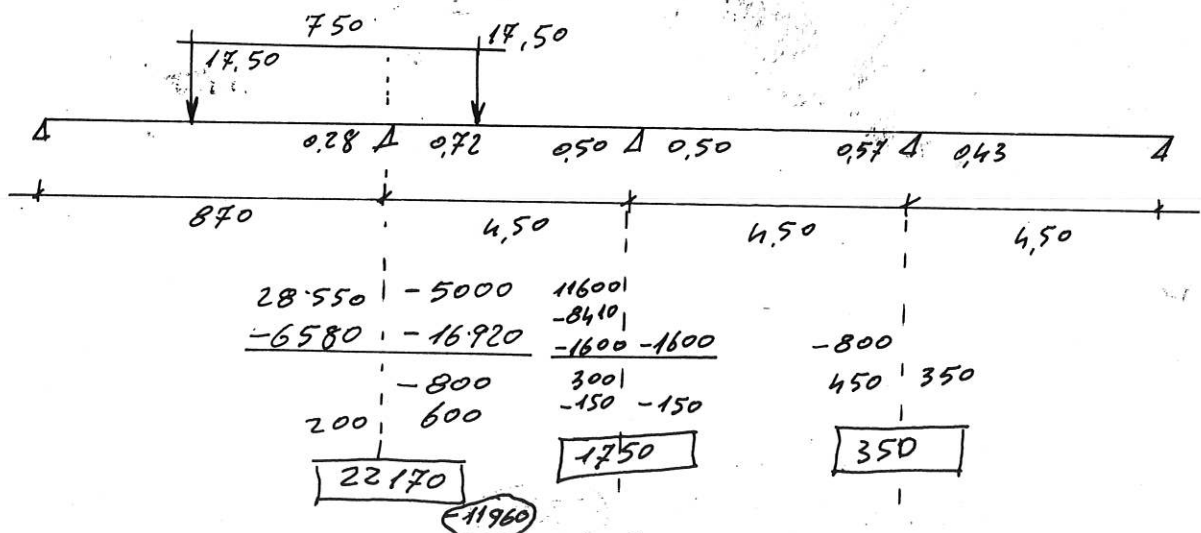
- Caratteristiche lift Elidra 10

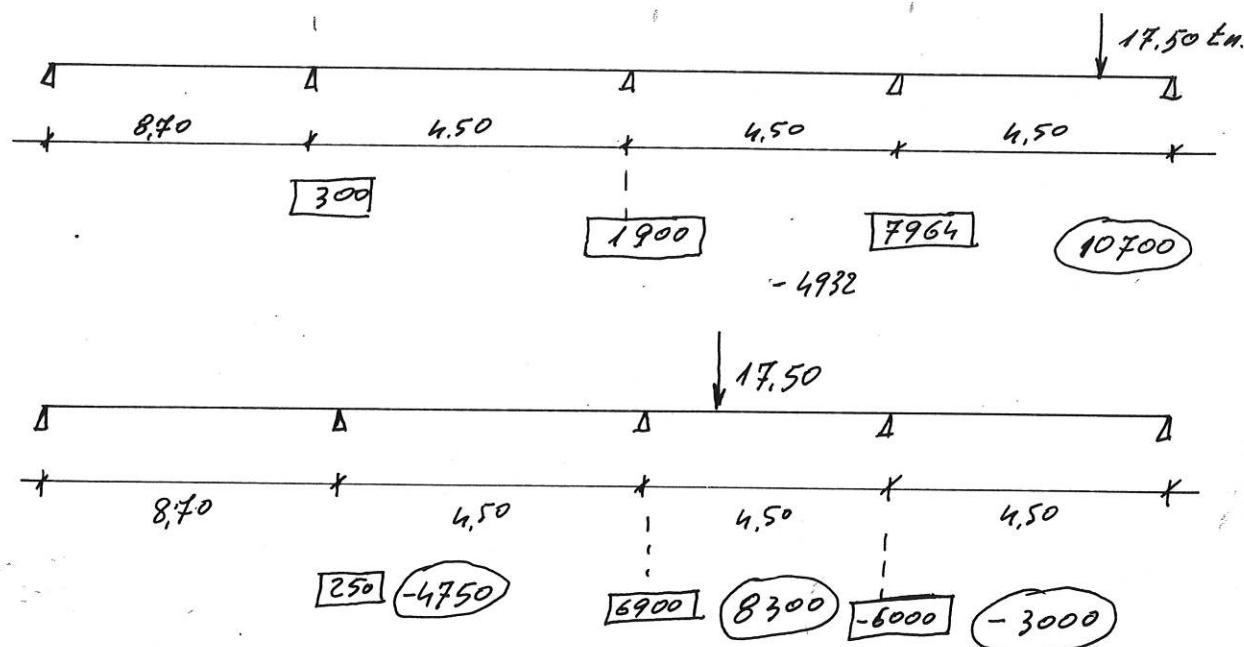
Carreggiate 6860

Passo 7500

Carico massimo tn 17,50

- Schema





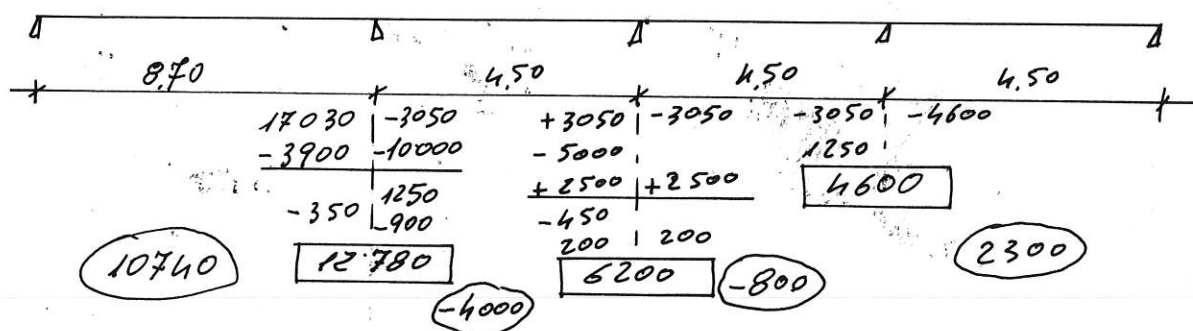
Carichi permanente

Analisi di carico:

Trave 900 kg/ml

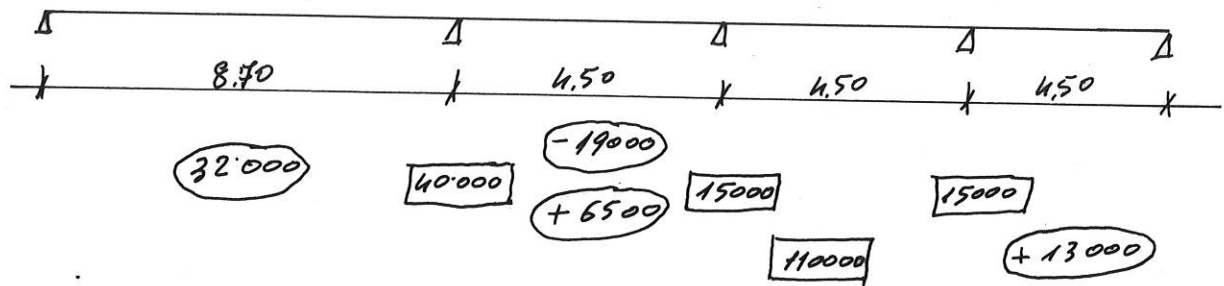
Soletta 900 "

1800 kg/ml



- Caratteristiche della sollecitazione

Si sovrappongono le sollecitazioni dovute ai carichi
accidentali e per i moltiplicati per il coefficiente
dinamico $\varphi = 1,25$



$$\sigma = \frac{85}{\sqrt{\frac{40.000}{0.40}}} = 0.27 \quad \text{per } G_f = 2200 \text{ m. 15}$$

$$G_c = 85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_f = \frac{10.00000}{0.9 \cdot 85 \cdot 2200} = 5.94 \text{ cm}^2$$

Taglio

$$T_{max} = 21.87 + 7.83 = 29.70 \text{ tn.}$$

$$T_{max} = 21.87 + 4.05 = 26 \text{ tn.}$$

$$\sigma = \frac{30000}{0.9 \cdot 85 \cdot 40} = 9.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_f = \frac{9.8 + 5.3}{2} \cdot 100 \cdot 40 = 30200 \text{ Kg}$$

$$A_{st} = \frac{30200}{2 \cdot 1600} = 9.4 \text{ cm}^2 \quad 15 \phi 10$$

$$\sigma = \frac{26000}{0.9 \cdot 85 \cdot 40} = 8.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_f = \frac{8.5 + 5.3}{2} \cdot 100 \cdot 40 = 27600$$

$$A_{st} = \frac{27600}{2 \cdot 1600} = 8.6 \text{ cm}^2$$

- Sollettone

Carico civile 3.550 tn/m.

Folla compatta 0.40 tn/ml.

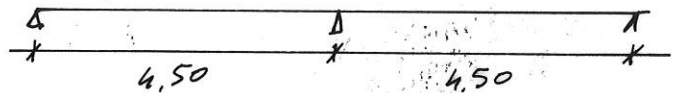
$$\varphi = 1 + \frac{(100 - 4.50)^2}{100(250 - 450)} = 1.37 \text{ coefficiente dinamico}$$

- Carichi

$$q = \frac{3556}{300} \times 1.37 = 1.62 \text{ tn/mq (carico civile)}$$

$$q = 0.30 \times 2500 \times 1.00 = 7.50 \text{ Kg/mq (carico permanente)}$$

- Schema



$$M = \frac{2370 \times 4.50^2}{10} = 4800 \text{ Kg m.}$$

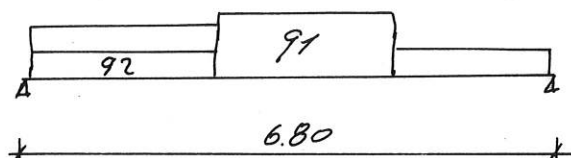
$$l = \frac{27}{\sqrt{\frac{4800}{100}}} = 0.38 \quad G_c < G_{am.}$$

Adatteremo un sollettone celestap 9x12 tipo L

$$A_1 = \frac{480000}{0.27 \cdot 2200} = 8.97 \text{ cm}^2 \quad 6\phi 14 / \text{ml.}$$

Trave di appoggio limitrofa

Schema



$$q_1 = 1620 \times \frac{4.50}{2} = 3645 \text{ Kg/ml. (carico civile)}$$

$$q_0 = 700 \times \frac{4.50}{2} = 1575 \text{ Kg/ml. (Solettone)}$$

$$q_0 = \frac{700}{5900} \text{ (Trave)}$$

Assumeremo un carico distribuito $q = 5900 \text{ Kg/ml.}$

$$M = \frac{5900 \times 6.80^2}{8} = 34102 \text{ Kg.m.}$$

$$N = 5900 \times \frac{6.80}{2} = 20.000 \text{ Kg}$$

$$T = 20.000 \text{ Kg} \quad \sigma = 6.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Trave P.A.1L (L=9.00)

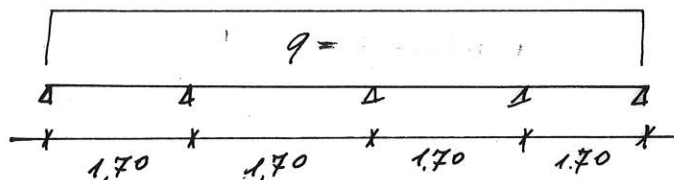
Carico civile 2,37 tn.

pellacampatta 0,400 tn.

$$\varphi = 1 + \frac{(100-L)^2}{100(250-L)} = 1.34 \text{ coefficiente dinamico}$$

- Soletta

Schema



$$q = \frac{2.37}{3} \cdot 1.36 = 1.00 \text{ t/mg. carico civile}$$

$$q_0 = 0.30 \times 2500 = \frac{0.75}{1.75} \text{ tn/mg. (soletta)}$$

$$M = \frac{1.750 \times 1.70^2}{10} = 500 \text{ kg/m.}$$

$$v = \frac{27}{\sqrt{\frac{500}{1.00}}} = 1.2 \quad \sigma \text{ trascurabile}$$

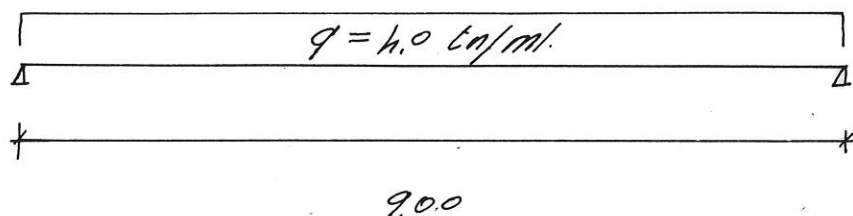
Ruota da 5 tn.

$$M = \frac{5 \times 1.40 \cdot 1.70^2}{8} \times 2 + \frac{0.75 \times 1.70^2}{8} = 2.80 \text{ tn m.}$$

$$v = \frac{27}{\sqrt{\frac{2.800}{1.00}}} = 0.51 \quad \sigma_c < \sigma_{am.}$$

$$A_f = \frac{28000}{0.27 \cdot 2200} = 5.24 \text{ cm}^2$$

- Trave P.A.I.L



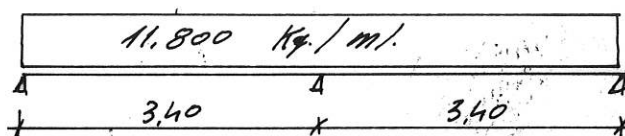
$$q = 1.70 (1.75 + 0.65) = 4.08 \text{ tn/m}$$

$$M = \frac{4.08 \times 9^2}{8} = 41.310 \text{ Kg.m}$$

Il tipo della trave PAI.L deve rispettare
Tale momento massimo.

- Trave di appoggio intermedio

Schema

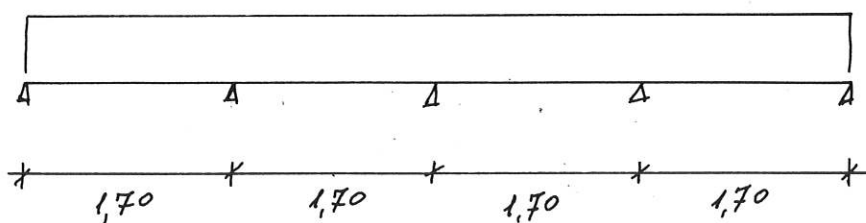


$$M = \frac{p l^2}{8} = \frac{11.800 \times 3.40^2}{8} = 17.051 \text{ Kg.m}$$

$$T = \frac{11.800 \cdot 3.40}{2} = 20.000 \text{ Kg.} \quad \sigma = \frac{20.000}{0.9 \cdot 85 \cdot 40} = 6.5 \text{ Kg/cm}^2$$

- Trave di appoggio della trave PAI.L e del solettone

Schema



Analisi di carico

solettone 5900 kg/ml.

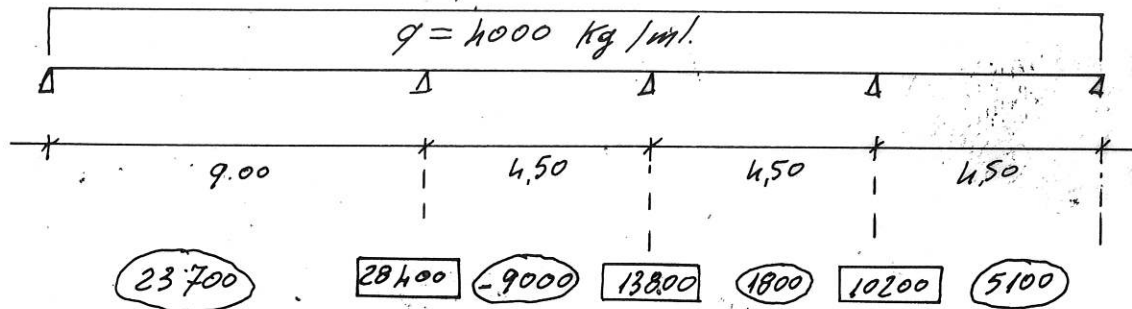
$$\text{Trave P.A.L. } h \times \frac{h}{2} = \frac{8000}{13900} \text{ kg/ml.}$$

$$M = \frac{ql^2}{10} = \frac{13900 \cdot 170^2}{10} = 4000 \text{ kg.m}$$

$$T = 13900 \cdot \frac{170}{2} = 11800 \text{ kg } \sigma = 3,8 \text{ kg/cm}^2$$

- Trave sulla linea delle Grù

Schema



$$T = 4000 \times \frac{9.00}{2} = 18000 \text{ kg}$$

$$\sigma = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

- Sbarzi

$$\text{Trave parte Lift } 0,20 \times 21,87 = 4374 \text{ kg.m.}$$

$$A_L = \frac{437400}{0,9 \cdot 27 \cdot 2200} = 8,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pontile } \frac{0,80^2}{2} \times 5000 = 2240 \text{ kg.m.}$$

Pali

- carroponte

$$W_{max} = 30 \text{ tn.}$$

- Trave porta Lift

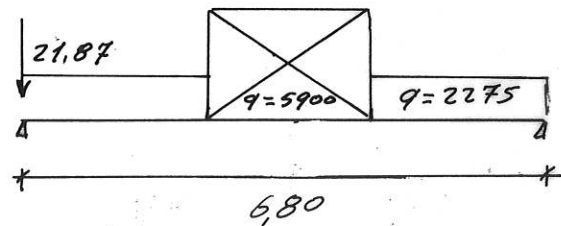
$$N_{max} = 21,87 + 7,83 + 4,05 = 34 \text{ tn.}$$

(Peso trave)

- Pontile

d) Per la trave limitrofa

Schema

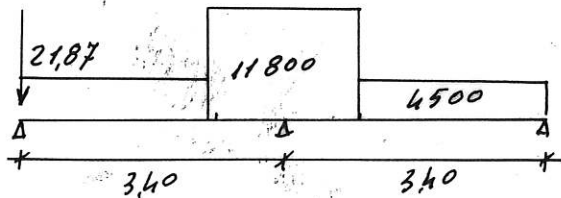


$$N_{max} = 21,87 + 4,05 + 8,85 + 1,32 = 40 \text{ tn.}$$

(Trave)

b) per la trave intermedia

Schema

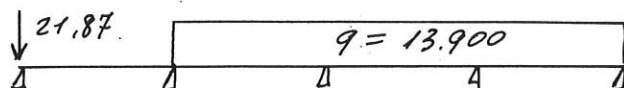


$$N_{max} = 21,87 + 8,10 + 17,70 \cdot \frac{0,75}{3,40} + 8,55 \times \frac{2,45}{3,40} =$$

$$= 21,87 + 8,10 + 3,9 + 6,15 = 40 \text{ tn.}$$

Trave di appoggio P.A.L.

Schema



$$N_{max} = 21,87 + 7,83 + 4,05 = 34 \text{ tn.}$$

Azione Frenante e Sismica

Per Palo

$$F_1 = \frac{21,67 \times 0,3}{5} + 0,1 \times (7,83 + 1,05) = 2,5 \text{ tn.}$$

NATURA DEL TERRENO

LA NATURA DEL TERRENO NEL LUOGO IN CUI SONO UBICATI GLI SCALI DI ALLAGGIO E' COSTITUITA:

DA UNO STRATO DI TERRENO DI RIPORTO PER PROFONDITA' VARIABILE DA 6,00 ÷ 7,50 m. ED UNO STRATO DI LIMO SABBIOSO DI m. 0,50 ÷ 1,00 IL TUTTO POGGIANTE

SU UNA FORMAZIONE PLIOCENICA DI ARGILLE HARDSE

AVENTI COESIONE = 2 Kg/cm^2

ED UN CARICO DI ROTTURA DI 4 Kg/cm^2

LA PORTANZA DEI PALI E':

$$P = P_p + P_l = (9 \cdot C_u \cdot A_B + A_b \cdot p \cdot c \cdot 3,00) \cdot 0,50 = 520 \text{ tn.}$$

PERTANTO CON UNA INFISSIONE DI m. 3 NELLA HARDSE PLIOCENICA SI HA UN ELEVATO CARICO DI ROTTURA DEL TERRENO.

LA PROFONDITA' MASSIMA DI INFISSIONE RISULTA m. 13.