

CALCOLO DI STABILITA' delle strutture in cemento armato occorrenti alla costruzione dell'EDIFICIO SCOLASTICO del Comune di S.DONATO VAL DI COMINO.

CAPITOLO I°

Calcolo delle sollecitazioni

I°) PREMESSE=

a) METODO DI CALCOLO= Il metodo di calcolo adottato è quello riportato nel Bollettino Ufficiale del Ministero dei L.L.P.P. N°25 (anno XXII del I Settembre 1921).

b) PESI SPECIFICI= Come pesi specifici dei materiali adottati nella costruzione riteniamo:

Conglomerato cementizio al m.c.	Kg.	2500
Muratura di pietrame	"	2100
Solaio in cemento armato con sovraccarico al m.q.	"	600
Solaio in cemento armato con solo pavimento	"	400
Tetto e soffitto (in pianta)	"	300
Soffitto	"	75

c) DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO= L'edificio sarà a due piani della altezza complessiva di m.7,50, parte a doppia fila d'ambienti e parte a tripla; sarà costruito con ingabbatura in cemento armato per sé stante ed a telaio rado: la copertura del piano terreno è formata da solaio in cemento armato; la copertura dell'edificio è a tetto. Le murature di fondazione saranno in pietrame dello spessore di cm.80, quelle del piano terreno e del I° piano saranno in muratura di pietrame listata dello spessore di cm.40.

d) ZONA SU CUI SI EFFETTUA IL CALCOLO DI STABILITA'= (doppia fila di ambienti).

Calcoleremo le strutture verticali ed orizzontali in base alle sollecitazioni (sopportate dalla zona segnata in pianta (vedi pianta del pianterreno) con la lettera Z, zona che si ritiene la più sollecita-



Nel nostro caso per  $s=0,40$ ,  $h=3,40$  si ha  $K=0,11$

6°) SFORZO DI TAGLIO A MEZZA ALTEZZA DEI PILASTRI.

al primo piano,  $V_1 = F_1 = \text{Kg. } 2000$

al piano terreno  $V = F_1 + F_2 = \text{Kg. } 3857$

7°) MOMENTI DI INCASTRO AGLI ESTREMI DEI PILASTRI.

al primo piano  $M_1 = V_1 \frac{h_1}{2} = \text{Kg.m. } 3700$

al pianterreno  $M = V \frac{h}{2} = \text{Kg.m. } 7330$

8°) MOMENTI FLETTENTI NEI PILASTRI DOVUTI ALLE AZIONI LOCALI derivanti dagli sforzi  $R$  e  $R$  ripartiti uniformemente

al primo piano  $M' = I/I_2 R_1 h_1 = \text{Kg.m. } 570$

al pianterreno  $M' = I/I_2 R h = \text{Kg.m. } 510$

9°) MOMENTI FLETTENTI RISULTANTI AGLI ESTREMI DEI PILASTRI.

al primo piano  $\left\{ \begin{array}{l} \mathcal{M}'' = M_1 - M' = 3130 \text{ Kgm. all'estremo superiore} \\ \mathcal{M}' = M_1 + M' = 4270 \text{ Kgm. all'estremo inferiore} \end{array} \right.$

al pianterreno  $\left\{ \begin{array}{l} \mathcal{M}'' = M - M' = 6820 \text{ Kgm. all'estremo superiore} \\ \mathcal{M}' = M + M' = 7840 \text{ Kgm. all'estremo inferiore} \end{array} \right.$

10°) MOMENTI FLETTENTI TRASMESSI DAI PILASTRI AGLI ESTREMI DEI TRAVERSI.

al traverse di gronda  $\mathcal{M}_1 = \pm \mathcal{M}' = \text{Kg.m. } 13130$

" " sul pianterreno  $\mathcal{M} = \pm \mathcal{M}' + \mathcal{M}' = \text{Kg.m. } 11090$

11°) SFORZI LONGITUDINALI NEI PILASTRI DERIVANTI DAL MOTO SISMICO ONDULATORIO.

all'estremo inferiore di un pilastro del I° piano

$$T_1 = \frac{3}{1} F_1 h_1 = \text{Kg. } 2466$$

all'estremo inferiore di un pilastro del pianterreno

$$T = \pm \frac{3}{1} [F_1 (h_1 + h) + F_2 h] = \text{Kg. } 7350$$

12°) SFORZI LONGITUDINALI NEI PILASTRI DERIVANTI DAL PESO PROPRIO DELLA COSTRUZIONE.

all'estremo inferiore di un pilastro del I° piano

$$N_1 = 2, + p, h_1 = 6490 + 0,45 \times 0,45 \times 3,70 \times 2500 = \text{Kg. } 8363$$

all'estremo inferiore di un pilastro del piano terreno

$$N = 2, + p, h_1 = 6490 + 0,45 \times 0,45 \times 3,70 \times 2500 = \text{Kg. } 27730$$

13°) SFORZI LONGITUDINALI MASSIMI NEI PILASTRI.

All'estremo inferiore di un pilastro del I° piano

$$C = N_1 + T_1 = \text{Kg. } 10829$$

All'estremo inferiore di un pilastro del piano terreno

$$C = N + T = \text{Kg. } 35080$$

14°) MOMENTI FLETTENTI NEI TRAVERSI DERIVANTI DAL CARICO CHE INSISTE SU DI ESSI.

Per tener conto della continuità fra correnti e solaio considereremo come gravante sul traverso soltanto i  $3/4$  del peso del solaio.

a) Pesi trasmessi dal solaio e dal soffitto (traverso massimo di m. 5,30)

al piano di gronda  $3/4 \cdot 5,30 \times 4,90 \times 75 = \text{Kg. } 1460$

al piano terreno  $3/4 \cdot 5,00 \times 4,90 \times 600 = \text{Kg. } 11000$

b) Pesi propri dei traversi:

al piano di gronda  $5,30 \times 0,40 \times 2500 = \text{Kg. } 2125$

al piano terreno  $5,00 \times 0,50 \times 0,40 \times 2500 = \text{Kg. } 2500$

I pesi totali sui traversi sono quindi:

al piano di gronda  $q.l. = 1460 + 2125 = \text{Kg. } 3585$

al piano terreno  $q.l. = 11000 + 2500 = \text{Kg. } 13500$

Tali pesi generano i seguenti momenti flettenti:

Traverse al piano di gronda:

sez. di mezzo  $\{m_1\} = I/I_5 \cdot 3585 \times 5,30 = \text{Kg.m. } 1267$

sez. d'incastro  $\{m_2\} = I/I_2 \cdot 3585 \times 5,30 = \text{Kg.m. } 1583$

Traverse sul piano terreno:

sez. di mezzo  $\{m_3\} = I/I_5 \cdot 13500 \times 5,00 = \text{Kg.m. } 4500$

sez. d'incastro  $\{m_4\} = I/I_2 \cdot 13500 \times 5,00 = \text{Kg.m. } 5625$

15°) MOMENTI FLETTENTI MASSIMI AGLI ESTREMI DEI TRAVERSI (PER L'AZIONE DELLA SCOSSA ONDULATORIA).

L'AZIONE DELLA SCOSSA ONDULATORIA.

$$\{M_1\} = \{m_1\} + \mathcal{M} = \text{Kg.m. } 4713$$

$$\{M_2\} = \{m_2\} + \mathcal{M} = \text{Kg.m. } 16715$$

16°) SOLLECITAZIONI SOPPORTATE DAI CORRENTI. Siritiene opportuno adotta-  
re per i traversi e i correnti di uno stesso piano uguali sezioni  
che saranno quelle corrispondenti alle membrature più sollecitate,  
quindi per i correnti sul piano terreno si adotteranno senz'altro  
le sezioni che risulteranno nel calcolo dei traversi. Per le travi  
orizzontali al piano di gronda sarà invece opportuno ricercare le  
sollecitazioni subite dai traversi e dai correnti, dato che sul tra-  
verso insiste solamente il peso proprio e il peso del soffitto (na-  
turalmente oltre i momenti d'incastro trasmessi dai pilastri), ment-  
re sul corrente esterno oltre al peso proprio insiste il carico  
corrispondente a metà della copertura dell'edificio per la lunghez-  
za netta del corrente (oltre i momenti d'incastro trasmessi dai pi-  
lastri che, per semplicità si riterranno uguali a quelli già trova-  
ti.) Si eseguirà poi un unico calcolo delle sezioni, adottando come  
sollecitazioni le massime trovate.

**MOMENTI FLETTENTI SUL CORRENTE DI GRONDA.**

Pesi che insistono sul corrente:

Tetto  $1/2 \quad 11,00 \times 4,45 \times 2500 = \text{Kg. } 5507$

Peso proprio  $0,40 \times 0,40 \times 4,45 \times 2500 = \text{Kg. } 1775$

Totale  $\text{Kg. } 7282$

Tale peso genera i seguenti momenti flettenti:

sez. di mezzo  $[m_0]_k = 1/15 \quad 7282 \times 4,45 = \text{Kg.m. } 2160$

sez. d'incastro  $[m_1]_k = 1/12 \quad 7282 \times 4,45 = \text{Kg.m. } 2700$

**MOMENTI FLETTENTI MASSIMI AGLI ESTREMI DEI CORRENTI DI GRONDA PER  
L'AZIONE DEL PESO E PER L'AZIONE DELLA SCOSSA ONDULATORIA:**

$[M_1]_k = [m_1]_k + \frac{M_0}{2} = \text{Kg.m. } 5830$

17°) SOLLECITAZIONI RISULTANTI PER IL CALCOLO DEI PILASTRI.

a) per scossa ondulatoria:

Momento flettente  $M_k = \text{Kg.m. } 4270$

1° piano Sforzo longitudinale  $C_k = \text{Kg.m. } 10829$

p.terreno Momento flettente  $M_k = \text{Kg.m. } 7840$

sforzo longitudinale  $C = \text{Kg.m. } 35080$

b) perscossa sussultoria

al 1° piano: sforzo longitudinale  $1,5 N_k = \text{Kg. } 12545$

al p.terreno: "  $1,5 N_k = \text{Kg. } 41595$

18°) SOLLECITAZIONI RISULTANTI PER IL CALCOLO DELLE TRAVI ORIZ-  
zontali.

a) per scossa ondulatoria

Momenti flettenti massimi agli estremi dei traversi e dei

correnti

Al primo piano:  $[M_1] = \text{Kg.m. } 5830$

al pianterreno:  $[M_1] = \text{Kg.m. } 16765$

b) per scossa sussultoria

sez. di mezzo  $1,5 [m_0]_k = \text{Kg.m. } 3240$

piano primo sez. d'incastro  $1,5 [m_1]_k = \text{Kg.m. } 4050$

sez. di mezzo  $1,5 [m_0] = \text{Kg.m. } 6750$

pianterreno sez. d'incastro  $1,5 [m_1] = \text{Kg.m. } 8440$

Nel capitolo che segue, in base agli elementi massimi ora calcolati  
si calcoleranno le sezioni resistenti della struttura in cemento ar-  
mato per sé stante.

**C A P I T O L O 2°**

**CALCOLO DELLE SEZIONI**

19°) PILASTRI al piano terreno.

Sezione  $m.0,60 \times 0,60$  con armatura costituita da 4  $\varnothing$  da  $m/m \ 30$

Gli elementi della sezione sono:

$h=60 \text{ cm. } b=60 \text{ cm. } d=55 \text{ cm. } d=5 \text{ cm. } A_f=14,14 \text{ cm}^2$

Essendo

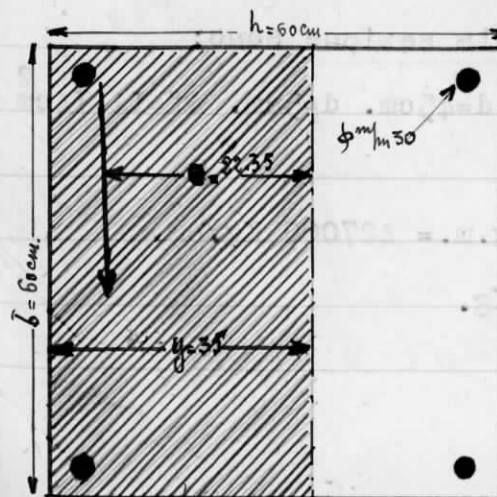
$M = 7840 \text{ Kg.m.} = 784000 \text{ Kg.cm.}$

$C = 35080 \text{ Kg.}$

si ha:

$\frac{M}{C} = \frac{784000}{35080} = 22,35 = e$

Chiamando rispettivamente con  $S_0$  e  $A_0$  il momen-



to d'inerzia e l'area della sezione, si ha:

$$I_0 = \frac{60^4}{12} + 2 \times 10 \times 14,14 \times 25^2 = 1256750 \text{ cm}^4$$

$$A_0 = 60^2 + 2 \times 10 \times 14,14 = 3883 \text{ cm}^2$$

Detto  $\rho_0$  il raggio d'inerzia e  $t$  l'ampiezza del nocciolo si ha

$$\rho_0 = \frac{I_0}{A_0} = 324$$

$$k = \frac{\rho_0}{\frac{h}{2}} = 1080$$

Essendo  $e > k$ , posto  $\mu = \frac{h}{2} - e = 7,65$  si deduce la posizione dell'asse neutro dalla seguente equazione:

$$y^3 - 3\mu y^2 + \frac{12nAf}{b} \left(\frac{h}{2} - \mu\right) y - \frac{6nAf}{b} (h^2 - h\mu - 2dd_1) = 0$$

$$y^3 - 3 \times 7,65 y^2 + \frac{12 \times 10 \times 14,14}{60} \times 22,35 y - \frac{6 \times 10 \times 14,14}{60} (60^2 - 60 \times$$

$$7,65 - 2 \times 55 \times 5) = 0$$

$$y = 35 \text{ cm.}$$

Il momento statico è dato da

$$S = \frac{b y^2}{2} + 2 n A f \left( y - \frac{h}{2} \right) = \frac{60 \times 35^2}{2} + 20 \times 14,14 \times 5 = 38164$$

Lo sforzo unitario massimo sopportato dal cemento è:

$$\sigma_c = \frac{c}{s} y_1 = 32,17 \text{ Kg.cm}^2$$

e la tensione nel ferro:

$$\sigma_m = \frac{n c}{s} (d - y_1) = 185 \text{ Kg.cm}^2$$

20°) PILASTRI AL PRIMO PIANO. Sezione 0,50x0,50 con armatura costituita

da 4  $\phi$  da m/m 30

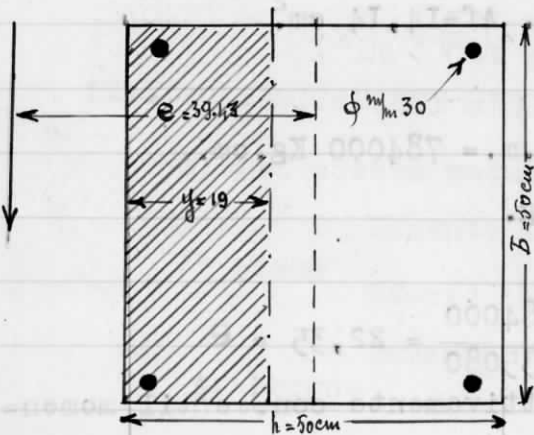
Gli elementi della sezione sono:

$$h=50\text{cm. } b=50\text{cm. } d=45\text{cm. } d_1=5\text{cm. } Af=14,14\text{cm}^2$$

Essendo

$$M = 4270 \text{ Kg.m.} = 427000 \text{ Kg.cm.}$$

$$c = 10829 \text{ Kg.}$$



$$\frac{M}{c} = \frac{427000}{10829} = 39,43 \text{ cm.} = e$$

Posto  $\mu = \frac{h}{2} - e = 14,43$  si deduce la posizione dell'asse neutro

dalla equazione

$$y^3 + 3 \times 14,43 y^2 + \frac{120 \times 14,14}{50} \times 39,43 y - \frac{60 \times 14,14}{50} (50^2 + 50 \times 14,43 -$$

$$2 \times 45 \times 5) = 0$$

$$y = 19 \text{ cm.}$$

Il momento statico è dato da:

$$S = \frac{50 \times 19^2}{2} + 20 \times 14,14 \times 6 = 7,328$$

Lo sforzo unitario massimo sopportato dal cemento è:  $\sigma_c = \frac{c y_1}{s} = 28,10 \text{ Kg/cm}^2$

e la tensione nel ferro:  $\sigma_m = \frac{n c}{s} (d - y_1) = 385 \text{ Kg/cm}^2$

21°) TRAVERSI SUL PIANO TERRENO.

Sezione cm. 50x30 in mezzera e cm. 50x90 all'incastro (nelle altezze non è compreso lo spessore della soletta che è uguale a cm. )

Le sezioni al centro, e all'incastro devono resistere rispettiva-

mente ai seguenti momenti flettenti:

$$\text{al mezzo } M_0 = 6750 \text{ Kg.m.} = 675000 \text{ Kg.cm.}$$

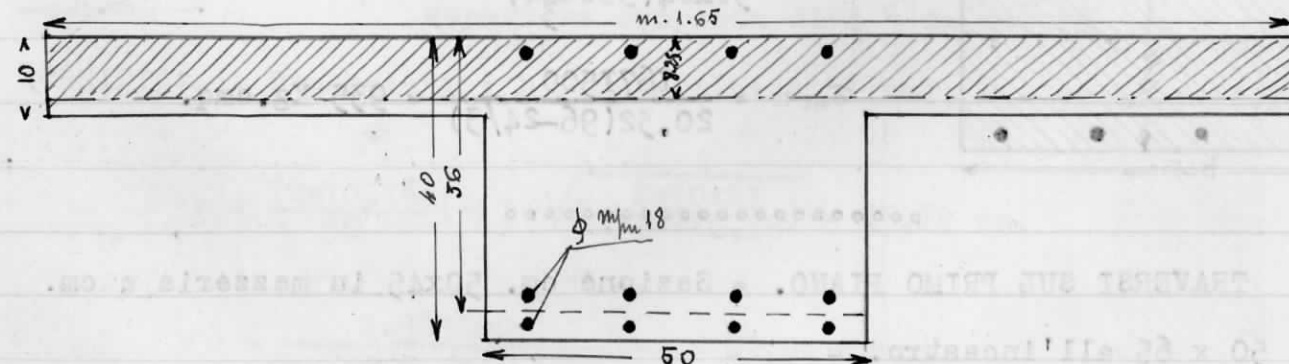
$$\text{all'incastro } M_i = 16715 \text{ Kg.m.} = 1671500 \text{ Kg.cm.}$$

a) SEZIONE DI MEZZO

NB. Si considera solidale con la nervatura una striscia di soletta

$$\text{larga } \frac{1}{3} = m. 1,65$$

$$h_1 = 0,559 \sqrt{\frac{675000}{165}} = 35,78 \text{ cm.} \quad Af = 0,00194 \sqrt{675000 \times 165} = 20,56$$



La trave avrà in mezzeria la sezione di cm. 50x40 (compreso nell'altezza lo spessore della soletta); l'armatura inferiore sarà composta di 8  $\phi$  da m/m 18, dei quali la metà passeranno nella parte superiore in prossimità degli incastri; armatura inferiore composta di 4  $\phi$  da m/m 18 diritti.

VERIFICA: Dimensioni:  $h=40$  cm.;  $h_1=36$  cm.;  $b=165$  cm.;  $A_f=20,32$  cm<sup>2</sup>

$$y = \frac{10 \times 20,32}{165} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 165 \times 36}{10 \times 20,32}} \right) = 8,25 \text{ cm.}$$

Quindi gli sforzi unitari massimi saranno:

$$\sigma_c = \frac{2 \times 675000}{165 \times 8,25 \left( 36 - \frac{8,25}{3} \right)} = 29,86 \text{ Kg.cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{675000}{20,32 \left( 36 - \frac{8,25}{3} \right)} = 998 \text{ Kg.cm}^2$$

b) SEZIONE DI INCASTRO

$$h_1 = 0,559 \sqrt{\frac{1671500}{50}} = 102,30 \text{ cm.}$$

$$A_f = 0,00194 \sqrt{1671500 \times 50} = 17,73 \text{ cm}^2$$

All'incastro la nervatura avrà la sezione di cm. 50x100 (compreso nell'altezza lo spessore della soletta); armatura superiore composta da 8  $\phi$  da m/m 18.

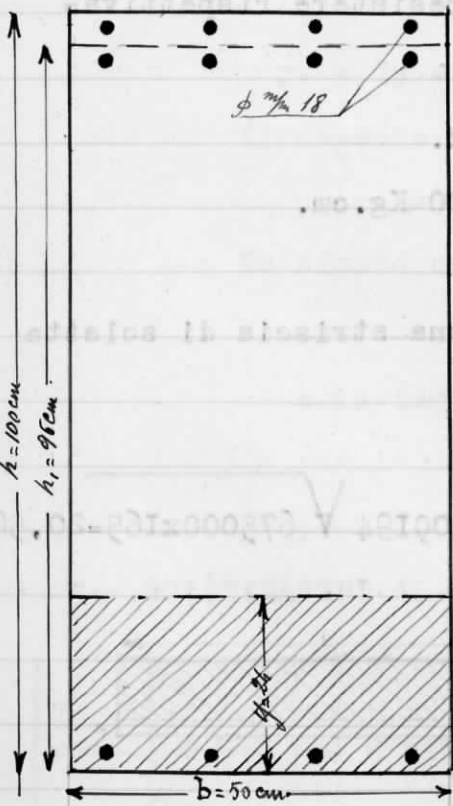
VERIFICA: Dimen:  $h=100$  cm.;  $h_1=96$  cm.;  $b=50$  cm.;  $A_f=20,32$  cm<sup>2</sup>

$$y = \frac{10 \times 20,32}{50} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 50 \times 96}{10 \times 20,32}} \right) = 24,00 \text{ cm.}$$

e gli sforzi unitari massimi sono:

$$\sigma_c = \frac{2 \times 1671500}{50 \times 24 \left( 96 - \frac{24}{3} \right)} = 31,65 \text{ Kg.cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{1671500}{20,32 \left( 96 - \frac{24}{3} \right)} = 935 \text{ Kg.cm}^2$$



22) TRAVERSI SUL PRIMO PIANO. = Sezione cm. 50x45 in mezzeria e cm.

50 x 65 all'incastro. =

Le sezioni al centro e all'incastro devono resistere rispettiva

mente ai seguenti momenti flettenti:  $M_o = 324000$  Kg.cm.

In mezzeria:  $M_o = 3240$  Kg.m. = 324000 Kg.cm.

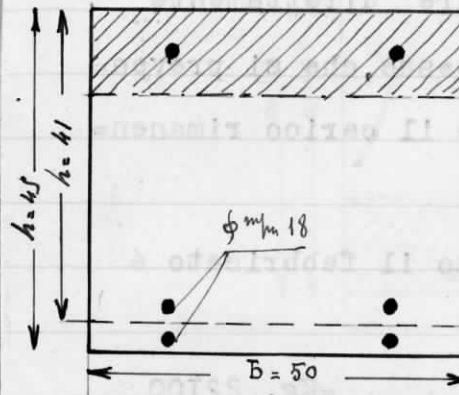
All'incastro:  $M_i = 5830$  Kg.m. = 583000 Kg.cm.

a) SEZIONE DI MEZZO. =

$$h_1 = 0,559 \sqrt{324000/50} = 44,72 \text{ cm.}$$

$$A_f = 0,00194 \sqrt{324000 \times 50} = 7,80 \text{ cm}^2$$

La sezione in mezzeria sarà di cm. 50x45; l'armatura inferiore sarà composta da 4 ferri tondi da mm. 18 dei quali metà passeranno nella parte superiore in prossimità degli incastri; armatura superiore costituita di 2  $\phi$  da m/m 18 diritti. =

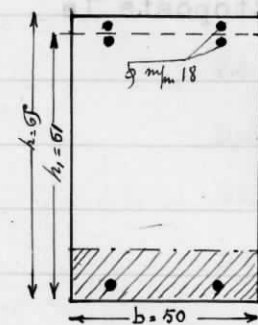


VERIFICA. = Dimensioni  $h=45$  cm.;  $h_1=41$  cm.;  $b=50$  cm.;  $A_f=10,16$

$$y = \frac{10 \times 10,16}{50} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 50 \times 41}{10 \times 10,16}} \right) = 11,18 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 324000}{50 \times 11,18 \left( 41 - \frac{11,18}{3} \right)} = 31,10 \text{ Kg.cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{324000}{10,16 \left( 41 - \frac{11,18}{3} \right)} = 855 \text{ Kg.cm}^2$$



Scala 1:200

b) SEZIONE D INCASTRO. =

$$h_1 = 0,559 \sqrt{583000/50} = 60,37 \text{ cm.}$$

$$A_f = 0,00194 \sqrt{583000 \times 50} = 10,48 \text{ cm}^2$$

All'incastro la sezione sarà di cm. 50x65; armatura superiore composta di 4  $\phi$  da mm. 18

VERIFICA. = Dimensioni:  $h=65$  cm.;  $h_1=61$  cm.;  $b=50$  cm.;  $A_f=10,16$

$$y = \frac{10 \times 10,16}{50} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 50 \times 61}{10 \times 10,16}} \right) = 13,82 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 583000}{50 \times 13,82 \left( 61 - \frac{13,82}{3} \right)} = 29,94 \text{ Kg.cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{583000}{10,16(61 - \frac{13,82}{3})} = 10,18 \text{ Kg. cm}^2$$

23°) TELAIO DI BASE=Per calcolare le sollecitazioni che devono sopportare le travi del telaio di base occorre togliere dal peso dell'edificio (calcolato al N°2) il peso delle murature direttamente appoggiate su di esse ed il peso delle travi stesse, che si prevenivano di sezione di m. 0,80x0,55; si ritiene che il carico rimanente si ripartisca in modo uniforme.

Il peso che occorre togliere da quello di tutto il fabbricato è il seguente:

peso murature	3x3/5x3,40x4,30x0,40x2100	=Kg. 22100
peso travi	{(3x4,90) 7,80} x 0,80x0,55x2500	=Kg. 24750
TOTALE		Kg. 46850

Essendo lo sviluppo lineare del telaio di base compreso nella zona esaminata 3x4,90 7,80=m. 22,50

il carico per metro lineare di trave è dato da:

$$q = \frac{P+Q+P+Q - 46850}{22,50} = \text{Kg. } 2875$$

Il carico totale Q per la trave più sollecitata sarà:

$$Q = 2875 \times 4,80 = \text{Kg. } 13800$$

I massimi momenti flettenti ai quali potrà essere sottoposta la trave saranno:

$$\text{al mezzo: } M_0 = 1,5 \times \frac{13800 \times 4,80}{15} = 6624 \text{ Kg.m}$$

$$\text{all'incastro: } M_1 = \frac{13800 \times 4,80}{12} = 13360 \text{ Kg.m}$$

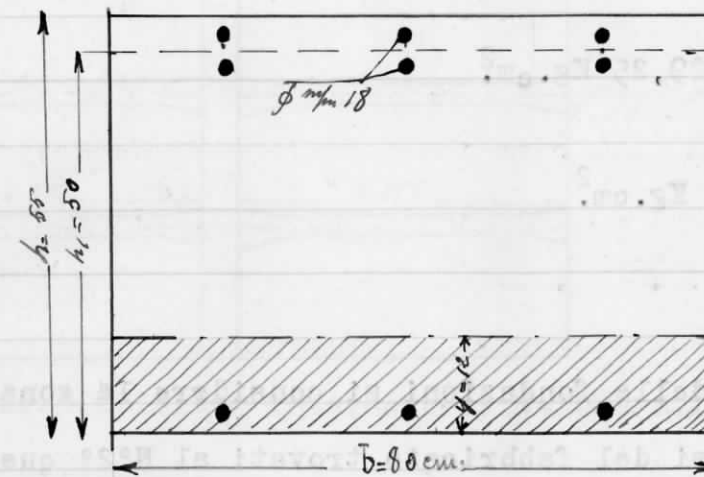
a) SEZIONE DI MEZZO

$$h_1 = 0,559 \sqrt{\frac{662400}{80}} = 50,87 \text{ cm.}$$

$$A_f = 0,00194 \sqrt{662400 \times 80} = 14,12 \text{ cm}^2$$

La trave in mezzera avrà la sezione di cm. 80x55; l'armatura superiore sarà costituita da 6  $\phi$  da m/m 18, dei quali metà passeranno nella parte inferiore in prossimità degli incastri; armatura

inferiore costituita da 3  $\phi$  da m/m 18 diritti.



VERIFICA=

Dimensioni: h=55cm.; h<sub>1</sub>=50cm.; b=80cm.; A<sub>f</sub>=15,24cm<sup>2</sup>

$$y = \frac{10 \times 15,24}{80} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 80 \times 50}{10 \times 15,24}} \right) = 12 \text{ cm.}$$

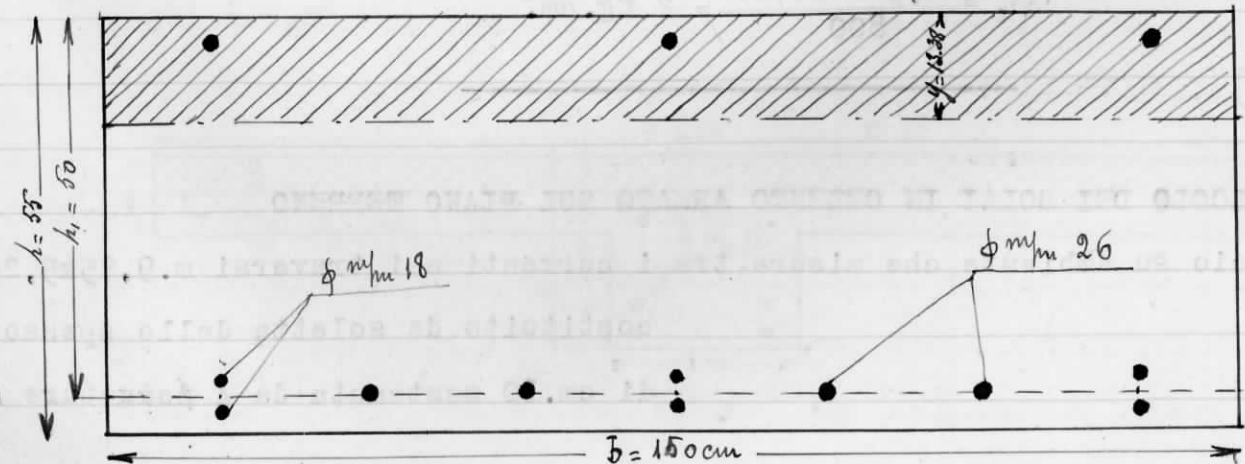
$$\sigma_c = \frac{2 \times 662400}{80 \times 12 \left( 50 - \frac{12}{3} \right)} = 30,00 \text{ Kg. cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{662400}{15,24 \left( 50 - \frac{12}{3} \right)} = 945 \text{ Kg. cm}^2$$

b) SEZIONE D'INCASTRO.= NB. Si aumenta opportunamente la base lasciando l'altezza identica a quella di mezzera.

$$h_1 = 0,559 \sqrt{\frac{1336000}{150}} = 52,55 \text{ cm.}; A_f = 0,00194 \sqrt{1336000 \times 150} = 27,55 \text{ cm}^2$$

La sezione all'incastro sarà di cm. 150x55; armatura inferiore composta di 6  $\phi$  da m/m 18 e 4 spezzoni da m/m. 26.



VERIFICA=Dimensioni:  $h=55\text{cm}$ ;  $h=50\text{cm}$ ;  $b=150\text{cm}$ ;  $A_f=36,48\text{cm}^2$

$$y = \frac{10 \times 36,48}{150} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 150 \times 50}{10 \times 36,48}} \right) = 13,38$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 1336000}{150 \times 13,38 \left( 50 - \frac{13,38}{3} \right)} = 29,25 \text{ Kg. cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{1336000}{36,48 \left( 50 - \frac{13,38}{3} \right)} = 805 \text{ Kg. cm}^2$$

24°) FONDAZIONI.

Per eseguire il calcolo delle fondazioni si considera la zona in esame e si aggiungono ai pesi del fabbricato trovati al N°2° quelli delle travi del telaio di base e delle fondazioni stesse. Si ritiene poi che il carico si ripartisca in modo uniforme.

Essendo lo sviluppo lineare delle fondazioni nella zona considerata

$$3 \times 4,90 + 7,80 = 22,50 \text{ m.}$$

si ha:

peso per murature di fondazione (preventivando fondazioni di m.2,50 nella parte più bassa)

$$22,50 \times 0,80 \times 2,50 \times 2100 = \text{Kg. } 94500$$

$$\text{peso trave telaio base } 22,50 \times 0,80 \times 0,55 \times 2500 = \text{Kg. } 24750$$

Il peso per metro lineare di fondazione è dunque:

$$p = \frac{P_1 + Q_1 + P_2 + Q_2 + 129250}{22,50} = 10700 \text{ Kg.}$$

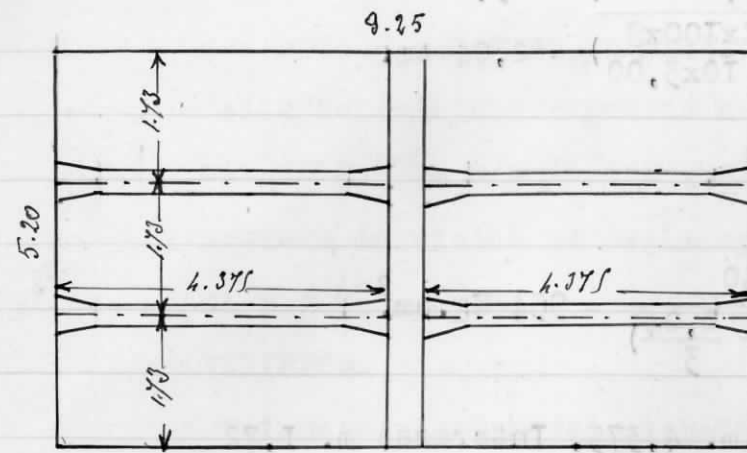
Quindi il carico per  $\text{cm}^2$  sul terreno è stato, tenuto conto del moto sussultorio da

$$\sigma_t = \frac{1,5 \times 10700}{800} = 2 \text{ Kg. cm}^2$$

CALCOLO DEI SOLAI IN CELENTO ARMATO SUL PIANO TERRENO

25°) Solaio su ambiente che misura tra i correnti e i trasversi m.9,25x5,20 costituito da soletta dello spessore di cm.10 sostenuta da 4 nervature se

secondarie della portata di m.4,375 e aventi la sezione di metri



0,25x0,15 in mezzera e di metri 0,50x0,30 all'incastro, e da una nervatura principale (costituisce il traverso collegante i due pilastri e che è stato calcolato al N°21°)

a) SOLETTA= Interasse nervature m.1,73

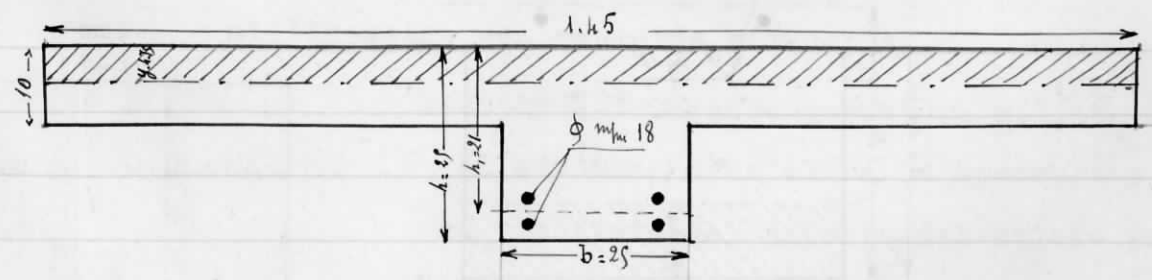
Carico Q:

Peso proprio 0,10x1,73x1,00x2500	=Kg.	432
Pavimento 70x1,73	= "	122
Sovraccarico 200x1,73	= "	346
Sommano		Kg. 900
Aumento 50 %		" 450
TOTALE		Kg. 1350

$$M = \frac{1350 \times 1,73}{10} = 23350 \text{ Kg. cm.}$$

$$h_f = 0,559 \sqrt{\frac{23350}{100}} = 8,55 \text{ cm.} \quad A_f = 0,00194 \sqrt{23350 \times 100} = 2,97 \text{ cm}^2$$

Lo spessore della soletta sarà di cm.10; l'armatura sarà composta per ogni metro di larghezza di 6  $\phi$  da m/m 8 disposti in prossimità del bordo inferiore, dei quali metà saranno diritti e metà passeranno nella parte superiore in prossimità degli appoggi ( $\frac{1}{3}$ ) ivi saranno inoltre collocati per ogni metro di larghezza N°3 spezzoni da m/m 8 lunghi m.1,20



VERIFICA: Dimensioni:  $h=10\text{cm}$ ;  $a=9\text{cm}$ ;  $b=100$ ;  $Af=3,00\text{ cm}^2$

$$y = \frac{10 \times 3,00}{100} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 9}{10 \times 3,00}} \right) = 2,04\text{ cm.}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 23350}{100 \times 2,04 \left( 9 - \frac{2,04}{3} \right)} = 2752\text{ Kg. cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{23350}{3,00 \left( 9 - \frac{2,04}{3} \right)} = 934\text{ Kg. cm}^2$$

b) NERVATURE SECONDARIE= Portata m. 4,375, Interasse m. 1,72

Tratto di soletta solidale con la nervatura m. 1,45

Carico Q

Soletta pavimento sovraccarico  $900 \times 4,375 = \text{Kg. } 3938$

Peso proprio (preventivo)  $0,25 \times 0,20 \times 4,375 \times 2500 = 546$

Somma Kg. 4484

Aumento 50% 2242

Totale Kg. 6726

In mezzeria:

$$M = \frac{6726 \times 4,37,5}{15} = 196175\text{ Kg. cm.}$$

$$h_f = 0,559 \sqrt{\frac{196175}{145}} = 20,68\text{ cm.}$$

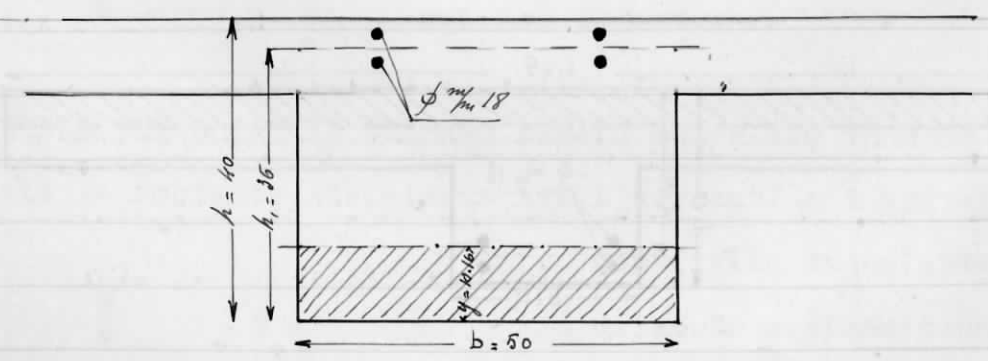
$$Af = 0,00194 \sqrt{196175 \times 145} = 10,34\text{ cmq.}$$

All'incastro

$$M = \frac{6726 \times 4,37,5}{12} = 245220\text{ Kg. cm.}$$

$$h_f = 0,559 \sqrt{\frac{245220}{50}} = 39,13\text{ cm.}$$

$$Af = 0,00194 \sqrt{245220 \times 50} = 6,79\text{ cmq.}$$



Le nervature secondarie avranno la sezione di m. 0,25x0,15 in mezzeria e m. 0,50x0,30 all'incastro (ivi compreso lo spessore della soletta) con raccordo a mensola; armatura inferiore composta di 4  $\phi$  da m/m 18 dei quali metà passeranno nella parte superiore in vicinanza degli appoggi ( $\frac{1}{3}$ ); armatura superiore composta di 2  $\phi$  da m/m 18.

VERIFICA=

I=Inmezzeria: Dimensioni:  $h=15\text{ cm}$ ;  $h_f=2\text{ cm}$ ;  $b=145\text{ cm}$ ;  $Af=10,16\text{ cm}^2$

$$y = \frac{10 \times 10,16}{145} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 145 \times 21}{10 \times 10,16}} \right) = 4,76\text{ cm.}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 196175}{145 \times 4,76 \left( 21 - \frac{4,76}{3} \right)} = 29,41\text{ Kg. cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{196175}{10,16 \left( 21 - \frac{4,76}{3} \right)} = 995\text{ Kg. cm}^2$$

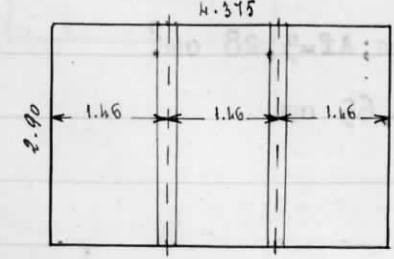
II=All'incastro: Dimensioni:  $h=40\text{ cm}$ ;  $h_f=36\text{ cm}$ ;  $b=50\text{ cm}$ ;  $Af=10,16\text{ cm}^2$

$$y = \frac{10 \times 10,16}{50} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 50 \times 36}{10 \times 10,16}} \right) = 10,16\text{ cm.}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 245220}{50 \times 10,16 \left( 36 - \frac{10,16}{3} \right)} = 29,63\text{ Kg. cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{245220}{10,16 \left( 36 - \frac{10,16}{3} \right)} = 740\text{ Kg. cm}^2$$

26°) SOLAIO SOPRA LA GALLERIA=(Ambiente avente la larghezza netta fra i correnti di m. 2,90 e la larghezza massima fra i traversi di metri 4,375) costituito da soletta dello spessore di cm. 10 sostenuta dai traversi e da due nervature parallele ai traversi per ogni scomparto, nervature aventi la sezione di cm. in mezzeria e di cm. all'incastro con raccordo a mensola.



a) SOLETTA=Interasse nervature m. 1,46

Si adottano senz'altro lo spessore e l'armatura risultati dal calcolo del solaio precedente.

b) NERVATURE=Portata m. 2,90=Interasse m. 1,46

Tratto di soletta solidale con la nervatura m.0,97

Carico Q: Soletta 0,10x1,46x2,90x2500 = Kg. 1058

Pavimento 70x1,46x2,90 = " 296

Sovraccarico 200x1,46x2,90 = " 847

Peso proprio (preventivo) 0,15x0,15x2,90x2500 = " 163

Sommario " 2364

Aumento 50% " 1182

TOTALE Kg. 3546

IN MEZZERIA

$$M = \frac{3546 \times 290}{15} = 68550 \text{ Kg.cm.}$$

$$h = 0,559 \sqrt{\frac{68550}{97}} = 15,09 \text{ Kg.cm.}$$

$$Af = 0,00194 \sqrt{68550 \times 97} = 5,00 \text{ cm.}^2$$

ALL'INCASTRO

$$M = \frac{3546 \times 290}{12} = 85700 \text{ Kg.cm.}$$

$$h = 0,559 \sqrt{\frac{85700}{20}} = 36,33 \text{ cm.}$$

$$Af = 0,00194 \sqrt{85700 \times 20} = 2,54 \text{ cm.}^2$$

Le nervature avranno la sezione di m.0,20x0,10 in mezzeria e di

m.0,20x0,30 all'incastro (non compresa nell'altezza lo spessore

della soletta; armatura inferiore costituita da 4  $\varnothing$  da m/m 13

dei quali metà passeranno nella parte superiore in prossimità

degli incastri; armatura superiore due  $\varnothing$  da m/m 8 diritti.

VERIFICA

In mezzeria: Dimensioni: h=20cm; h=16cm; b=97cm; Af=5,28 cm<sup>2</sup>

$$y = \frac{10 \times 5,28}{97} \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 97 \times 16}{10 \times 5,28}} \right) = 3,65 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 68550}{97 \times 3,65 (16 - \frac{3,65}{3})} = 26,17 \text{ Kg.cm.}^2$$

$$\sigma_m = \frac{68550}{5,28 (16 - \frac{3,65}{3})} = 880 \text{ Kg.cm.}^2$$

ALL'INCASTRO

Dimensioni: h=40cm; h=36cm; b=20cm; Af=3,66cm<sup>2</sup>

$$y = \frac{10 \times 3,66}{20} \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 20 \times 36}{10 \times 3,66}} \right) = 9,70 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 85700}{20 \times 9,70 (36 - \frac{9,70}{3})} = 27 \text{ Kg.cm.}^2$$

$$\sigma_m = \frac{85700}{3,66 (36 - \frac{9,70}{3})} = 714 \text{ Kg.cm.}^2$$

27°) SOLAIO su ambiente a lato dell'ingresso (misura netta tra i correnti

e i traversi m.3,50x3,40) costituito da soletta dello

spessore di cm.10 sostenuta da una nervatura avente la

sezione di m.0,20x0,15 in mezzeria e di m.0,40x0,30

all'incastro con raccordo a mensola.

a) SOLETTA = Interasse nervature m.1,70

Si adottano lo spessore e l'armatura dei solai precedenti

b) NERVATURE = Portata m.3,50 Interasse m.1,70

Tratto di soletta solidale con la nervatura m.1,15

Carico Q/ Soletta 0,10x1,17x3,50x2500 = Kg. 1488

Pavimento 70x1,70x3,50 = " 416

Sovraccarico 2,00x1,70x3,50 = " 1190

Peso proprio (prev.) 0,25x0,25x3,50x2500 = " 546

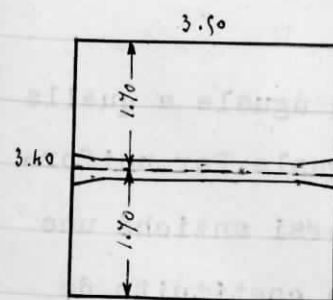
Sommario Kg. 3640

Aumento 50% " 1820

TOTALE Kg. 5460

In Mezzeria

$$M = \frac{5460 \times 350}{15} = 127400 \text{ Kg.cm.}^2$$



$$h_1 = 0,559 \sqrt{\frac{127400}{115}} = 19,00 \text{ cm.}; Af = 0,00194 \sqrt{127400 \times 115} = 7,43 \text{ cm.}^2$$

All'Incastro

$$M = \frac{5460 \times 350}{12} = 159250 \text{ Kg.cm.}; h_1 = 0,559 \sqrt{\frac{159250}{40}} = 35,21 \text{ cm.}$$

$$Af = 0,00194 \sqrt{159250 \times 40} = 4,89 \text{ cm.}^2$$

La nervatura avrà la sezione di m.0,20x0,15 in mezzeria e di metri 0,40x0,30 all'incastro (non compreso nell'altezza lo spessore della soletta) con raccordo a mensola; armatura inferiore composta di 4  $\phi$  da m/m 15 dei quali metà passeranno nella parte superiore in prossimità degli appoggi; armatura superiore composta di 2  $\phi$  da m/m 8 diritti.

VERIFICA=

In mezzeria: Dimensioni: h=25cm; h=21cm; b=115cm; Af=7,08 cm<sup>2</sup>

$$y = \frac{10 \times 7,08}{115} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 115 \times 21}{10 \times 7,08}} \right) = 4,50 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 127400}{115 \times 4,50 (21 - 4,50)} = 25,18 \text{ Kg/cm.}^2; \sigma_m = \frac{127400}{7,08 (21 - \frac{4,50}{3})} = 923 \text{ Kg/cm.}^2$$

All'incastro: Dimensioni: h=40cm; h=36cm; b=40cm; Af=4,50cm<sup>2</sup>

$$y = \frac{10 \times 4,54}{40} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 40 \times 36}{10 \times 4,54}} \right) = 7,95 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 159250}{40 \times 7,95 (36 - \frac{7,95}{3})} = 30,05 \text{ Kg/cm.}^2$$

$$\sigma_m = \frac{159250}{4,54 (36 - \frac{7,95}{3})} = 1055 \text{ Kg/cm.}^2$$

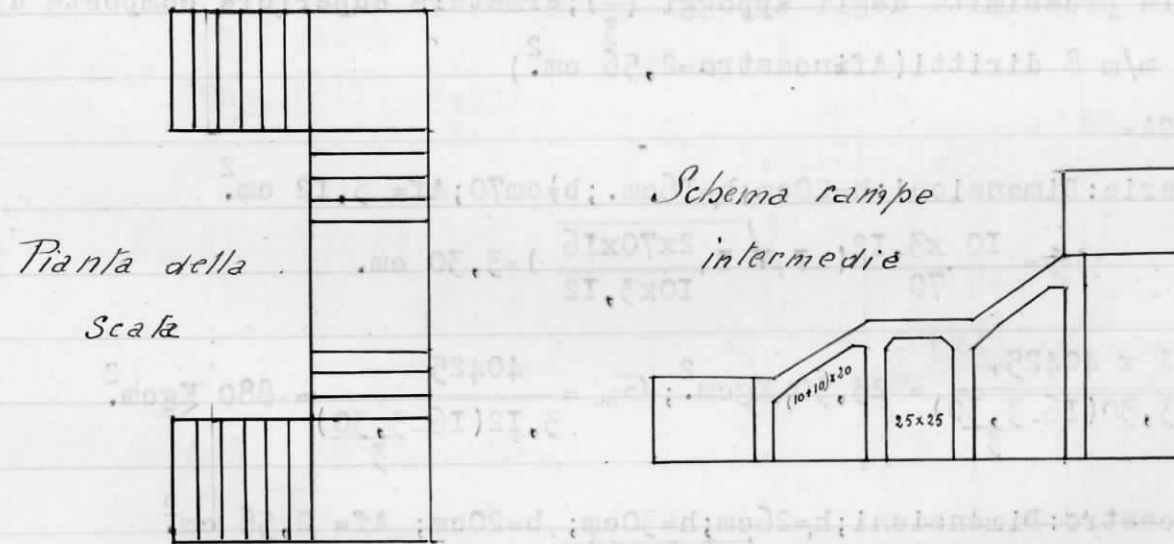
NB. Gli altri locali al piano terreno di larghezza uguale a quella della galleria, saranno pure coperti da un solaio uguale. Per uniformità anche le aule laterali (su cui stanno due traversi anziché uno solo) e l'aula centrale saranno coperte da un solaio costituito da soletta e nervature secondarie di sezione uguali a quelle calcolate al N°25, benché la loro portata sia minore.

28°)

CALCOLO DELLA SCALA

La scala sarà composta di 4 rampe, da un lato incastrate nel muro e dall'altro sostenute da una nervatura; le nervature di sostegno posano all'inizio della prima rampa su una fondazione in calcestruzzo, alla fine della quarta rampa direttamente sul traverso e nell'unione delle rampe tra loro o coi pianerottoli intermedi su 4 pilastri in cemento armato della sezione di m.0,25x0,25 armati con 4  $\phi$  da m/m 14; le rampe sono larghe m.1,60; per la soletta si adotta senz'altro lo spessore di cm.10 e un'armatura composta di 6  $\phi$  da m/m 8 per metro.

Si eseguisce il calcolo per la nervatura di sostegno all'ultima rampa composta di 6 gradini.



a) NERVATURA DI SOSTEGNO RAMPA = Lunghezza m.2,10 = Larghezza m.1,60

Tratto di soletta solidale m.0,70

Carico Q:	Soletta 0,10x0,80x2,10x2500	=Kg. 420
	Gradini 6x0,80x $\frac{0,16}{2}$ x0,30x2500	= " 288
	Rivestimento gradini 12x0,80x0,30x70	= " 202
	Sovraccarico, 6x70	= " 420
	Peso proprio nervatura (preven/)	
	0,20x0,20x2,10x2500	= " 210
	a riportare	sommano
		Kg. 1540

Riporto Kg. 1540

Aumento 50% " 770

TOTALE Kg. 2310

$$M = \frac{2310 \times 210}{12} = 40425 \text{ Kg.cm.}$$

In mezzeria

$$h = 0,559 \sqrt{\frac{40425}{70}} = 13,42 \text{ cm.}; Af = 0,00194 \sqrt{40425 \times 70} = 3,26 \text{ cm.}^2$$

All'incastro

$$h = 0,559 \sqrt{\frac{40425}{20}} = 25,15 \text{ cm.}; Af = 0,00194 \sqrt{40425 \times 20} = 1,74 \text{ cm.}^2$$

La nervatura avrà la sezione di m.0,20x0,10 in mezzeria e di m.0,20x0,20 all'incastro (ivi compreso lo spessore della soprastante soletta)

con raccordo a mensola; armatura inferiore composta di 4  $\phi$  da m/m 10 (Af in mezzeria = 3,12 cm<sup>2</sup>) dei quali due passeranno nella parte superiore in prossimità degli appoggi ( $\frac{1}{3}$ ); armatura superiore composta di 2  $\phi$  da m/m 8 dritti (Af incastro = 2,56 cm<sup>2</sup>)

VERIFICA =

In mezzeria: Dimensioni: h=20cm; h<sub>1</sub>=16cm.; b=70cm; Af= 3,12 cm<sup>2</sup>

$$y = \frac{10 \times 3,12}{70} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 70 \times 16}{10 \times 3,12}} \right) = 3,30 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 40425}{70 \times 3,30 (16 - \frac{3,30}{3})} = 23,50 \text{ Kgcm.}^2; \sigma_m = \frac{40425}{3,12 (16 - \frac{3,30}{3})} = 880 \text{ Kgcm.}^2$$

All'incastro: Dimensioni; h=26cm; h<sub>1</sub>=30cm; b=20cm; Af= 2,56 cm<sup>2</sup>

$$y = \frac{10 \times 2,56}{20} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 20 \times 26}{10 \times 2,56}} \right) = 6,91 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 40425}{20 \times 6,91 (26 - \frac{6,91}{3})} = 25,80 \text{ Kgcm.}^2; \sigma_m = \frac{40425}{2,56 (26 - \frac{6,91}{3})} = 700 \text{ Kgcm.}^2$$

b) SOLETTA AL PIANEROTTOLO D'ARRIVO AL I° PIANO = Larghezza netta della

soletta, m. 2,00

Carico Q: Peso proprio soletta 0,12x2,00x1,00x2500 = Kg. 600

Pavimento 2,00x70 = " 140

Sovraccarico 2,00x2,00 = " 400

Sommario Kg. 1140

Riporto Kg. 1140

Aumento 50% " 570

Totale Kg. 1710

$$M = \frac{1710 \times 200}{10} = 34200 \text{ Kg.cm.}$$

$$h = 0,559 \sqrt{\frac{34200}{100}} = 10,34 \text{ cm.}; Af = 0,00194 \sqrt{34200 \times 100} = 3,59 \text{ cm.}^2$$

La soletta avrà lo spessore di cm.12; sarà armata in prossimità del bordo inferiore con 5  $\phi$  da m/m 10 dei quali metà passeranno nella parte superiore in prossimità degli appoggi ( $\frac{1}{3}$ ) ove saranno inoltre collocati altrettanti spezzoni da m/m 10.

VERIFICA: Dimensioni: h=12cm; h<sub>1</sub>=11cm; b=100cm; Af=3,93 cm<sup>2</sup>

$$y = \frac{10 \times 3,93}{100} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 11}{10 \times 3,93}} \right) = 2,55 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 34200}{100 \times 2,55 (11 - \frac{2,55}{3})} = 27,36 \text{ Kgcm.}^2$$

$$\sigma_m = \frac{34200}{3,93 (11 - \frac{2,55}{3})} = 880 \text{ Kgcm.}^2$$

15 GENNAIO 1926

*Ing. Veronesi*

*Aut. Municipale*