

G.E.S.C.A.L.

EDILIZIA SOVVENZIONATA RIONE

" PARADISO " BRINDISI

PROGRAMMA INTERVENTO N° 82

PALAZZINA TIPO "B"

CALCOLI STRUTTURE C.A.

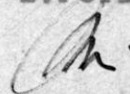
IMPRESA :

ING. L. LECCISI



REDATTO :

INGG. L. POTT - F. PINTO



CALCOLO DELLE FONDAZIONI

TERRENO:

La sollecitazione unitaria sul terreno e' stata tenuta inferiore a $1,3 \text{ Kg/cm}^2 \div 1,4 \text{ Kg/cm}^2$.

SISTEMA DI FONDAZIONE:

Trave rovescia continua, su sottofondo di calcestruzzo magro dello spessore minimo di cm.20.

Le travi rovesce si sono dimensionate in modo da avere rilevante ripidezza onde permettere una più uniforme distribuzione dei carichi sul terreno.

PRESCRIZIONE MATERIALI:

Calcestruzzo di cemento tipo 600 avente una resistenza cubica a compressione dopo 28 giorni non inferiore a 160 Kg/cm^2 .

$$\sigma_{\text{max}} < 60 \text{ Kg/cm}^2.$$

ACCIAIO DOLCE

Aq. 42 $\div$ 50 con limite di snervamento superiore a 23 Kg/cm^2 . allungamento a rottura superiore a $20 \text{ }^\circ/\text{ }^\circ$

$$\sigma_f \text{ max} = 1400 \text{ Kg/cm}^2.$$

ANALISI DEI CARICHIANALISI SOLAIO

peso proprio	250 Kg/mq
incidenza tramezzi	100 "
pavimento	80 "
intonaco	30 "
sovraccarico utile	<u>250 "</u>
	710 Kg/mq.

BALCONI

$$710 + 150 = 860 \text{ Kg/mq.}$$

SCALE

sottogrado	0,05x2500	120 Kg/mq
gradini	0,15x0,30x10x2500 3	370 "
rivestimento		100 "
intonaco		30 "
sovraccarico		<u>500 "</u>
		1120 Kg/mq.

MURATURA A CASSETTA

mattoni forati a 6 fori	120 Kg/mq.
paramento tufo	150 "
intonaco interno	30 "
intonaco esterno	<u>50 "</u>
	350 Kg/mq.

$$350 \times 3 = 1050 \text{ Kg/ml}$$

$$350 \times 4 = 1400 \text{ "}$$

TRAMEZZI

$$150 \times 3 = 450 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{tramezzi da 20} = 600 \text{ Kg/ml}$$

CORNICIONE

soletta p.p. 0,15x100x100x2000	=	300 Kg/mq
carico accidentale		150 "
intonaco		30 "
tavelloni + Eternit + Impermeab.		80 "
		560 Kg/mq.

MURETTO D' ATTICO

350 Kg/ml

TRAVI

30 x 50 x 2500 4000 Kg/ml

PILASTRI

30 x 30 700 Kg.

40 x 40 1200 Kg.

PALAZZINA BPILASTRI 1-1CARICO 3° PIANO

solaio di copertura:

$$\frac{340 \times 390 \times 710}{4} = 2350 \text{ KG.}$$

cornice:

$$560 \times \frac{3,40 + 4,30}{2} = 2150 "$$

M. attico:

$$350 \times \frac{3,40 + 4,30}{2} = 1350 "$$

travi:

$$400 \times \frac{3,40 + 4,30}{2} = 1550 "$$

muratura:

$$1050 \times \frac{3,20 + 3,80}{2} = 3700 "$$

$$\text{pilastri:} = \underline{700 "}$$

$$\text{carico a q. 10.87} \quad 11.800 \text{ Kg.} \quad 11.800 \text{ Kg.}$$

CARICO 2° PIANO come piano precedente a
detrarre m.attico e cor-
nice.

$$11.800 - (2150 + 1350) = 8300 \text{ Kg.}$$

$$\text{carico a q.7.57} = 11.800 + 8300 = 20.100 \text{ Kg.}$$

CARICO 1° PIANO come piano precedente

$$\text{carico a q.4.27} = 20.100 + 8300 = 28.400 \text{ Kg.}$$

P.T.

solaio 2350

travi 1550

muratura $1400 \times \frac{3,2+3,9}{2}$ 5000pilastri $30 \times 40 \times 400^2 \times 2500$ 1200

10100 Kg.

carico a q. 0.34 = 10.100 + 28.400	38.500
scarico pilastri	38.500 Kg.

PILASTRI 2 - 2

CARICO 3° PIANO

solai:

$$710 \times \frac{5,05 + 3,55}{2} \times \frac{4,30}{2} = 6500 \text{ Kg.}$$

cornice:

$$560 \times 1,00 \times \frac{5,05 + 3,55}{2} = 2400 \text{ "}$$

m. attico:

$$350 \times \frac{5,05 + 3,55}{2} = 1500 \text{ "}$$

travi:

$$400 \times \frac{5,05 + 3,55}{2} = 1700 \text{ "}$$

muratura:

$$1050 \times \frac{3,2 + 4,65}{2} = 4200 \text{ "}$$

pilastri:

$$(40 \times 40) \quad \underline{1200 \text{ "}}$$

carico a q. 10.87	17.500 Kg.	17.500 Kg.
-------------------	------------	------------

CARICO 2° PIANO

come carico precedente 17.500 Kg.

balcone:

$$860 \times \frac{5,05 \times 1,10}{2} = \underline{2400 \text{ "}}$$

19.900 Kg.

a dedurre:

cornice + m. attico =

$$= 2400 + 1500 \quad \underline{3900}$$

16.000 Kg.

carico a q. 7.57 =

$$= 16.000 + 17.500 = 33.500 \text{ Kg.}$$

CARICO 1° PIANO

come piano precedente 16.000 Kg.

carico a q.4.27 =

= 16.000 + 33.500

49.500 Kg.

CARICO P.T.

solaio 6500 kg.

travi 1700 "

muratura $1400 \times \frac{3,2+4,65}{2}$ 5600 "

pilastri 1600 "

balcone 2400 "

17.800 Kg.

carico a q.0.34 = 17.800 + 49.500

67.300

scarico pilastro = 17.800 + 49.500

67.300 Kg.

PILASTRI 3 - 3'

copertura scala:

 $710 \times \frac{2,90 \times 3,80}{4}$

2000 Kg.

travi:

 $400 \times \frac{2,9+4,3}{2}$

1400 "

muratura:

 $700 \times \frac{2,50+3,9}{2}$

2400 "

pilastri

700 "

carico a q.14.23

6500 Kg.

6.500 Kg.

3° PIANO

solaio:

 $710 \times \frac{5,05}{2} \times \frac{3,90}{2} =$

3500 Kg.

scala:

 $1120 \times \frac{2,50}{2} \times \frac{3,90}{2} =$

2750 "

travi:

 $400 \times \frac{5,05+2,75+4,3}{2} =$

2400 "

muratura da 30:

 $1050 \times \frac{4,65+2,50}{2} =$

3800 "

muratura da 20:

 $900 \times \frac{3,80}{2} =$

1750 "

balcone:

$$\frac{860 \times 5.05 \times 1.10}{2} = 2400 \text{ Kg.}$$

pilastrini 1200 "

cornice:

$$\frac{560 \times 5.05}{2} = 1400 \text{ "}$$

m. attico:

$$\frac{350 \times 5.05}{2} = \frac{900 \text{ "}}{20100 \text{ Kg.}}$$

carico a q.10.87 =

$$= 20.100 + 6500 = 26.600 \text{ Kg.}$$

2° PIANO

carico piano precedente 20.100 Kg.

a dedurre attico+cornice 2.300 "

17.800 Kg.

carico a q.7.57 =

$$= 17.800 + 26.600 = 44.400 \text{ Kg.}$$

1° PIANO

come piano precedente 17.800 Kg.

carico a q.4.27 =

$$= 17.800 + 44.400 = 62.200 \text{ Kg.}$$

PIANO TERRA

solaio 3500 Kg.

scala 2750 "

travi 2400 "

muratura da 20 1750 "

muratura $\frac{1400 \times 3800}{1050}$ 5100 "

balcone 2400 "

pilastrini 1600 "

19500 Kg.

carico a q.0.34 =	
= 19.500 + 62.200 =	81.700 Kg.
scarico pilastro	81.700 Kg.

PILASTRO N° 4 - 4'CARICO 3° PIANO

solaio:

$$710 \times \frac{4.80 + 3.90}{2} \times \frac{4.10}{2} = 6300 \text{ Kg.}$$

cornice:

$$560 \times 1,00 \times \frac{4.30 + 5,20}{2} = 2700 \text{ "}$$

m. attico:

$$350 \times \frac{4.30 + 5.20}{2} = 1650 \text{ "}$$

trave di bordo:

$$400 \times \frac{4.30 + 5.20}{2} = 1900 \text{ "}$$

trave spess.:

$$750 \times \frac{4.30}{2} = 1600 \text{ "}$$

muratura:

$$1050 \times \frac{3.90 + 4.80}{2} = 4550 \text{ "}$$

pilastri:

$$= \frac{1200 \text{ "}}{19900 \text{ Kg.}}$$

carico a q.10.87	19.900 Kg.
------------------	------------

CARICO 2° PIANO

come piano precedente 19.900 Kg.

a dedurre attico+cornice 4.350 Kg.

15.550 Kg.

carico a q.7.57 =

= 15.550 + 19.900 =	35.450 Kg.
---------------------	------------

CARICO 1° PIANO

come piano precedente 15.550 Kg.
 carico a q.427 =
 = 35.450 + 15.550 = 51.000 Kg.

CARICO PIANO TERRA

solaio: 6300 Kg.
 travi: 3500 "
 muratura $1400 \times \frac{(3.90+1.10)}{2}$ 4300 "
 pilastri: $\frac{1600}{15700}$ "
 15700 Kg.
 carico a q.0.34 =
 = 51.000 + 15.700 = 66.700 Kg.
 scarico pilastro 66.700 Kg.

PILASTRO 5 - 5'CARICO 3° PIANO

solaio: 13.000 Kg.
 $710 \times \frac{3.90+4.80}{2} + 4.10 + 4.25$
 trave: 3.200 "
 $750 \times \frac{4.10+4.25}{2}$
 pilastri $\frac{1.200}{17.400}$ "
 17.400 Kg.
 carico a q.10.87 17.400 Kg.

CARICO 2° PIANO 17.400 Kg.

CARICO 1° PIANO 17.400 Kg.

34.800 Kg.

carico a q.4.27 = 34.800 + 17.400 52.200 Kg.

CARICO AL P.T.

solaio 13.000 Kg.

trave 3.200 "

pilastro 1.600 "

17.800 Kg.

carico a q.0.34 =

= 17.800 + 52.200 =

70.000 Kg.

scarico pilastro

70.000 Kg.

PILASTRO 6 - 6'

cop. scala: 3.000 Kg.

$710 \times \frac{2.90}{2} \times \frac{4.3+1.50}{2}$

travi: 1150 "

$400 \times \frac{4.30+1.50}{2}$

muratura: 1750 "

$700 \times \frac{3.90+1.10}{2}$

pilastri 700 "

6600 Kg.

carico a q.14.23

6.600 Kg.

CARICO 3° PIANO

solaio: 6600 Kg.

$710 \times \frac{4.25}{2} \times \frac{4.80+3.90}{2}$

scala: 3800 "

$1120 \times \frac{4.10+1.30}{2} \times \frac{2.5}{2}$

travi: 1100 "

$400 \times \frac{4.20+1.40}{2}$

travi spess.: 1600 Kg.

$750 \times \frac{4.25}{2}$

2

muratura da 20: 2300 "

$900 \times \frac{3.80 + 1.10}{2}$

2

pilastrì 1200 "

16600 Kg.

carico a q. 10.87 =

= 16.600 + 6.600

23.200 Kg.

CARICO 2° PIANO 16.600 Kg.

CARICO 1° PIANO 16.600 Kg.

CARICO PIANO TERRA 17.000 Kg.

50.200 Kg.

carico a q. + 0.34 = 50.200 + 23.200 =

73.400 Kg.

scarico pilastro

73.400 Kg.

PILASTRO 8 - 8'

CARICO 3° PIANO

solaio: 2900 Kg.

$4.80 \times 3.35 \times 7.10$

4

cornice: 2500 "

$560 \times \frac{5.20 + 3.80}{2}$

2

m. attico: 1600 "

$350 \times \frac{5.20 + 3.80}{2}$

2

travi: 1800 "

$400 \times \frac{5.20 + 3.80}{2}$

2

muratura: 4800 Kg.

$$1060 \times 4,80 + 3.35$$

2

pilastrì 1200 "
14800 Kg.

carico a q.10.87 14.800 Kg.

CARICO 2° PIANO

come piano precedente 14.800 Kg.

a dedurre cornice+attico 4.100 Kg.

10.700 Kg.

carico a q.757 =

= 10.700 + 14.800 = 25.500 Kg.

CARICO 1° PIANO

come piano precedente 10.700 Kg.

carico a q.4.27 = 10.700+25.000 = 36.200 Kg.

CARICO P.T.

come piano precedente 10.700 Kg.

incred. pilastro 400 "

11.100 Kg.

a dedurre murat. 4.800 "

6.300 Kg.

carico a q. + 0.34 =

= 6,300 + 36.200 = 40.500 Kg.

scarico pilastro 47.300 Kg.

CARICO 1° PIANO

come piano precedente 16.400 Kg.

carico a q.4.27 =

= 16.400 + 32.950

49.350 Kg.

CARICO P.T.

come piano precedente 16.400 Kg.

a dedurre muratura 3.600 "

12.800 Kg.

mcc. pilastro 400 "

13.200 Kg.

carico a q.0.34 =

= 13.200 + 49.350

62.550 Kg.

scarico pilastro

62.550 Kg.

PILASTRO 10 - 10'CARICO 3° PIANO

solaio: 4100 Kg.

 $710 \times \frac{4.8}{2} \times \frac{4.80}{2}$ $710 \times 1.50 \times \frac{3.60}{2}$ 1900 "

cornice: 2500 "

 $560 \times \frac{3.90 + 4.90}{2}$

attico: 2000 "

 $350 \times \frac{3.90 + 4.90}{2}$

travi: 2250 "

 $400 \times \frac{3.90 + 4.90}{2}$

muratura: 4200 "

 $1050 \times \frac{3.4 + 4.5}{2}$ pilastri: 1200 "

18.150 Kg.

carico a q.10.87

18.150 Kg,

CARICO 2° PIANO

come piano precedente 18.150 Kg.

a dedurre attico+cornice 4.500 "

13.650 Kg.

balcone:

860x1.10x $\frac{3.8+4.9}{2}$ 4.200 Kg.

17.850 Kg.

carico a q.7.57 =

= 17.850 + 18.150

36.000 Kg.

CARICO 1° PIANO

come piano precedente 17.850 Kg.

carico a q.4.27 =

= 17.850 + 36.000

53.850 Kg.

CARICO P.T.

come piano precedente 17.850 Kg.

a dedurre muratura 4.200 "

13.650 Kg.

increm. pilastri 400 Kg.

14.150 Kg.

carico a q. + 0.34 =

= 14.150 + 53.850

68.000 Kg.

scarico pilastro

68.000 Kg.

PILASTRO 7 - 7

cop. scala: 1600 Kg.

$$7.10 \left(\frac{1.10+1.20}{2} \right) \times \frac{2.5}{2}$$

travi: 850 "

$$400 \times \frac{1.50+2.60}{2}$$

muratura: 1200 "

$$700 \times \frac{1.10+2.30}{2}$$

pilastri: 700 "

4650 Kg.

carico a q.14.23

4.650 Kg.

3° PIANO

solaio: 1450 Kg.

$$\frac{3.60 \times 2.30 \times 710}{4}$$

scala: 800 "

$$1120 \times \frac{2.50 \times 1.10}{4}$$

muratura: 1550 "

$$900 \times \frac{1.10+2.30}{2}$$

travi: 800 "

$$400 \times \frac{1.40+2.60}{2}$$

pilastri 900 "

5500 Kg.

carico a q. + 0.34 =

= 4.650 + 5.500 =

26.650 Kg.

scarico pilastri

26.650 Kg.

DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI

PILASTRATO 1 - 1'

1 = 200 m.

SCARICO PILASTRO N° 2

67.300 Kg.

incremento muratura p.t. $5600 \times \frac{1.84}{4.00}$

2.600 "

" pilastro

700 "

sommano

70.600 Kg.

p.p. fondazione:

sottofondo:

$0.20 \times 2.00 \times \frac{3.55 + 5.05}{2} \times 2000 =$

3.450 "

ala:

$0.30 \times 2.00 \times \frac{3.55 + 5.05}{2} \times 2500 =$

6.450 "

costola:

$0.50 \times 1.20 \times \frac{3.55 + 5.05}{2} \times 2500 =$

6.500 "

sommano

87.000 Kg.

sovraccarico terreno:

$2.70 \times 1.50 \times \frac{3.55 + 5.05}{2} \times 1800 =$

32.000 Kg.

scarico sul terreno = 119.000 Kg.

$$\sigma \tau = \frac{119.000}{200 \times \frac{3.55 + 5.05}{2}} = 1,38 \text{ Kg/mq.}$$

PILASTRATO 4 ÷ 4

scarico pilastro n° 5	70.000 Kg.
incred. pilastro	<u>700 "</u>
sommano	70.700 Kg.

p.p. fondazione:

sottotondo:

$0.20 \times 2.00 \times \frac{4.30 + 4.25}{2} \times 2000 =$	3.450 Kg.
---	-----------

ala:

$0.30 \times 2.00 \times \frac{4.30 + 4.25}{2} \times 2500 =$	6.450 "
---	---------

costola:

$0.50 \times 4.20 \times \frac{4.30 + 4.25}{2} \times 2500 =$	<u>6.500 "</u>
sommano	87.100 Kg.

sovraccarico terreno:

$2.70 \times 1.50 \times \frac{4.30 + 4.25}{2} \times 1800 =$	<u>32.000 Kg.</u>
scarico sul terreno	119.100 Kg.

$$\sigma \tau = \frac{119.100}{200 \times \frac{4.30 + 4.25}{2}} = 1,38 \text{ Kg/cm}^2.$$

PILASTRATO 8 - 8

l = 2.00 m.

SCARICO PILASTRO N° 9

62.600 Kg.

incremento pilastro

700 "

sommano

63.300 Kg.

p.p. fondazione:

sottofondo: $0.20 \times 2.00 \times 3.80 \times 2.000 = 3.000 "$ ala: $0.30 \times 2.00 \times 3.80 \times 2.500 = 5.700 "$ costola: $0.50 \times 1.20 \times 3.80 \times 2.500 = 5.700 "$

sommano

77.700 Kg.

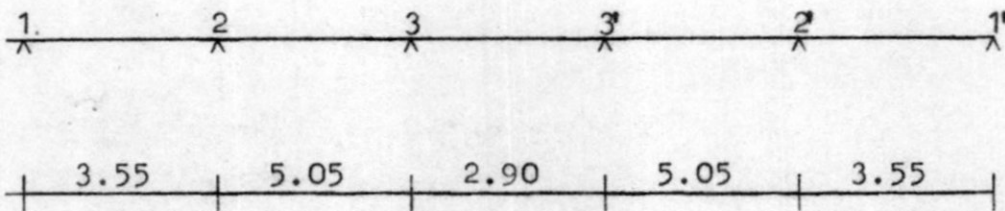
sovraccarico terreno:

 $2.70 \times 1.50 \times 3.80 \times 1.800 = 28.000 "$

scarico sul terreno

105.700 Kg.

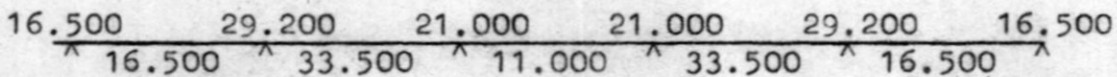
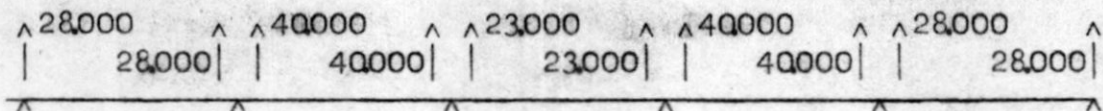
 $\sigma_t = \frac{105.700}{200 \times 380} = 1.38 \text{ Kg/mq.}$

CALCOLO DELLE ARMATUREPILASTRATO 1 - 1'

$$EJ = \text{cost}$$

Data la elevata rigidezza della struttura di fondazione e la uniformita' dei carichi si puo' ritenere una distribuzione uniforme della pressione pari

$$a: pc. = \frac{67.300}{\frac{3.55 + 3.00}{2}} = 15.700 \text{ Kg/ml}$$

AZIONI FLETTENTI: (kgm)AZIONI TAGLIANTI (kg.)

Per $H = 150 \text{ cm.}$

$h = 145 \text{ cm.}$

$b = 50 \text{ cm.}$

$\sigma_f = 1400 \text{ Kg/cm}^2.$

$n = 10$

$\sigma_{cmax} = 45 \text{ Kg/cm}^2$

si ha:

$$\sigma_c = \frac{23}{\lambda} \quad 23 \quad \frac{32}{\lambda} \quad 35 \quad \frac{26}{\lambda} \quad 19 \quad \frac{26}{\lambda} \quad 35 \quad \frac{32}{\lambda} \quad 23 \quad \frac{23}{\lambda} \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

$$A_f = 8,5 \quad 8,5 \quad 15,4 \quad 17,8 \quad 10,7 \quad 5,8 \quad 10,7 \quad 17,8 \quad 15,4 \quad 8,5 \quad 8,5 \quad (\text{cm}^2)$$

VERIFICO IL TAGLIO

$$T = 40.000 \text{ Kg.} \quad \tau_{\max} = \frac{40.000}{0.9 \times 145 \times 50} = 6,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S = 6,2 \times 500 \times \frac{505}{4} = 39.000 \text{ Kg.}$$

ADOPERANDO STAFFE ϕ 10/20 cm

$$S_s = 14 \times 1400 \times 1,57 = 31.000 \text{ Kg.}$$

$$A_{fp} = \frac{39.000 - 31.000}{\sqrt{2} \cos 15^\circ \times 1400} = 4,2 \text{ cm}^2$$

$$2\phi 18 = 5.09 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{os} = \frac{1.57 \times 1400}{50 \times 20} = 2,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{ofc} = \frac{5.09 \times 1400 \times 1.41 \cos 15^\circ}{50 \times 50} = 3,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_R = 6,2 - (2,2 + 3,8) = 0,2 \text{ Kg/cm}^2 < 6 \text{ Kg/cm}^2$$

MENSOLA

$$M = 15.700 \times \frac{0.75^2}{2} = 4.400 \text{ Kgm}$$

$$H = 30 \text{ cm}$$

$$h = 27 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_f = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 10$$

$$\sigma_c = 45 \text{ Kg/cm}^2$$

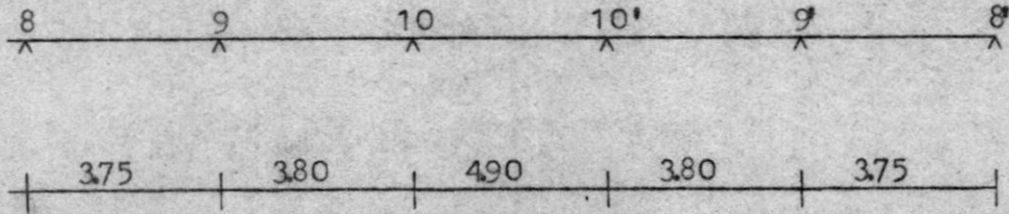
$$A_f = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$A' f = 6,4 \text{ cm}^2$$

Si adoperano 5 stoffe $\phi 16$ + 5 manconi $\phi 14$ al ml.

$$T = 11.500 \text{ Kg} \quad \tau_{\max} = 4,2 \text{ Kg/cm}^2 < 6$$

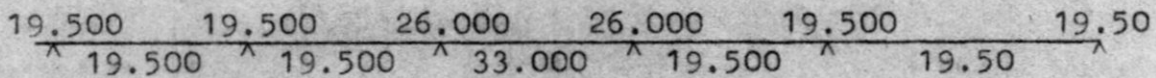
PILASTRATO 8 - 8'



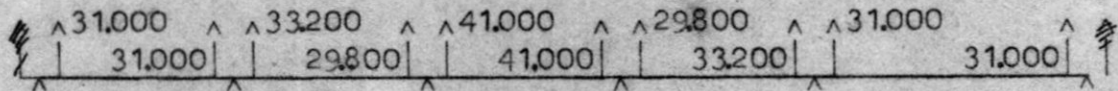
$$EJ = \text{cost.}$$

$$p.c. = \frac{62.600}{3.80} = 16.500 \text{ Kg/ml.}$$

AZIONI FLETTENTI (Kgm.)



AZIONI TAGLIANTI (Kg)



Per $H = 150 \text{ cm.}$

$h = 145 \text{ cm.}$

$b = 50 \text{ cm.}$

$\sigma_f = 1400 \text{ Kg/cm}^2.$

$n = 10$

$\sigma_{cmax} = 45 \text{ Kg/cm}^2$

si ha

$\sigma_c (\text{Kg/cm}^2)$	25	25	25	25	30	34	30	25	25	25	25
$A_f (\text{cm}^2)$	100	100	100	100	136	174	136	100	100	100	100

VERIFICA AL TAGLIO

$$T = 41.000 \text{ Kg}$$

$$\tau_{\text{max}} = \frac{41.000}{0,9 \times 145 \times 50} \approx 6,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S = 6,3 \times 50 \times \frac{490}{4} = 38.500 \text{ Kg.}$$

ADOPERANDO STOFFE ϕ 10/20

$$S_s = 13 \times 1.57 \times 1400 = 28.500 \text{ Kg.}$$

$$A_{fp.} = \frac{38.500 - 28.500}{\sqrt{2} \cos 15^\circ \times 1400} = 5,3 \text{ cmq} \quad (2\phi 18)$$

$$\sigma_{os} = \frac{1.57 \times 1400}{50 \times 20} = 2,2 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{ofp.} = \frac{5.09 \times 1400 \times 1,41 \cos 15^\circ}{50 \times 50} = 3,8 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_R = 6,3 - (2,2 + 3,8) = 0,3 \text{ Kg/cm}^2. < 6 \text{ Kg/cm}^2.$$

MENSOLA

$$M = 4600 \text{ Kgm}$$

$$H = 30 \text{ cm}$$

$$h = 27 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$\sigma_f = 1400 \text{ Kg/cm}^2. \quad n = 10$$

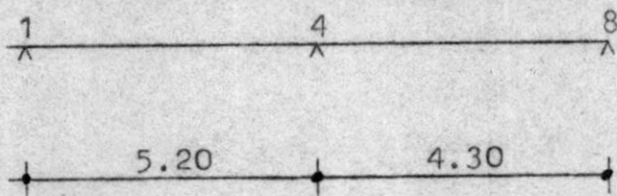
$$\sigma_c = 46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A' f = 0,5 A_f$$

$$A_f = 13,6$$

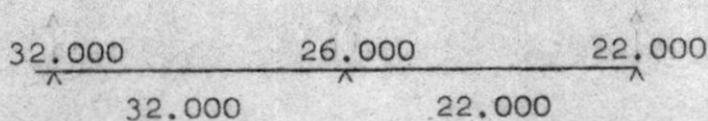
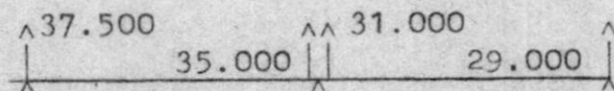
$$A' f = 6,8 \text{ cm}^2.$$

#

PILASTRATO 1 - 8 E 1 - 8'

$$EJ = \text{cost.}$$

$$pc. = \frac{66.700}{\frac{5.2 + 4.3}{2}} = 14.000 \text{ Kg/ml}$$

AZIONI FLETTENTI (Kg)AZIONI TAGLIANTI (Kg)

$$\text{Per } H = 150 \text{ cm.} \quad h = 145 \text{ cm.} \quad b = 40 \text{ cm.}$$

$$\sigma_f = 1400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_{cmax} = 45 \text{ Kg/cm}^2 \quad n = 10$$

$\sigma_c (\text{Kg/cm}^2)$	38	38	34	31	31
$A_f (\text{cm}^2)$	17,0	17,0	13,7	11,6	11,6

VERIFICA AL TAGLIO

$$T = 37.500 \text{ Kg}$$

$$\tau_{max} = \frac{37.500}{0,9 \times 145 \times 40} = 7,2 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$S = 7,2 \times 40 \times \frac{520}{4} = 37.500 \text{ Kg.}$$

ADOPERANDO STOFFE ϕ 10/20 CM=

$$S_s = 14 \times 1.57 \times 1400 = 31.000 \text{ Kg.}$$

$$A_{fp} = \frac{37.500 - 31.000}{\sqrt{2} \cos 15^\circ \times 1400} = 3,7 \text{ cmq.} \quad (2\phi 16)$$

MENSOLA

$$M = 14.000 \times \frac{0,50^2}{2} = 1750 \text{ Kgm.}$$

$$H = 30 \text{ cm} \quad h = 27 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_f = 1400 \text{ Kg/cmq} \quad \sigma_c = 30 \text{ Kg/cmq} \quad A_f = 5,0 \text{ cmq}$$

Si adoperano 5 ϕ 12/ml.

$\neq$

STRUTTURE IN ELEVAZIONE :

Le strutture orizzontali sono state calcolate come travi continue su appoggi rigidi. Le azioni flettenti positive e negative, *desunte* dalla ripartizione dei Momenti secondo Cross, sono somma di quelle prodotte dai carichi permanenti a quelle dovute ai sovraccarichi disposti nel modo più sfavorevole.

I pilastri dimensionati in modo da avere la lunghezza libera di flessione inferiore a 15 volte la minore dimensione trasversale, sono stati armati longitudinalmente in rapporto alla sezione reggente, come da regolamento.

PRESCRIZIONE MATERIALI :

Calcestruzzo di cemento Tipo 730 avente una resistenza cubica a compressione dopo 28 gg. non inferiore a 225 Kg/cm².

CARICHI UNITARI DI LAVORO :

Per sezioni semplicemente compresse

$$\sigma_c \text{ max} = 45 \text{ Kg/cm}^2$$

Per sezioni inflesse

$$\sigma_c \text{ max} = 70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau < 6 \text{ Kg/cm}^2$$

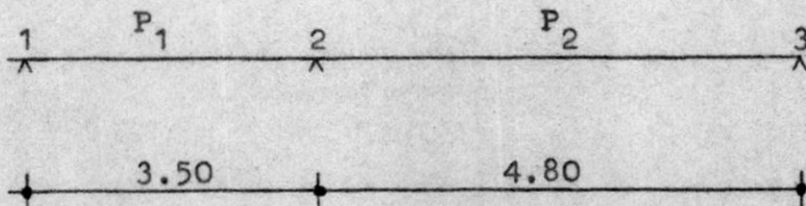
Acciaio Aq 42 ÷ 50 con limite di snervamento inferiore a 23 Kg/cm² allungamento a rottura superiore al 20 %
Carico unitario di lavoro

$$\sigma_f = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

CARPENTERIA PIANO TIPO

Travata 1 - 3'

a) Carico permanente



Analisi dei carichi

p.p. trave: $0.50 \times 0.30 \times 2500$	= 375 kg/ml
muratura	= 1050 "
solaio p.p. : $460 \times \frac{4.40}{2}$	= 1000 "
P_1	$2425 \approx 2500 \text{ Kg/ml}$
p.p. trave	= 375 kg/ml
muratura	= 1050 "
solaio p.p.	= 1000 "
balcone p.p. 460×1.10	= 505 "
P_2	$2930 \approx 3000 \text{ Kg/ml}$

$n = 1.37$ $K_1 = 0,0528$ $K_2 = 0,1358$

$$M_2 = - (0,0528 \times 2500 + 0,1358 \times 3000) \times 3.5^2 = - 6600 \text{ Kgm}$$

b) Carico accidentale^{su} 1 - 2

$$q_1 = 250 \times \frac{4.40}{2} = 550 \text{ Kg/ml}$$

$$M_2 = - 0.0528 \times 550 \times 3.5^2 = - 360 \text{ Kgm}$$

c) Carico accidentale su 2 - 3

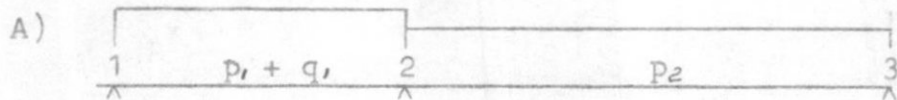
$$q_2 = 550 + 400 \times 1.10 = 990 \text{ Kg/ml}$$

$$M_2 = - 0.1358 \times 3.5^2 \times 990 = - 1260 \text{ Kgm}$$

sovrapponendo gli effetti:

$$M_2 \text{ max} = - 6600 - 1260 - 360 = - 8220 \text{ Kgm}$$

Determinazione momenti max positivi.:

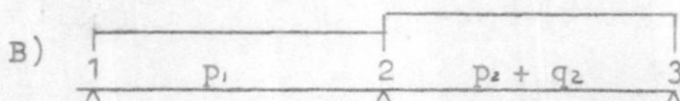


$$p_1 + q_1 = 1500 + 550 = 3.050 \text{ Kg/mq}$$

$$M_2 = - 6600 - 360 = -6960 \text{ Kgm}$$

$$T_{1-2} = 3050 \times \frac{3.5}{2} - \frac{6960}{3.5} = 5400 - 2000 = 3400 \text{ Kg}$$

$$T_{2-1} = \quad \quad + \quad \quad = \quad \quad + \quad \quad = 7400 \text{ Kg}$$



$$p_2 + q_2 = 3000 + 990 \approx 4000 \text{ Kg/mq}$$

$$M_2 = - 6600 - 1260 = - 7860$$

$$T_{2-3} = 4000 \times \frac{4.8}{2} + \frac{7860}{4.8} = 9600 + 1650 = 11.250 \text{ Kg}$$

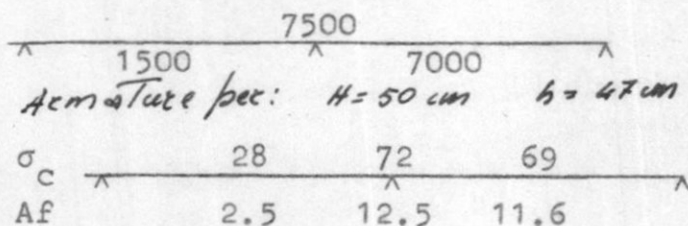
$$T_{3-2} = \quad \quad - \quad \quad = 7950 \text{ Kg}$$

$$M_{1-2} = \frac{3400^2}{2 \times 3050} = 1900 \text{ Kgm}$$

$$M_{2-3} = - 7860 + \frac{11.250^2}{2 \times 4000} = 7940 \text{ Kgm}$$

Si può operare una riduzione del 10 % circa delle azioni flettenti positive e negative in considerazione del seminastro agli appoggi terminali.

Azioni Flettenti :



$$T = 11.250 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{11.250}{0.9 \times 30 \times 47} = 8.35 \text{ Kg/cm}^2$$

Armature per: $H = 50 \text{ cm}$ $h = 47 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$ $n = 10$ $f = 1400 \text{ Kg/cm}^2$

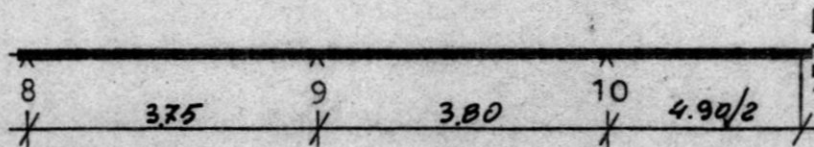
$$S = 8.35 \times 30 \times \frac{480}{4} = 30.000 \text{ Kg}$$

Adoperando staffe ϕ 8/20

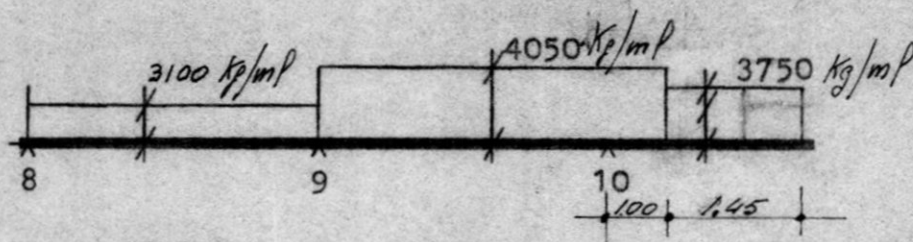
$$S = 1.01 \times 13 \times 1400 = 18.500 \text{ Kg}$$

$$A_{f_p} = \frac{30.000 - 18.500}{1400 \times \sqrt{2}} = 5.8 \text{ cmq}$$

Pilastata 8-8'



Muratura	1050	kg/ml
Solaio + sovraccarico $710 \times \frac{470}{2} \times 1.00$	1670	"
Trave 030 x 050 x 2500	380	"
Balcone (9 - 9') $860 \times 1.10 \times 100$	950	"
Solaio + sovraccarico $710 \times \frac{370}{2} \times 100$	1340	"



$$n_8 = 3650 \text{ Kgm}$$

$$n_9 = 4850 \text{ Kgm}$$

$$n_{10} = 2025 + 2500 = 4550 \text{ Kgm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$H = 50 \text{ cm}$$

080	051	049	072	028
+ 3700	+ 3700	- 4900	+ 4900	- 4600
+ 305	+ 610	+ 590	+ 295	- 165
+ 2650	+ 1325	- 215	- 430	+ 70
- 285	- 570	- 540	- 270	+ 14
+ 230	+ 115	+ 100	+ 200	
- 55	- 110	- 105	- 52	4681
+ 44	5070	5070	+ 38	
810			4681	

Azioni latenti

3700	5100	4700
8	9	10
3100	4200	6700

Armature per $H = 50 \text{ cm}$ $h = 47 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$ $f = 1400 \text{ kg/cm}^2$ $n = 10$

$V_c (\text{kg/cm}^2)$	49	44	60	52	56	72
$A_f (\text{cm}^2)$	6,4	5,4	8,9	7,1	8	(12)

Taglio

$$T_{9d} = \frac{4050 \times 380}{2} + \frac{-4700 + 5100}{280} = 7700 + 150 = 7900 \text{ Kg}$$

$$T_{10d} = \frac{4050 \times 100 + 3750 \times 290}{2} = 4050 + 5450 = 9500 \text{ Kg}$$

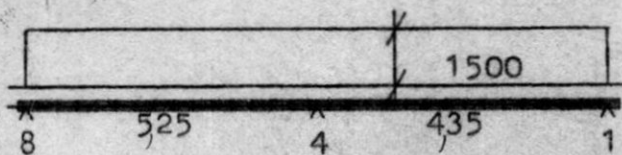
$$\tau = \frac{9500}{09 \times 30 \times 47} = 7.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_b = 7.5 \times \frac{490}{4} \times 30 = 28000 \text{ Kg}$$

$$S_s = 1400 \times \frac{490}{2 \times 20} \times 1.01 = 17000 \text{ Kg}$$

$$A_{\frac{P}{T}} = \frac{11.000}{\sqrt{2 \times 1400}} = 5.6 \text{ cm}^2$$

TRAVE 1 - 4 - 8



Muratura 1050 Kg/ml

Trave 380 "

1430 "

1500 Kg/ml

$$M_4 = 1500 \times 4.35^2 \times 0.1570 = 4500 \text{ Kgm}$$

$$M_8 = 3500 \text{ Kgm}$$

$$M_1 = 2400 \text{ Kgm}$$

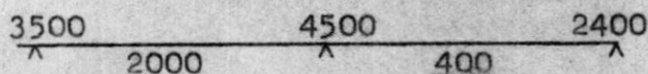
$$T_{8d} = \frac{1500 \times 525}{2} + \frac{-4500 + 3500}{525} = 4000 \text{ Kg}$$

$$M_{8-4} = -3500 + \frac{4000^2}{3000} = 2000 \text{ Kgm}$$

$$T_{4d} = \frac{1500 \times 435}{2} + \frac{-2400 + 4500}{435} = 3800 \text{ Kg}$$

$$M_{4-1} = -4500 + \frac{3800^2}{3000} = 400 \text{ Kgm}$$

Azioni flettenti:



Armatura per H 50 cm - 32 -
 $b = 47 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$ $n = 10$ $f = 1400 \text{ kg/cm}^2$

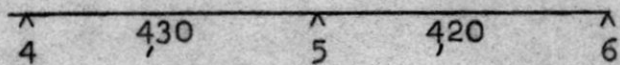
(σ_c)	47	36	54	37
(A_s)	5.9	9.5	7.6	3.9

$$T = 4000 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{4000}{0.9 \times 47 \times 30} = 3.2 \text{ Kg/cm}^2 < 6 \text{ kg/cm}^2$$

Sto/c: 1 ϕ 8/20 "

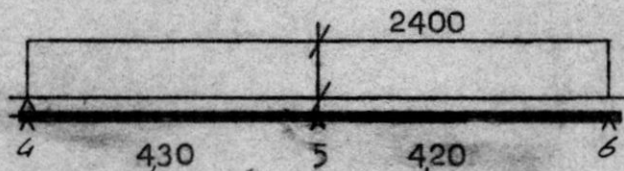
TRAVE 4 - 5 - 6



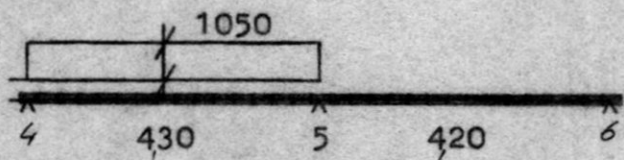
$$\text{Solaio } \left(\frac{4.60}{2} + \frac{3.70}{2} \right) \times 1.00 \times 460 = 1910 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Sovraccarico } \left(\frac{4.60}{2} + \frac{3.70}{2} \right) \times 1.00 \times 250 = 1050 \text{ "}$$

$$\text{Trave } 0.20 \times 1.00 \times 2500 = 500 \text{ "}$$



$$M_5 = 2400 \times 4.20^2 \times 0.1290 = 5400 \text{ Kgm}$$



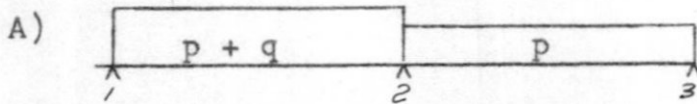
$$M_5 = 1050 \times 4.20^2 \times 0.659 = 1250 \text{ Kgm}$$



$$M_5 = 1050 \times 4.20^2 \times 0.0619 = 1200 \text{ Kgm}$$

$$M_{5\max} = - 5400 - 1250 - 1200 = - 7850 \text{ Kgm}$$

Massimi momenti positivi



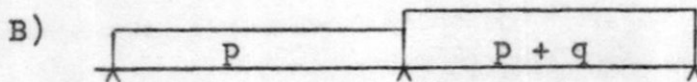
$$p + q = 3000 \text{ Kg/ml}$$

$$M_2 = 6650 \text{ Kgm}$$

$$T_{1-2} = 3000 \times \frac{4.3}{2} - \frac{6650}{4.3} = 5000 \text{ kg}$$

$$T_{2-1} = \quad + \quad = 8000 \text{ Kg}$$

$$\text{Max}_{1-2} = \frac{5000^2}{2 \times 3000} = 4150 \text{ Kgm}$$



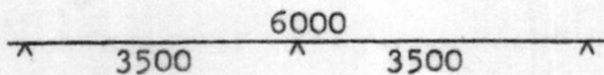
$$p + q = 3000$$

$$M_2 = 6600 \text{ Kgm}$$

$$T_{2-3} = 8000 \text{ Kg}$$

$$M_{2-3} = -6600 + \frac{8000^2}{6000} = 4000 \text{ Kgm}$$

Si opera una riduzione del 10% della azioni / carichi in considerazione del seminario agli esterni



$$M = 6000 \text{ Kgm}$$

$$H = 20 \text{ cm}$$

$$W_f = \frac{600.000}{1400} = 428$$

$$p = 1$$

$$H = 20 \text{ cm}$$

$$h' = 1.5 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad n = 10$$

$$W_c = 84,00$$

$$mF = 258$$

$$W_c = \frac{600.000}{8400} = 71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Af = A' f = 25.8 \text{ cm}^2 \quad (8 \phi 20)$$

$$M = 3500 \text{ kgm}$$

$$W_f = 250$$

$$W_c = 5530$$

$$p = 0.4$$

$$Af = 15 \text{ cm}^2$$

$$A' f = 6 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_c = 63 \text{ Kg/cm}^2$$

$\sigma_c (kg/cm^2)$	63	71	63
$A_f (cm^2)$	15	25.8	15
$A'_f (cm^2)$	6	25.8	6

$$T = 8000 \text{ Kg}$$

$$\tau_{\max} = 4.8 \text{ Kg/cm}^2 < 6 \text{ kg/cm}^2$$

Staffe ϕ 8/20

BALCONI

$$M = 860 \times \frac{1.10^2}{2} = 500 \text{ Kgm}$$

$$W_f = \frac{50.000}{1.400} = 35.8$$

$$A_f = 2.9$$

$$\sigma_c = \frac{50.000}{1.580} = 32 \text{ Kg/cm}^2$$

(4 ϕ 10/ml)