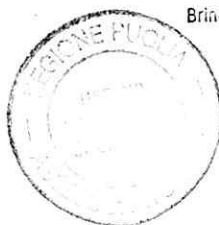


UFFICIO DEL GENIO CIVILE BRINDISI

Si attesta che copia del presente atto
risulta depositata presso questo Ufficio
ai sensi della Legge N° 108
Brindisi, 0 MAR 1984 IL FUNZ. I. DOTT.

Visto: IL COORDINATORE DELL'UFFICIO
(Ing. Francesco Santostasi)



**ISTITUTO AUTONOMO CASE
POPOLARI - BRINDISI -**

LEGGE 5-8-1978 N. 457 III° BIENNIO 1982-83
PROGRAMMA INTERVENTO 003 28 1
CODICE 31674003

IMPRESA

ROLLO ALDO - BRINDISI -

OBBETTO

**PROGETTO PER LA COSTRUZIONE DI AL-
LOGGI POPOLARI IN CEGLE MESSAPICO**

ELABORATO

RELAZIONE DI CALCOLO

Ing.

LUIGI

LAVINO - 4 via Indipendenza - BR -

tav.

data

OTTOBRE '83

agg.

agg.

rapp.

acciaio

F8 B 44 K

conglomerato

RdK = 200

RELAZIONE DI CALCOLO

La presente relazione e' relativa al progetto delle strutture in calcestruzzo armato per la costruzione di due fabbricati per alloggi popolari nel Comune di Ceglie Messapico.

Ciascun fabbricato e' composto da un piano rialzato e da quattro piani in elevazione con due appartamenti per ogni livello, da un seminterrato occupante una meta' dell' area del corpo in elevato adibito a cantine.

I collegamenti verticali consistono in una scala a due rampe, per ogni interpiano, e da un ascensore in sede autonoma, ubicati nella parte centrale di ogni edificio.

Le strutture portanti in cemento armato ordinario sono costituite da elementi lineari, travi e pilastri, gettati in opera; i solai del tipo semiprefabbricato misto in latero-cemento a nervature parallele in c.a.p. confezionate poste ad interasse di 50".

Per le strutture principali orizzontali si e' ritenuto opportuno, per ragioni architettoniche e tecniche, contenere l' altezza nello spessore del solaio.

Le rampe della scala sono del tipo a soletta rampante, con gradini riportati; il vano scensore e' delimitato da due setti sopportanti superiormente una piastra in c.a. caricata dai macchinari necessari all' impianto.

Il terreno di fondazione, ritrovabile dopo pochi centimetri di strato vegetale, e' costituito da un banco di roccia calcarea e, presenta localmente delle fessurazioni con inclusioni di elementi terricoli, in tale situazione, onde garantirci da indesiderati cedimenti differenziali si e' assunta una tensione ammissibile del terreno pari a 2.8 Kg/cm². Si sono adottate delle strutture di fondazione a plinti in modo da trasferire i carichi direttamente sul banco roccioso. Per la fondazione dei pilastri che interessano il seminterrato si e' fatto ricorso alla trave parete, per risolvere in un unica solu-

zione, anche, le esigenze di proteggere igrometricamente i locali interni e di sostenere il rinterro limitrofo..

La progettazione strutturale e' stata condotta in ottemperanza alle norme contenute nel D.M. 26/3/80, resta verificato, anche, che i criteri seguiti nella presente risultano congruenti con quanto prescritto nelle norme tecniche, di recente pubblicazione, del D.M. 1/4/83. I carichi assunti nel calcolo sono rispondenti a quanto indicato nel D.I. 12/2/82.

Per le strutture sia di fondazione che in elevazione, secondo quanto si evince dalla relazione illustrativa dei materiali sono stati prescritti:

- Calcestruzzo Rbk = 250.
- Acciaio in barre ad aderenza migliorata FeB 44k con tensione ammissibile maggiore o uguale a 2200 kg/cmq.

Le strutture in calcestruzzo sono stati predimensionate con criteri di massima, tenendo conto delle esigenze descritte in precedenza, per valutare il peso proprio in sede di analisi dei carichi.

Le sollecitazioni dei solai e delle travi sono state calcolate su schemi a trave continue, sottoposti a condizioni di carico in grado di produrre i massimi effetti sia sugli appoggi che in campata; per quanto riguarda le rampe della scala si e' proceduto al calcolo delle caratteristiche flettenti sullo schema ridotto di trave incastrate elasticamente alle travi di piano e di interpiano. I pilastri sono stati progettati in base al carico derivante dagli elementi principali orizzontali. Le sezioni di calcestruzzo e le armature sono state rispettivamente verificate e progettate in base alla teoria del cemento armato con i criteri della Scienza e Tecnica delle Costruzioni, in modo da contenere il tasso di lavoro dei materiali entro i limiti ammissibili.

ANALISI DEI CARICHI.

SOLAIO DI COPERTURA:

$$H = 20 + 4$$

$$i = 12 + 38$$

Peso proprio	250	Kg/m ²
Pavimento + massetto + intonaco	100	"
Masso a pendio	140	"
Impermeabilizzazione	10	"
Sommano	500	Kg/m ²
Sovraccarico accidentale	200	
TOTALE	700	Kg/m ²

SOLAIO PIANO TIPO:

Peso proprio	250	Kg/m ²
Pavimento + massetto + intonaco	100	"
Incidenza tramezzi	100	"
Sommano	450	Kg/m ²
Sovraccarico accidentale	250	"
TOTALE	700	Kg/m ²

SCALA:

Saletta	0.10	x	1.00	x	$\frac{1}{\cos}$	x	2500	285	Kg/m ²
Gradino	$\frac{0.1375}{2}$	x	0.3	x	$\frac{1}{0.30}$	x	2500	170	"
Opere di finiture (grad.								120	"
Intonaco								25	"
Sommano								600	Kg/m ²
Sovraccarico accidentale								400	"
TOTALE								1.000	Kg/m ²

PIANEROTTOLI:

Peso proprio	250	Kg/m ²
Pavimento + massetto + intonaco	150	"
Sommano	400	Kg/m ²
Sovraccarico accidentale	400	"
TOTALE	800	Kg/m ²

BALCONI:

Peso proprio	250	Kg/m ²
Pavimento + massetto + intonaco	100	"
Sommano	350	Kg/m ²
Sovraccarico accidentale	400	"
TOTALE	750	Kg/m ²

MURO DI TOMPAGNO ESTERNI :

Altezza	2.70 m.	750	Kg/ml
---------	---------	-----	-------

MURO DI TOMPAGNO VANO SCALA:

Altezza	2.70 m.	650	Kg/ml
---------	---------	-----	-------

TRAMEZZI INTERNI:

Altezza	2.70 m.	350	Kg/ml
---------	---------	-----	-------

TRAVE	1-2/3-4/5-6/7-8	TRAVE	2-3/7-6
Solaio	500 x 4.0/2	Solaio	500 x 4.1/2
Scale/sb.		Scale/sb.	
Tompagno	275	Tompagno	130
C. conc.		C. conc.	
Peso pr.	60 x 24	Peso pr.	90 x 24
	250 x 0.3		250 x 0.8
S. acc.	200 x 4/2 + 200 x 0.3	S. acc.	200 x 4/2 + 200 x 0.8
	TOTALE		TOTALE
	8170		2430
TRAVE	11-12-13-14/18-17-16-15	TRAVE	21-22-23/28-27-26
Solaio	500 x 8.60 x 0.55	Solaio	500 x 4.6/2
Scale/sb.		Scale/sb.	
Tompagno		Tompagno	275
C. conc.		C. conc.	
Peso pr.	70 x 24	Peso pr.	60 x 24
	250 x 0.7		250 x 0.3
S. acc.	200 x 8.6 x 0.55 + 200 x 0.7	S. acc.	200 x 4.6/2 + 200 x 0.3
	TOTALE		TOTALE
	4080		2380
TRAVE	23-24/26-25	TRAVE	21-11-1/28-18-8
Solaio	500 x 4.6/2	Solaio	
Scale/sb.		Scale/sb.	
Tompagno	275	Tompagno	275
C. conc.		C. conc.	
Peso pr.	90 x 24	Peso pr.	60 x 24
	250 x 0.8		550 x 0.3
S. acc.	200 x 4.6/2 + 200 x 0.8	S. acc.	
	TOTALE		TOTALE
	2640		800
TRAVE	14-15	TRAVE	24-19/25-20
Solaio		Solaio	
Scale/sb.	1000 x 3.9/2	Scale/sb.	
Tompagno		Tompagno	275
C. conc.		C. conc.	
Peso pr.	60 x 24	Peso pr.	40 x 24
S. acc.		S. acc.	
	TOTALE		TOTALE
	2310		515
TRAVE	19-14/20-15	TRAVE	14-9
Solaio		Solaio	800 x 2.4/2
Scale/sb.		Scale/sb.	
Tompagno	650	Tompagno	
C. conc.		C. conc.	
Peso pr.	40 x 24	Peso pr.	40 x 24
S. acc.		S. acc.	
	TOTALE		TOTALE
	890		1200
TRAVE	9-4/15-5	TRAVE	19-14-4/20-15-5 (COPERTURA DEL VANO SCALA)
Solaio	700 x 2.4/2	Solaio	700 x 2.4/2
Scale/sb.		Scale/sb.	
Tompagno	650	Tompagno	240 x 0.3
C. conc.		C. conc.	
Peso pr.	40 x 24	Peso pr.	30 x 24
S. acc.		S. acc.	
	TOTALE		TOTALE
	1730		1000

- IMPIALCATO DI PIANO TIPO -

TRAVE	1-2 / 3-4 / 8-7 / 6-5 /	TRAVE	2-3 / 7-6
Solaio	450 x 40 / c	Solaio	1872
Scale / sb.		Scale / sb.	
Tompagno	1750	Tompagno	130
C. conc.		C. conc.	
Peso pr.	60 x 24	Peso pr.	90 x 24
	200 x 0.3		350 x 0.80
S. acc.	250 x 4.0 / 2 + 250 x 0.3	S. acc.	965
	TOTALE		TOTALE
	2645		3187
TRAVE	11-12-13-14 (18-17-16-15)	TRAVE	21-22-23 / 28-27-26
Solaio	2200	Solaio	450 x 4.6 / 2
Scale / sb.		Scale / sb.	
Tompagno	(tramezzo) 245	Tompagno	1750 x 0.80
C. conc.		C. conc.	
Peso pr.	70 x 24	Peso pr.	60 x 24
	200 x 0.6		200 x 0.3
S. acc.	1340	S. acc.	250 (4.6 / 2 + 0.3)
	TOTALE		TOTALE
	4325		2700
TRAVE	23-24 / 26-25	TRAVE	31-11-1 / 28-18-8
Solaio	1377	Solaio	
Scale / sb.		Scale / sb.	
Tompagno	130	Tompagno	1750
C. conc.		C. conc.	
Peso pr.	90 x 24	Peso pr.	60 x 24
	350 x 0.8		
S. acc.	1070	S. acc.	
	TOTALE		TOTALE
	3397		1110
TRAVE	24-19-14 / 9-4 / 25-20-15	TRAVE	14-9
Solaio		Solaio	800 x 2.4 / 2
Scale / sb.		Scale / sb.	
Tompagno	650	Tompagno	
C. conc.		C. conc.	
Peso pr.	40 x 24	Peso pr.	90 x 24
S. acc.		S. acc.	
	TOTALE		TOTALE
	890		1200
TRAVE	15-5	TRAVE	19-20 (INTERPIANO)
Solaio	800 x 2.4 / c	Solaio	
Scale / sb.		Scale / sb.	1000 x 3.9 / c
Tompagno		Tompagno	650 x 0.9
C. conc.		C. conc.	
Peso pr.	40 x 24	Peso pr.	60 x 24
S. acc.		S. acc.	
	TOTALE		TOTALE
	1200		2895
TRAVE		TRAVE	
Solaio		Solaio	
Scale / sb.		Scale / sb.	
Tompagno		Tompagno	
C. conc.		C. conc.	
Peso pr.		Peso pr.	
S. acc.		S. acc.	
	TOTALE		TOTALE

- IMPALCHIO DI COGENOVA

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

- IMPIALCATO DI PIANO TIPO -

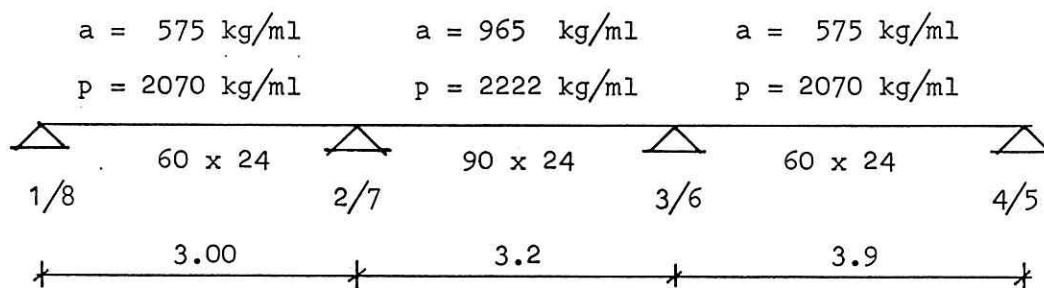
Travi	PIL. 1/8		Travi	PIL. 2/7		Travi	PIL. 3/6	
1-2	2645 × 3/2	3970	1-2		3970	2-3		5400
11-1	1110 × 4.7/2	2610	2-3	3187 × 3.2/2	5100	3-4	2500 × 3.7/2	5000
	TOTALE			TOTALE			TOTALE	
Travi	PIL. 4/5		Travi	PIL. 11/18		Travi	PIL. 12/17	
3-4		5000	11-18	4885 × 3.0	6430	11-12		6430
9-4	1090 × 4.4/2	2535	11-1		2610	12-13	4325 × 3.0/2	6900
			21-11	1110 × 5.5/2	3050			
	TOTALE			TOTALE			TOTALE	
Travi	PIL. 13/16		Travi	PIL. 14/15		Travi	PIL. 21/28	
12-13		6900	13-14		8000	21-22	2700 × 3/2	4000
13-14	4100 × 3.9/2	8000	19-14	890 × 4.1/2	1825	21-11		3100
			14-9		4285			
			14-15		3120			
	TOTALE			TOTALE			TOTALE	
Travi	PIL. 22/27		Travi	PIL. 23/26		Travi	PIL. 24/25	
21-22		4000	22-23		4260	23-24		6715
22-23	2700 × 3.15/2	4260	23-24	3400 × 3.95/2	6715	24-19	900 × 1.4/2	650
	TOTALE			TOTALE			TOTALE	
Travi	PIL. 19/20	INTERPIANO	Travi	PIL.		Travi	PIL.	
19-20	2895 × 0.7/2	3910						
	TOTALE			TOTALE			TOTALE	
Travi	PIL.		Travi	PIL.		Travi	PIL.	
	TOTALE			TOTALE			TOTALE	
Travi	PIL.		Travi	PIL.		Travi	PIL.	
	TOTALE			TOTALE			TOTALE	

SCARICO SUI PILASTRI

ORDINE PILASTRO	7°	6°	5°	4°	3°	2°	1°
1/8		5735	12900	20000	24150	34300	41500
2/7		4450	14350	24000	36800	46800	56400
3/6		8420	19420	30100	41100	52 100	63100
4/5	5000	10800	18900	24000	35100	43200	51300
9/10							24000
11/18		10400	23400	36100	49100	62100	75100
12/14		13100	24100	41100	55100	69100	83100
13/16		15000	30000	45000	61000	77000	93000
14/15	4000	21300	39300	54300	76300	95300	114000
19/20	2600	9500	16500	23500	30500	37500	44500
21/28		6340	14400	22400	31400	39400	47400
22/24		8000	14000	26000	35000	44000	53000
23/26		9500	21300	33100	45000	57000	69000
24/25		6100	14100	22100	30500	38700	47000

CALCOLO TRAVI

TRAVE: 1 - 2 - 3 - 4 - /8 - 7 - 6 - 5



1^a COND. DI CARICO con disposizione dei carichi $a + p/p / a + p$

$$M_{1-2}^+ = 2056 \text{ kg.m.}, \text{ risultano:}$$

$$\sigma_c = 56 \text{ kg/cmq.} < \bar{\sigma} \quad \text{e} \quad A_f = 4.5 \text{ cmq.} < 5.65 \text{ cmq.}, 5 \varnothing 12$$

$$M_{3-4}^+ = 3240 \text{ kg.m. risultano:}$$

$$\sigma_c = 75 \text{ kg/cmq.} < \bar{\sigma}_c \quad \text{e} \quad A_f = 7.6 \text{ cmq.} < 9.67 \text{ cmq.}, 5 \varnothing 12 + \varnothing 16$$

2^a COND. DI CARICO, con disposizione $p / a + p / p$

$$M_{2-3}^+ = 1248 \text{ kg.m.}, \text{ risultano:}$$

$$\sigma_c = 35 \text{ kg/cmq.} < \bar{\sigma}_c \quad \text{e} \quad A_f = 2.8 \text{ cmq.} < 23.77 \text{ cmq.}, 3 \varnothing 8 + 2 \varnothing 12$$

3^a COND. DI CARICO, con disposizione $a + p/a + p/p$

$$M_2^- = - 2705 \text{ kg.m.}, \text{ risultano:}$$

$$\sigma_c = 68 \text{ kg/cmq.} < \bar{\sigma}_c \quad \text{e} \quad A_f = 6.3 \text{ cmq.} < 6.8 \text{ cmq.}$$

4^a COND. DI CARICO, con disposizione dei carichi $p / a + p / a + p$

$$M_3^- = - 4000 \text{ kg.m.}, \text{ risultano:}$$

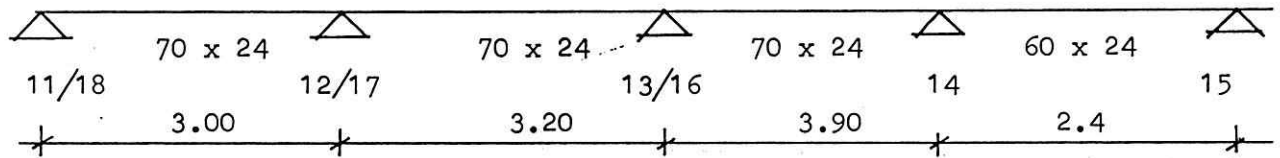
$$\sigma_c = 83 \text{ kg/cmq.} < \bar{\sigma}_c \quad \text{e} \quad A_f = 9.4 \text{ cmq.} < 11.19 \text{ cmq.}$$

Le tensioni tangenziali risultano inferiori alla $\bar{\tau}_{co} = 5.33 \text{ kg/cmq.}$ pertanto si sono previste delle staffe avente sezione complessiva come fissato dalle norme.

TRAVE: 11 - 12 - 13 - 14 - 15 / 18 - 17 - 16 - 15

$a = 1340 \text{ kg/m.}$ $a = 1340 \text{ kg/m.}$ $a = 1340 \text{ kg/m.}$ $a = 800 \text{ kg/m.}$

$p = 3000 \text{ kg/m.}$ $p = 3000 \text{ kg/m.}$ $p = 3000 \text{ kg/m.}$ $p = 1500 \text{ kg/m.}$



1^a COND. DI CARICO, con disposizione dei carichi $a + p / p / a + p / p$

$M_{11-12}^+ = 3400 \text{ kg.m.}$, risultano:

$\sigma_c = 69 \text{ kg/cmq.} < \bar{\sigma}_c$ e $A_f = 7.7 \text{ cmq.} < 7.9 \text{ cmq.}$ 7 $\emptyset 12$

$M_{13-14}^+ = 4000 \text{ kg.m.}$, risultano:

$\sigma_c = 77 \text{ kg/cmq.} < \bar{\sigma}_c$, e $A_f = 9.4 \text{ cmq.} < 9.67 \text{ cmq.}$ 5 $\emptyset 12 + 2 \emptyset 16$

2^a COND. DI CARICO, con disposizione dei carichi $p / a + p / p / a + p$

$M_{12-13}^+ = 1610 \text{ kg.m.}$, risultano:

$\sigma_c = 45 \text{ kg/cmq.}$ e $A_f = 3.7 \text{ cmq.} < 6.03 \text{ cmq.}$ 3 $\emptyset 8 + 4 \emptyset 12$

3^a COND. DI CARICO, con disposizione $a + p / a + p / a + p$

$M_{12}^- = -4040 \text{ kg.m.}$, risultano:

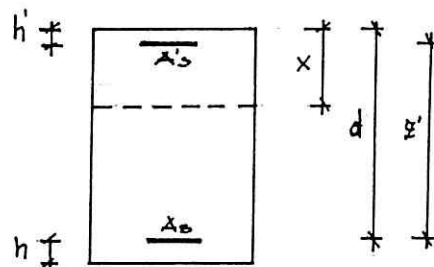
$\sigma_c = 79 \text{ kg/cmq.}$ e $A_f = 9.4 \text{ cmq.} < 10.0 \text{ cmq.}$

4^a COND. DI CARICO, con disposizione $p / a + p / a + p / p$

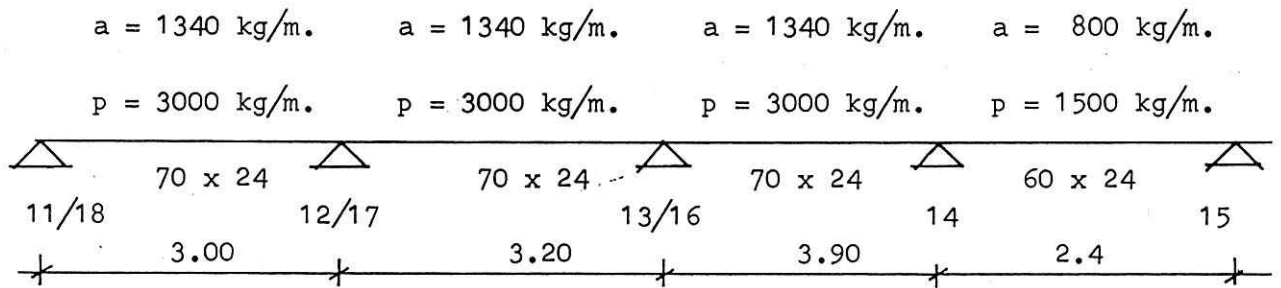
$M_{13}^- = -5200 \text{ kg.m.}$, risultano:

$\sigma_c = 91 \text{ kg/cmq.} < \bar{\sigma}_c$, adottando la doppia armatura con i simboli riportati in figura.

$$x = \frac{22}{1 + \frac{2200}{15 \times 85}} = 8.07 \text{ cm}$$



TRAVE: 11 - 12 - 13 - 14 - 15 / 18 - 17 - 16 - 15



1^a COND. DI CARICO, con disposizione dei carichi $a + p / p / a + p / p$

$$M_{11-12}^+ = 3400 \text{ kg.m.}, \text{ risultano:}$$

$$\sigma_c = 69 \text{ kg/cmq.} < \bar{\sigma}_c \quad \text{e } A_f = 7.7 \text{ cmq.} < 7.9 \text{ cmq. } 7 \varnothing 12$$

$$M_{13-14}^+ = 4000 \text{ kg.m.}, \text{ risultano:}$$

$$\sigma_c = 77 \text{ kg/cmq.} < \bar{\sigma}_c, \quad \text{e } A_f = 9.4 \text{ cmq.} < 9.67 \text{ cmq. } 5 \varnothing 12 + 2 \varnothing 16$$

2^a COND. DI CARICO, con disposizione dei carichi $p / a + p / p / a + p$

$$M_{12-13}^+ = 1610 \text{ kg.m.}, \text{ risultano:}$$

$$\sigma_c = 45 \text{ kg/cmq.} \quad \text{e } A_f = 3.7 \text{ cmq.} < 6.03 \text{ cmq. } 3 \varnothing 8 + 4 \varnothing 12$$

3^a COND. DI CARICO, con disposizione $a + p / a + p / a + p$

$$M_{12}^- = -4040 \text{ kg.m.}, \text{ risultano:}$$

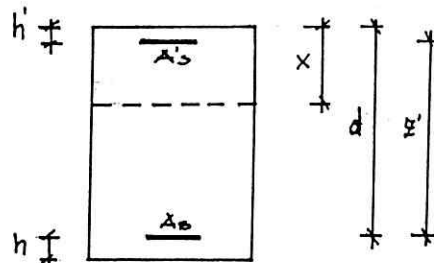
$$\sigma_c = 79 \text{ kg/cmq.} \quad \text{e } A_f = 9.4 \text{ cmq.} < 10.0 \text{ cmq.}$$

4^a COND. DI CARICO, con disposizione $p / a + p / a + p / p$

$$M_{13}^- = -5200 \text{ kg.m.}, \text{ risultano:}$$

$\sigma_c = 91 \text{ kg/cmq.} < \bar{\sigma}_c$, adottando la doppia armatura con i simboli riportati in figura.

$$x = \frac{22}{1 + \frac{2200}{15 \times 85}} = 8.07 \text{ cm}$$



$$z' = 22 - \frac{8.07}{3} = 19.3$$

Il momento ammissibile del cls risulta:

$$M_c = \frac{1}{2} \cdot 85 \times 70 \times 8 \times 19.31 = 460000 \text{ kg/cm.}$$

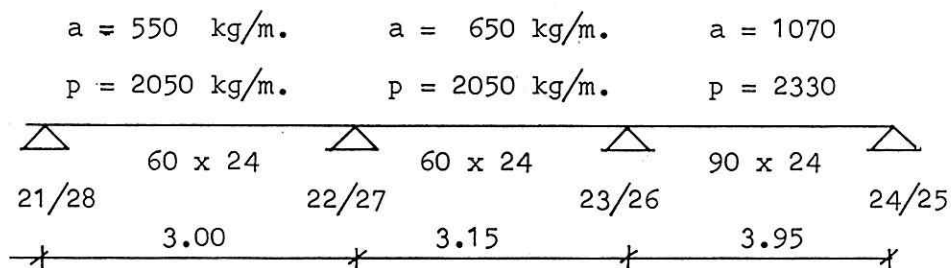
$$\sigma' f = 15 \times 85 \frac{8.07 - 2}{8.07} \approx 960 \text{ kg/cmq. ten. acciaio compresso.}$$

$$z' = 22 - 2.20 \text{ cm.}$$

$$A' f = \frac{520000 - 460000}{960 \times 20} = 3.13 \text{ cmq.} < 4.52 \text{ cmq.}$$

$$A f = 12.2 \text{ cmq.} < 13 \text{ cmq.} < \text{cmq.}$$

TRAVE: 21 - 21 - 23 - 24 / 28 - 27 - 25



1^a COND. DI CARICO, con disposizione $a + p / P / a + p$

$$M_{21-22}^+ = 2270 \text{ kg.m., risultano } \sigma_c = 59 \text{ kg/cmq. e } A_f = 5.1 \text{ cmq.}$$

$$M_{22-23}^+ = 4500 \text{ kg.m., risultano: } \sigma_c = 72 \text{ kg/cmq. e } A_f = 11.2 \text{ cmq.}$$

2^a COND. DI CARICO, con disposizione $p / a + p / p$

$$M_{22-23}^+ = 650 \text{ kg.m., a vantaggio di stabilita' si e' assunto}$$

$$M_{22-23} = 1700 \text{ kg.m., risultano:}$$

$$\sigma_c = 50 \text{ kg/cmq. e } A_f = 3.3 \text{ cmq.}$$

3^a COND. DI CARICO, con disposizione $a + p / a + p$

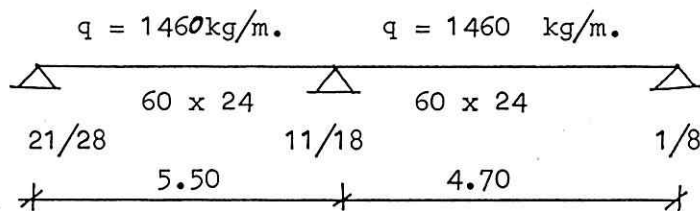
$$M_{22}^- = -2300 \text{ kg.m., risultano: } \sigma_c = 60 \text{ kg/cmq. e } A_f = 5.5 \text{ cmq.}$$

4^a COND. DI CARICO, con disposizione $p / a + p / a + p$

$M_{23}^- = 4800 \text{ kg.m.}$, poiche' $\sigma_c 96 \text{ kg/cmq.} > \bar{\sigma}_c$ si e' adottata la doppia armatura, col procedimento gia' descritto in situazioni precedenti si ottiene:

$$A' s = 3.76 \text{ cmq} \quad \text{e} \quad A_s = 10.6 \text{ cmq.}$$

TRAVE: 21 - 11 + 1 / 28 - 18 - 8



Si e' ritenuto incrementare i carichi di una striscia di solaio larga 1.0 metro, onde tener conto dell' effetto piastra di detto orizzontamento; per il calcolo delle sollecitazioni e' stata considerata un' unica condizione di carico

$$M_{21-11}^+ = 3370 \text{ kg.m. risultano:}$$

$$\sigma_c = 77 \text{ kg/cmq.} \quad \text{e} \quad A_f = 8 \text{ cmq.} < 9.41 \text{ cmq.}$$

$$M_{11-1}^+ = 2000 \text{ kg.m., risultano:}$$

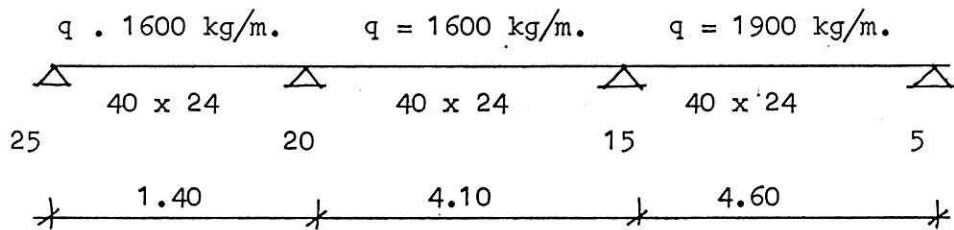
$$\sigma_c = 55 \text{ kg/cmq.} \quad \text{e} \quad A_f = 4.55 \text{ cmq.} < 5.65 \text{ cmq.}$$

$M_{11}^- = -6000 \text{ kg.m.}$, risulta $\sigma_c > \bar{\sigma}_c$ quindi adottando la doppia armatura si ha:

$$A' s = 9.0 \text{ cmq.} < 9.41 \text{ cmq.}$$

$$A_s = 14.5 \text{ " } < 15 \text{ cmq.}$$

TRAVE: 25 - 20 - 15 - 5 / 24 - 19 - 14 - 4



Con analoghe considerazioni fatte per la trave precedente, si ottengono:

$$M_{25-20}^{+} = 500 \text{ kg.m.}, \sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2; \text{ e } A_f = 2.0 \text{ cm}^2.$$

$$M_{20-15}^{+} = 1000 \text{ kg.m.}, \text{ assumendo un momento di calcolo pari a}$$

$$M = 1700 \text{ kg.m. risultano, } \sigma_c = 64 \text{ kg/cm}^2. \text{ e } A_f = 3.92 \text{ cm}^2.$$

$$M_{15-5}^{+} = 3400 \text{ kg.m. risultano, } \sigma_c = 100 > \bar{\sigma}_c \text{ adottando la doppia armatura}$$

$$\text{si ha: } A' s = 3.45 \text{ cm}^2. A_s = 8.1 \text{ cm}^2.$$

CALCOLO DELLE FONDAZIONI

PLINTI: 8/28

$$N = 47.400 \text{ kg.}$$

$$\sigma_t = \frac{47.400 + 2940}{140 \times 140} = 2.57 < \bar{\sigma}_t = 2.8 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_f = \frac{1}{8} \times 140 \times (140 - 30)^2 = 2.57 = 54.400 \text{ kg.cm.}$$

$$A_f = \frac{54.400}{0.85 \times 57 \times 2200} = 5.11 \text{ cm}^2.$$

$$q = \frac{47.000}{1.40} = 33.800 \text{ kg.m.}$$

$$T = 33.800 \times 0.55 = 18.480 \text{ kg}$$

$$\tau_c = \frac{18.480}{0.9 \times 140 \times 57} = 2.56 < \bar{\tau}_{co}$$

PLINTO: 6/7/27

$$N = 63.100 \text{ kg.}$$

$$\sigma_t = \frac{63.900 + 3840}{160 \times 160} = 2.6 < \bar{\sigma}_t$$

$$M_f = \frac{1}{8} 160 (160 - 30)^2 \times 2.6 = 878.800 \text{ kg.cm.}$$

$$A_f = \frac{879.000}{0.85 \times 57 \times 2200} = 8.25 \text{ cmq.}$$

$$q = \frac{63.100}{1.60} = 39.430 \text{ kg/m.}$$

$$T = 39.500 \times 0.65 = 25600 \text{ kg.}$$

$$\tau_c = \frac{25.600}{0.9 \times 160 \times 57} = 3.12 < \bar{\tau}_{co}$$

PLINTO: 12/13/16/17/18/26

$$N = 93.000 \text{ kg.}$$

$$\sigma_t = \frac{93000 + 5400}{190 \times 190} = 2.73 < \bar{\sigma}_t = 2.8 \text{ kg/cmq.}$$

$$M_f = \frac{1}{8} 190 (190 - 30)^2 \times 2.73 = 165984 \text{ kg.cm.}$$

$$A_f = \frac{166000}{0.85 \times 57 \times 2200} = 15 \text{ cmq.}$$

$$T = \frac{93.000}{1.90} \times 0.95 = 46500 \text{ kg.}$$

$$\tau_c = \frac{38000}{0.9 \times 1.90 \times 57} = 4.77 \text{ kg/cmq.} < \bar{\tau}_{co}$$

CALCOLO DELLE TRAVI - PARETE

Per il metodo di calcolo di questi elementi si è fatto riferimento a quanto indicato sul Calzona - Cestelli Guidi " Il calcolo del cemento armato", edizione HOEPLI.

Si è considerata una sezione trasversale a T rovescia con l'anima di spessore cm. 30 e l'altezza maggiore o uguale a m. 2,50.

Verifica del Terreno

Data l'elevata rigidezza delle pareti, si è considerata, nel complesso, una struttura scatolare in grado di trasmettere sul terreno i carichi dai pilastri interessati.

Il carico totale è pari a 926.000 kg.

Fissata la larghezza di base $B = 1.10$ m. si ottiene, mediamente, una tensione sul terreno:

$$\sigma_t = \frac{926.000 \text{ kg.}}{481.800 \text{ cmq.}} = 1.92 \text{ kg/cmq.} < \bar{\sigma}_t$$

La reazione uniforme del terreno equivale a:

$$q = 1.92 \times 10^4 \times 1.10 = 21.600 \text{ kg/m.}$$

Verifica del calcestruzzo

Posto $\alpha = \frac{q}{\sigma_b \times h}$, con $\bar{\sigma}_b = 0.3 R_{bk}$ si ha:

$$\alpha = \frac{21.600 \times 10^{-2}}{75 \times 334} = 0.008 < \frac{1}{52}$$

per la verifica deve risultare $b > \frac{1}{2} \sqrt{0.008} = 12.1 \text{ cm.} < 30 \text{ cm.}$

Armatura d'anima

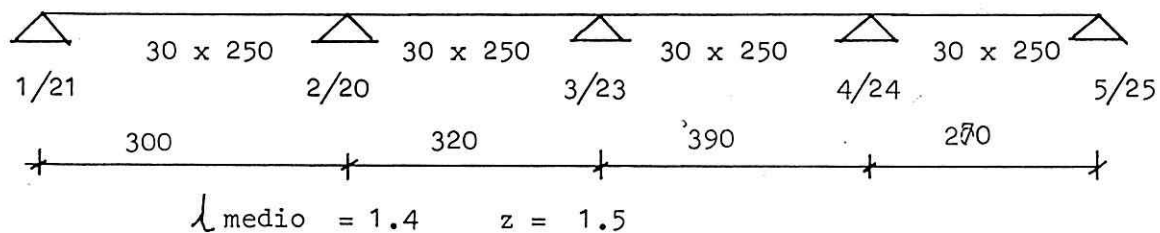
Si dispone un gradicchio su ambedue le faccie della parete; fissato un campo quadrato, di lato $t = 20$ cm., la sezione di ogni barra risulta dalla relazione:

$$A = 0.0020 \times b \times t = 0.0020 \times 26 \times 20 = 1.04 \text{ cmq.} : \varnothing 12$$

Per il dimensionamento delle armature si sono considerati i momenti in mezzzeria e sugli appoggi, calcolati su uno schema statico di trave continua e, mediante la formula $F_a = \frac{M}{z}$, dove $z = 0.2 (1 + 2 h)$, e quindi l'area di ferro necessaria risulta: $A_f = \frac{F_a}{\sigma_a}$

TRAVE PARETE TRA I PILASTRI 1 - 2 - 3 - 4 - 5 / 21 - 22 - 23 - 25

$$q = 21.600 \text{ kg/m.}$$



$$M_{1-2}^{-} = - 15600 \text{ kg.m.}$$

$$F_a = \frac{15.600}{1.5} = 10.400 \text{ kg.}$$

$$A_f = \frac{10.400}{2.200} = 4.73 \text{ cmq.}$$

$$M_{2-3}^{-} = - 5.000 \text{ kg.m.}$$

$$F_a = \frac{5.000}{1.5} = 3.500 \text{ kg.}$$

$$A_f = \frac{3.500}{2.200} = 3 \text{ cmq.}$$

$$M_{3-4}^{-} = - 17.000 \text{ kg.m.}$$

$$F_a = \frac{17.000}{1.5} = 11500 \text{ kg.}$$

$$A_f = \frac{11.500}{2.200} = 5.3 \text{ cmq.}$$

$$M_{4-5}^{-} = - 9.000 \text{ kg.m.}$$

$$F_a = \frac{9.000}{1.5} = 6.00 \text{ kg.}$$

$$A_f = \frac{6.000}{2.200} = 2.9 \text{ cmq.}$$

$$M_2^{+} = 19300 \text{ kf.m.}$$

$$F_a = \frac{19.300}{1.5} = 13.000 \text{ kg.}$$

$$A_f = \frac{13.000}{2.200} = 5.85 \text{ cmq.}$$

$$M_3^+ = 23.000 \text{ kg.m.}$$

$$F_a = \frac{23.000}{1.5} = 15.300 \text{ kg.}$$

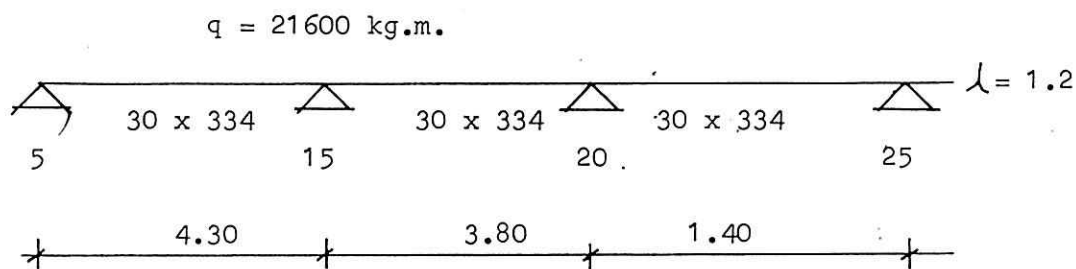
$$A_f = \frac{15.300}{2.200} = 7.0 \text{ cmq.}$$

$$M_4^+ = 25.500 \text{ kg.m.}$$

$$F_a = \frac{25.500}{1.5} = 17.000 \text{ kg.}$$

$$A_f = \frac{17.000}{2.200} = 7.73 \text{ cmq.}$$

TRAVEPARETE TRA I PILASTRI 5 - 15 - 20 - 25



$$M_{5-15}^- = - 31.500 \text{ kg.m.}$$

$$F_a = \frac{31.500}{1.9} = 16600 \text{ kg.}$$

$$A_f = \frac{16600}{2200} = 7.64 \text{ cmq.}$$

$$M_{15-20}^- = - 12.000$$

$$F_a = \frac{12.000}{1.75} = 7.000 \text{ kg.}$$

$$A_f = \frac{7.000}{2.200} = 3.5 \text{ cmq.}$$

$$M_{20-25}^- = - 1.000 \text{ kg.m.}$$

$$F_a = \frac{1.000}{1.75} = 600 \text{ kg.}$$

$$A_f = \frac{600}{2.200} = 0.5 \text{ cmq.}$$

$$M_{15}^+ = 41.300 \text{ kg.m.}$$

$$F_a = \frac{41.300}{1.8} = 23000 \text{ kg.}$$

$$A_f = \frac{23.000}{2.200} = 10.43 \text{ cmq.}$$

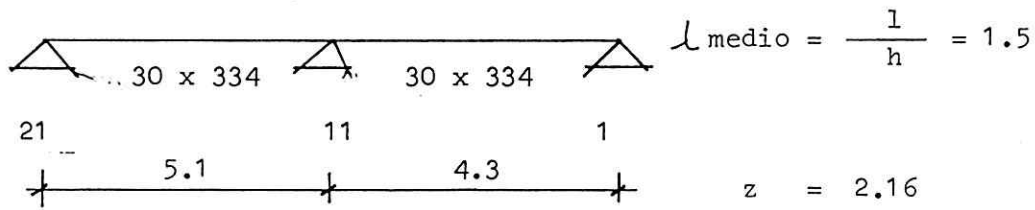
$$M_{20}^+ = 15.000 \text{ kg.m.}$$

$$F_a = \frac{15.000}{1.75} = 8.600 \text{ kg}$$

$$A_f = \frac{8.600}{2.200} = 4 \text{ cmq.}$$

TRAVE - PARETE TRA I PILASTRI 21 - 11 - 1

$$q = 21600 \text{ kg/m.}$$



$$M_{21-11}^{-} = - 43.000 \text{ kg.m.}$$

$$F_a = \frac{43.000}{2.16} = 19500 \text{ kg.}$$

$$A_f = \frac{19500}{2200} = 8.86 \text{ cmq.} < 9.04 \text{ cmq.}, \quad 8 \varnothing 12$$

$$M_{11-1}^{-} = - 24.100 \text{ kg.m.}$$

$$F_a = \frac{24.100}{2.16} = 12.000 \text{ kg.}$$

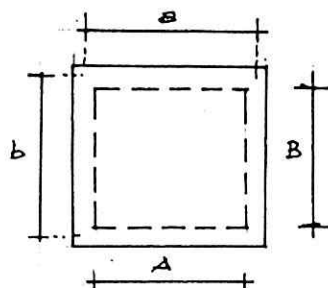
$$A_f = \frac{12.000}{2.200} = 5.2 \text{ cmq.} < 9.04 \text{ cmq.}$$

$$M_{11}^{+} = 60.000 \text{ kg.m.}$$

$$F_a = \frac{60.000}{2.16} = 27000 \text{ kg}$$

$$A_f = \frac{27700}{2200} = 12.6 \text{ cmq.} < 14.08 \text{ cmq.}, \quad 12 \varnothing 9 + 4 \varnothing 16$$

CALCOLO DI VERIFICA DELLA SOLETTA PORTANTE IL MACCHINARIO DELLO IMPIANTO ASCENSORE



Caratteristiche dei materiali impiegati

ACCIAIO : tipo Fe B 44k $f_{tk} = 5500 \text{ Kg/cm}^2$.

CALCESTRUZZO : Rbk 250

Dimensioni del vano di corsa : $A = 155 \text{ cm}$, $B = 155 \text{ cm}$.

" della soletta all'appoggio : $a = 170 \text{ cm}$, $b = 170 \text{ cm}$.

Spessore della soletta $H = 24 \text{ cm}$.

Peso " " : $G = 0.24 \times 1.7 \times 1.7 \times 2500 = 1740 \text{ Kg}$.

Si considera un calcolo a trave con una luce pari ad $a = 1.70 \text{ m}$.

Disposti n° 11Ø12 in direzione parallela al lato A , per un interasse di cm. 20 , l'area totale risulta $A_f = 11 \times 1.13 = 12.43 \text{ cm}^2$.

Analisi dei carichi sulla soletta

In base a quanto ricavato dalle istruzioni ricevute dalla ditta fornitrice dell'elevatore, i carichi, resi dinamici con l'applicazione del coefficiente 1.5, valgono :

$$P = 3200 \text{ Kg}$$

peso soletta + sovr. acc., di 500 Kg/m^2 . $= 3200 \text{ "}$

Carico totale 6400 Kg

$$M = \frac{6400 \times 170}{12} = 90600 \text{ Kg.cm}$$

Ordinata dell'asse neutro rispetto al bordo compresso:

$$x = \frac{15 \times 12.43}{170} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 170 \times 22}{15 \times 12.43}} \right) = 5.94 \text{ cm.}$$

Braccio della coppia interna :

$$z = 22 - \frac{5.94}{3} = 20 \text{ cm.}$$

Calcolo delle sollecitazioni unitarie :

$$\text{Acciaio } \sigma_f = \frac{90600}{20 \times 12.43} = 365 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{Calcestruzzo } \sigma_b = \frac{2 \times 90600}{20 \times 170 \times 5.94} = 9 \text{ Kg./cm}^2.$$

Coefficienti di sicurezza :

$$\text{Acciaio } \eta = f_{tk} / \sigma_f = \frac{5500}{365} = 15.07 > 6$$

$$\text{Calcestruzzo } \eta = R_{bk} / \sigma_b = \frac{250}{9} = 27.7 > 6$$

In direzione normale ad A si sono disposti 11 $\varnothing$ 12.

