

POLICLINICO DI MODENA

Relazione calcoli statici

CORPO E-

I CALCOLATORI:

Dr. Ing. Giuseppe Borio



Dr. Ing. Giorgio Perucci

Ing. Gencai

IL Direttore dei Lavori

Arch. Comm. Ettore Rossi



30 SET. 2000

de Rossi

CORPO-E-

PILASTRI

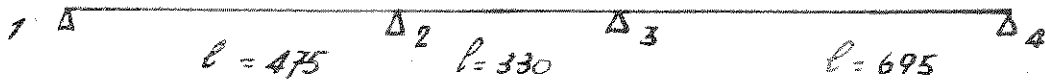
PILASTRO N° 325

PIANO	A. mq.	q. kg/mq.	P. tot. (parziale)	P. tot. (progenio)	sez. <sup>u</sup>	ARMA- TURA	Staffe	$\sigma_c$
P. 8° (apertura)	24.30	600	14.58	14.58	40/40	4 $\phi$ 12	1 $\phi$ 6/cm. 15	8.9
P. 7°	24.30	900	21.87	36.45	40/40	4 $\phi$ 12	1 $\phi$ 6/cm. 15	22.2
P. 6°	24.30	900	21.87	58.32	40/40	4 $\phi$ 16	1 $\phi$ 6/cm. 15	34.7
P. 5°	24.30	900	21.87	80.19	50/40	4 $\phi$ 16 + 4 $\phi$ 12	1 $\phi$ 6/cm. 15	37.7
P. 4°	24.30	900	21.87	102.06	60/40	4 $\phi$ 20 + 4 $\phi$ 10	1 $\phi$ 6/cm. 20	40.-
P. 3°	24.30	900	21.87	123.93	80/40	4 $\phi$ 20 + 4 $\phi$ 12	2 $\phi$ 6/cm. 20	35.8
P. 2°	24.30	900	21.87	145.80	80/40	4 $\phi$ 20 + 4 $\phi$ 16	2 $\phi$ 6/cm. 20	43
P. 1°	24.30	900	21.87	167.67	100/40	8 $\phi$ 20	2 $\phi$ 6/cm. 20	39.6
P. R. 1°	24.30	800	19.44	187.11	100/40	8 $\phi$ 20	2 $\phi$ 6/cm. 20	44.-
Caminter- rato	24.30	800	19.44	206.55	100/40	8 $\phi$ 20	2 $\phi$ 6/cm. 20	48.6

CORPO-E-

SOLAIO A QUOTA + 34.90

$H = 27$ ;  $i = 45$ ;



$g =$  peso proprio permanente  $= 500 \text{ kg/mq.}$

$p =$  carico accidentale  $= 300 \text{ " "}$

Il solai viene calcolato continuo considerando, per le date dimensioni dei momenti, le peggiori condizioni di carico.

Viene utilizzata l'equazione dei 3 momenti.

Per il carico permanente ( $g = 500 \text{ kg/mq.}$ ) si hanno i seguenti coefficienti:

$6 B_2^* = 13.830$

$6 A_2^* = 4.500 = 6 B_3^*$

$6 A_3^* = 42.900$

per il carico mobile ( $p = 300 \text{ kg/mq.}$ ):

$6 B_2^* = 8.300$

$6 A_2^* = 2.700 = 6 B_3^*$

$6 A_3^* = 25.700$

Si scrive ora l'equazione dei tre momenti per il peso proprio:

$$\begin{cases} 2 \times 4.75 M_2 + 2 \times 3.3 M_2 + 3.3 M_3 = -18.330 \\ 3.3 M_2 + 2(3.3 + 6.95) M_3 = -47.400 \end{cases}$$

La quale risulta ci da i seguenti valori dei momenti:

$M_2 = -6.85 \text{ kgm/ml.}$

$M_3 = -2.733 \text{ " "}$

CORPO E segue SOLAIO A QUOTA +34.90

Considerando alternativamente 2 campate adiacenti cariche si ottengono i massimi momenti negativi sugli appoggi, mentre caricando le due campate estreme si ottengono i massimi momenti positivi in mezzavia nelle campate stesse.

$$M_{1-2}^{MAX} = +1800 \text{ Kg/m/vel.}$$

$$M_2^{MIN} = -1080 \text{ " "}$$

$$M_{2-3}^{MAX} = -2200 \text{ " "}$$

$$M_3^{MIN} = -3410 \text{ " "}$$

$$M_{3-4}^{MAX} = +3400 \text{ " "}$$

$$T^{MAX} = 3300 \text{ Kg/vel.}$$

Sez. 3-4  $M = +3400$ ;  $H = 24$ ;  $\sigma_c = 45$ ;  $F_f = 9.8 \text{ cmq/vel.} =$   
ARMATURA :  $3 \phi 12 + 2 \phi 8$  ( $\sigma_f = 1400$ )  $4.41/45 \text{ cm.}$

Sez. 3  $M = -3410$  : Viene armata come la sez. 3-4

Sez. 1-2  $M = +1800$ ;  $H = 24$ ;  $\sigma = 31/1430$ ;  $F_f = 5.1 \text{ cmq/vel.} = 2.25/45 \text{ cm.}$   
ARMATURA :  $2 \phi 8 + 1 \phi 12$

$$\sigma_c < 4 \text{ Kg/cmq.}$$

CORPO-E-

PIASTRA CENTRALE (vedi dis. 83 c/a)

(PIL. 344-347-356-359)

Carico totale 800 Kg/mq.

$$l_y = 13,20; \quad l_x = 12,50; \quad \lambda = 1,055$$

Poiché il rapporto fra le dimensioni è molto vicino a 1, potremo agli effetti del calcolo dei momenti, assumere come lato della piastra la media delle suddette misure.

$$l_m = 12,85$$

Dalle tabelle Del Dischinger. per la piastra semplicemente appoggiata ai contorni con lati uguali si ha il coefficiente

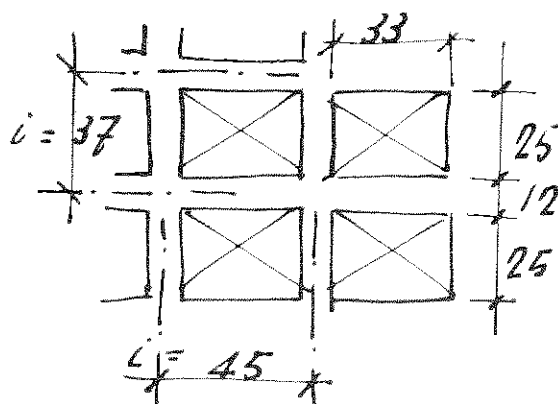
$\mu_{ix} = \mu_{iy} = 27,4$  per cui i momenti massimi in mezzo

ris sono:

$$M_x = M_y = \frac{1}{27,4} \times 12,85^2 \times 800 = 4860 \text{ Kg/m.}$$

Il taglio massimo in corrispondenza delle nervature delle travi di contorno =  $T_{MAX} = R_{MAX} = 5150 \text{ Kg/m.}$

La piastra è composta con elementi in cotto 25/33 e nervature incrociate di cm. 12 di larghezza, per cui gli interassi dei travetti risulteranno: 45x37



CORPO E

segue PIASTRA CENTRALE

$M =^{MAX} 4.820 \text{ Kg/ml.} ; H = 27 ; b = 100 ; Q_c = 56.5/1400 ;$

$F_f = 14.8 \text{ cmq/ml.} = 6.67 \text{ cmq/45 cm.} =$   
 $5.5 \text{ cmq/37 cm.}$

ARMATURA :

$2\phi 16 + 2\phi 14 = 7.10 \text{ cmq/45 cm.}$

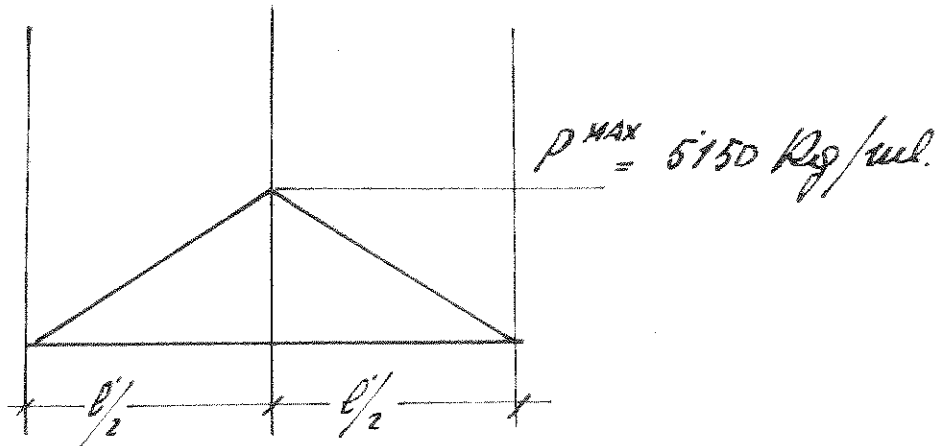
$2\phi 16 + 1\phi 14 = 5.56 \text{ cmq/37 cm.}$

$\tau_b^{MAX} = 2.38 \text{ Kg/cmq.}$

Quolte la piastra agli appoggi viene armata con  $2\phi 16$  superiori per ogni travetto in modo da poter resistere a un'eventuale momento negativo pari a circa 0,7 volte il momento massimo in travetto.

Pure essendo la piastra così vincolata alle travi di contorno essa è stata armata con due ordini di ferri disposti secondo le disposizioni e normalmente ad esse per resistere ai momenti torcenti che sono massimi nelle zone d'angolo

Il diagramma delle reazioni d'appoggio sulle travi perimetrali risulta quindi di forma triangolare come del seguente schema

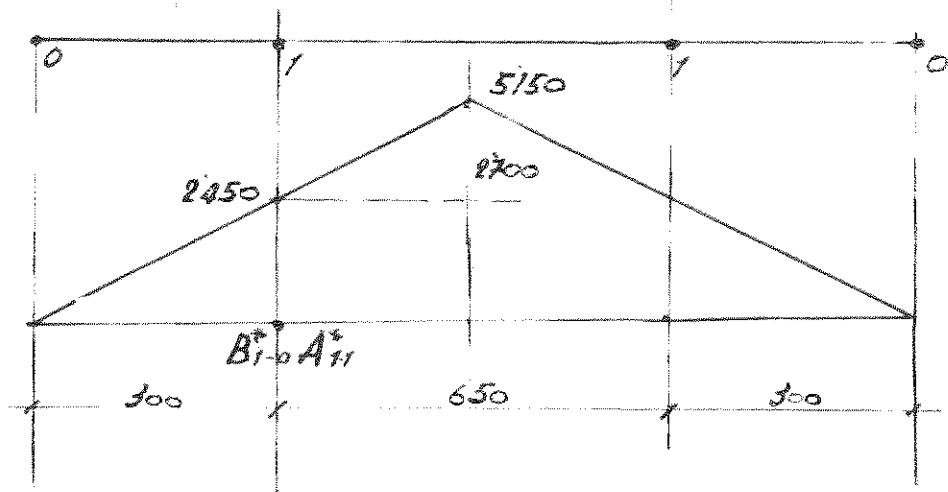


CORPO - E -

TRAVE DI CONTORNO PIASTRA

TRAVE 344 - 357 - 352 - 359

Diagramma di carico



✓ coefficienti dell'equazione dei tre momenti risultano:

$$6B_{1,0}^* = 8650$$

$$6A_{1,1}^* = 278500$$

l'equazione dei tre momenti  $\bar{x} (2 \times 3 + 2 \times 6,5 + 6,5) M_1 = 6B_{1,0}^* + 6A_{1,1}^*$   
cioè:  $25,5 M_1 = -287750$ ;  $M_1 = -11250$

$$M_{1,1}^{MAX} = \frac{2450 \times 6,5^2}{8} + \frac{2700 \times 6,5^2}{12} - 11250 = 10650 \text{ Kgcm.}$$

$$T_{1,1} = 12030 \text{ Kg.}; T_{1,0} = 8550 \text{ Kg.}$$

Essendo i pilastri larghi cm. 40 potremo convenientemente ridurre il momento negativo come segue

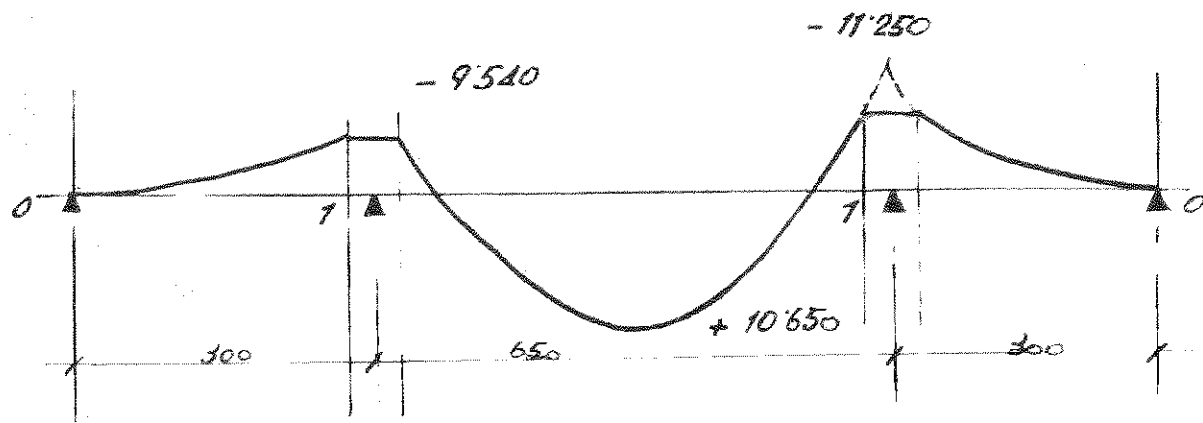
$$M_1^{eff.} = 11250 - 8550 \times 0,2 = 11250 - 1710 = -9540 \text{ Kgcm.}$$

Il diagramma dei momenti risulta dalle figure a pagina seguente

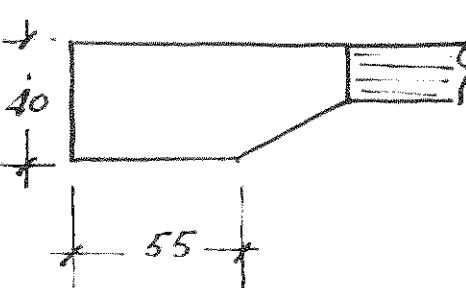
CORPO -E-

segue trave di contorno piastre  
(TRAVE 344-351-352-359)

Diagramma dei momenti



$M_{11} = 10.650$  ;  $\sigma = 45/1400$  ;  $F_f = 21.9 \text{ cmq.}$



ARMATURA :  $7 \phi 20 = 22 \text{ cmq.}$

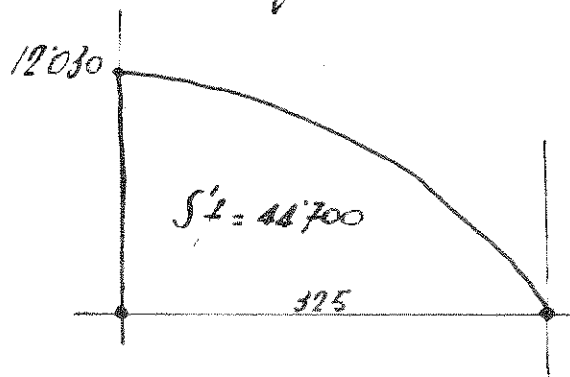
$M_1 = -9.450$  ;  $b = 55$  ;  $\sqrt{\frac{M}{b}} = 132$

$x' = 0.288$  ;  $\sigma = 58/1400$  ;  $F_f' = F_f = 19.2 \text{ cmq.}$

ARMATURA  $\pm 6 \phi 20 + 1 \phi 12 = 20 \text{ cmq.}$

Taglio :  $T^{MAX} = 12030 \text{ Kg}$  ;  $\tau = 6.09 \text{ Kg/cmq.}$  ;  $\tau_c = 0.9 \text{ Kg/cmq.}$

Diagramma del taglio (parabolico)



$A_p = 11.5 \text{ cmq. (} 5 \phi 20 \text{)}$

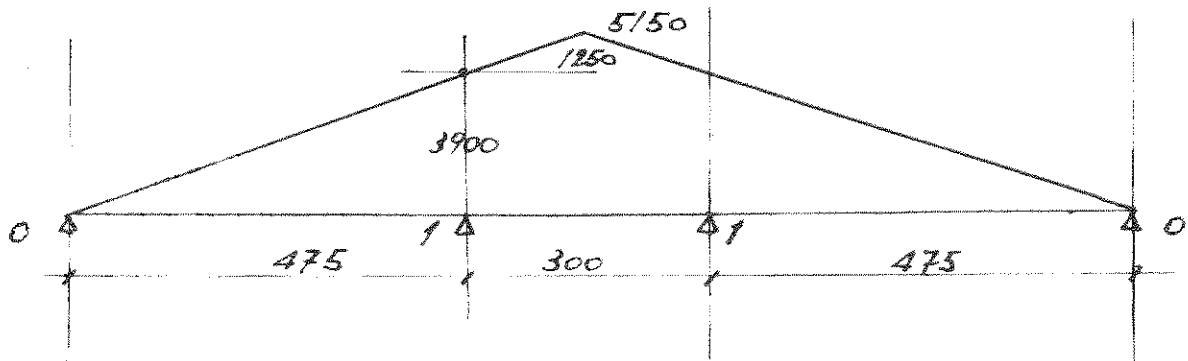
$A_s = 1 \phi 8 / \text{cm.} 20$



CORPO E

TRAVE CONTORNO PIASTRA 347-48-55-56 -

Diagramma di carico



Analogamente come per la trave precedente si ricavano i coefficienti

$$6B_{1,0}^* = 54'500 ; 6A_{1,1}^* = 30'800$$

L'equazione dei tre momenti ci fornisce  $M_1 = -4620 \text{ Kgcm}$ .

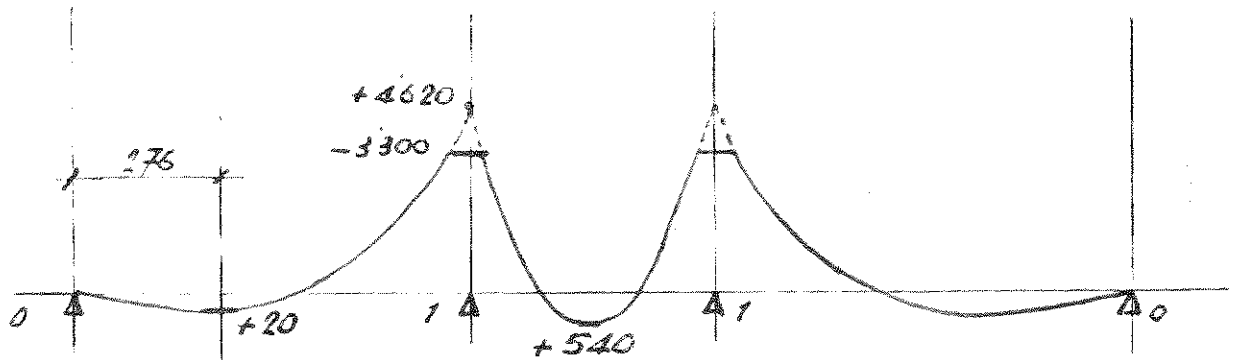
Essendo  $T_{11} = 6'600 \text{ Kg}$ ,  $M_1^{\text{eff}}$  diviene uguale  $-3300 \text{ Kgcm}$ .

$M_{0-1}^{\text{MAX}}$ : viene ricavato dall'equazione dei momenti per la campata

0-1; per  $x = 111,276$   $M_{0-1}^{\text{MAX}} = +20 \text{ Kgcm}$ .

Analogamente  $M_{1-1}^{\text{MAX}} = +540 \text{ Kgcm}$ .

Diagramma dei momenti



SEZ. 1  $M = -3300$ ;  $b = 55$ ;  $H = 40$ ;  $\sigma = 40/1000$ ;  $F_f = 6.65 \text{ cm}^2/6 \text{ cm}^2$

$$T^{\text{MAX}} = T_{1-0} = 7'000 \text{ Kg} ; \tau = \frac{7'000}{36 \times 55} = 3,53 \text{ Kg/cm}^2$$

CORPO-E- TRAVE DI COLMO A q. 41.75 (vedi dis. 63/A)

TRAVE 321 ÷ 324  $l = 6.00$ ;  $p = \frac{7 + 3.30}{2} \times 800 + 400 = 4500 \text{ Kg/cm}$

$\frac{p l^2}{8} = 20300 \text{ Kgcm}$ ;  $K = \frac{1.5}{1.8} = 0.83$ ;  $M = +16800 \text{ Kgcm}$ .

$\sigma = 31.2/1200$ ;  $F_f = 19.8 \text{ cmq.}$

ARMATURA:  $5\phi 20 + 2\phi 16 = 19.73 \text{ cmq.}$

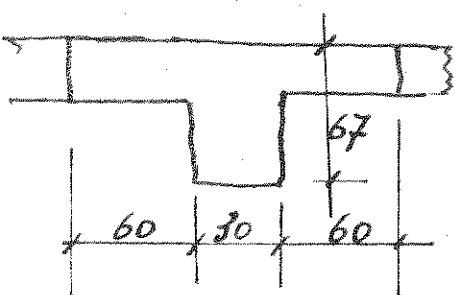
$\tau > 4 \text{ Kg/cmq.}$

$S_f = 30000 \text{ Kg.}$ ;  $A_p = 7.5 \text{ cmq.}$ ;  $A_s = 10.6 \text{ cmq.}$

ARMAT. AL TAGLIO:

$4\phi 16 = 8.04 \text{ cmq. piegati}$

Staffa  $1\phi 6/\text{cm.} 15$



TRAVE DI COLMO 332bis ÷ 337 (quota 41.75)

$l = 4.50$ ;  $p = 4500$ ;  $\frac{p l^2}{8} = 11400 \text{ Kgcm}$ .

$K = 0.83$ ;  $M = 9450 \text{ Kgcm}$ .

$\sigma = 28/1200$ ;  $F_f = 10.9 \text{ cmq.}$

ARMATURA:  $2\phi 20 + 2\phi 16 + 1\phi 12 = 12.41 \text{ cmq.}$

$\tau > 4 \text{ Kg/cmq.}$

$S_f = 17000 \text{ Kg.}$ ;  $A_p = 4 \text{ cmq.}$ ;  $A_s = 6.4 \text{ cmq.}$

ARMATURA AL TAGLIO

$2\phi 16$  piegati

St.  $1\phi 6/\text{cm.} 20$

# POLICLINICO DI MODENA

## RELAZIONE CALCOLI STATICI

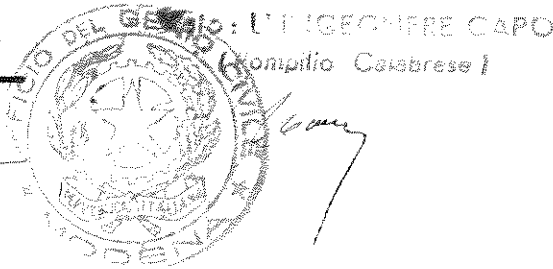
### CORPO E

UFFICIO GENIO CIVILE  
MODENA

Visto:  
L'INGEGNERE DI SEZIONE  
*Arillo*

#### I CALCOLATORI :

*Arillo*  
Ing. GIUSEPPE BOA  
Via Ceradini, 6 - MILANO  
Tel. 02 723.979



*do S. Bartolomeo*  
30 SET. 2000

#### IL DIRETTORE DEI LAVORI :

*Roberto Rossi*

Ala relazione si allegano  
le seguenti tavole:

83 - c.a.

62 - c.a.

63 - c.a.

18 - c.a.

UFFICIO GENIO CIVILE  
- MODENA

*Visto*

L'INGEGNERE DI SEZIONE



INGEGNERE CAPO  
(Ufficio Comune)

# CORPO E

Piastra centrale

Pil. 344-347-356-359

Ref. DIS. 83 C.2.

$$l_x = 12,50 \text{ m.}$$

$$l_y = 13,20 \text{ m.}$$

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{13,20}{12,50} = 1,055$$

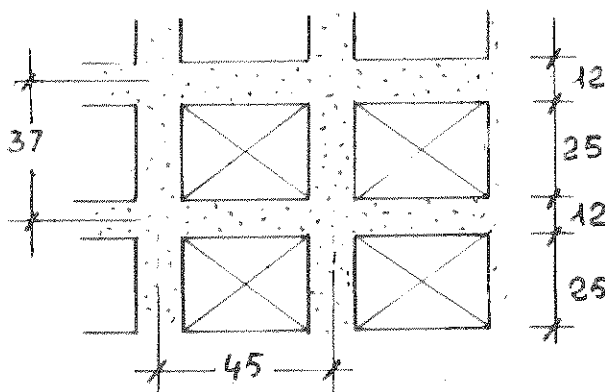
Essendo  $\frac{l_y}{l_x} < 1,5$  - per il calcolo dei momenti  
facciamo ritenere la piastra come quadrata  
con lato medio:

$$l_m = \frac{12,50 + 13,20}{2} = \text{m. } 12,85$$

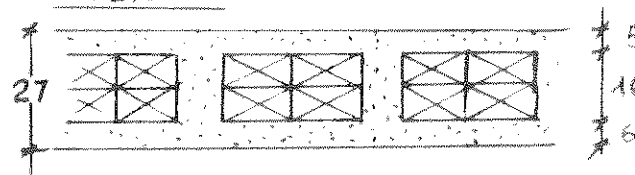
Considerando la piastra semplicemente  
appoggiata ai contorni, dalle tabelle Sel  
Dischinger rileviamo:

$$M_x = M_y = \frac{1}{27,4} p l^2 = \frac{1}{27,4} \times 800 \times 12,85^2 = 4820 \text{ Kgme.}$$

Pianta



Sezione



%

Momento per  $b = \text{cm. } 45$

$$M_{0,45} = 4820 \times 0,45 = 2169 \text{ Kgm.}$$

Armatura in ferro:

$$\text{Per } i = 45 \text{ cm. } A_f = 2 \phi 16 + 2 \phi 14 = 7,10$$

$$\text{Per } i = 37 \text{ cm. } A_f = 2 \phi 16 + 1 \phi 14 = 5,56$$

Verifica  $b = 45$

$$x = \frac{m A_f}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 b h}{m A_f}} \right]$$

$$x = \frac{71}{45} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{90 \times 25,5}{71}} \right]$$

$$x = 1,58 \left[ -1 + \sqrt{1 + 32,33} \right]$$

$$x = 1,58 \left[ -1 + \sqrt{33,33} \right] = 1,58 \left[ -1 + 5,773 \right] =$$

$$= 1,58 \times 4,773 = \text{cm. } 7,44$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{b x \left( h - \frac{x}{3} \right)} = \frac{216'900 \times 2}{45 \times 7,16 \left( 25 - \frac{7,44}{3} \right)} =$$

$$\sigma_c = \frac{433'800}{45 \times 7,44 \times 23,02} = \frac{433'800}{7707,09} = 56,28 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_f = \frac{M}{A_f \left( h - \frac{x}{3} \right)} = \frac{216'900}{7,10 \times 23,02} = \frac{216,900}{164,1} = 1321,1 \text{ Kg/cm}^2$$

%

Verifica momenti:

$$Q = \sigma_c b \frac{x}{2} = 56,28 \times 45 \times 3,72 = 9421 \text{ Kg.}$$

$$T = A_f \sigma_f = 7,10 \times 1321,7 = 9384$$

$$M_c = Q \frac{2}{3} x = 9421 \times 4,96 = 46728$$

$$M_T = T (h - x) = 9384 \times 18,06 = 169475$$

$$\underline{\underline{\Sigma M = 216.203 \text{ Kgcm.}}}$$

Momento per  $b = \text{cm. } 37$

$$M_{0,37} = 4820 \times 37 = 178340 \text{ Kgcm.}$$

$$x = \frac{m A_f}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 b h}{m A_f}} \right]$$

$$x = \frac{55,60}{37} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{74 \times 25,5}{55,6}} \right]$$

$$x = 1,503 \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{1887}{55,6}} \right]$$

$$x = 1,503 \left[ -1 + \sqrt{34,94} \right] = 1,053 \left[ -1 + 5,91 \right] =$$

$$= 1,503 \times 4,91 = \text{cm. } 7,38$$

$$\sigma_c = \frac{2 M}{b x \left( h - \frac{x}{2} \right)} = \frac{178340 \times 2}{37 \times 7,38 \left( 25,5 - \frac{7,38}{2} \right)} = \frac{356.680}{37 \times 7,38 \times 23,04} =$$

%

$$= \frac{356.680}{6.291} = 56,69 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_f = \frac{M}{A_f \left(h - \frac{x}{3}\right)} = \frac{178.340}{5,56 \times 23,04} = \frac{178.340}{128,1} = 1392 \text{ Kg/cm}^2.$$

Verifica momenti:

$$Q = \sigma_c b \frac{x}{2} = 56,69 \times 37 \times 3,69 = 7.739,9 \text{ Kg.}$$

$$T = A_f \sigma_f = 5,56 \times 1.392 = 7.739,5 \text{ Kg.}$$

$$M_c = Q \frac{2}{3} x = 7739,9 \times 4,92 = 38.080$$

$$M_T = T(h - x) = 7739,5 \times 18,12 = 140.239$$

$$\Sigma M = 178.319 \text{ Kgcm.}$$

Carico:

$$p_{0,37} = 800 \times 0,37 = 296 \text{ Kg.}$$

$$T = \frac{p l}{2} = \frac{296 \times 12,85}{2} = 1901 \text{ Kg.}$$

$$\tau = \frac{T}{0,9 b h} = \frac{1901}{0,9 \times 37 \times 27} = \frac{1901}{899} = 2,12 \text{ Kg/cm}^2.$$

%

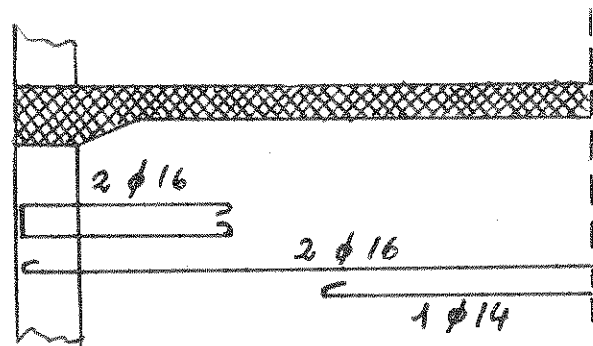


La piastra, prudenzialmente, è stata calcolata nella messeria con l'ipotesi del semplice appoggio ed armata in conseguenza.

Su realtà essa è armata all'appoggio con 2  $\phi 16$  superiori per ogni travetto (vedi dis. 83 c.a.) in modo da resistere ad un momento negativo

pari a circa  $\frac{7}{10}$  del momento positivo.

Questa armatura, vincolando la piastra, riduce in effetto il



momento flettente sulla messeria, quindi le sollecitazioni effettive saranno evidentemente minori di quelle risultanti nei calcoli di cui sopra. Anche i due ordini di ferri, disposti sui 4 angoli normalmente alle rispettive diagonali, per resistere ai momenti torcenti delle zone d'angolo, determinano una riduzione del momento nella messeria. —

# CORPO E

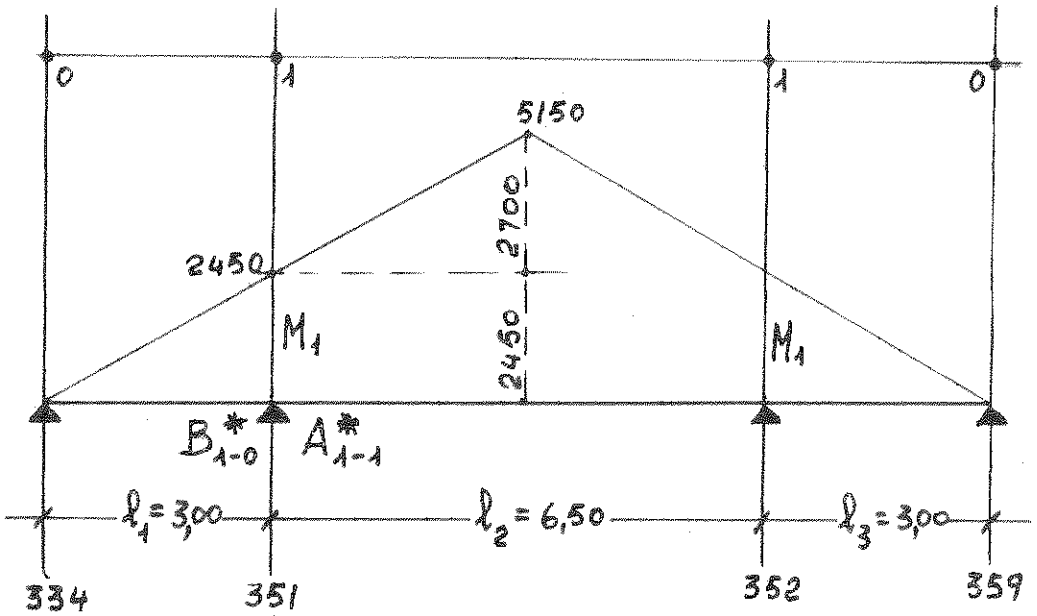
Travi di contorno Piastra  
Pil. 344 - 351 - 352 - 359

Dis. 83 ca.

## Diagramma dei carichi:

Il diagramma di carico della piastra sulle travi perimetrali risulta di forma triangolare come nello schema seguente ed il  $p_{max}$  sulla mezzera, considerando la piastra quadrata con lato medio  $l_m = m 12,85$  sarà

$$12,85 \times \frac{12,85}{2} \cdot 800 = p_{max} \frac{12,85}{2} \quad p_{max} \approx 5150 \text{ Kg/m}$$



Sull'appoggio e l'intensità del carico ripartito sarà proporzionalmente:

%

$$5150 : \left( 3,00 + \frac{6,50}{2} \right) = x : 3$$

$$5150 : 6,25 = x : 3$$

$$x = \frac{5150 \times 3}{6,25} \approx 2450$$

Avremo quindi sulle Sue campate  
 0-1 un carico triangolare con valori da  
 0 a 2450 e sulla campata centrale  
 1-1 un carico trapezoidale costituito  
 dalla somma del carico rettangolare  
 di  $K_f \cdot 2450$  e del carico triangolare  
 la cui intensità varia da 0 a  
 $(5150 - 2450) = 2700 \text{ Kg/ml.}$

Scriviamo ora l'equazione  
 dei tre momenti:

$$M_0 l_1 + 2 M_1 (l_1 + l_2) + M_1 \times l_2 = -6 B_{1-0}^* - 6 A_{1-1}^*$$

/.

$$M_0 l_1 = 0$$

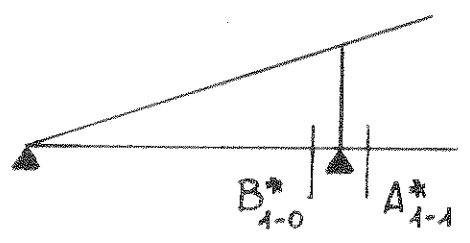
$$l_1 = l_3 = m. 300$$

$$l_2 = m. 6,50$$

$$-6 B_{1-0}^* = \frac{2 p_1 l_1^3}{15} \quad (\text{carico triangolare})$$
  
*(Tab. Sautarelli XXV)*

$$-6 B_{1-0}^* = \frac{2 \times 2450 \times 3^3}{15} = 8.820$$

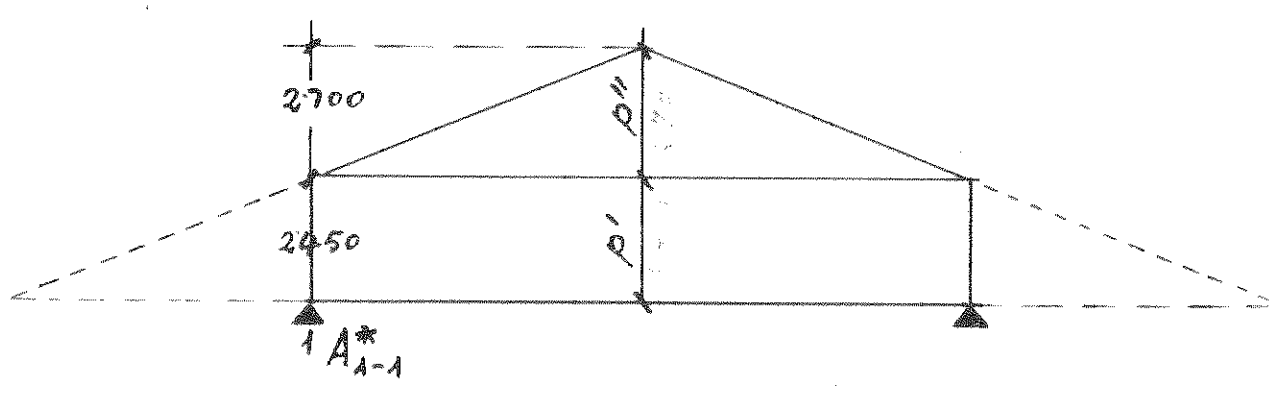
$$p' = p_1$$



$$-6 A_{1-1}^* = \text{carico rett. } \frac{1}{4} p' l_2^3 + \frac{5}{32} p_2 l_2^3 \quad (\text{carico triang.})$$
  
*Sautarelli*

$$-6 A_{1-1}^* = \frac{2450 \times 6,50^3}{4} + \frac{5 \times 2700 \times 6,50^3}{32}$$

$$-6 A_{1-1}^* = 168.209 + 115.855 = 284.064$$



$$M_1 (2 \times 300 + 2 \times 6,50 + 6,50) = -284.064 - 8820$$

$$25,5 M_1 = -292.884$$

%

$$M_1 = \frac{292.884}{25,5} = -11.485 \text{ Kgcm.}$$

$$T = \frac{p l}{2}$$

$$T_{1-1} = \frac{2700 \times \frac{6,50}{2}}{2} + 2450 \times 3,25 = 4387,5 + 7962,5 = 12.350 \text{ Kg.}$$

$$T_{1-0} = \frac{2}{3} \frac{p_1 l_1}{2} + \frac{T_1}{3}$$

$$T_{1-0} = \frac{2 \times 2450 \times 3,00}{3 \times 2} + \frac{12.350}{3} = 2540 \times 4116 = 6566 \text{ Kg.}$$

Riducendo il momento negativo  $M_1$   
Sulla mensola filastro al bordo del filastro di  
 $l = 50 \text{ cm.}$

$$M_{1 \text{ eff.}} = -11.485 - \left| (6566 \times 0,25) \right| = -9.844 \text{ Kgcm.}$$

momento massimo di campata:

$$M_{1-1}^{\text{max}} = \frac{p' l_e^2}{8} + \frac{p'' l_e^2}{12} - M_1$$

$$M_{1-1}^{\text{max}} = \frac{2450 \times \overline{6,5}^2}{8} + \frac{2700 \times \overline{6,5}^2}{12} - 11.485$$

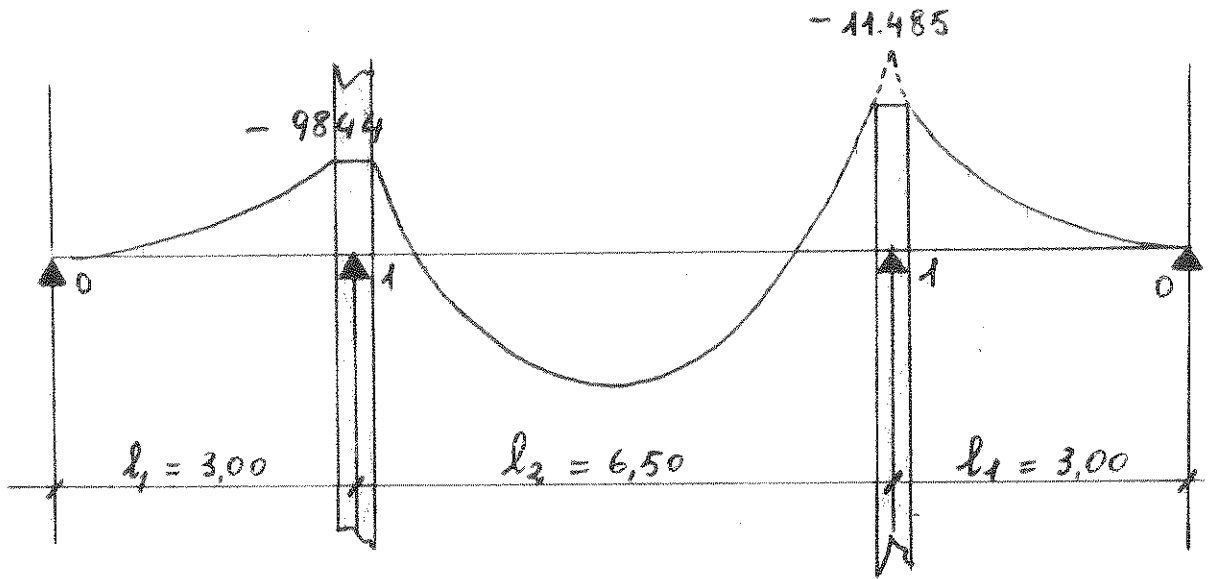
$$M_{1-1}^{\text{max}} = \frac{103.512}{8} + \frac{114.075}{12} - 11.485$$

$$M_{1-1}^{\text{max}} = 12.939 + 9.506 - 11.485 = 10.960 \text{ Kgcm.}$$

Il diagramma dei momenti risulterà

‰

quindi come dalla figura seguente:



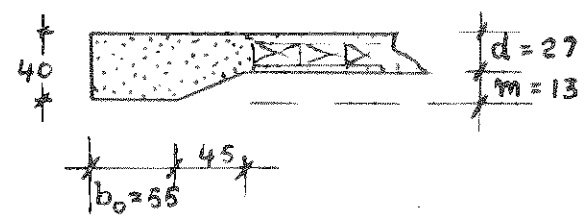
\* Calcolo di progetto

$$\kappa = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}}$$

Può ritenersi partecipante all'inflessione:

$$b = b_0 + 3m + 5d = 55 + 39 + 135 = 229 \text{ cm.}$$

Assumiamo per b circa la metà di detto valore:



$$\kappa = \frac{37,5}{\sqrt{\frac{1'096'000}{120}}} = \frac{37,5}{\sqrt{9134}} = \frac{37,5}{95,6} = 0,392$$

$$\sigma = 51/1300 \quad \tau = 216$$

%

$$A_f = t b \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$A_f = 217 \times 120 \times 95,6 = 24,8 \text{ cm}^2$$

\* Verifica momento positivo:

$$M = + 1.096.000 \text{ Kgcm.}$$

$$A_f = 7\phi 20 + 1\phi 12 = \text{cm}^2 23,12$$

$$x = \frac{m A_f}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 b h}{m A_f}} \right]$$

$$x = \frac{231,2}{120} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{240 \times 37,5}{231,2}} \right]$$

$$x = 1,943 \left[ -1 + \sqrt{1 + 38,93} \right]$$

$$x = 1,943 \left[ -1 + 6,32 \right] = 1,943 \times 5,32 = 10,33 \text{ cm.}$$

$$\left( h - \frac{x}{3} \right) = 37,5 - 3,443 = 34,057$$

$$\sigma_c = \frac{2 M}{b \times \left( h - \frac{x}{3} \right)}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 1.096.000}{120 \times 10,33 \times 34,057} = \frac{2.192.000}{42.217} = 51,92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M}{A_f \left( h - \frac{x}{3} \right)}$$

$$\sigma_f = \frac{1.096.000}{23,12 \times 34,057} = \frac{1.096.000}{7874} = 1392 \text{ Kg/cm}^2$$

\* Verifica momento:

%

$$Q = \sigma_c b \frac{x}{2} = 51,92 \times 120 \times 5,165 = 32'180 \text{ Kg.}$$

$$T = \sigma_f A_f = 1392 \times 23,12 = 32'183 \text{ Kg.}$$

$$M_c = Q \frac{2}{3} x = 32'180 \times 6,886 = 221.591$$

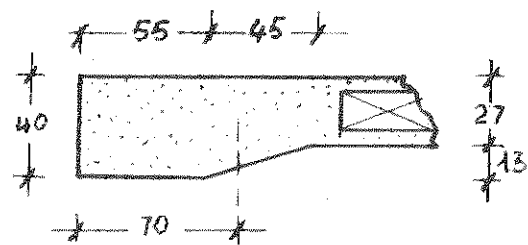
$$M_T = T(h - x) = 32'183 \times 27,17 = 874.412$$

$$\underline{\underline{\Sigma M = 1'096'003 \text{ Kgcm.}}}$$

\* Verifica momento negativo:

Considerando la forma della trave si valuta come partecipante all'inflexione

in tratto  $b = \text{cm. } 70 \quad (55 + \frac{1}{3} 45)$



$$M_1 = -984'400 \text{ Kgcm.}$$

\* Ricerca asse neutro: (armatura sovrina)

$$x' = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}}$$

$$x' = \frac{37,5}{\sqrt{\frac{984'400}{70}}} = \frac{37,5}{\sqrt{14.062}} = \frac{37,5}{118} = 0,318$$

$$\sigma = 53,5 / 1400$$

$$t = 224$$

%



$$A_f = A_f' = 224 \times 70 \times 118 = \text{см}^2. 18,50$$

Арматура:

$$A_f = 9 \phi 20 + 2 \phi 8 + 1 \phi 6 = 29,56 \text{ см}^2.$$

$$A_f' = 6 \phi 20 = 18,85 \text{ "}$$

$$\Sigma A_f = 48,41 \text{ см}^2.$$

$$x = \frac{m \Sigma A_f}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2b}{m \Sigma A_f} \cdot \frac{h A_f + h' A_f'}{\Sigma A_f}} \right]$$

$$x = \frac{484,1}{70} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{140}{484,1} \cdot \frac{37,5 \times 29,56 + 2,5 \times 18,85}{48,41}} \right]$$

$$x = 6,916 \left[ -1 + \sqrt{1 + 0,29 \times \frac{1108 + 47}{48,41}} \right]$$

$$x = 6,916 \left[ -1 + \sqrt{1 + 0,29 \times 23,86} \right]$$

$$x = 6,916 \left[ -1 + \sqrt{1 + 6,91} \right] = 6,916 \times 1,81 = 12,52 \text{ см}.$$

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b x}{2} \left( h - \frac{x}{3} \right) + m A_f' (h - h') \frac{x - h'}{x}}$$

$$\sigma_c = \frac{984 \cdot 400}{35 \times 12,52 \times 33,33 + 188,5 \times 35 \times 0,76}$$

$$\sigma_c = \frac{984 \cdot 400}{14 \cdot 605 + 5014} = \frac{984 \cdot 400}{19 \cdot 619} = 50,17 \text{ Кг/см}^2.$$

$$\sigma_f = m \sigma_c \frac{h - x}{x} = 501,7 \times 1,99 = 998 \text{ Кг/см}^2.$$

$$\sigma_f' = m \sigma_c \frac{x - h'}{x} = 501,7 \times 0,76 = 381,29 \text{ Кг/см}^2.$$

%

## Verifica momenti:

$$Q = \sigma_c \cdot b \cdot \frac{x}{2} = 50,17 \times 70 \times 6,26 = 21'949 \text{ Kg.}$$

$$Q_1 = \sigma_f' A_f' = 381,29 \times 18,85 = \frac{7187 \text{ "}}{29'136 \text{ Kg.}}$$

$$T = \sigma_f A_f = 998 \times 29,56 = 29'500 \text{ Kg.}$$

$$M_c = Q \frac{2}{3} x = 21'948 \times 8,34 = 183'054$$

$$M_c' = Q_1 (x - h') = 7187 \times 9,52 = 68'420$$

$$M_T = T (h - x) = 29'500 \times 24,98 = 736'910$$

$$\underline{\underline{\Sigma M = 988'384 \text{ Kgcm.}}}$$

## Taglio

$$T_{1-1} = 12'350$$

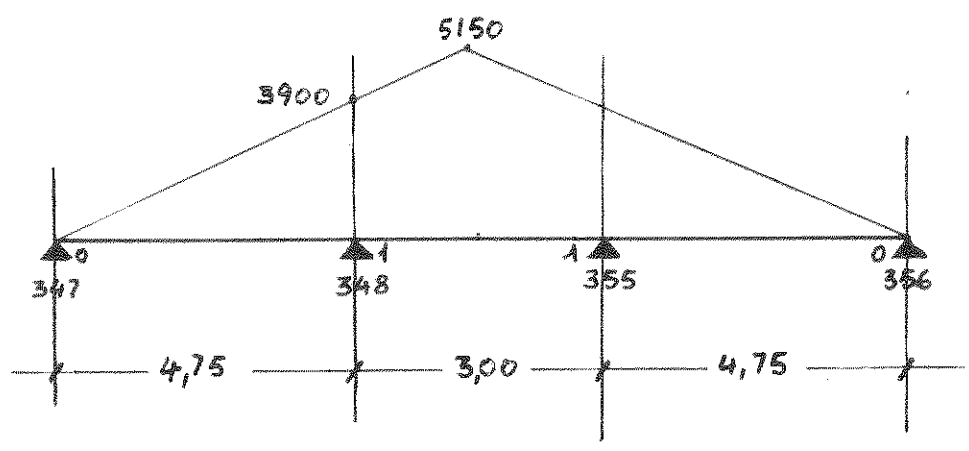
$$\tau = \frac{T}{0,9 b h} = \frac{12'350}{0,9 \times 70 \times 40} = \frac{12'350}{2'520} = 4,90 \text{ Kg/cm.}$$

$$A_p = 5 \phi 20 \sqrt{2} = 15,71 \times 1,41 = \text{cm. } 22,15$$

staffe  $\phi 6/20''$

# CORPO E

Trave contorno piastra  
347 - 348 - 355 - 356 - DIS. 83 c.a.



\* Ricerca momenti negativi sugli appoggi 1.

Anche se questa trave continua di 3 campate delle quali le estreme con luci uguali e l'intermedia con luce diversa, il diagramma di carico sarà come per la precedente travatura, di forma triangolare rappresentato dalla figura di cui sopra.

Essendo i dati della piastra  $l_x = 13,20$   
ed  $l_y = 12,50$        $\frac{l_x}{l_y} = 1,05 < 1,5$

consideriamo la piastra come quadrata con lato medio  $\frac{13,20 + 12,50}{2} = 12,85 \text{ m.}$

$$P_{max} = \frac{12,85}{2} = 800 \left( \frac{12,85}{2} \times \frac{12,85}{2} \right)$$

$$P_{max} = 800 \times 6,425 \approx 5150 \text{ Kg.}$$

%

## Intensità del carico sull'affoppio 1:

$$5150 : \left( 4,75 + \frac{3,00}{2} \right) = p_1 : 4,75$$

$$5150 : 6,25 = p_1 : 4,75$$

$$p_1 = \frac{5150 \times 4,75}{6,25} = \frac{24.462}{6,25} = \text{Kg. } 3900$$

abbiamo:

1<sup>a</sup> campata 0-1 = Carico triangolare con  
valore da 0 a 3900 Kg.

2<sup>a</sup> campata 1-1 = Carico trapezoidale uguale  
alla somma dei 2 carichi  
rettangolare e triangolare,  
come già indicato per l'altra  
travatura, che varia da  
0 a  $(5150 - 3900) = 1250$  Kg.

Scriviamo l'equazione dei 3 momenti:

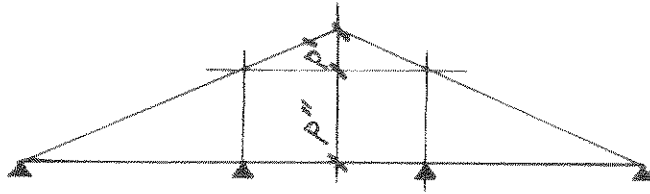
$$M_0 l_1 + 2 M_1 (l_1 + l_2) + M_1 l_2 = -6 B_{1-0}^* - 6 A_{1-1}^*$$

$$M_0 l_1 = 0 ; \quad l_1 = l_3 = 4,75 \text{ m.}; \quad l_2 = 3,00 \text{ m.}$$

$$-6 B_{1-0}^* = -\frac{3 p_1 l_1^3}{15} \quad (\text{Santarella - tav. XXV})$$

$$-6 B_{1-0}^* = -\frac{3 \times 3900 \times \overbrace{4,75^3}^3}{15} = -\frac{839.046}{15} \approx -55.940$$

%



$$-6 A_{1-1}^* = - \left[ \text{carico rett. } \frac{1}{4} p' l_2^3 + \frac{5}{32} p'' l_2^3 (\text{carico triang.}) \right]$$

$$-6 A_{1-1}^* = - \frac{3900 \times 3,00^3}{4} - \frac{5 \times 1250 \times 3,00^3}{32}$$

$$-6 A_{1-1}^* = - \frac{105 \cdot 300}{4} - \frac{168 \cdot 750}{32}$$

$$-6 A_{1-1}^* = - 26 \cdot 325 - 5273 \approx - 31'600$$

$$M_1 (2 \times 4,75 + 2 \times 3,00 + 3,00) = - 55'940 - 31'600$$

$$18,5 M_1 = - 87'540 = - \frac{87'540}{18,5} = - 4'732$$

Definito:

$$T = \frac{p l}{2}$$

$$T_{1-1} = \frac{\frac{1250}{2} \times 3,00}{2} + \frac{3900 \times 3,00}{2} = 937 + 5850$$

$$T_{1-1} = 6787 \text{ Kg.}$$

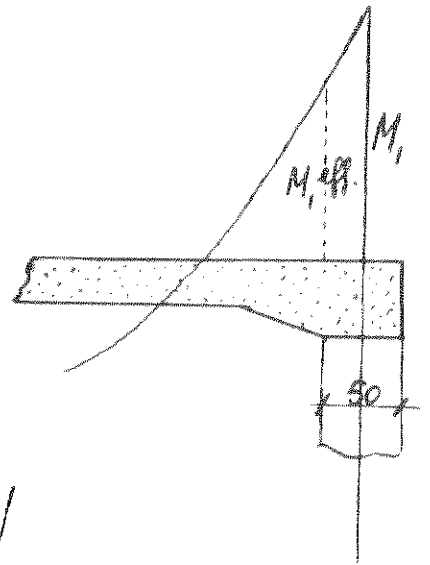
$$T_{1-0} = \frac{2}{3} \frac{p_1 l_1}{2} + \frac{T_1}{3}$$

$$T_{1-0} = \frac{2 \times 3900 \times 4,75}{3 \times 2} + \frac{6787}{3} =$$

$$= 6175 + 2262 = 8437$$

‰

Ritornando il momento negativo  $M_1$  dalla mensola del pilastro al bordo del pilastro ( $l = 50$  cm)



$$M_{1, \text{eff.}} = -M_1 - |T_{1-1} \times 0,25|$$

$$M_{1, \text{eff.}} = -4732 - |6787 \times 0,25|$$

$$M_{1, \text{eff.}} = -4732 - |1696| = -3036 \text{ Kgcm.}$$

\* Verifica momento negativo -  $M_{1, \text{eff.}}$

$$-M_{1, \text{eff.}} = 303600 \text{ Kgcm.}$$

$$\text{armatura: } A_f = 6 \phi 12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$A'_f = 3 \phi 12 = 3,39 \text{ "}$$

$$\Sigma A = 10,18 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{m(A_f + A'_f)}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2b}{m(A_f + A'_f)} \cdot \frac{h A_f + h' A'_f}{A_f + A'_f}} \right]$$

$$x = \frac{101,8}{55} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{110}{101,8} \times \frac{37,5 \times 6,79 + 2,5 \times 3,39}{10,18}} \right]$$

$$x = 1,846 \left[ -1 + \sqrt{1 + 1,08 \times \frac{254,6 + 8,4}{10,18}} \right]$$

$$x = 1,846 \left[ -1 + \sqrt{1 + 1,08 \times 25,84} \right]$$

$$x = 1,846 \left[ -1 + \sqrt{28,90} \right] = 1,846 \times 4,38 = 8,08 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b x}{2} \left( h - \frac{x}{3} \right) + m A_f' (h - h') \frac{x - h'}{x}}$$

$$\sigma_c = \frac{303 \cdot 600}{27,5 \times 8,08 \times 34,80 + 33,9 \times 35 \times 0,69}$$

$$\sigma_c = \frac{303 \cdot 600}{7732,5 + 818,7} = \frac{303 \cdot 600}{8551} = 35,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_f = m \sigma_c \cdot \frac{h - x}{x}$$

$$\sigma_f = 355 \cdot \frac{37,50 - 8,08}{8,08} = 355 \times 3,64 = 1292 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_f' = m \sigma_c \frac{x - h'}{x}$$

$$\sigma_f' = 355 \cdot \frac{8,08 - 2,50}{8,08} = 355 \times 0,69 = 245 \text{ Kg/cm}^2.$$

### Verifica momenti

$$Q = \sigma_c b \frac{x}{2} = 35,5 \times 55 \times 4,04 = \text{Kg} \quad 7888$$

$$Q' = \sigma_f' A_f' = 245 \times 3,39 = \text{Kg} \quad \frac{830}{8710}$$

$$T = \sigma_f A_f = 1292 \times 6,79 = 8772 \text{ Kg}.$$

$$M_c = Q \frac{2}{3} x = 7888 \times 5,386 = 42 \cdot 484$$

$$M_c' = Q' (x - h') = 830 \times 5,58 = 4 \cdot 631$$

$$M_T = T (h - x) = 8772 \times 29,42 = 258 \cdot 072$$

$$\Sigma M = 305 \cdot 187 \text{ Kgcm}.$$

Ricerca momento di campata 1-1

$p' = 3900$   
 $p'' = 1250$

$$M_{1-1} = \frac{p' l_2^2}{8} + \frac{p'' l_2^2}{12} - M_1$$

$$M_{1-1} = \frac{3900 \times 3^2}{8} + \frac{1250 \times 3^2}{12} - |4732|$$

$$M_{1-1} = 4387 + 937 - |4732|$$

$$M_{1-1} = +692 \text{ Kgcm.}$$

\* Verifica (momento positivo - campata 1-1)

$$M_{1-1} = 69200 \text{ Kgcm.}$$

Armatura:  $A_f = 3 \phi 12 = 3,39$

$$A'_f = 6 \phi 12 = 6,79$$

$$\Sigma A = 10,18$$

$$b = 100 ; h = 37,5$$

$$x = \frac{m(A_f + A'_f)}{100} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2b}{m(A_f + A'_f)} \cdot \frac{hA_f + h'A'_f}{A_f + A'_f}} \right]$$

$$x = \frac{101,8}{100} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{200}{101,8} \times \frac{37,5 \times 3,39 + 2,5 \times 6,79}{10,18}} \right]$$

$$x = 1,018 \left[ -1 + \sqrt{1 + 1,965 \times \frac{127 + 17}{10,18}} \right]$$

$$x = 1,018 \left[ -1 + \sqrt{1 + 1,965 \times 14,15} \right]$$



$$x = 1,018 \left[ -1 + \sqrt{28,80} \right] = 1,018 \times 4,37 = 4,448$$

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b x}{2} \left( h - \frac{x}{3} \right) + m A_f' (h - h') \frac{x - h'}{x}}$$

$$\sigma_c = \frac{69 \cdot 200}{50 \times 4,448 \times 36,18 + 67,9 \times 35 \times 0,438}$$

$$\sigma_c = \frac{69 \cdot 200}{8 \cdot 046 + 1040} = \frac{69 \cdot 200}{9 \cdot 086} = 7,62 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_f = m \sigma_c \frac{h - x}{x}$$

$$\sigma_f = 76,2 \times 7,43 = 566 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_f' = m \sigma_c \frac{x - h'}{x}$$

$$\sigma_f' = 76,2 \times 0,438 = 33,3 \text{ Kg/cm}^2.$$

\* Verifica Momenti:

$$Q = \sigma_c b \frac{x}{2} = 7,62 \times 100 \times 2,224 = 1694$$

$$Q_1 = \sigma_f' A_f' = 33,3 \times 6,79 = \frac{226}{1920 \text{ Kg.}}$$

$$T = \sigma_f A_f = 566 \times 3,39 = 1918$$

$$M_c = \sigma_c \frac{2}{3} x = 1694 \times 2,964 = 5 \cdot 021$$

$$M_c' = Q_1 (x - h') = 226 \times 1,948 = 440$$

$$M_T = T (h - x) = 1918 \times 33,052 = 63 \cdot 395$$

$$\Sigma M = 68 \cdot 855 \text{ Kgcm.}$$

# CORPO E

Trave 321 - 324 a quota 41,75 - Rif. DIS. 63 c.a.  
" " 62 c.a.

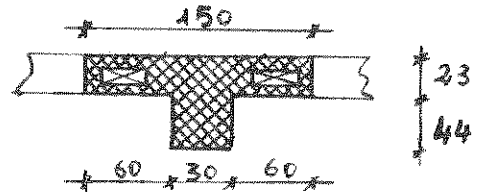
$$l = (6 - 0,70) \cdot 1,05 = 5,565$$

$$p = \frac{6,95 + 2,90}{2} \times 800 + 0,30 \times 0,57 \times 2500 = 3940 + 430 = 4370$$

$$M = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{4370 \times 30,96}{8} = 18.305 \text{ Kpm.}$$

$$K_m = \frac{150}{150 + 30} = 0,833$$

$$K_i = \frac{30}{150 + 30} = 0,167$$



$$M_m = 18.305 \times 0,833 = 15.248 \text{ Kpm.}$$

$$M_i = 18.305 \times 0,167 = 3.057 \text{ Kpm.}$$

## \* Verifica momento positivo

$$h = 64 \text{ cm.}$$

$$A_f = 5 \phi 20 + 2 \phi 16 = \text{emp. } 19,73$$

$$b = 150 \text{ cm.}$$

$$A'_f = 2 \phi 16$$

$$= \text{ " } 4,02$$

$$\leq A = 23,75 \text{ emp.}$$

$$x = \frac{m(A_f + A'_f)}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2b}{m(A_f + A'_f)} \cdot \frac{h A_f + h' A'_f}{A_f + A'_f}} \right]$$

$$x = \frac{237,5}{150} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{300}{237,5} \times \frac{64 \times 19,73 + 3 \times 4,02}{23,75}} \right]$$

$$x = 1,58 \left[ -1 + \sqrt{1 + 1,264 \times \frac{1263 + 12}{23,75}} \right]$$

✓

$$x = 1,583 \left[ -1 + \sqrt{1 + 1,264 \times 53,65} \right]$$

$$x = 1,583 \left[ -1 + \sqrt{68,81} \right] = 1,583 \left[ -1 + 8,30 \right] = 11,53 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b x}{2} \left( h - \frac{x}{3} \right) + m A_f' (h - h') \frac{x - h'}{x}}$$

$$\sigma_c = \frac{1'528'000}{75 \times 11,53 \times 60,16 + 40,2 \times 61 \times 0,74}$$

$$\sigma_c = \frac{1'528'000}{53'020 + 1814} = \frac{1'528'000}{53'834} = 28,38 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_f = m \sigma_c \frac{h - x}{x} = 283,8 \times 4,55 = 1291 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_f' = m \sigma_c \frac{x - h'}{x} = 283,8 \times 0,74 = 210 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$Q = \sigma_c b \frac{x}{2} = 28,38 \times 150 \times 5,765 = 24'541$$

$$Q_1 = \sigma_f' A_f' = 210 \times 4,02 = \frac{844}{25'385 \text{ Kg.}}$$

$$T = \sigma_f A_f = 1291 \times 19,73 = 25'471$$

$$M_c = Q \frac{2}{3} x = 24'541 \times 7,68 = 188'475$$

$$M_{c1} = Q_1 (x - h') = 844 \times 8,53 = 7'199$$

$$M_T = T (h - x) = 25'471 \times 52,47 = 1'336'463$$

$$\Sigma M = 1'532'137 \text{ Kgcm.}$$

/.

Verifica momento negativo:

$$b = 30$$

$$h = 54$$

$$M_i = 305.700 \text{ Kgcm.}$$

$$A_f = 6 \phi 16 = 12,06$$

$$A'_f = 3 \phi 20 = 9,42$$

$$\Sigma A = 21,48 \text{ cm}^2.$$

$$x = \frac{\mu (A_f + A'_f)}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2b}{\mu (A_f + A'_f)} \cdot \frac{h A_f + h' A'_f}{A_f + A'_f}} \right]$$

$$x = \frac{214,8}{30} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{60}{214,8} \cdot \frac{64 \times 12,06 + 3 \times 9,42}{21,48}} \right]$$

$$x = 7,16 \left[ -1 + \sqrt{1 + 0,280 \times \frac{771,84 + 28,26}{21,48}} \right]$$

$$x = 7,16 \left[ -1 + \sqrt{1 + 0,280 \times 37,24} \right]$$

$$x = 7,16 \left[ -1 + \sqrt{1 + 210,43} \right] = 7,16 \left[ -1 + 3,38 \right] =$$

$$= 7,16 \times 2,38 = 17,04 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b x}{2} \left( h - \frac{x}{3} \right) + \mu A'_f (h - h') \frac{x - h'}{x}}$$

$$\sigma_c = \frac{305.700}{\frac{30 \times 17,04}{2} \left( 64 - \frac{17,04}{3} \right) + 94,20 (61) \cdot \frac{14,04}{17,04}}$$

$$\sigma_c = \frac{305.700}{255,60 \times 58,32 + 94,20 \times 61 \times 0,824}$$

%

$$\bar{\sigma}_c = \frac{305 \cdot 700}{14 \cdot 906 + 4734} = \frac{305 \cdot 700}{19 \cdot 640} = 15,57 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_f = m \bar{\sigma}_c \frac{h-x}{x} = 155,7 \times 2,756 = 429,11 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_f' = m \bar{\sigma}_c \frac{x-h'}{x} = 155,7 \times 0,824 = 128,29 \text{ Kg/cm}^2.$$

\* Verifica momenti:

$$Q = \bar{\sigma}_c b \frac{x}{2} = 15,57 \times 30 \times 8,52 = 3979,70$$

$$Q_1 = \bar{\sigma}_f' A_f' = 128,29 \times 9,42 = \frac{1208,49}{5188,19}$$

$$T = \bar{\sigma}_f A_f = 429,11 \times 12,06 = 5175,06$$

$$M_c = Q \frac{2}{3} x = 3979,70 \times 11,36 = 45209$$

$$M_c' = Q_1 (x-h') = 1208,49 \times 14,04 = 16967$$

$$M_T = T (h-x) = 5175,06 \times 46,96 = 243021$$

$$\underline{\underline{\Sigma M = 305197 \text{ Kgcm.}}}$$

Carico:

$$T = \frac{pl}{2} = \frac{4370 \times 5,565}{2} = 12159 \text{ Kg.}$$

$$\sigma = \frac{T}{0,9 bh} = \frac{12159}{0,9 \times 30 \times 54} = \frac{12159}{1458} = 8,34 \text{ Kg/cm}^2.$$

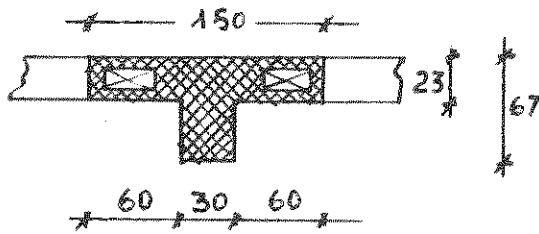
$$S = \frac{1}{4} \sigma b l_0 = \frac{1}{4} \cdot 8,34 \times 30 \times 530 = 33150$$

$$A_t = \frac{S}{\bar{\sigma}_f} = \frac{33150}{1400} = 23,6 \text{ cm}^2.$$

$$A_p = 4 \phi 16 \sqrt{2} = 8,04 \times 1,41 = 11,23 \text{ St. } \phi 6/15''$$

# CORPO E

Trave di colmo n° 332 bis - 337  $\nabla$  41,75  
vedi DIS. 63 c.a.



$$l = (4,50 - 40) 1,05 \approx 4,35$$

$$p = \frac{6,95 + 2,90}{2} \times 800 + 0,30 \times 0,67 \times 2500 = 3940 + 502 \approx 4450 \text{ Kg}$$

$$M = \pm \frac{1}{12} p l^2 = \frac{4450 \times 4,35^2}{12} = \frac{4450 \times 18,92}{12} = 7016 \text{ Kgcm.}$$

\* Verifica momento positivo:

$$A_f = 2 \phi 20 = 6,28$$

$$2 \phi 16 = 4,02$$

$$1 \phi 12 = 1,13$$

$$\underline{11,43}$$

$$A'_f = 2 \phi 16 = 4,02$$

$$\Sigma A = 15,45$$

$$b = 150 \text{ cm.}$$

$$h = 64 \text{ cm.}$$

\* Verifica

$$x = \frac{m (A_f + A'_f)}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2b}{m (A_f + A'_f)} \cdot \frac{h A_f + h' A'_f}{A_f + A'_f}} \right]$$

%

$$x = \frac{154,5}{150} \left[ -1 + \sqrt{-1 + \frac{300}{154,5} \cdot \frac{64 \times 11,43 + 3 \times 4,02}{15,45}} \right]$$

$$x = 1,03 \left[ -1 + \sqrt{1 + 1,942 \times \frac{731,50 + 12,06}{15,45}} \right]$$

$$x = 1,03 \left[ -1 + \sqrt{1 + 1,942 \times 48,12} \right]$$

$$x = 1,03 \left[ -1 + \sqrt{94,45} \right] = 1,03 \times 8,717 = 8,98$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{M}{\frac{bx}{2} \left( h - \frac{x}{3} \right) + m A'_f \left( h - h' \right) \frac{x - h'}{x}}$$

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_c &= \frac{701 \cdot 600}{75 \times 8,98 \times 61 + 40,2 \times 61 \times 0,666} = \frac{701 \cdot 600}{41083 + 1633} = \\ &= \frac{701 \cdot 600}{42 \cdot 716} = 164,25 \text{ Kg/cm}^2. \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_f = m \bar{\sigma}_c \frac{h - x}{x} = 164,25 \times 6,13 = 1006,85 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_f' = m \bar{\sigma}_c \frac{x - h'}{x} = 164,25 \times 0,666 = 109,39 \quad "$$

Verifica momenti:

$$Q = \bar{\sigma}_c b \frac{x}{2} = 164,25 \times 150 \times 4,49 = 11 \cdot 062 \text{ Kg.}$$

∕

$$Q_1 = \sigma_f' A_f' = 109,39 \times 4,03 = 439,74 \text{ Kg.}$$

$$T = \sigma_f A_f = 1006,85 \times 11,43 = 11.487,29 \text{ Kg.}$$

$$M_c = Q \frac{2}{3} x = 11.062 \times 5,98 = 66.150$$

$$M_{c'} = Q_1 (x - h') = 439,74 \times 5,98 = 2.629$$

$$M_T = T (h - x) = 11.508,29 \times 55,02 = 633.186$$

$$\Sigma M = 701.965 \text{ Kgcm.}$$

\* Verifica momento negativo:

$$- M_i = 701.600 \text{ Kgcm.}$$

$$b = 30; \quad h = 64$$

$$A_f = \begin{array}{l} 4 \phi 16 = 8,04 \\ 1 \phi 12 = 1,13 \\ \hline 9,17 \end{array}$$

$$A_f' = 2 \phi 20 = 6,28$$

$$\Sigma A = 15,45$$

$$x = \frac{\mu (A_f + A_f')}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2b}{\mu (A_f + A_f')} \cdot \frac{h A_f + h' A_f'}{A_f + A_f'}} \right]$$

$$x = \frac{154,5}{30} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{60}{154,5} \cdot \frac{64 \times 9,17 + 3 \times 6,28}{15,45}} \right]$$

$$x = 5,15 \left[ -1 + \sqrt{1 + 0,389 \cdot \frac{587 + 18,84}{15,45}} \right]$$

/



$$x = 5,15 \left[ -1 + \sqrt{1 + 0,389 \times 39,21} \right]$$

$$x = 5,15 \left[ -1 + \sqrt{16,25} \right] = 5,15 \left[ -1 + 4,03 \right] = 15,60 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b x}{2} \left( h - \frac{x}{3} \right) + m A_f' (h - h') \frac{x - h'}{x}}$$

$$\sigma_c = \frac{701.600}{15 \times 15,50 \times 58,8 + 62,8 \times 61 \times 0,813}$$

$$\sigma_c = \frac{701.600}{13671 + 3114} = \frac{701.600}{16.785} = 41,79$$

$$\sigma_f = m \sigma_c \frac{h - x}{x} = 41,79 \times 310 = 1295 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f' = m \sigma_c \frac{x - h'}{x} = 41,79 \times 0,808 = 337 \text{ "}$$

\* Verifica momenti:

$$Q = \sigma_c b \frac{x}{2} = 41,79 \times 30 \times 7,80 = 9778$$

$$Q_1 = \sigma_f' A_f' = 337 \times 6,28 = 2116$$

---


$$11.894$$

$$T = \sigma_f A_f = 1295 \times 9,17 = 11.875$$

$$M_e = Q \frac{2}{3} x = 9778 \times 10,333 = 101'039$$

$$M_{e'} = Q_1 (x - h') = 2116 \times 12,60 = 26.661$$

$$M_T = T (h - x) = 11.875 \times 48,40 = 574'750$$

---

$$\underline{\underline{\Sigma M = 702'450 \text{ Креш.}}}$$

φ12 11.80+c  
6x5.60+c

**SCHEMA E ARMATURA SOLAIO A NERVATURE INCROCIATE**  
SOLAIO MIXTO h = 35+20+35 = 27 l = 37

ARMATURA DI UN TRAVETTO

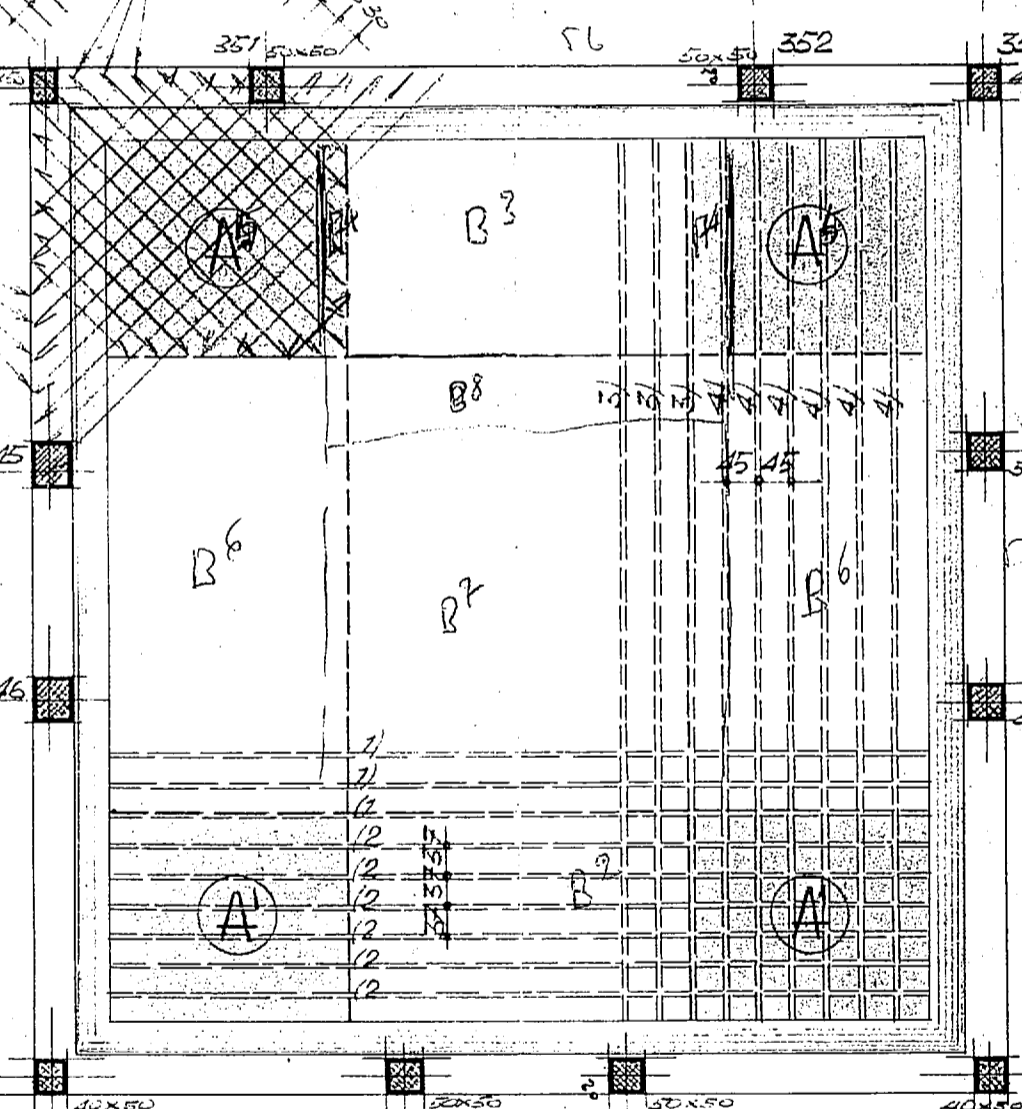
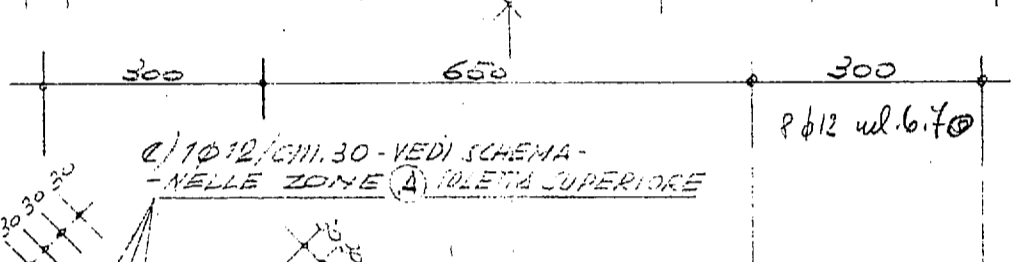
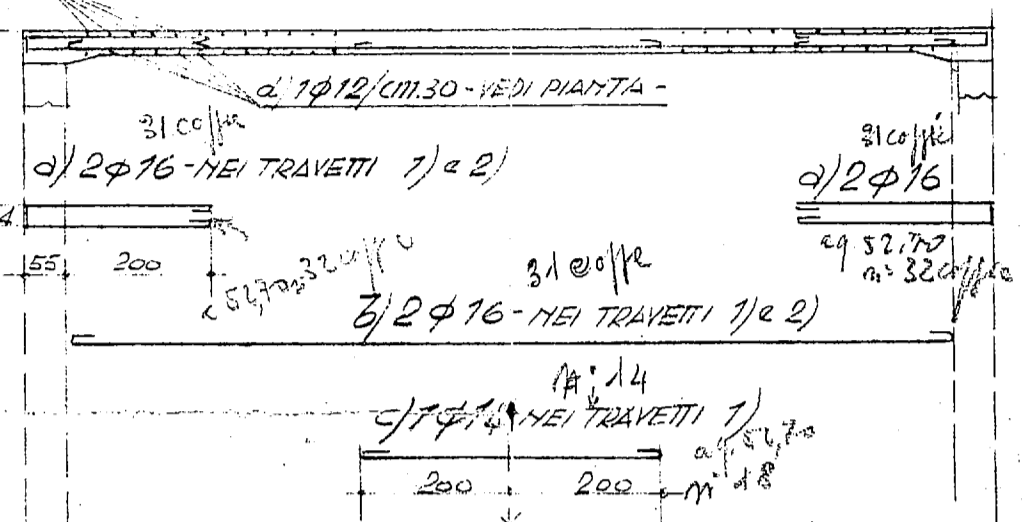
lunghezza mediana 11.90+c  
a q. 60.00  
n: 32 coffe  
+ n: 18 φ14 mes  
a q. 56.35  
n: 32 coffe  
+ 18 φ14 mes

particolato con 3 pick  
sta nel campo  
con alle modeste

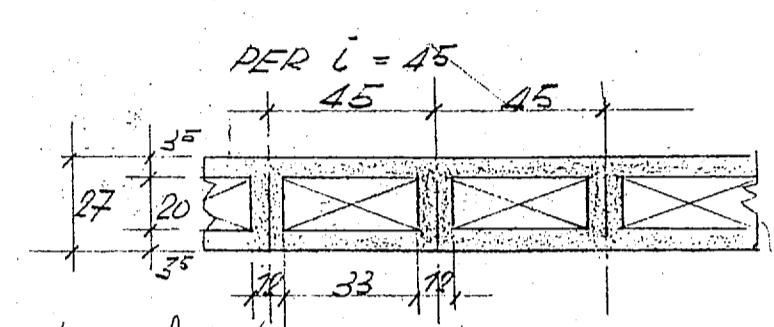
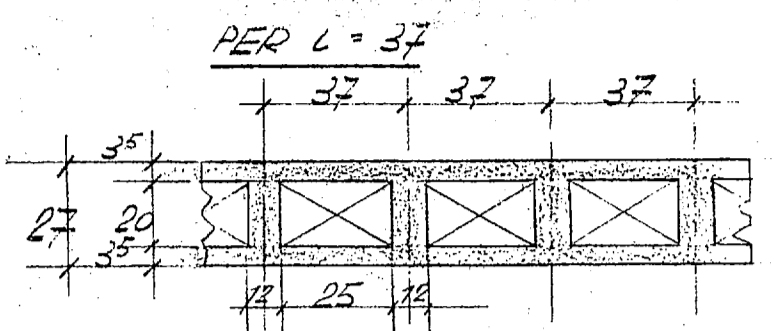
lunghezza fissa 11.90+c

SCHEMA E ARMATURA SOLAIO A NERVATURE INCROCIATE  
SOLAIO MIXTO h = 35+20+35 = 27 l = 45

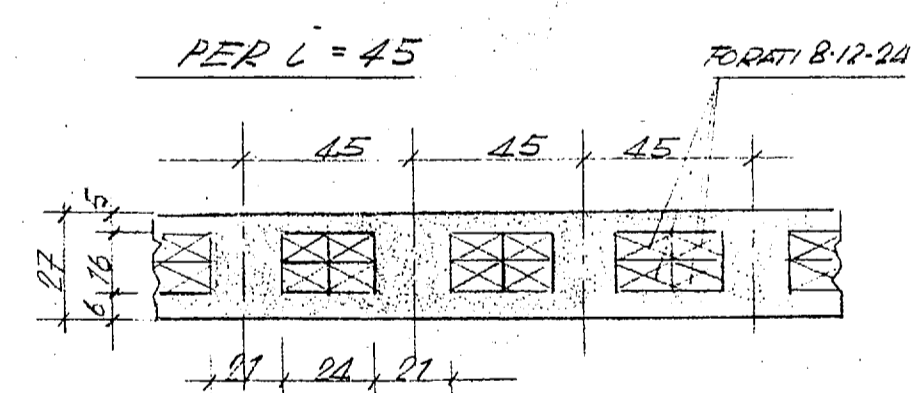
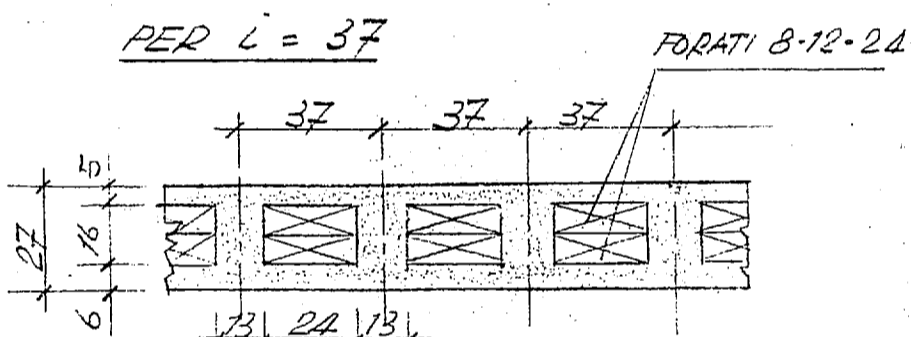
L'esecutore è tenuto a verificare le dimensioni della struttura e dell'armatura ed a segnalare al progettista eventuali differenze.



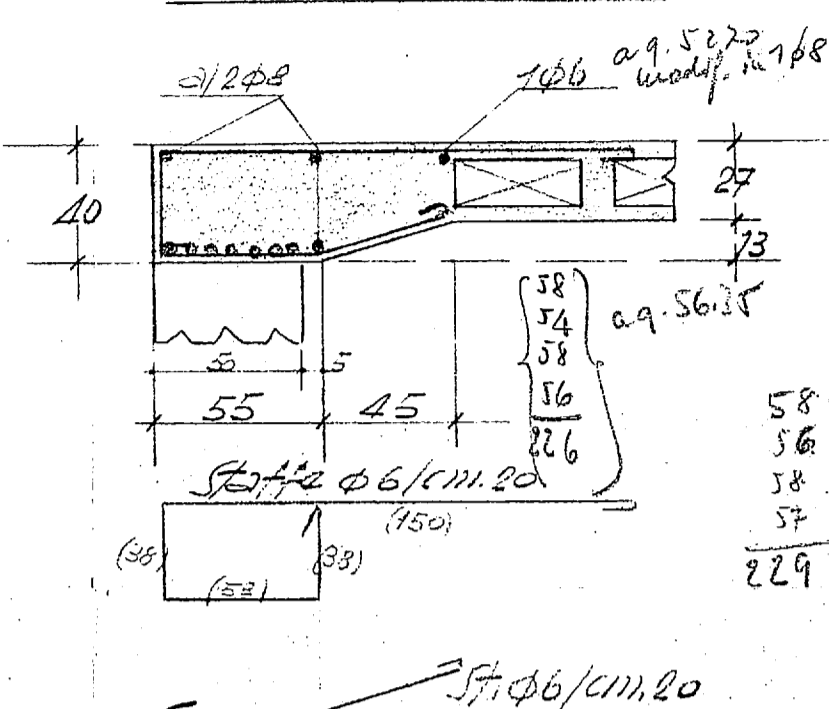
**SEZIONI SOLAIO PER ZONA SENZA TAVELLA RADIANTE**



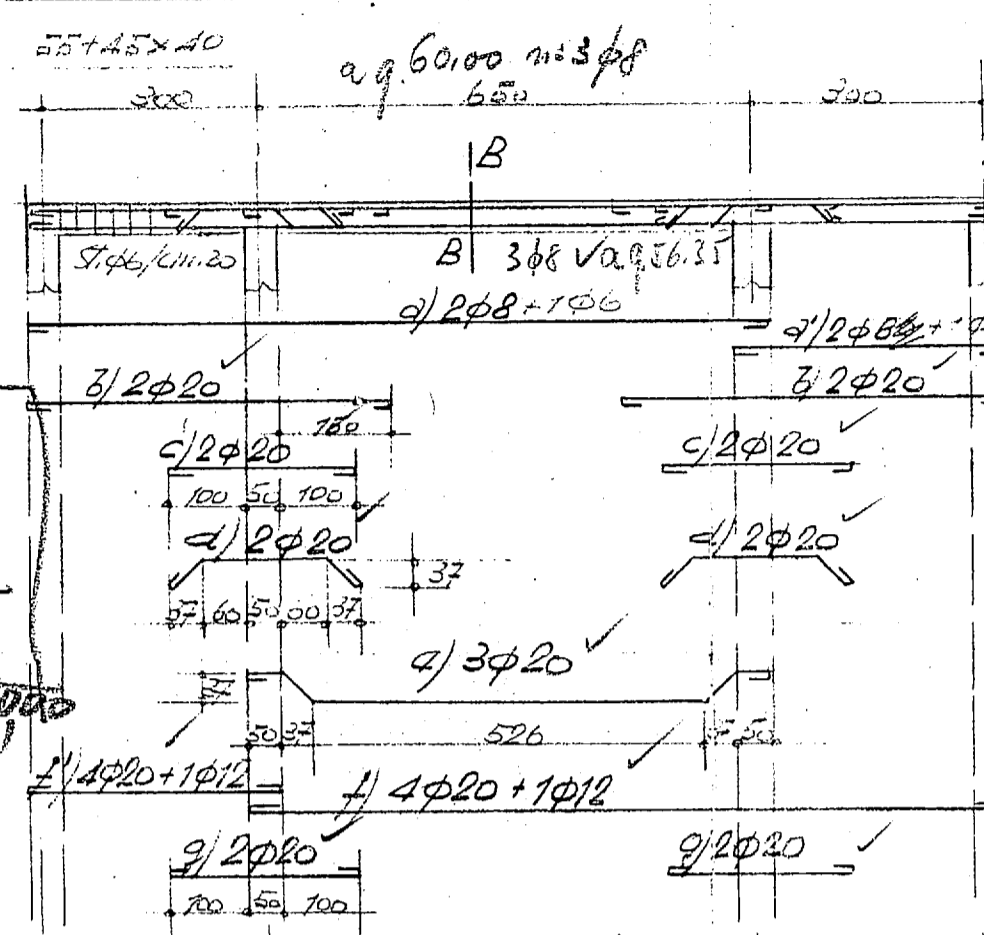
**SEZIONI SOLAIO PER EVENTUALE ZONA RADIANTE**



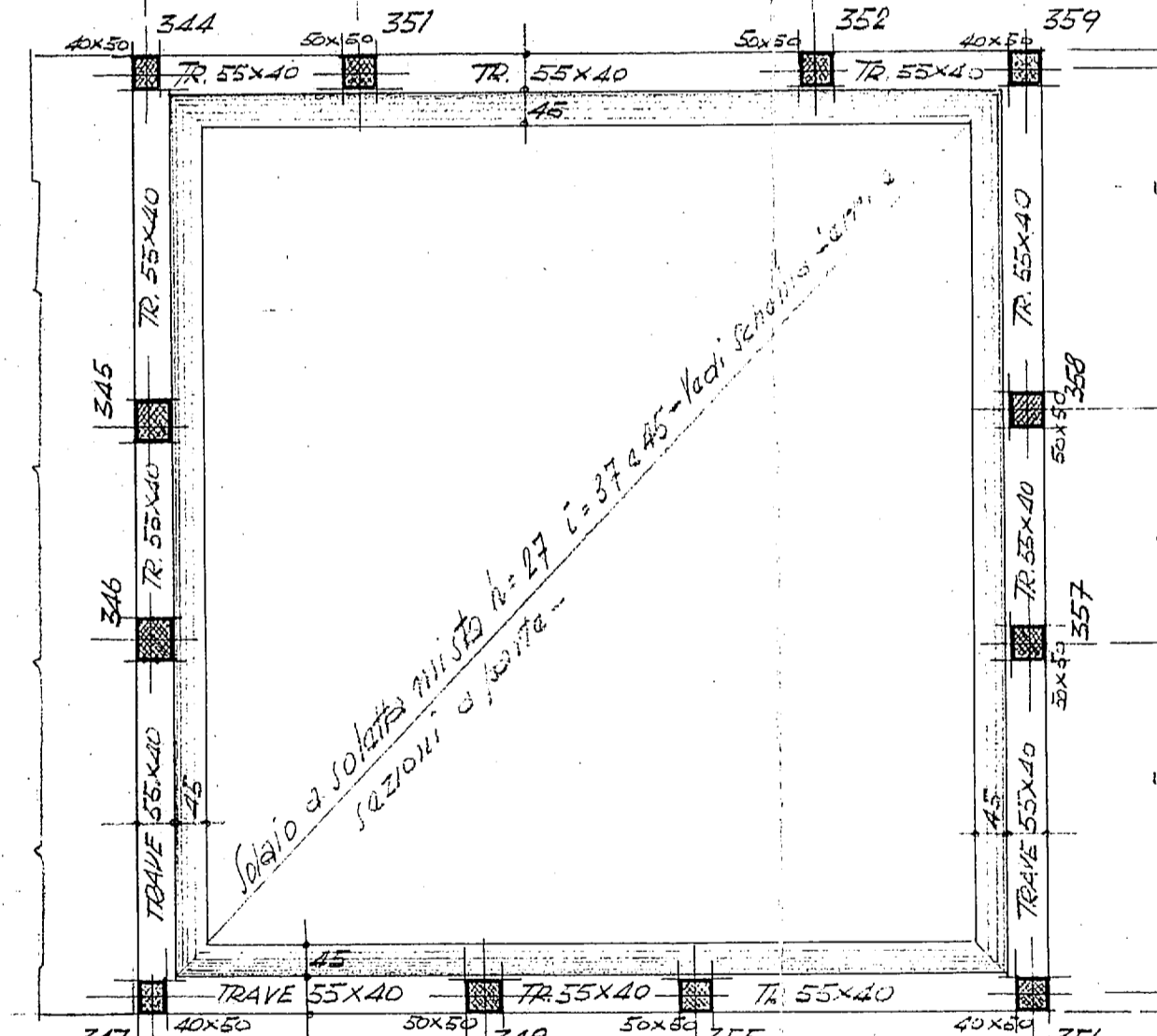
**TRAVI 344 = 359 SEZIONE B-B**



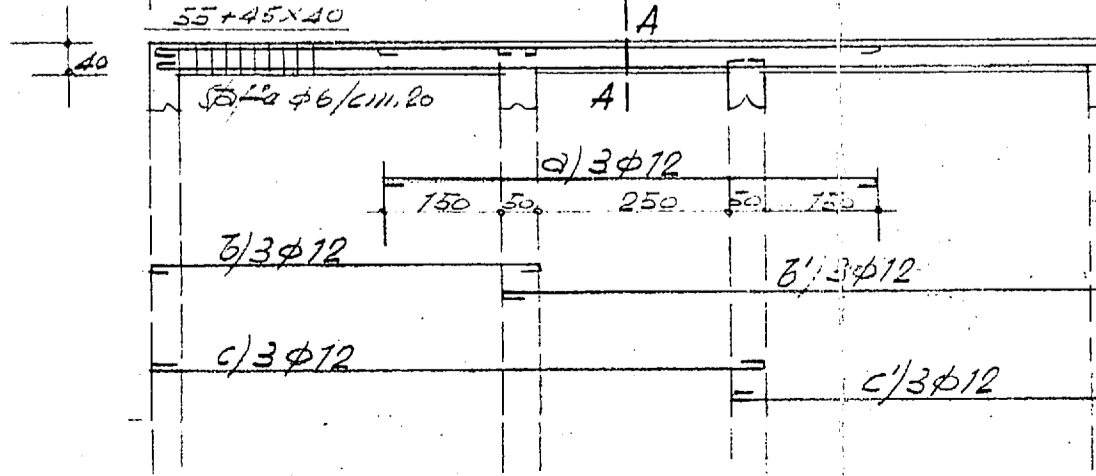
**SCHEMA E ARMATURA TRAVI DAL 344 AL 359**



**PIANTA PER SCHEMA TRAVI RAPP. 1:100**

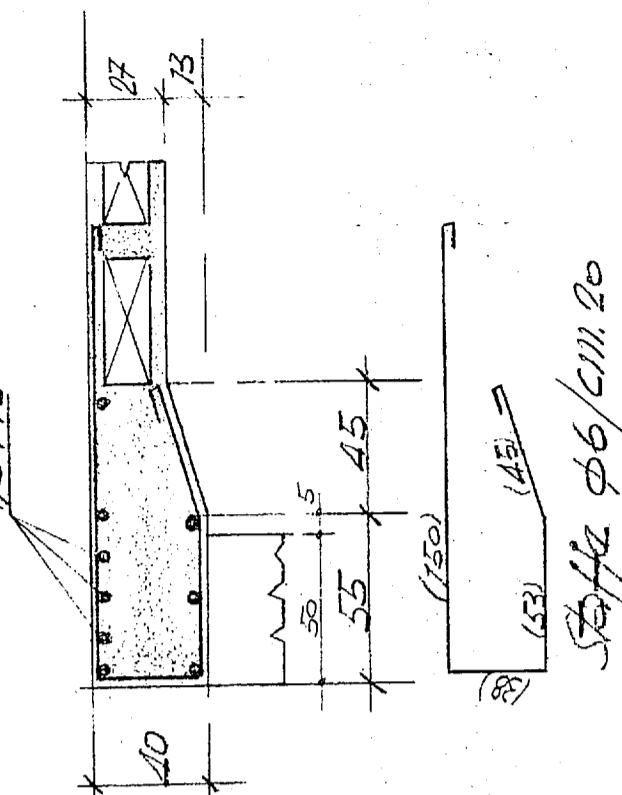


**SCHEMA E ARMAT. TRAVI DAL 347 AL 356**

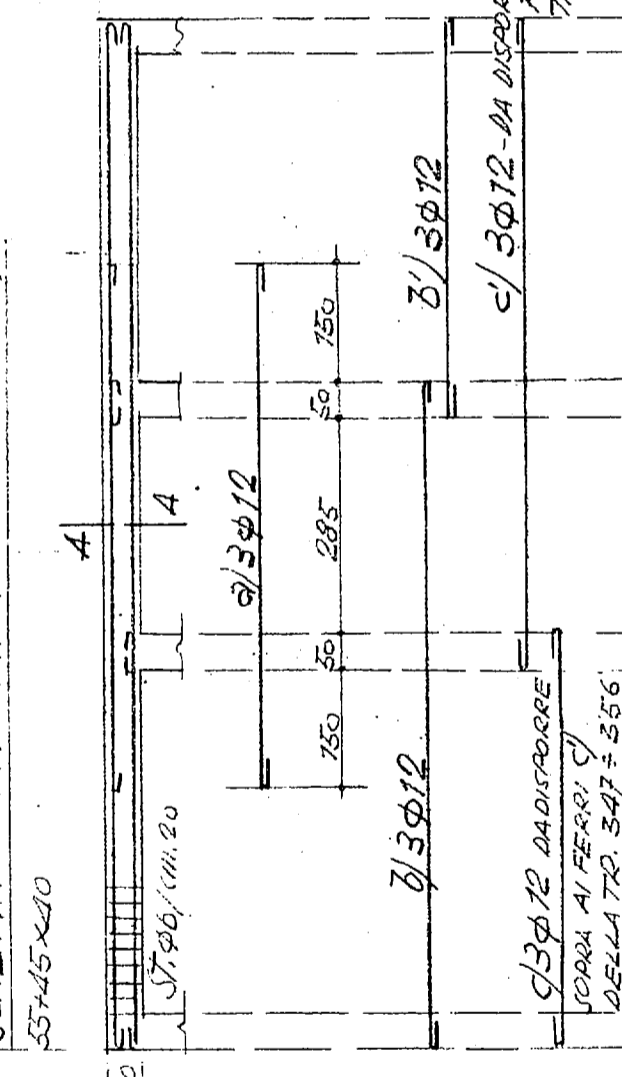


TRAVI 347 = 344 - 356 + 359 - 347 - 356

SEZIONI A-A



SCHEMA E ARMAT. TRAVI DAL 356 AL 359



ARCH. ETTORE ROSSI - MILANO - VIA L'OPEROLO 14 - TEL. 873485  
**POLICLINICO DI MODENA**  
CORPO E - PIAZZA CENTRALE  
ARMATURA SOLAIO E TRAVI DI PERIMETRO

RAPP. 1:100 - MILANO 8/10/1953  
CEMENTO Tipo 500 - DOSATURA 300/mc  
CALCOLATORI

**PIANTA PER SCHEMA SOLAIO RAPP. 1:100**

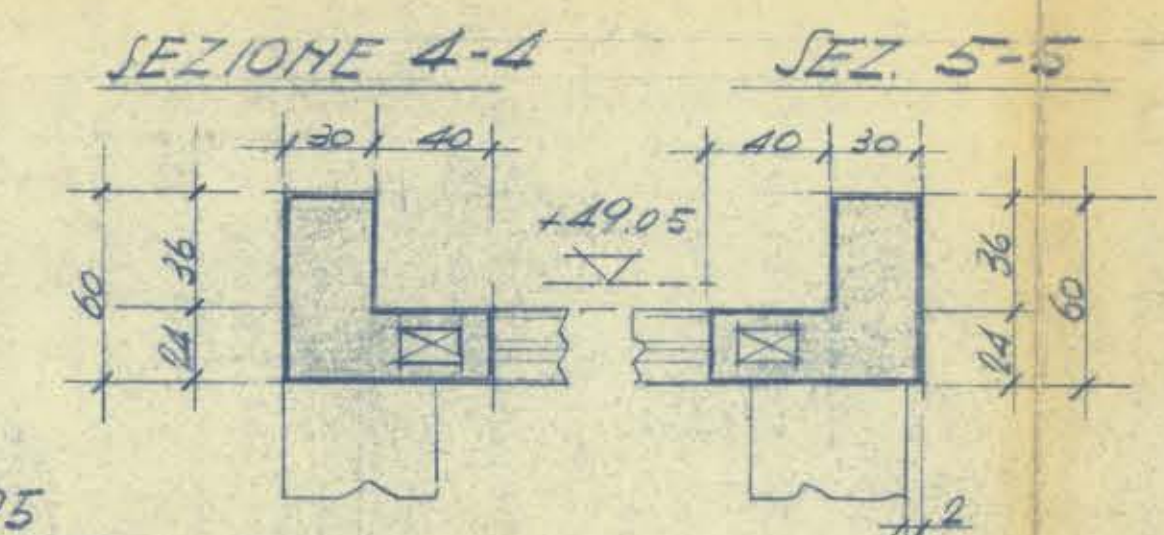
L'esecutore è tenuto a verificare le quote ed a segnalare al progettista le eventuali differenze. Le quote si riferiscono al rasoio salvo indicazione in contrario.

COPIA PER L'ARCHIVIO DELL'UFFICIO TECNICO

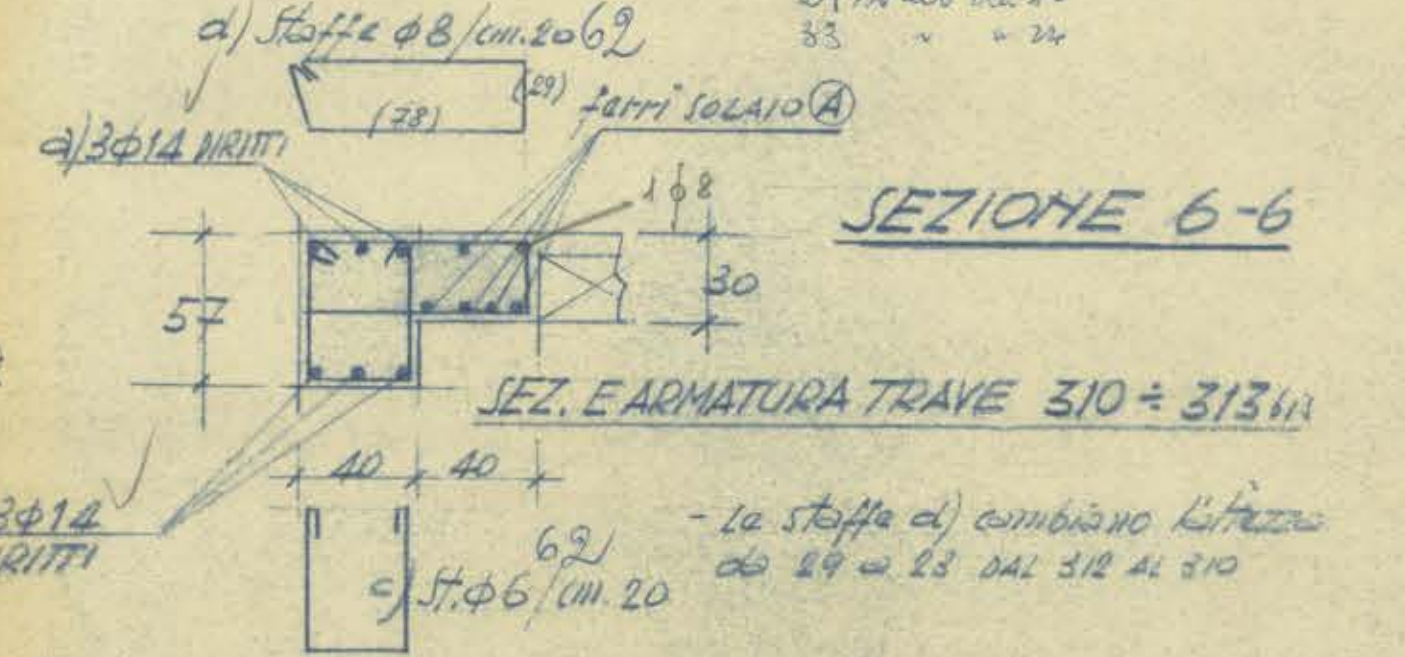
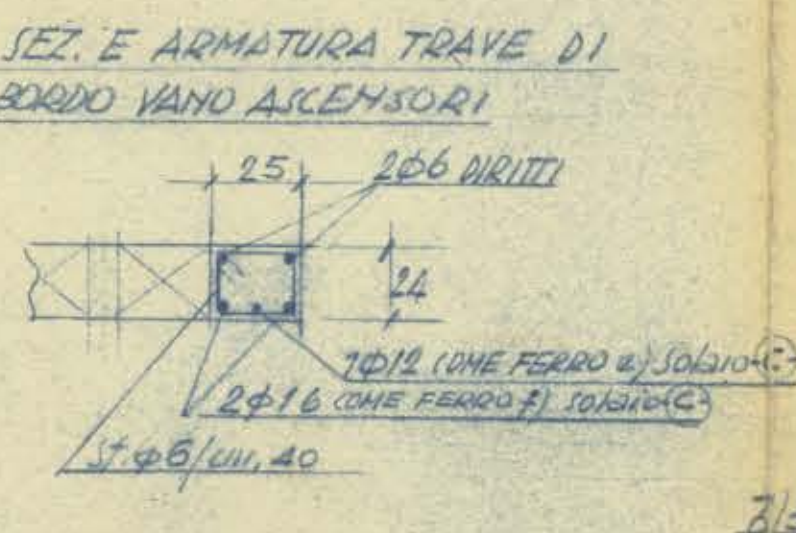
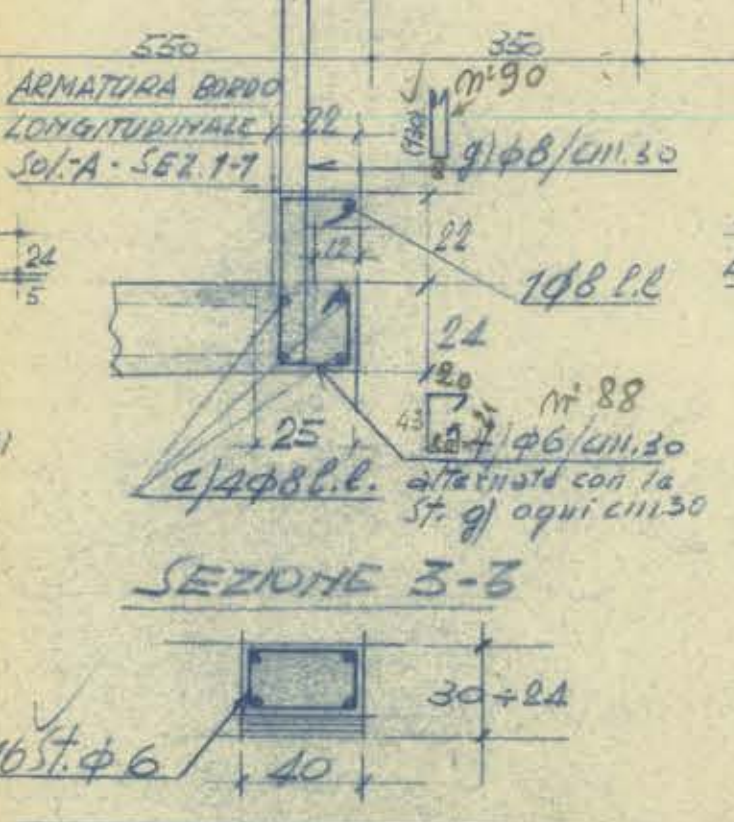
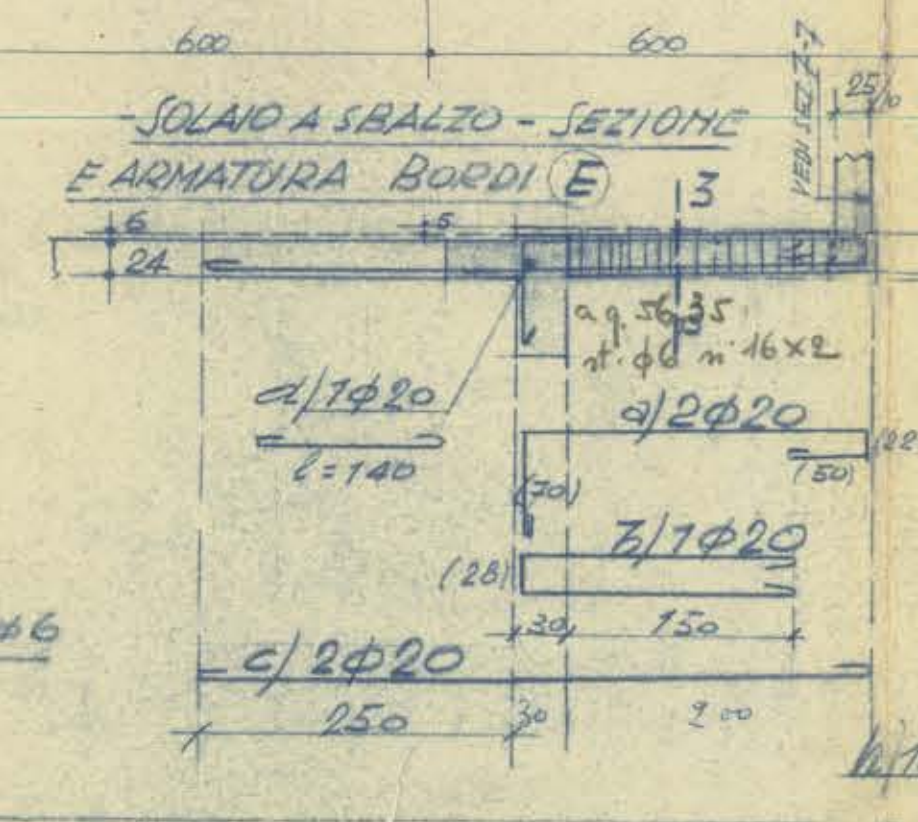
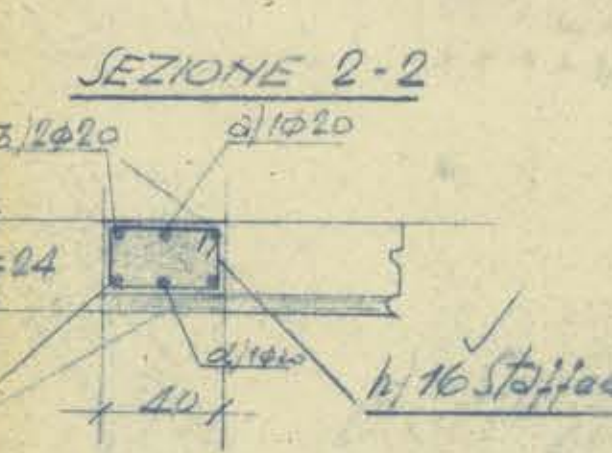
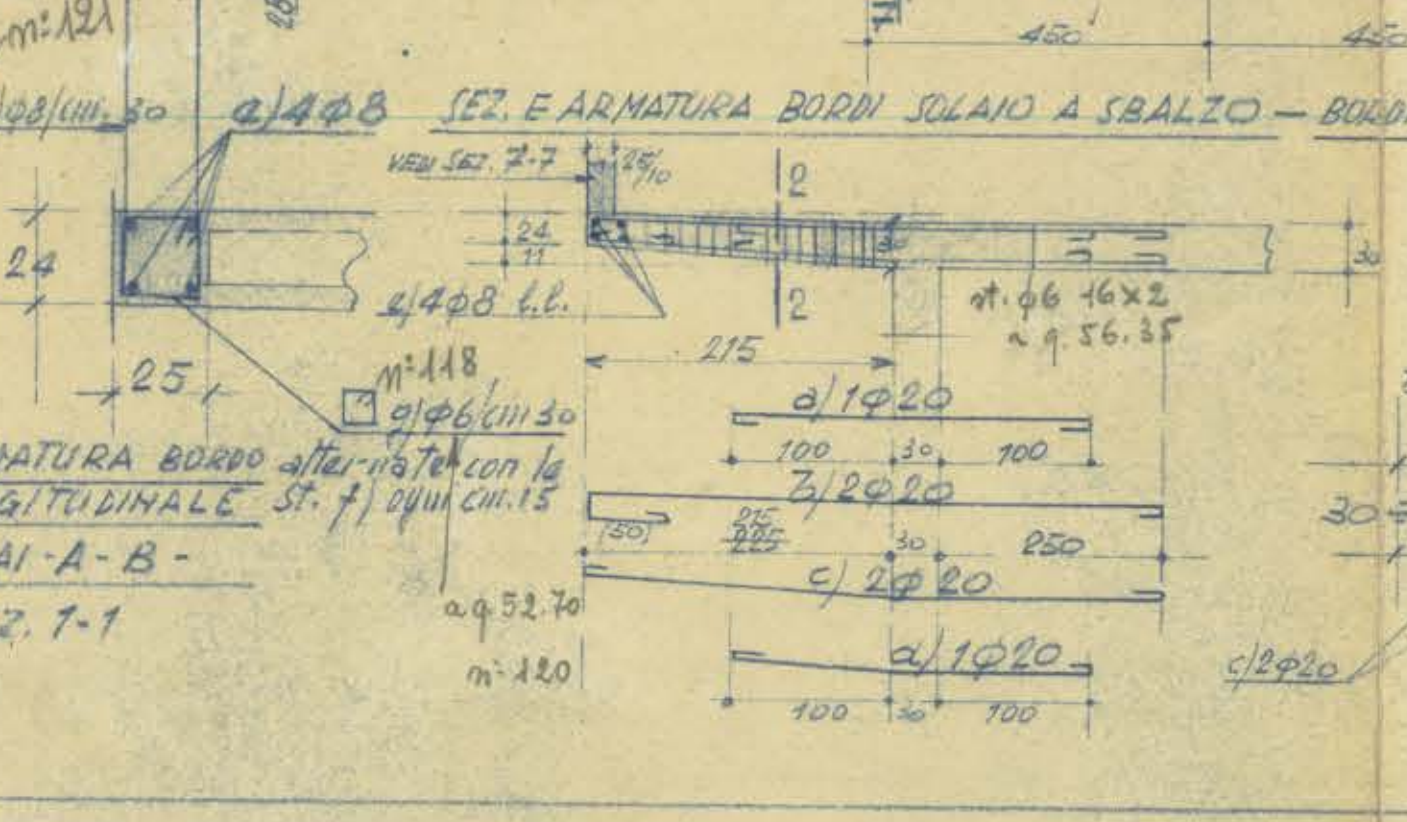
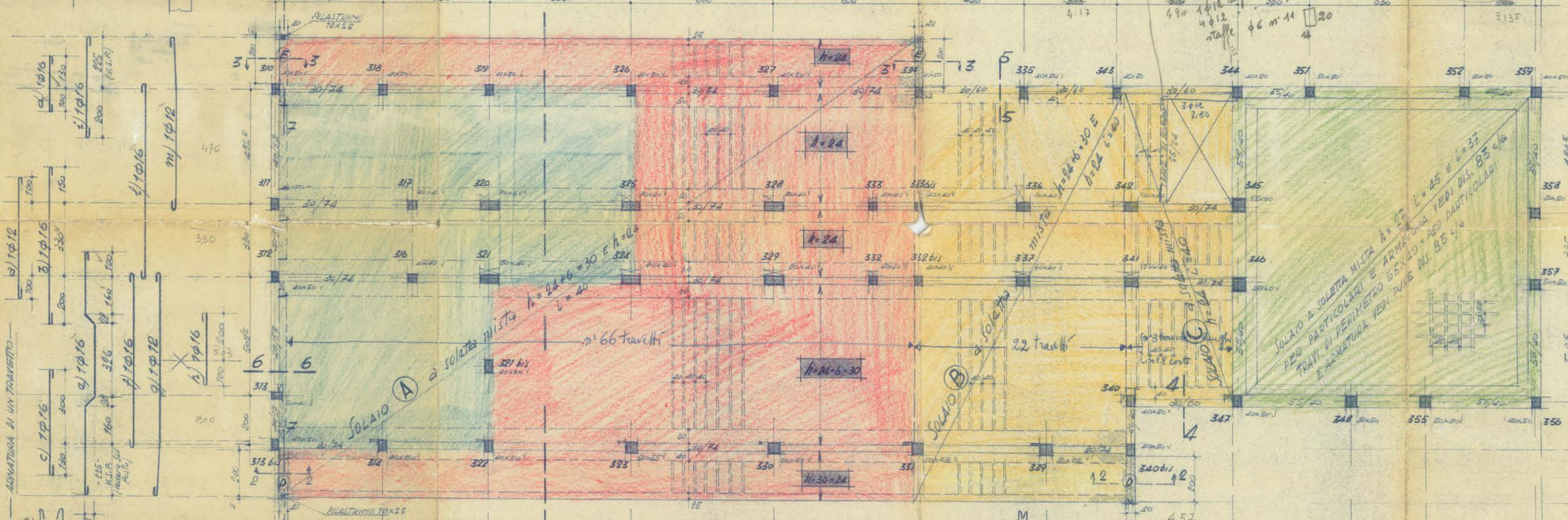
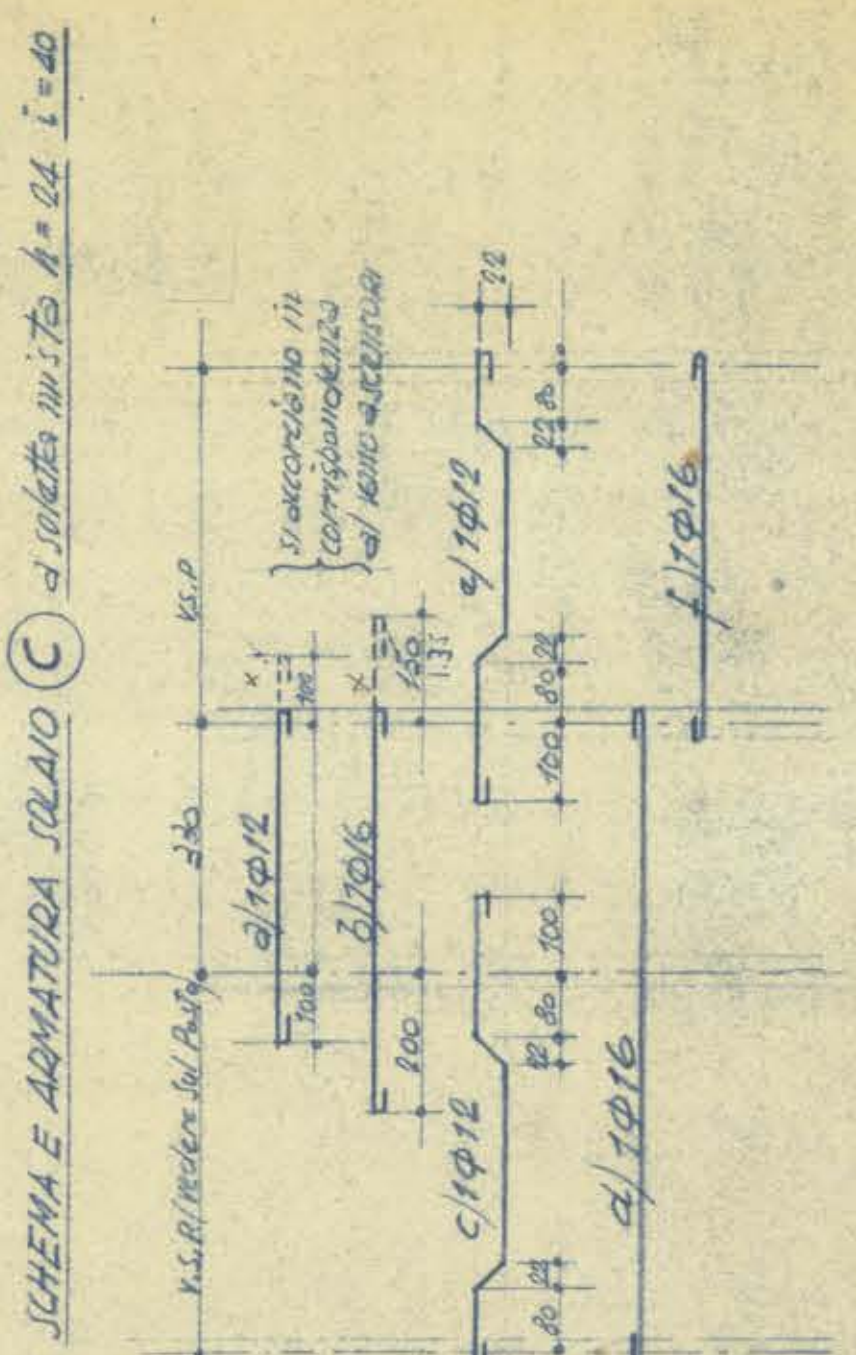
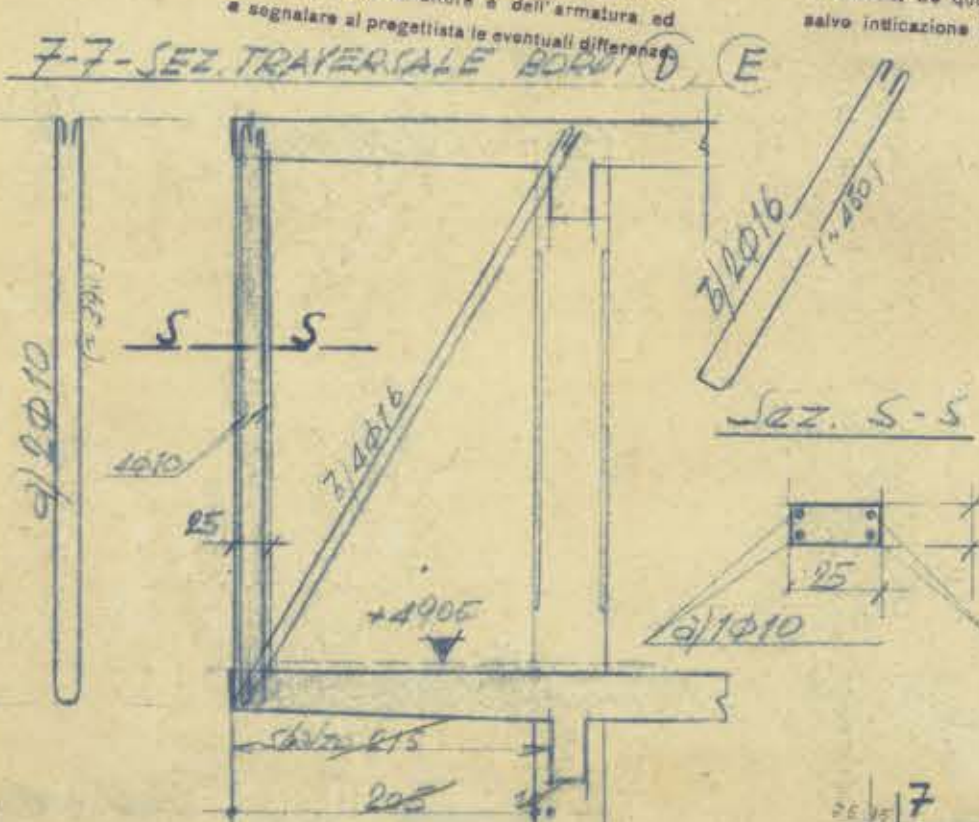
UFFICIO TECNICO

*Le ditte devono avere le licenze del disegno*

Zona	Colte a q. 3	Disarmo	Cubetti
310-315 b11 322-321-324 326	23/3/54	minimo il 3/4 l. 54 e giorni seguenti	-
326-324-331 322-321-324 c.p. in serie	24/3/54	-	-
334-344 347-349 340 b1 - 331 e seguenti costanti	25/3/54	-	-
344-329-316 347	26/3/54	-	n. 4 cubetti



SEZIONE TRASVERSALE 1-1 - RAPP. 1:25

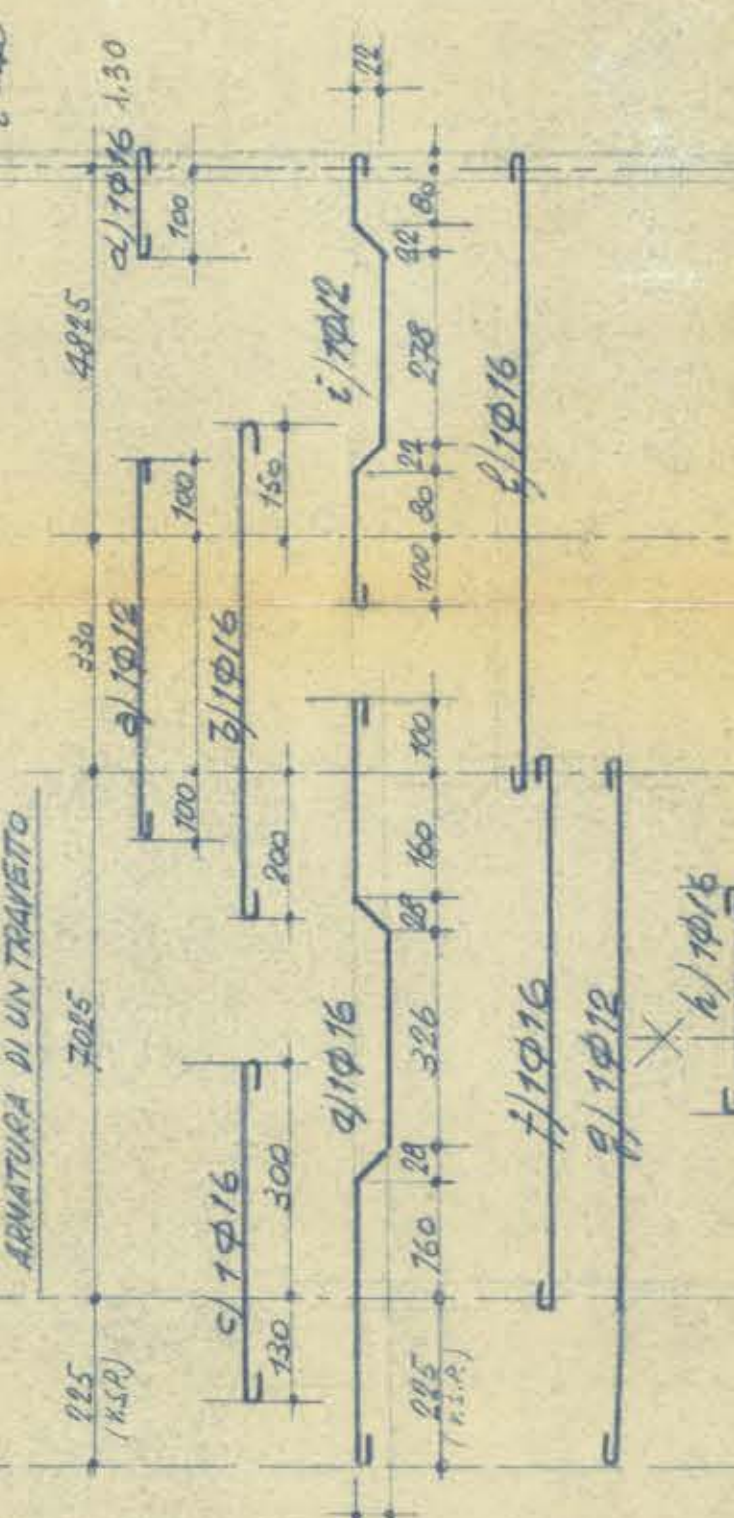


armatura trave di bordo  
 n. 2 φ 8 sup. da estremo fino a estremo  
 1 φ 16 inf. c. da dia.  
 4 φ 12 sup. c. da dia.  
 4 φ 12 inf. c. da dia.  
 staffe φ 6 n. 11

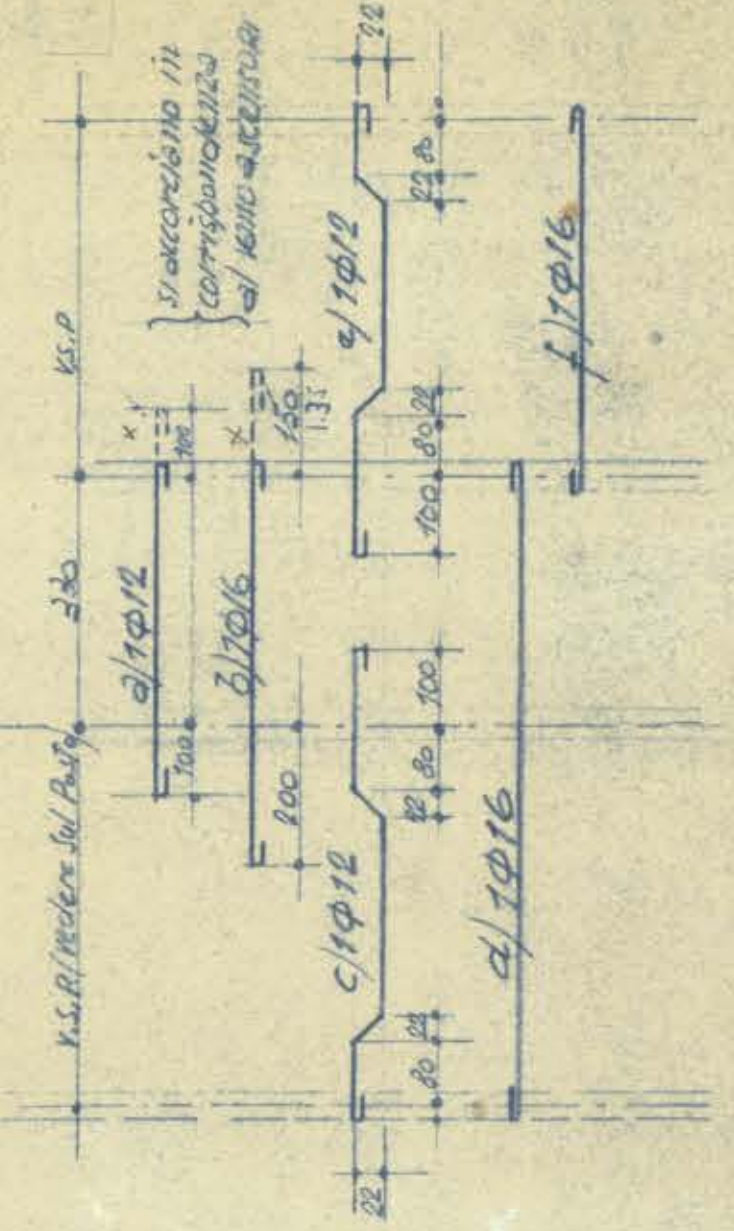
Pilastri a  
 2 φ 10  
 2 φ 12  
 n. 6

SOLAIO A SOLETTA MISTA h = 24  
 PER TRAVI PARTICOLARI E ARMATURA VEDI DIS. 83 c. 37  
 E ARMATURA VEDI PUNTE DIS. 85 c. 4

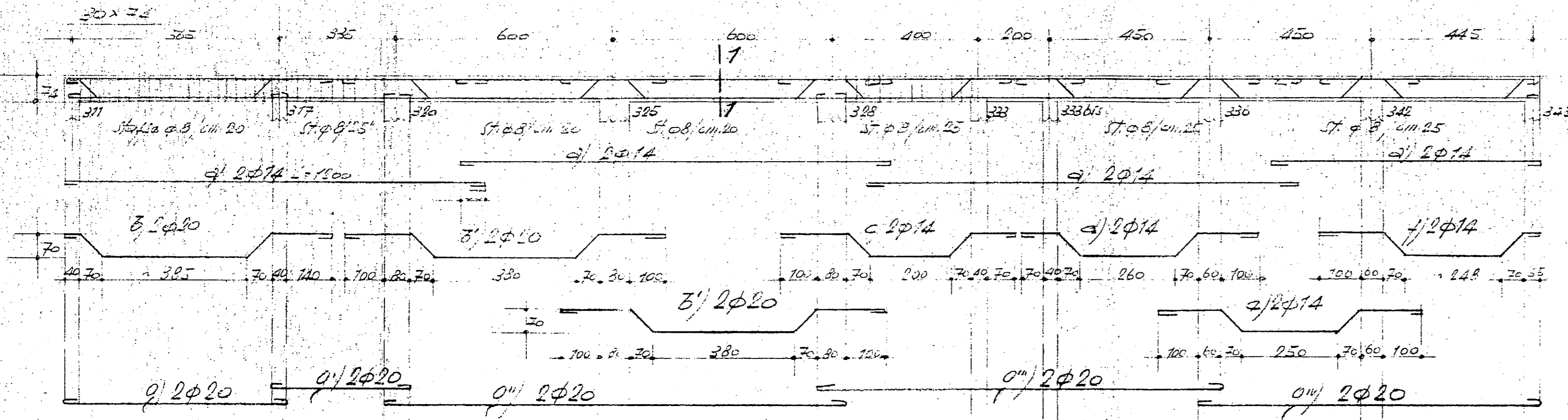
SCHEMA E ARMATURA SOLAIO B



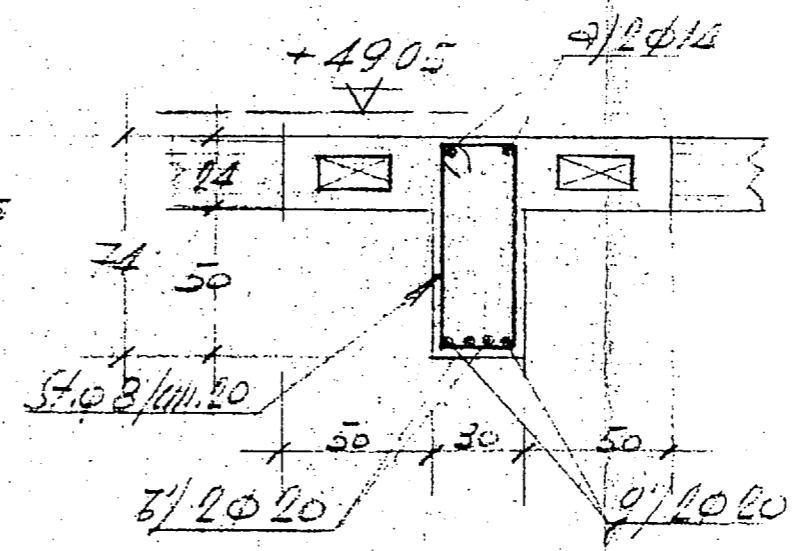
SCHEMA E ARMATURA SOLAIO C



SCHEMA E ARMATURA TRAVI DI COLMO DAL PILASTRO 311 AL PIL 345



SEZIONE 1-1

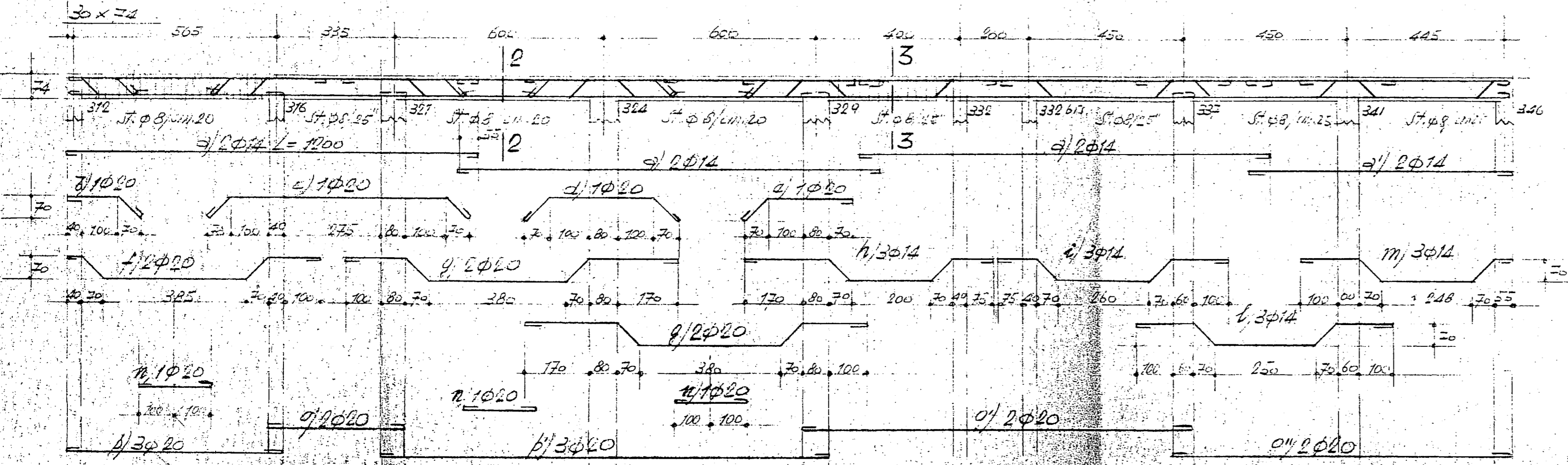


CORPO-E-  
TRAVI DI COLMO A +4905

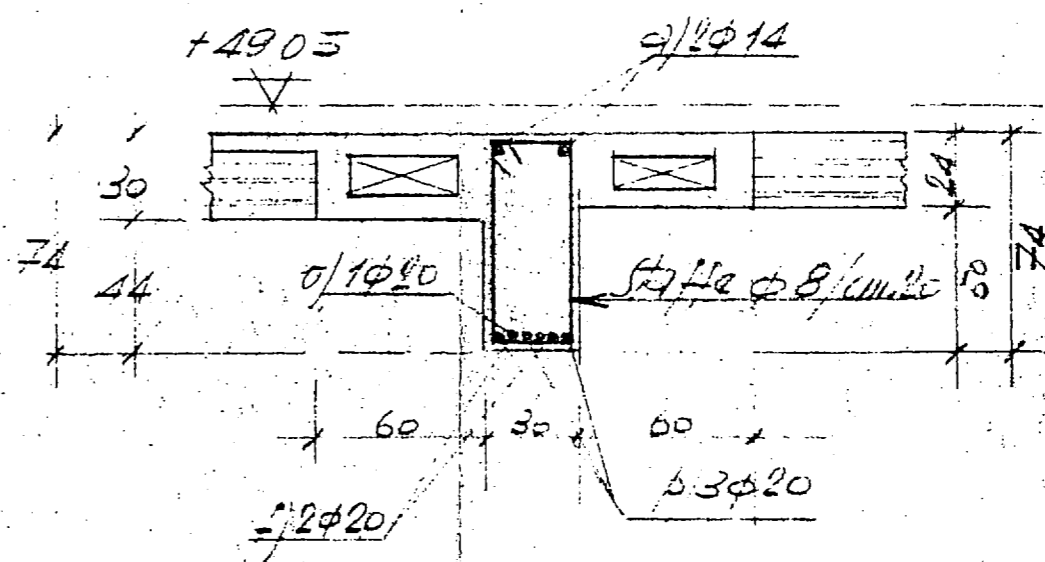
135

12-2-1952	PROF. SERRAVALLO	MS. 130
500	300 R/MC.	11/11/1952
		ASMO

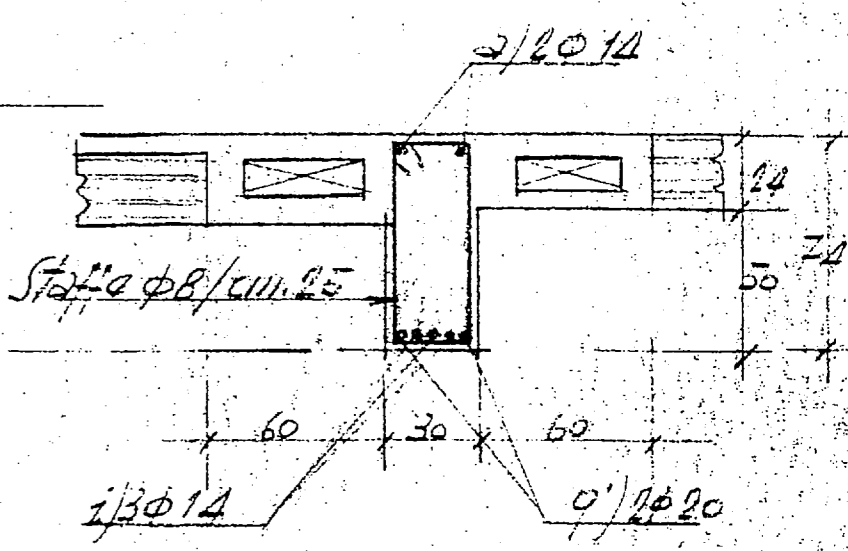
SCHEMA E ARMATURA TRAVI DI COLMO DAL PILASTRO 312 AL PIL 340



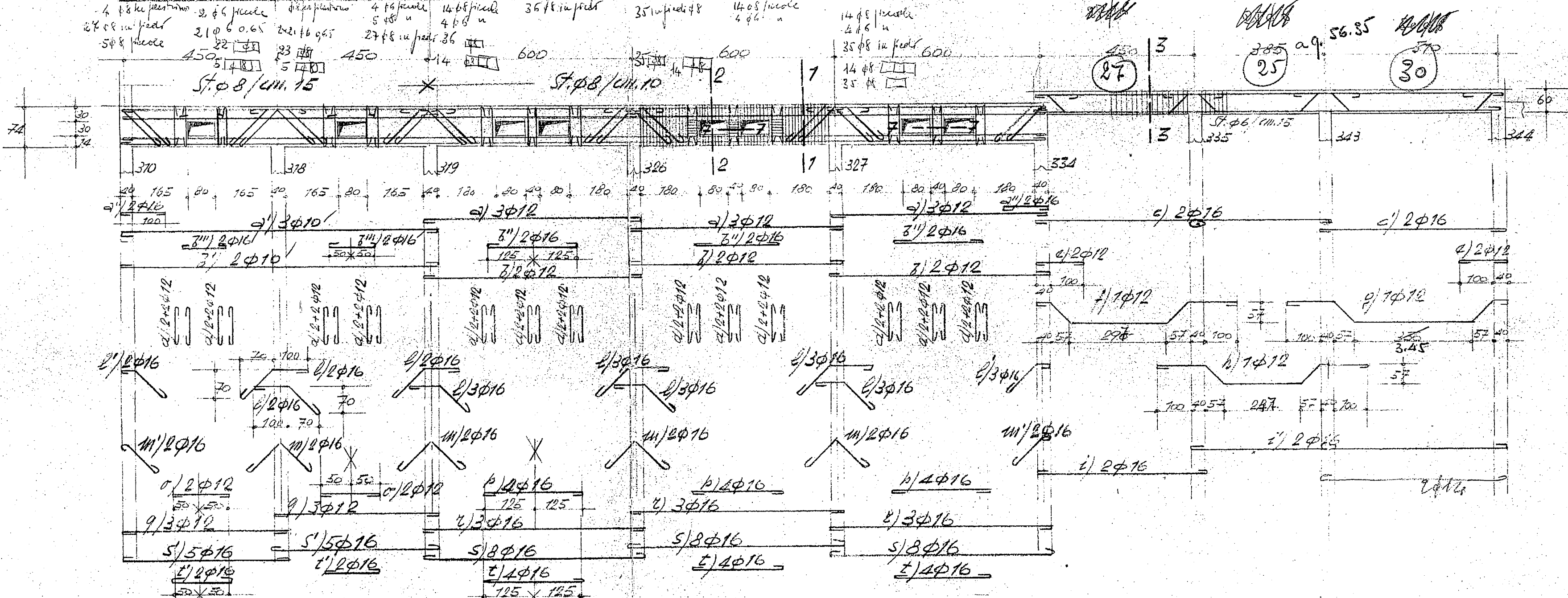
SEZIONE 2-2



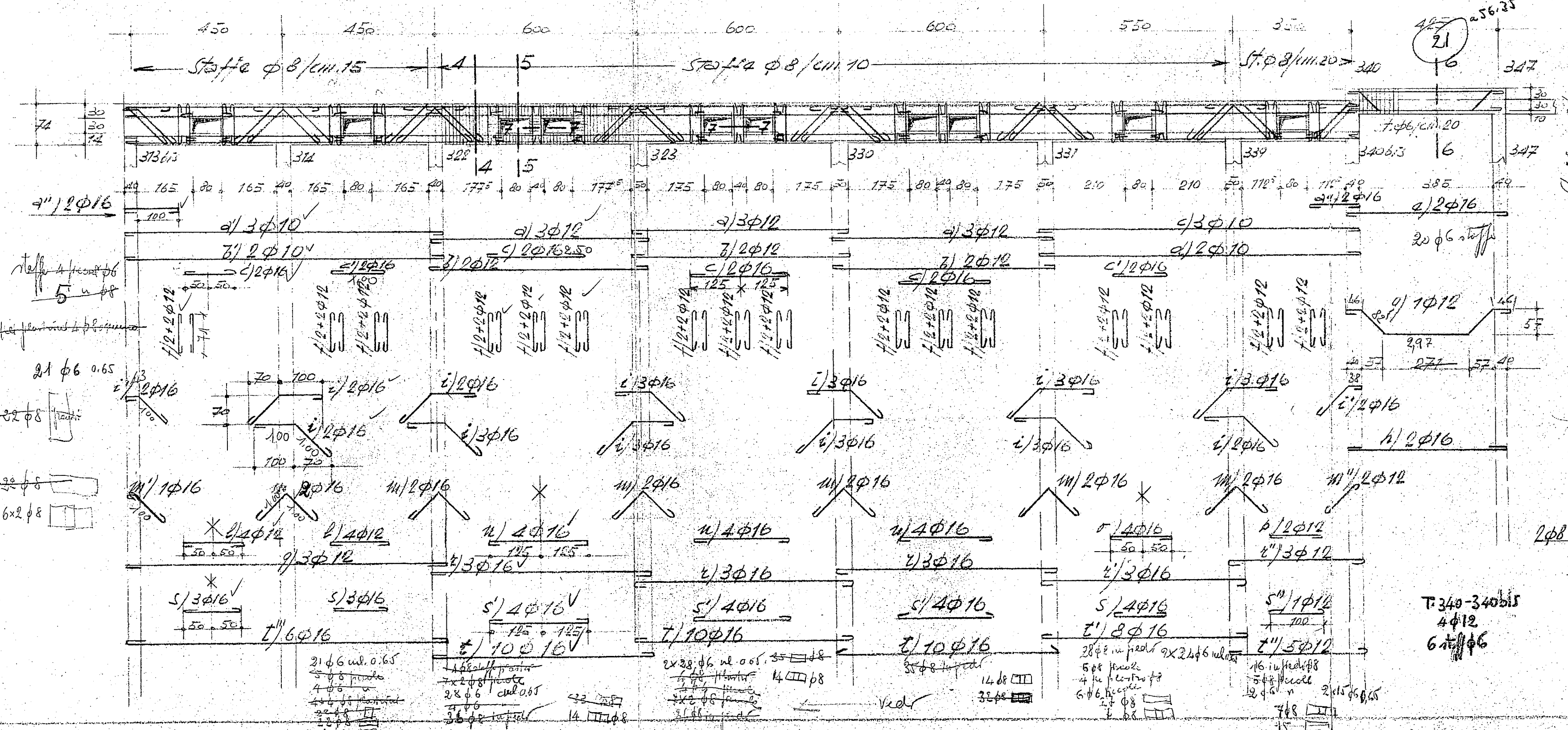
SEZIONE 3-3



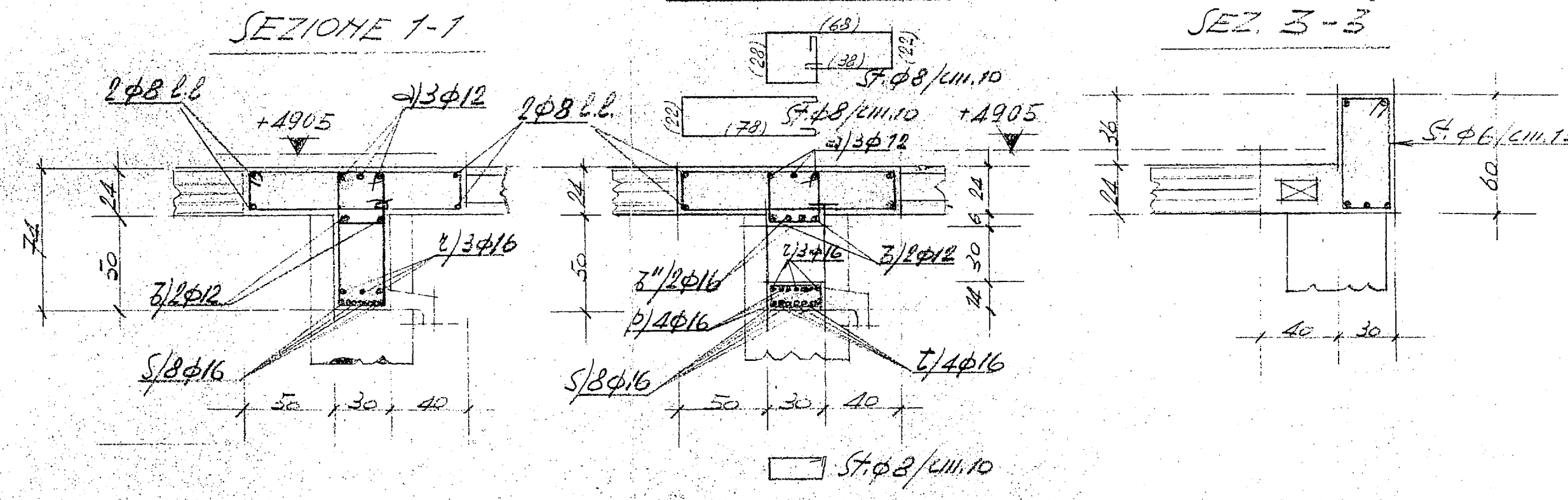
**SCHEMA E ARMATURA TRAVI DAL PILASTRO 310 AL PIL. 344 - 30x74 - 30x60 -**



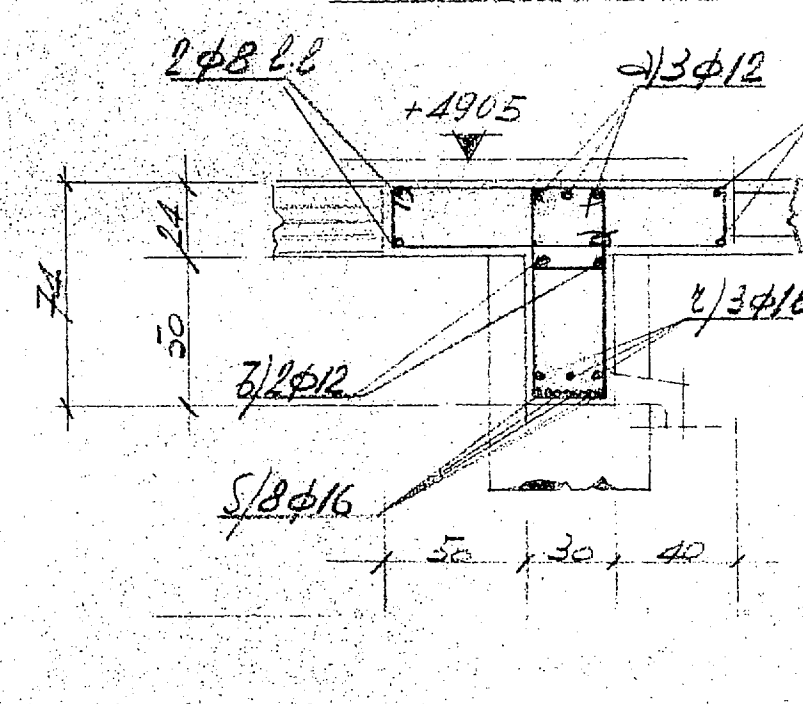
**SCHEMA E ARMATURA TRAVI DAL PIL. 343 bis AL PIL. 347 30x74 - 30x60**



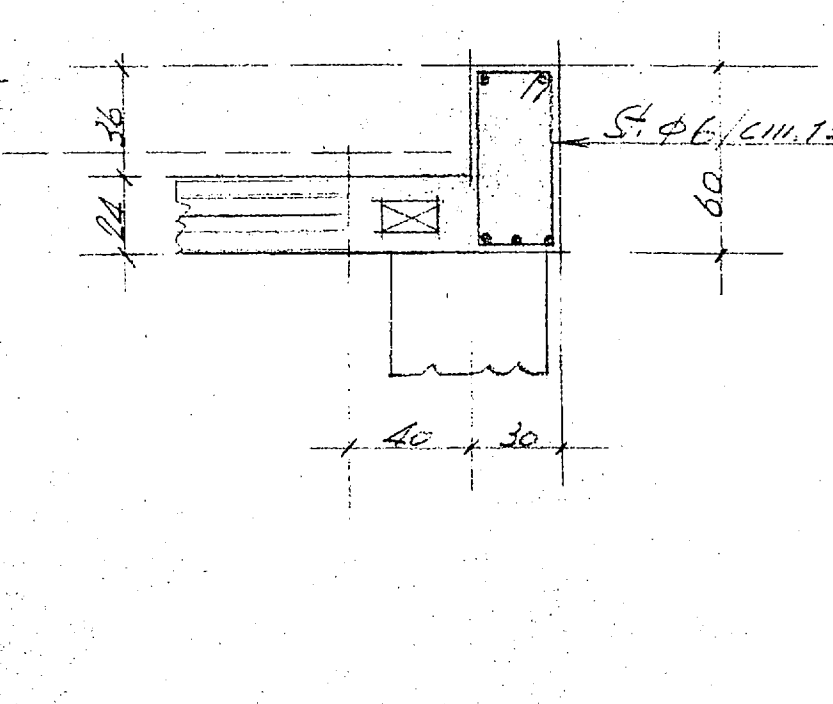
**SEZIONE 2-2**



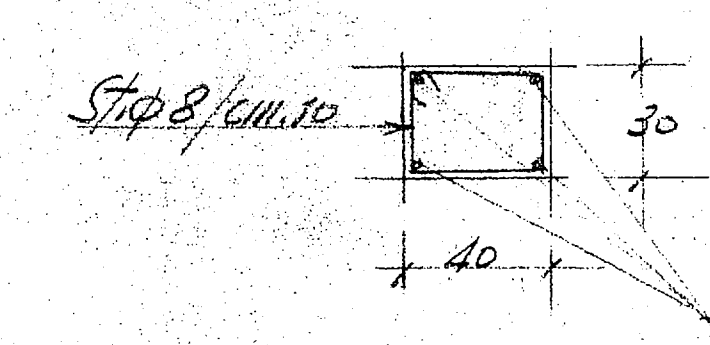
**SEZIONE 1-1**



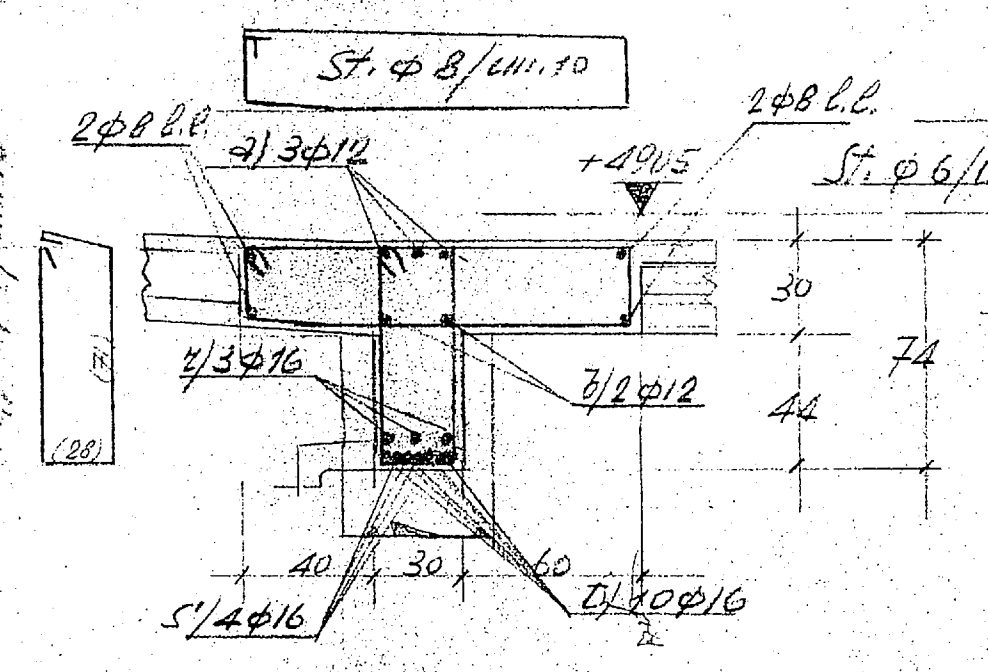
**SEZ. 3-3**



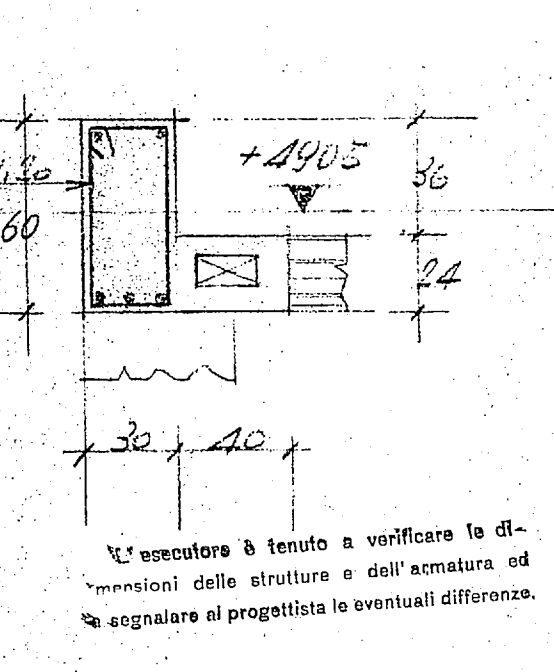
**SEZ. 7-7**



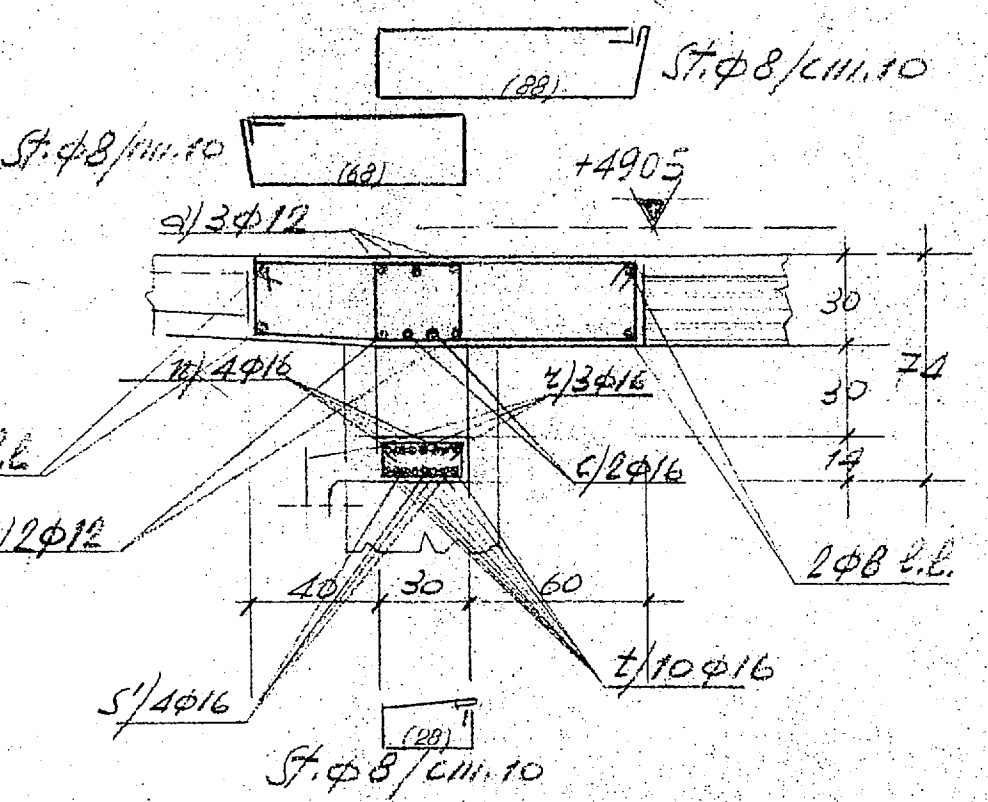
**SEZIONE 4-4**



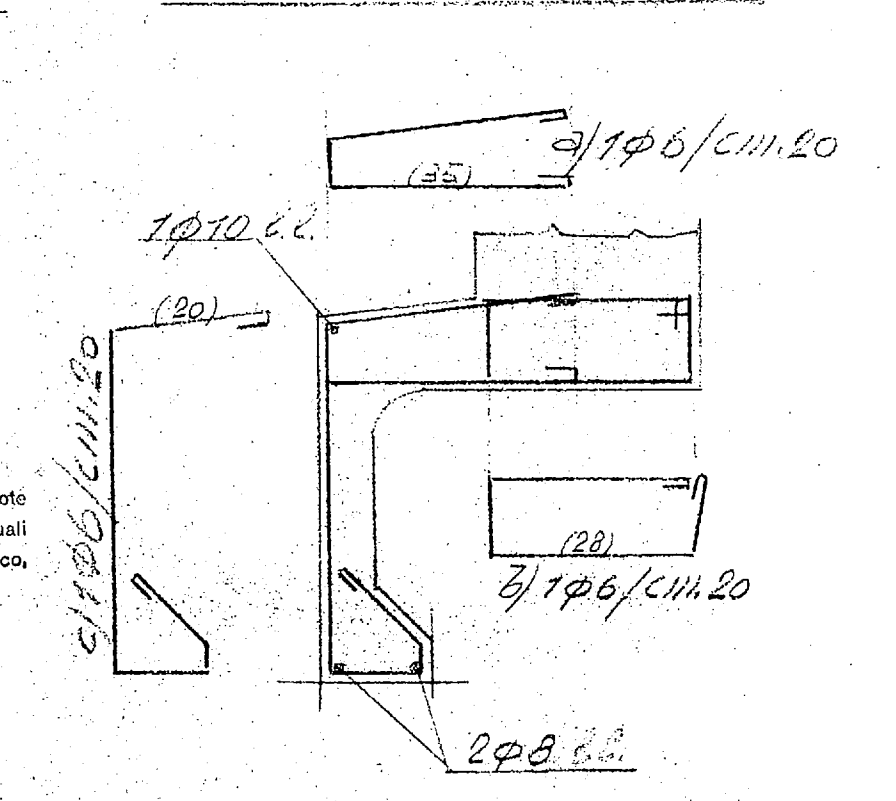
**SEZ. 6-6**



**SEZIONE 5-5**



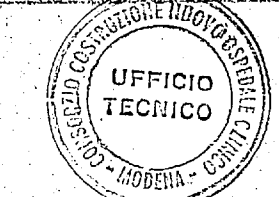
**ARMATURA VELETTA**



L'esecutore è tenuto a verificare le dimensioni delle strutture e dell'armatura ed a segnalare al progettista le eventuali differenze.  
L'esecutore è tenuto a verificare le quote ed a segnalare al progettista le eventuali differenze. Le quote si riferiscono al rustico, salvo indicazione in contrario.

**POLICLINICO DI MODENA**

**CORPO - E -**  
**ARM. TRAVI DI PERIMETRO A +4905**

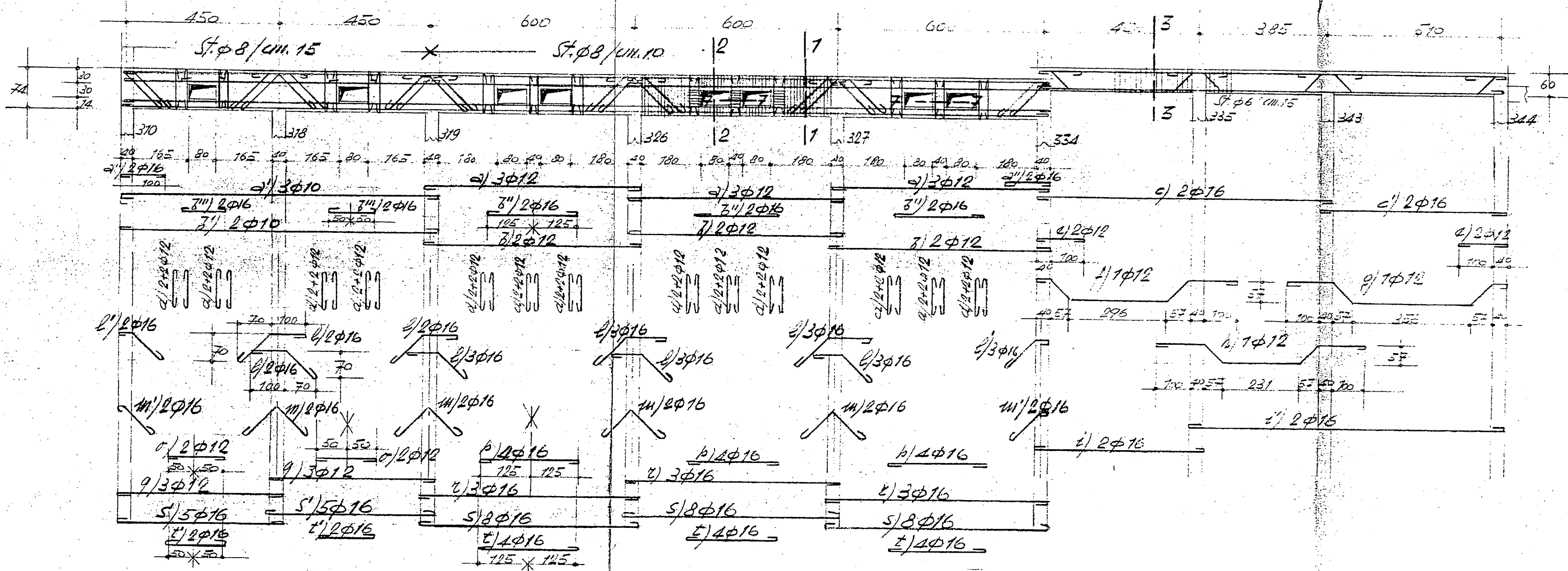


**177** c.p.

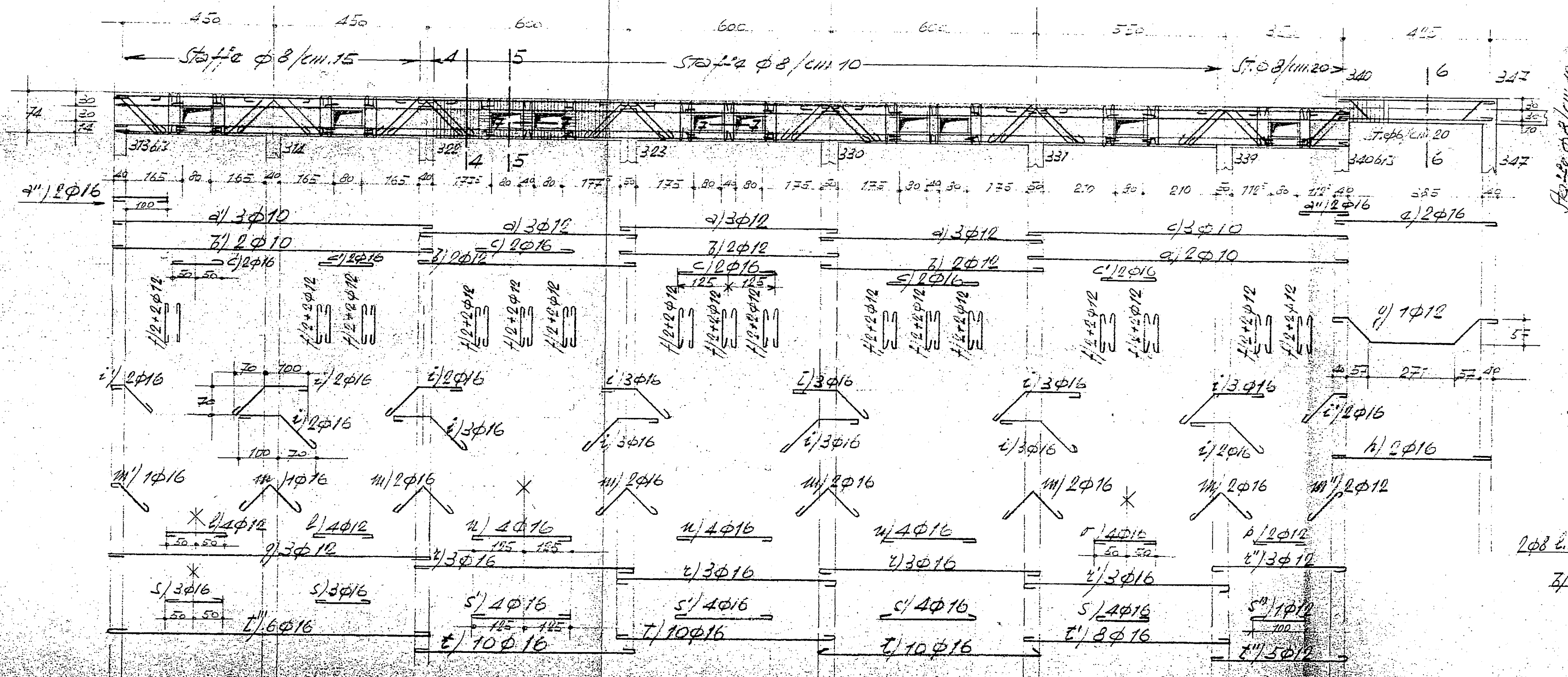
CEM. 500 DOS. 300 kg/mc. Form. omnia.  
CALCO LAVORI: [Signature]  
IL PROGETTISTA DIRETTORE DEI LAVORI: [Signature]

T. 340-340bis  
4φ12  
6φ16

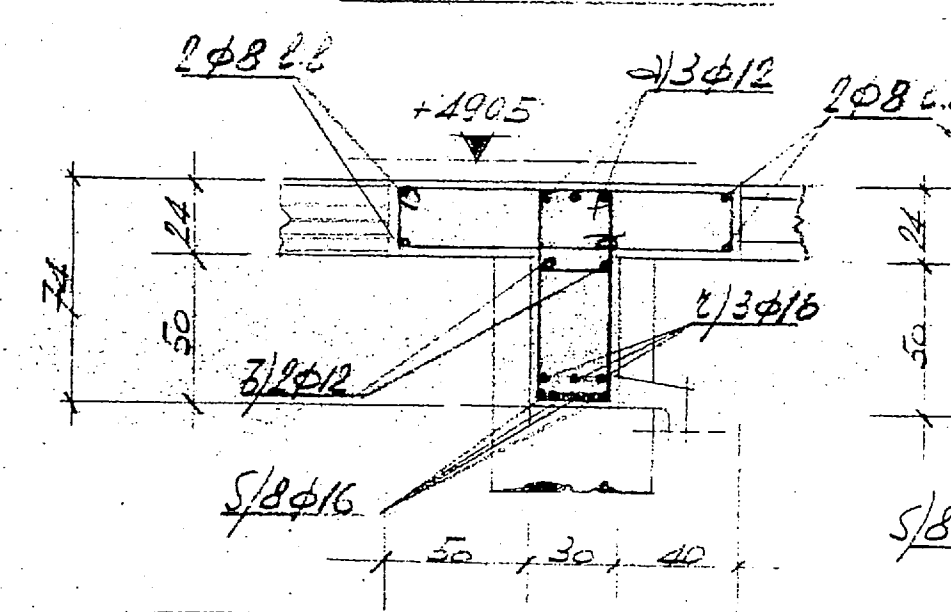
SCHEMA E ARMATURA TRAVI DAL PILASTRO 310 AL PIL. 344 - 30x74 - 30x60 -



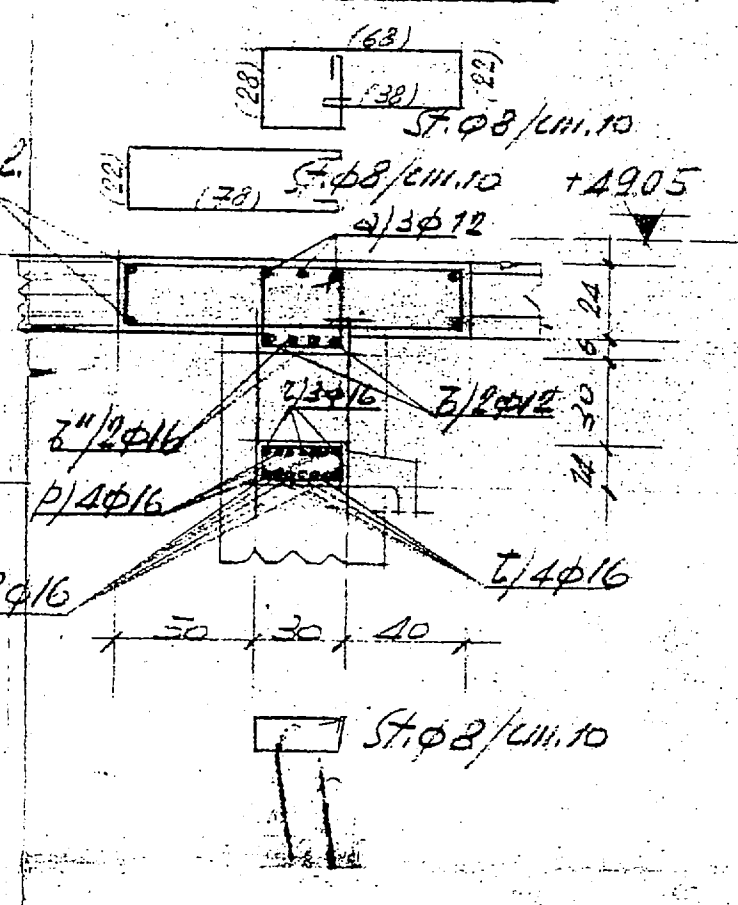
SCHEMA E ARMATURA TRAVI DAL PIL. 313 bis AL PIL. 347 30x74 - 30x60 -



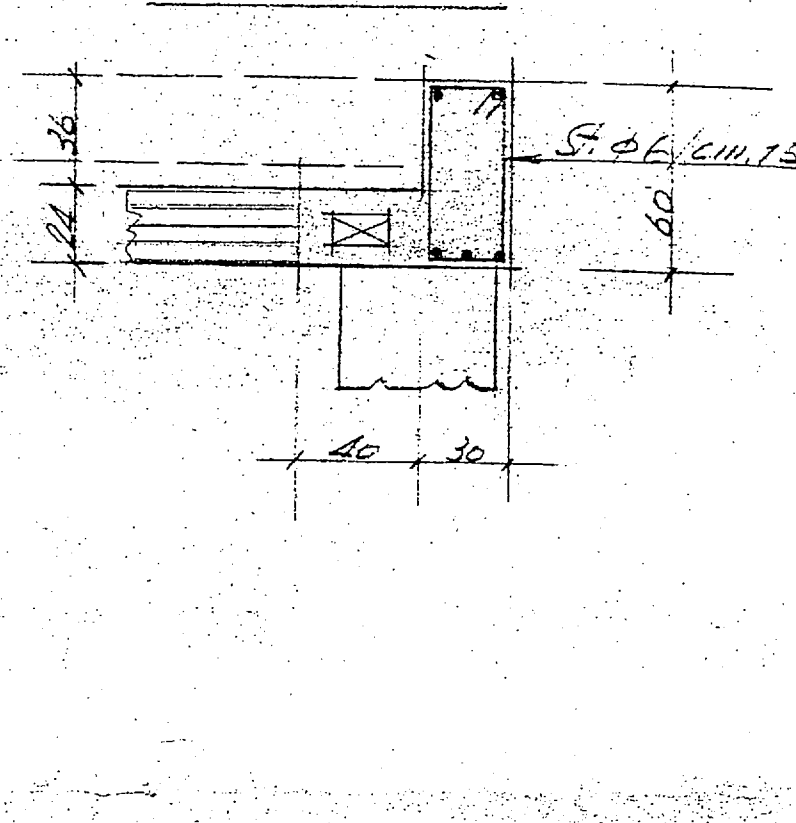
SEZIONE 1-1



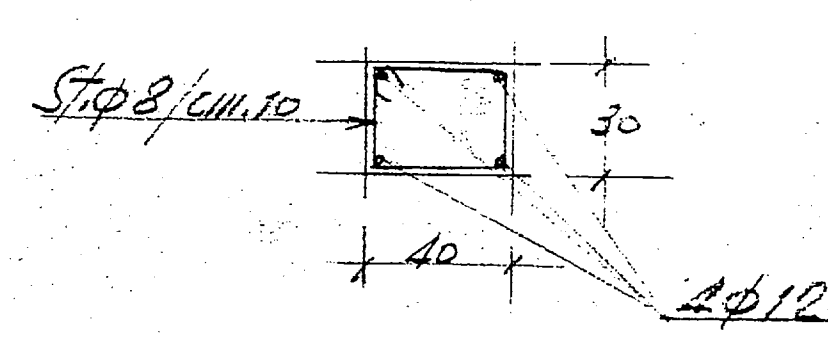
SEZIONE 2-2



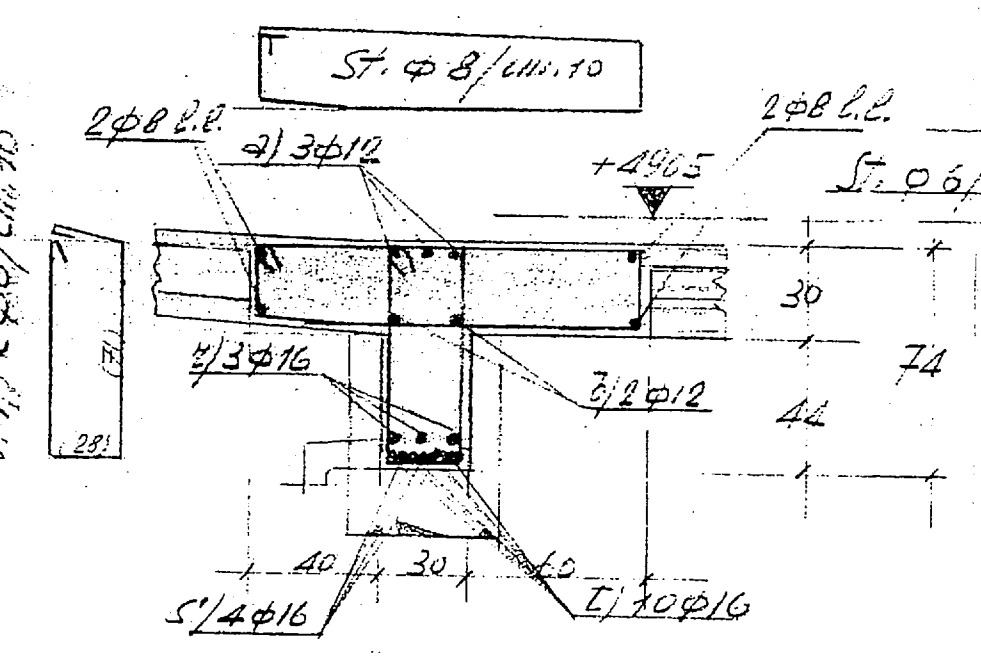
SEZ. 3-3



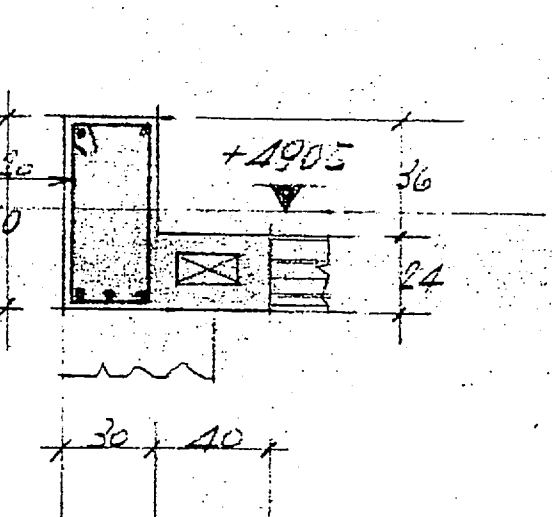
SEZ. 7-7



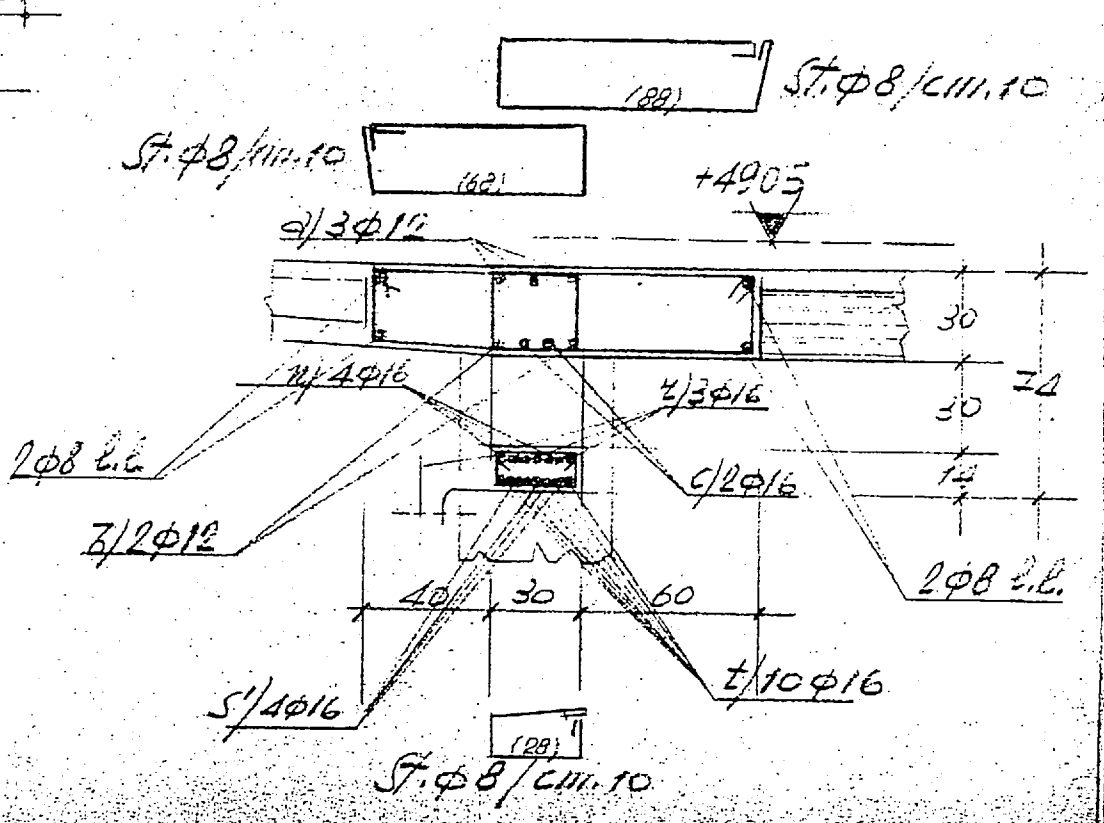
SEZIONE 4-4



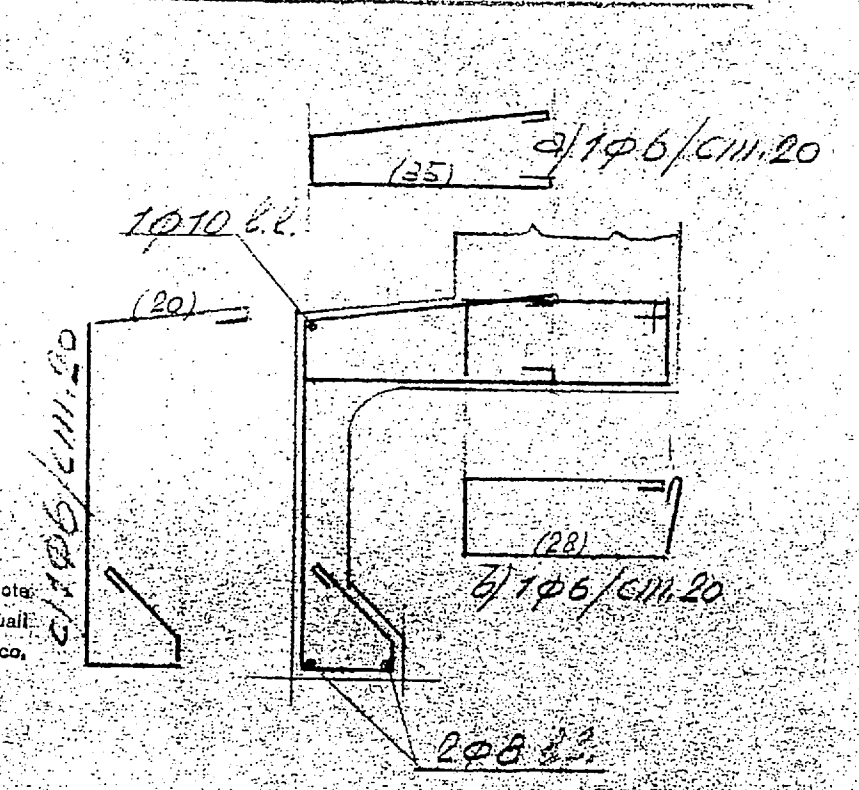
SEZ. 6-6



SEZIONE 5-5



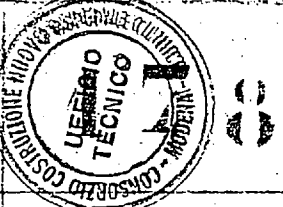
ARMATURA VELETTA



COPIA PER L'ARCHIVIO DELL'UFFICIO TECNICO  
L'esecutore è tenuto a verificare le dimensioni delle strutture e dell'armatura ed a segnalare al progettista le eventuali differenze.  
L'esecutore è tenuto a verificare le quote ed a segnalare al progettista le eventuali differenze. Le quote si riferiscono al rustico, salvo indicazione in contrario.

ASMO  
**POLICLINICO DI MODENA**  
CORPO - E -  
ARM. TRAVI DI PERIMETRO A +4905  
177/c.a.  
CEM. 500 DOS. 300 Kg/mc. ferro armato  
CALCOLATORI: [Signature]  
IL PROGETTISTA DIRETTORE DEI LAVORI: [Signature]

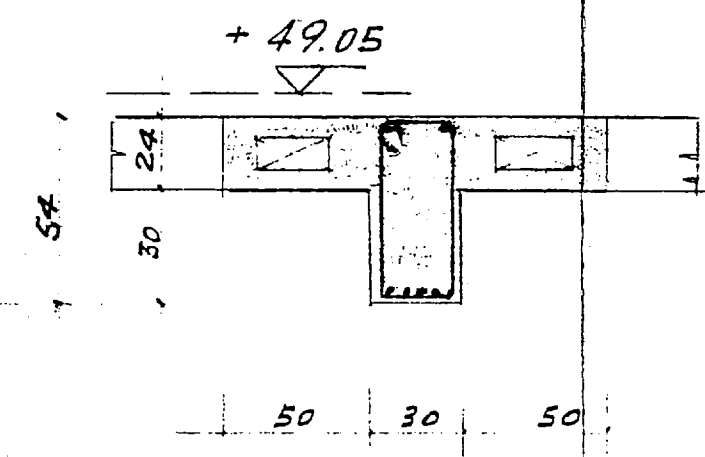
CORPO - E  
TRAVI DI COLMO A + 49.05



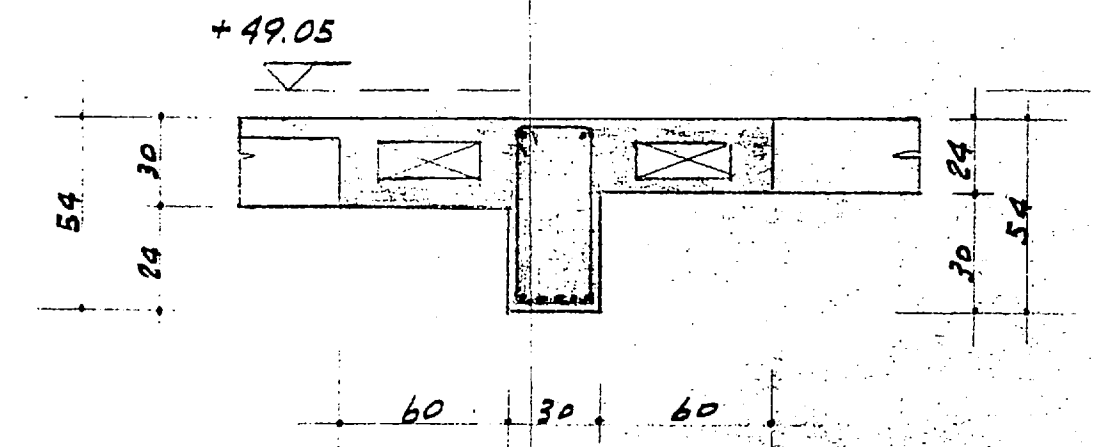
RAPP. 1:100	1:20		RIFERIMENTO
CEMENTO	DOSATURA	ARMATURA	Dis. 130
500	300 Kg/mc.	ferro omogeneo	
CALCOLATORE		DISEGNATORE	VISTO:
Genovese		Bozzi	

N.B. ANNULLA E SOSTITUISCE LA TAV. n. 135 ASMO

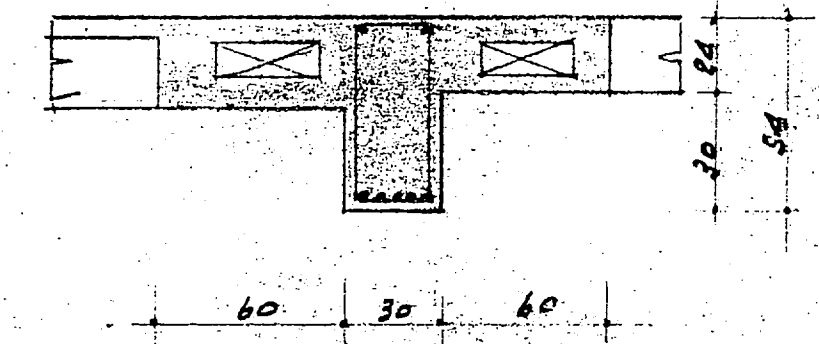
SEZIONE a-a



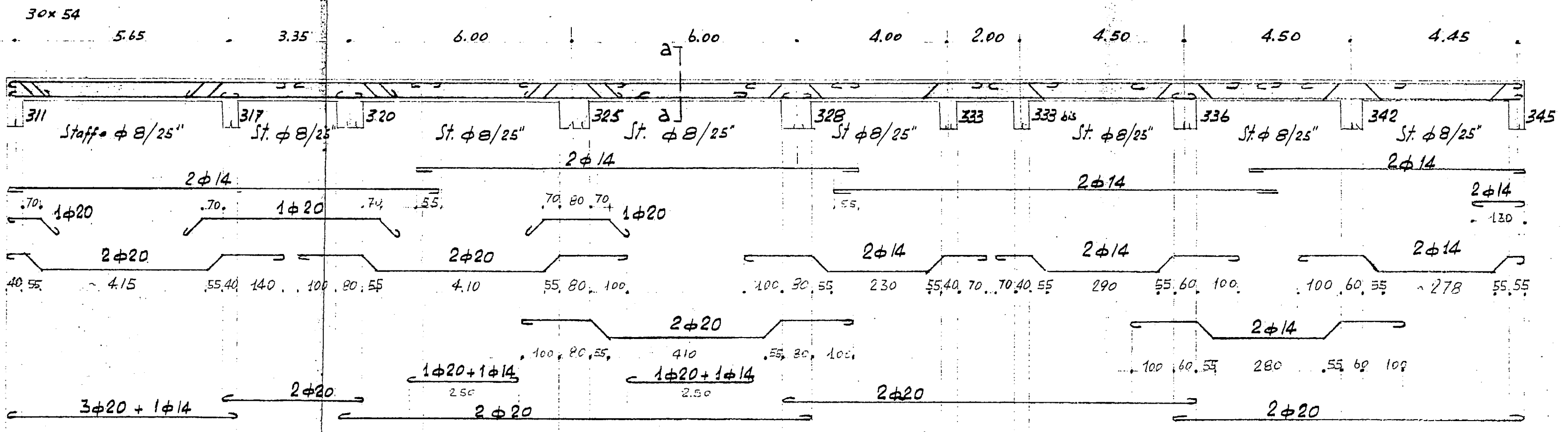
SEZIONE b-b



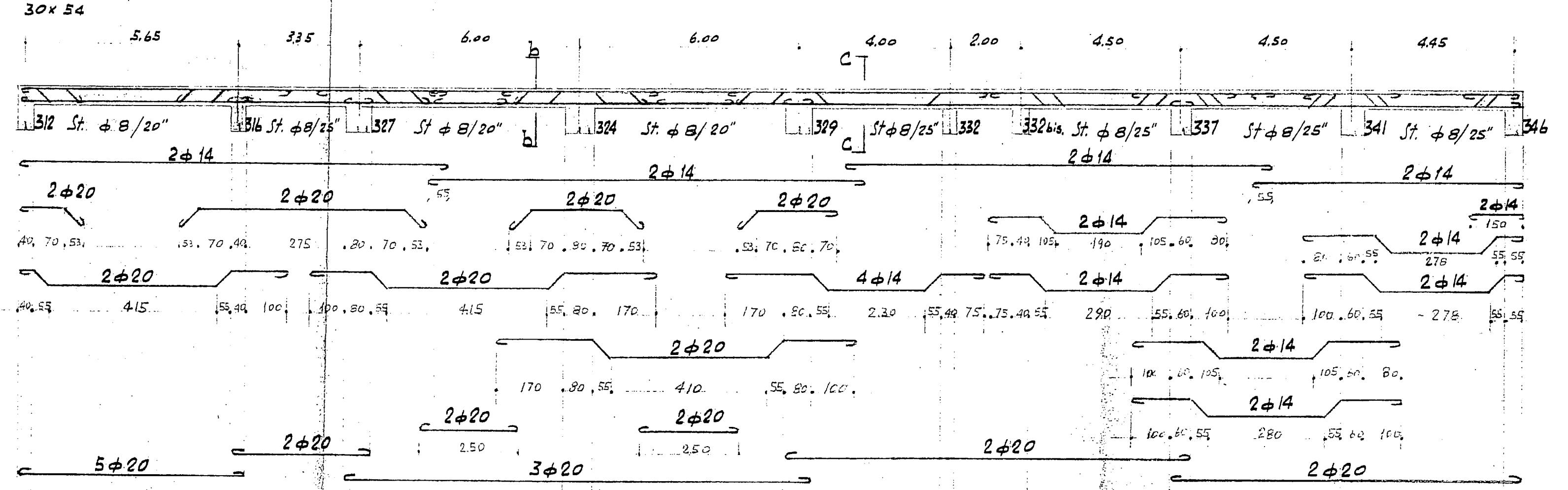
SEZIONE c-c



SCHEMA E ARMATURA TRAVI DI COLMO DAL PILASTRO 311 ÷ 345



SCHEMA E ARMATURA TRAVI DI COLMO DAL PILASTRO 312 ÷ 346





+67.30  
+66.95

P.SETTIMO

365.0  
330.0

+63.65

P.SESTO

365.0

+60.00

P.QUINTO

365.0

+56.35

P.QUARTO

365.0

+52.70

P.TERZO

365.0

+49.05

P.SECONDO

365.0

+45.40

P.PRIMO

365.0

+41.75

P.RIALZATO

390.0

+37.85

P.SEMINTERRATO

295.0

+34.90

P.INFERNOTTO

