

RELAZIONE DI CALCOLO

DI STRUTTURE IN FERRO GIÀ ESISTENTI

NEL COMUNE DI SONA - LOCALITÀ BOSCO ALTO -

SEZ. B - FOGLIO VII^o-MAPPALI N° 97; 98; 99; 100; 101;
102; 113; 114; 115; 116;
129; 140; 141; 172; 173; 174 -

PROPRIETARI : DITTA OM.B.B.

CALCOLATORE : DOTT. ING. TRAVENZOLO GIANPIETRO

DIRETTORE DEI LAVORI : DOTT. ARCH. BEVILACQUA ANTONIO

N° TAVOLE ALLEGATE : 2

SCALA DISEGNI : 1:200; 1:100; 1:20; 1:10 -

DATA : LUGLIO 1980 -

UFFICIO DEL GENIO CIVILE DI VERONA
(LEGGE 5-11-1971 N. 1096)

IL DEPOSITO DEL PRESENTE ATTO È AVVENUTO
IL GIORNO 16 LUG. 1980 COL N. 2651/1980

L'IMPIEGATO ADDETTO

1°

MATERIALI IMPIEGATI

- ACCIAIO : PER TIRANTI DELLE CAPRIATE VIENE ALLEGATA la documentazione della ditta produttrice che garantisce essere di TIPO II. ($\sigma_{amm} = 2.400 \text{ kg/cm}^2$)
 Per tutto il rimanente non esistendo una documentazione, si presuppone prudenzialmente appartenga al tipo I ($\sigma_{amm} = 1600$)
 kg/cm^2

Le unioni sono in parte chiodate e in parte saldate e al momento del calcolo si presentano in ottimo stato.

2°

CARICHI PROPRI CONSIDERATI

- PESO PROPRIO DEI PROFILATI (dalle tabelle)
- COPERTURA IN LASTRE ONDULATE DI CEMENTO-AMIANTO 20 kg/mq
- CALCESTRUZZO DEI PLINTI : 2500 kg/mc

3°

CARICHI ACCIDENTALI

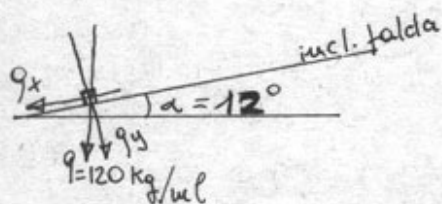
- SUL TETTO : NEVE 90 kg/mq
- SULLE PARETI : VENTO 60 kg/mq

- TENSIONE AMMISSIBILE SUL TERRENO $\sigma_c \leq 2 \text{ kg/cm}^2$

GLI ARCARECCI, REGGENTI IL MANTO DI COPERTURA IN LASTRE DI CEMENT-AMIANO, SONO POSTI A UNA DISTANZA DI CM 104 L'UNO DALL'ALTRO E HANNO UNA LUNGHEZZA DI MT 6,00, PARI ALL'INTERASSE DELLE CAPRIATE. (VEDI ORDITURA DEL TETTO)

analisi dei carichi

$$\begin{array}{r} \text{neve } 90 \text{ kg/mq} \\ \text{copert. } 20 \text{ " " } \\ \text{p.p. arcarecci } 10 \text{ " " } \\ \hline 120 \text{ kg/mq} \end{array}$$



Carico per metro lineare di arcareccio
 $q = 120 \times 1,04 \approx 120 \text{ kg/ml}$

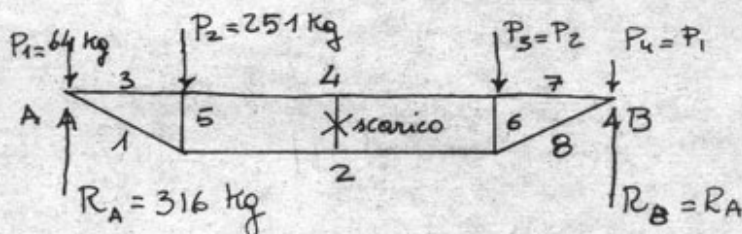
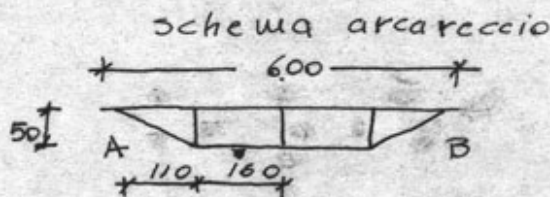
$$q_y = 117 \text{ kg/ml}$$

$$q_x = 25 \text{ kg/ml}$$

sollecit. lungo l'asse xx

$$M_x = \frac{25 \cdot 6^2}{8} = 112 \text{ kgm}$$

sollecit. lungo l'asse y-y
 concentriamo i carichi distribuiti nei nodi



SFORZI NELLE ASTE

ASTA 1 : $N = 619 \text{ kg}$ (tesa)

ASTA 2 : $N = 565 \text{ " "}$

ASTA 3 : $N = 565 \text{ "}$ (compressa)

ASTA 4 : $N = 565 \text{ "}$ (compressa)

ASTA 5 : $N = 251 \text{ " "}$

Verifica ASTA 1 : è un tondino del $\phi 16$ $A = 201 \text{ cm}^2$

$$\sigma = \frac{619}{201} = 307 \ll 1600 \text{ kg/cm}^2$$

LE ASTE 3-4-5-6-7 sono tubi $\phi 89$; $s = 3,25$; $w = 18,2$;
 $A = 8,76 \text{ cm}^2$; $i = 3,04 \text{ cm}$

VERIFICA ASTA 4
A PRESSOPRESSIONE

$l = 3,2$

$\lambda = 105 \Rightarrow \omega = 1,92$
 $\Rightarrow \sigma_e = 1879$

(perché esiste il momento dato dai carichi distribuiti)

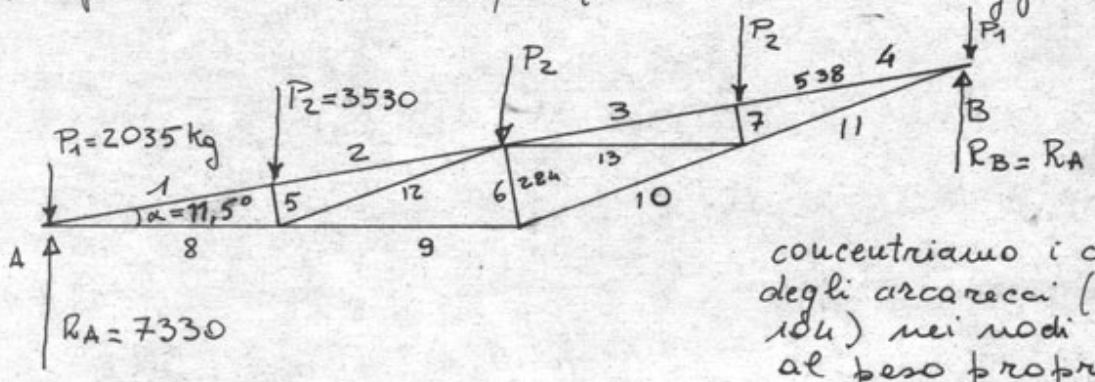
$M_y = \frac{117 \cdot 3,20^2}{10} = 120 \text{ Kgcm}$

$$\sigma = \frac{1,92 \cdot 565}{8,76} + \frac{M_y \quad M_x}{\left(1 - \frac{1,5 \cdot 565}{1879 \cdot 8,76}\right) \cdot 18,2} = 1455 \text{ Kg/cm}^2 < 1600$$

$\sigma_e \quad A \quad W$

5° VERIFICA DELLE CAPRIATE

Verifico una delle capriate aventi luce maggiore.



concentriamo i carichi degli arcarecci (di interasse 104) nei nodi, sommati al peso proprio delle capriate.

trascuriamo la reazione parallela all'inclinazione della falda poiché la capriata a sinistra è collegata con quella a destra quindi gli sforzi si elidono -
i carichi dati dagli arcarecci ogni metro sono $316 + 316 = 632 \text{ kg}$

SFORZI NELLE ASTE

ASTA 1	N = 26.608	Kg	(compressa)
" 8	N = 26.050	"	(tesa)
" 5	N = 3.455	"	(compressa)
" 2	N = 25.905	"	"
" 12	N = 8.655	"	(tesa)
" 9	N = 17.395	"	"
" 6	N = 6.923	"	(compressa)
" 10	N = 17.395	"	(tesa)
" 4	N = 24.350	"	(compressa)
" 11	N = 25.900	"	(tesa)
" 3	N = 25.050	"	(compressa)
" 7	N = 3.500	"	"
" 13	N = 8.650	"	(tesa)
" 10	N = 17.150	"	"

Verifica dell'asta maggiormente tesa

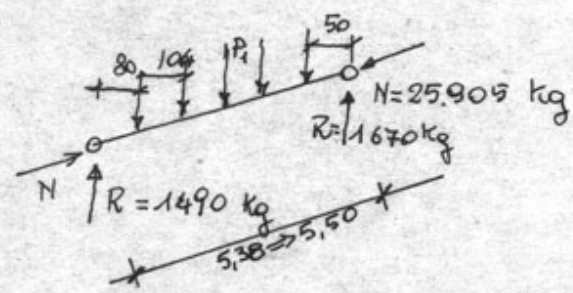
Asta 8 ; è composta da $4 \phi 24$ $A = 18,10 \text{ cm}^2$ $\sigma = \frac{26.050}{18,10} = 1439 < 2400$

Asta 9 ; " " $2 \phi 24$ $A = 9,05 \text{ cm}^2$

$\sigma = \frac{17.395}{9,05} = 1922 \text{ Kg/cm}^2 < 2400$

Verifica dell'asta più sollecitata a pressoflessione

Asta n° 2



$P_1 = 632 \text{ kg} = \text{peso arcarecci}$

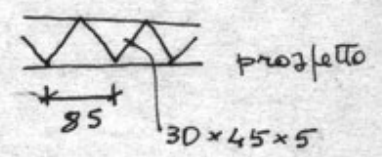
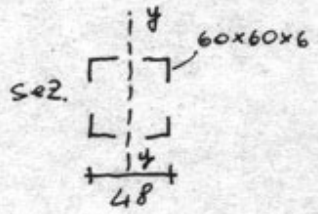
$M_{mezz} = 1980 \text{ kgm}$

La struttura dell'asta 2 è composta da 4 angolari collegati a traliccio

λ^* della struttura

$\lambda^* = 40 \Rightarrow w = 1,08$
 $\Rightarrow \sigma_e = 12.950$

$A = 27,64 \text{ cm}^2$ tot. $J_y = 13.848$
 $\frac{h}{2} = \frac{48}{2}$



Ang. 60x60x6 $A = 6,91 \text{ cm}^2$
 $i_{min} = 1,88 \text{ cm}$
 $J_x = 22,8 \text{ cm}^4$

$$\sigma = \frac{1,08 \cdot 25900}{27,64} + \frac{198000 \cdot 48/2}{\left(1 - \frac{1,5 \cdot 25900}{12950 \cdot 27,64}\right) \cdot 13848} = 1396 \text{ kg/cm}^2 < 1600$$

6°

PILASTRI

LA struttura è ancora priva di baracature laterali, la committenza dichiara di chiudere in seguito le due pareti frontali con pannelli di calcestruzzo autoportanti e reggenti da soli la spinta del vento e dei quali si farà in seguito i debiti calcoli.

Per quanto riguarda invece le pareti laterali: i pilastri vengono calcolati oltre che per il carico delle capriate anche per la spinta del vento.

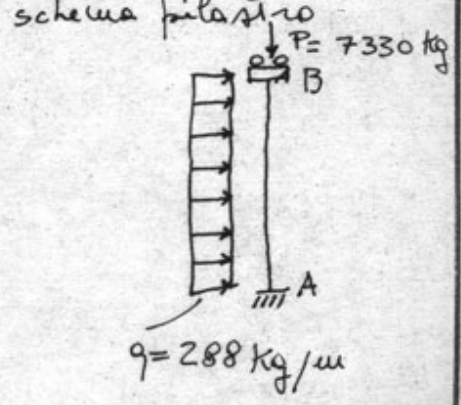
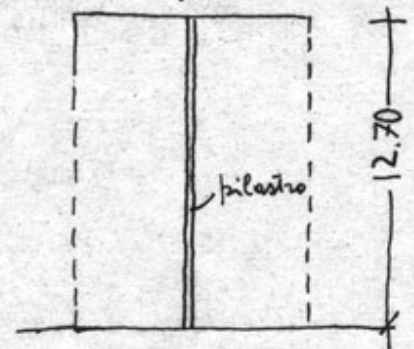
Poiché manca una controventatura di fasce, i pilastri laterali assorbono da soli la spinta del vento.

Area che influisce sul pilastro

schema pilastro

$q = 0,8 \cdot 60 \cdot 6,00 = 288 \text{ kg/m}$

$M_A = \frac{q l^2}{3} = \frac{288 \cdot 12,7^2}{3} = 15483 \text{ kgm}$



interasse da pilastro a pilastro

Il pilastro nella sezione A è formato da una struttura di 4 angolari collegati a traliccio e due volte collegati con 2 angolari all'esterno per mezzo di calarsielli ogni 150 cm (vedi disegni)

ANG. 75.75.8

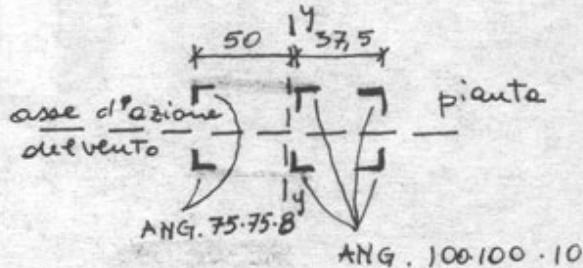
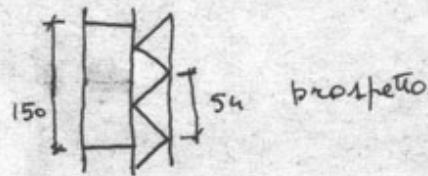
A = 11,5

i_{min} = 1,46

J_x = 58,9

ANG. 100.100.10 - A = 19,2

J_x = 177



A_{tot} = 99,8

J_y = 99.000 cm⁴

λ* = √(λ_y² + λ²) = 91,3 ⇒ ω = 1,63

i_y = 31,5 cm

λ' = (150 · 0,8) / 1,46 = 82

⇒ σ_E = 2502

σ = (7330 · 1,63) / 99,8 + (1548000 · 52,6) / ((1 - (1,5 · 7330) / (2502 · 99,8)) · 99.000)

distanza max di un punto della sez. dall'asse y-y

= 979 < 1600 kg/cm²

7°

PLINTI

Le dimensioni dei plinti sono ricavate dalle descrizioni del costruttore e dagli scavi ancora visibili.

P_{peruto} ≈ 39.000 kg

Peso strutture ≈ 8.000 kg

Tutta la sezione è compressa

e = M / N = 33 < 58 = (350) / 6

σ_{t max} = N / (b · l) + (M · 6) / (b · l²) = 0,6 kg/cm² < 2 kg/cm = σ_{amm}

Verona, luglio 1980

