

# MINISTERO DELL'INDUSTRIA DEL COMMERCIO DELL'ARTIGIANATO

AGEVOLAZIONI FINANZIARIE A FAVORE DELLE SOCIETA'  
CONSORTILI A PARTECIPAZIONE MAGGIORITARIA DI  
CAPITALE PUBBLICO CHE REALIZZANO MERCATI  
AGROALIMENTARI ALL'INGROSSO DI CUI ALLA  
LEGGE 28 FEBBRAIO 1986 N° 41



**CENTRO  
A G R O  
ALIMENTARE  
BOLOGNA**


*Societa' Consortile s.c.p.a. - Viale Masini n. 4/3 - 40126 Bologna*

IL COORDINATORE TECNICO  
GEOM. FIORENZO GUIDORENI

IL PRESIDENTE  
CAV.GR.CR. GIANNI CAMPI

## PROGETTO ESECUTIVO

(Decreto 2 Febbraio 1990 art.9)

*Roberto Naldi* •  **MERCATI**  
SOCIETA' CONSORTILE a.r.l.

**CENTRO AGRO ALIMENTARE DI BOLOGNA  
TETTOIA DI CARICO**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

Data	N° Elab.
FEB. '93	08.0
	Rif. D.L. a.3
	GARA D'APPALTO

### GRUPPO DI PROGETTAZIONE

COORDINAMENTO GENERALE: ARCH. GIUSEPPE CACOZZA

PROGETTISTI:

ARCHITETTONICO  
ARCH. MARIO ZUCCOTTI

STRUTTURALE  
ING. CARLO PORELLI

IMPIANTI  
DOTT. MASSIMO CAVAZZUTI  
ING. FRANCESCO FERRI  
ING. GIAN BRUNO MONTORSI



COLLABORATORI:

ARCH. BRUNO DELLA MURA  
ING. ROBERTO MACCAFERRI  
GEOM. ROBERTO SIMONI  
P.I. WILLIAM TOSI

ASS. COORD. ARCH. M. LETIZIA LONGO

(per le competenze di legge)

10)

# MINISTERO DELL'INDUSTRIA DEL COMMERCIO DELL'ARTIGIANATO

AGEVOLAZIONI FINANZIARIE A FAVORE DELLE SOCIETA'  
CONSORTILI A PARTECIPAZIONE MAGGIORITARIA DI  
CAPITALE PUBBLICO CHE REALIZZANO MERCATI  
AGROALIMENTARI ALL'INGROSSO DI CUI ALLA  
LEGGE 28 FEBBRAIO 1986 N° 41



CENTRO  
A G R O  
A L I M E N T A R E  
B O L O G N A

Societa' Consortile s.c.p.a. - Viale Masini n. 4/3 - 40126 Bologna

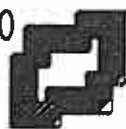
IL COORDINATORE TECNICO  
GEOM. FIORENZO GUIDORENI

IL PRESIDENTE  
CAV.GR.CR. GIANNI CAMPI

## PROGETTO ESECUTIVO

(Decreto 2 Febbraio 1990 art.9)

PROGETTO



MERCATI

SOCIETA' CONSORTILE a r.l.

*Roberto Natta*

CENTRO AGRO ALIMENTARE DI BOLOGNA  
TETTOIA DI CARICO

RELAZIONE DI CALCOLO

Data

FEB. '93

N° Elab.

08.0

Rif. D.L. a.3

GARA D'APPALTO

### GRUPPO DI PROGETTAZIONE

COORDINAMENTO GENERALE: ARCH. GIUSEPPE CACOZZA

PROGETTISTI:

ARCHITETTONICO  
ARCH. MARIO ZUCCOTTI

STRUTTURALE  
ING. CARLO PORELLI

IMPIANTI  
DOTT. MASSIMO CAVAZZUTI  
ING. FRANCESCO FERRI  
ING. GIAN BRUNO MONTORSI



COLLABORATORI:

ARCH. BRUNO DELLA MURA  
ING. ROBERTO MACCAFERRI  
GEOM. ROBERTO SIMONI  
P.I. WILLIAM TOSI

ASS. COORD. ARCH. M. LETIZIA LONGO

10)

(per le competenze di legge)

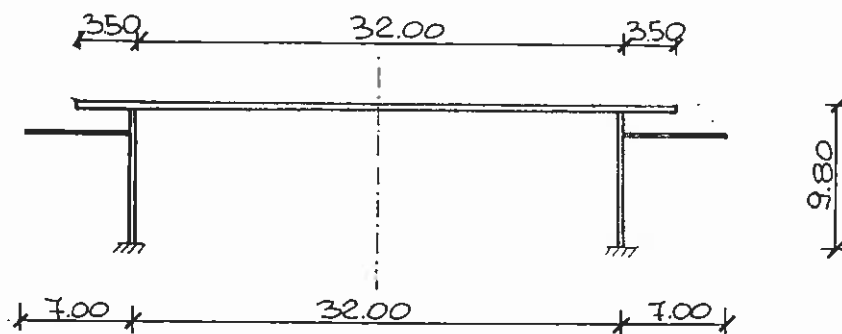
- INDICE -

- RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

- RELAZIONE GEOTECNICA

- RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE METALLICHE

ALLEGATI N. 1 - 2 - 3 : Risultati dell'elaborazione elettronica



SCHEMA STATICO DI PARTE DI TETTOIA DI MAGGIOR LUCE

- **Minimo carico distribuito trasmesso dal coperto:**

copertura deck	30 kg/mq
soffittatura	10 kg/mq
p.p struttura	50 kg/mq
	-----
	90 kg/mq

- **Massimo carico distribuito trasmesso dal coperto:**

copertura deck	30 kg/mq
soffittatura	10 kg/mq
p.p struttura	50 kg/mq
neve	120 kg/mq
	-----
	210 kg/mq

- **Area di influenza del generico pilastro:**

$$A = 235,85 \text{ mq}$$

– **Sforzo normale minimo agente sul generico pilastro:**

$$N_{\min} \cong 21.230 \text{ kg}$$

– **Sforzo normale massimo agente sul generico pilastro:**

$$N_{\max} = 49.530 \text{ kg}$$

– **Azione orizzontale dovuta al vento:**

Si considera un'azione radente di entità pari ad 1/10 della pressione cinematica (60 kg/mq).

Per la superficie investita dal vento si considera tutto l'estradosso (7 + 39 + 7 m di luce) più il 50% della zona di tettoia a capriate (39 m di luce).

$$H_v = 1.935 \text{ kg} \quad \text{azione del vento sulla testa del generico pilastro}$$

– **Momento alla base del generico pilastro dovuto al vento:**

$$M = 18.960 \text{ kgm}$$

– **Riepilogo carichi agenti alla base del generico pilastro:**

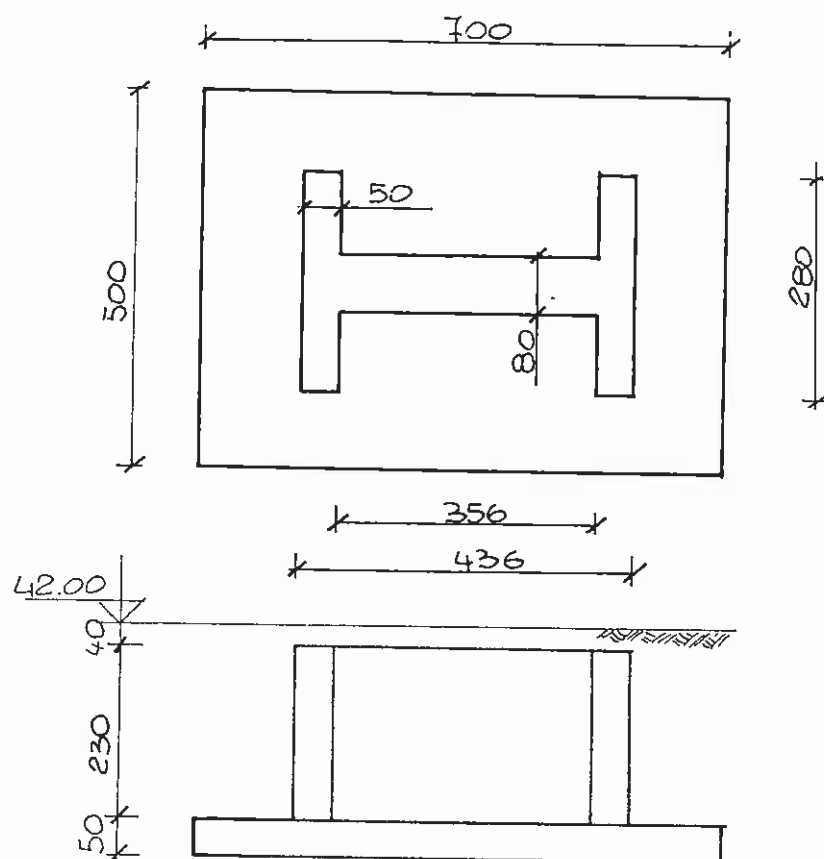
$$N_{\max} = 49.530 \text{ kg}$$

$$N_{\min} = 21.230 \text{ kg}$$

$$T = 1.935 \text{ kg}$$

$$M = 18.960 \text{ kgm}$$

**PLINTO DI FONDAZIONE DELLA COPPIA DI PILASTRI GEMELLI RELATIVI ALLA PARTE DI TETTOIA DI LUCE MAGGIORE**



**Peso plinto**

$$P_p = 75.300 \text{ kg}$$

**Peso terreno soprastante il plinto**

$$P_t = 147.400 \text{ kg}$$

– **Carico massimo agente alla base del plinto**

$$N_{\max} = 49.530 \times 2 + 75.300 + 147.400 = 321.760 \text{ kg}$$

– **Carico minimo agente alla base del plinto**

$$N_{\min} = 21.230 \times 2 + 75.300 + 147.400 = 265.160 \text{ kg}$$

- **Eccentricità massima dei carichi di fondazione**

$$e_{\max} = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{18.960 \times 2}{265.160} = 0,14 \text{ mt}$$

- **Tensione normale sul terreno dovuta alle azioni  $N_{\max}$  e  $M$ :**

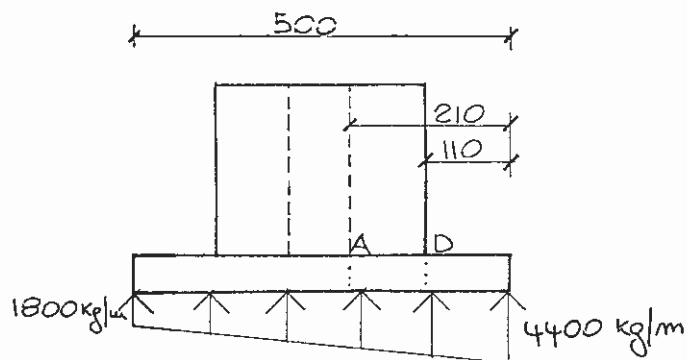
$$\sigma_t = \frac{321.760}{500 \times 700} \pm \frac{3792000 \times 6}{500^2 \times 700} = \begin{cases} 1,05 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,79 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

- **Tensione normale sul terreno dovuta alle azioni  $N_{\min}$  e  $M$ :**

$$\sigma_t = \frac{265.160}{500 \times 700} \pm \frac{3792000 \times 6}{500^2 \times 700} = \begin{cases} 0,89 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,63 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

La  $\sigma_{t \max}$  del terreno, pari a  $1,05 \text{ kg/cm}^2$ , risulta leggermente superiore alla  $\sigma_{t \text{ amm}}$  per il terreno in oggetto, valutato in  $0,95 \text{ kg/cm}^2$ . Si ritiene tuttavia di accettare il valore suddetto in quanto raggiunto in condizioni del tutto particolari, infrequenti e di breve durata, quali un carico per neve di  $120 \text{ kg/mq}$  contestualmente ad una pressione cinematica del vento di  $60 \text{ kg/mq}$ .

## CALCOLO DELLE MASSIME SOLLECITAZIONI AGENTI SUL PLINTO:



La coppia di azioni N ed M per la valutazione delle tensioni normali di reazione del terreno che determinano le massime sollecitazioni nel plinto sono:

$$\begin{cases} N = 107.860 \text{ kg} \\ M = 37.920 \text{ kgm} \end{cases}$$

il valore di N è dato dal carico trasmesso dai pilastri + il volume della nervatura del plinto \* la differenza di peso specifico fra CLS e terreno

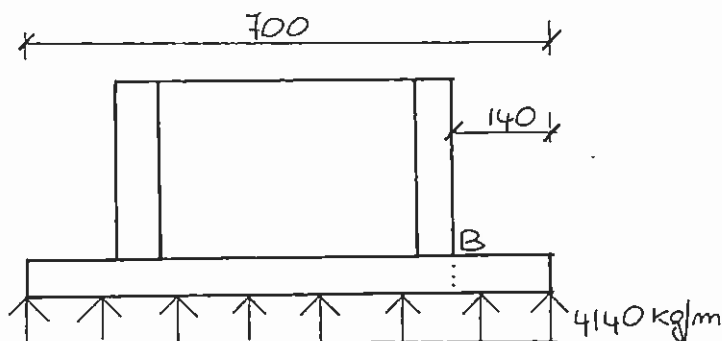
- **Reazioni unitarie del terreno:**

$$\sigma_t = \begin{cases} 0,44 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,18 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

- **Momento flettente nelle sezioni "A" e "D" della platea del plinto:**

$$M_D = 2.662 \text{ kgm/m}$$

$$M_A = 8.900 \text{ kgm/m}$$



- **Momento flettente e taglio nella sezione "B" della platea del plinto:**

$$M_B = 4.060 \text{ kgm/m}$$

$$T_B = 5.796 \text{ kg/m} \rightarrow \tau = 1,4 \text{ kg/cm}^2$$

Descrizione del lavoro : suola plinto n. 1' sezione A

Tipi di masse isolate n.: 1  
 Tipi di masse continue reagenti a trazione n.: 0  
 Tipi di masse continue non reagenti a trazione n.: 1

Masse isolate di tipo 1  
 Modulo elastico = 15.000

n.	X	Y	A
1	50.000	45.000	2.000
2	50.000	5.000	3.850

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1  
 Modulo elastico = 1.000

n.	X	Y
1	0.000	0.000
2	0.000	50.000
3	100.000	50.000
4	100.000	0.000
5	0.000	0.000

Condizione di carico n. 1  
 $M_x = -266200.000$   
 $M_y = 0.000$

Masse isolate di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	50.000	45.000	66.908
2	50.000	5.000	-1617.622

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	0.000	43.411	-0.000
2	0.000	50.000	18.498
3	100.000	50.000	18.498
4	100.000	43.411	0.000
5	0.000	43.411	-0.000

Descrizione del lavoro : suola plinto n. 1 sezione B

Tipi di masse isolate n.: 1  
 Tipi di masse continue reagenti a trazione n.: 0  
 Tipi di masse continue non reagenti a trazione n.: 1

Masse isolate di tipo 1  
 Modulo elastico = 15.000

n.	X	Y	A
1	50.000	45.000	2.000
2	50.000	5.000	3.850

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1  
 Modulo elastico = 1.000

n.	X	Y
1	0.000	0.000
2	0.000	50.000
3	100.000	50.000
4	100.000	0.000
5	0.000	0.000

Condizione di carico n. 1  
 Mx = -406000.000  
 My = 0.000

Masse isolate di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	50.000	45.000	102.046
2	50.000	5.000	-2467.148

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	0.000	43.411	0.000
2	0.000	50.000	28.213
3	100.000	50.000	28.213
4	100.000	43.411	0.000
5	0.000	43.411	0.000

Descrizione del lavoro : plinto n. 1 sezione D

Tipi di masse isolate n.: 1  
 Tipi di masse continue reagenti a trazione n.: 0  
 Tipi di masse continue non reagenti a trazione n.: 1

Masse isolate di tipo 1  
 Modulo elastico = 15.000

n.	X	Y	A
1	157.000	275.000	1.580
2	543.000	275.000	1.580
3	350.000	5.000	26.950

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1  
 Modulo elastico = 1.000

n.	X	Y
1	0.000	0.000
2	0.000	50.000
3	132.000	50.000
4	132.000	280.000
5	182.000	280.000
6	182.000	50.000
7	518.000	50.000
8	518.000	280.000
9	568.000	280.000
10	568.000	50.000
11	700.000	50.000
12	700.000	0.000
13	0.000	0.000

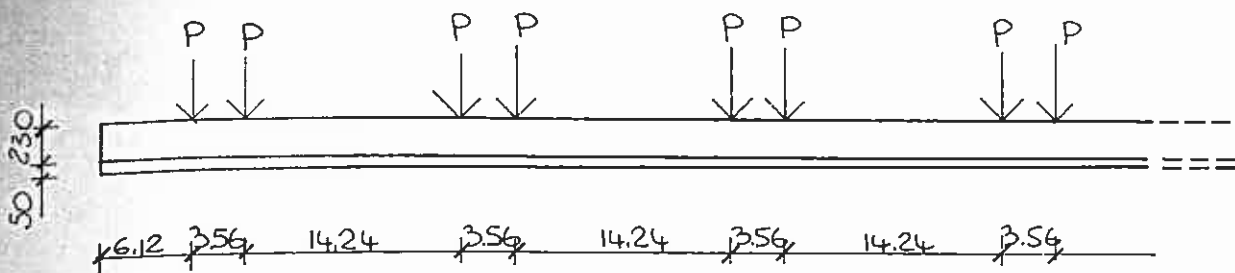
Condizione di carico n. 1  
 Mx = -6230000.000  
 My = 0.000

Masse isolate di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	157.000	275.000	144.705
2	543.000	275.000	144.705
3	350.000	5.000	-886.120

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	132.000	237.098	-0.000
2	132.000	280.000	10.920
3	182.000	280.000	10.920
4	182.000	237.098	-0.000
5	518.000	237.098	-0.000
6	518.000	280.000	10.920
7	568.000	280.000	10.920
8	568.000	237.098	-0.000
9	132.000	237.098	-0.000



$P = 49.530 \text{ kg}$

$q = 17.120 \text{ kg/m}$  carico distribuito

$J_{trave} = 126.000.000 \text{ cm}^4$

$K_{terreno} = 4 \text{ kg/cm}^3$

Lo schema statico di calcolo è quello di trave su suolo elastico alla Winkler.

- **Sollecitazioni massime**

$M^- = 80.716 \text{ kgm}$

tese fibre inf. sezione caricata

$M^+ = 65.876 \text{ kgm}$

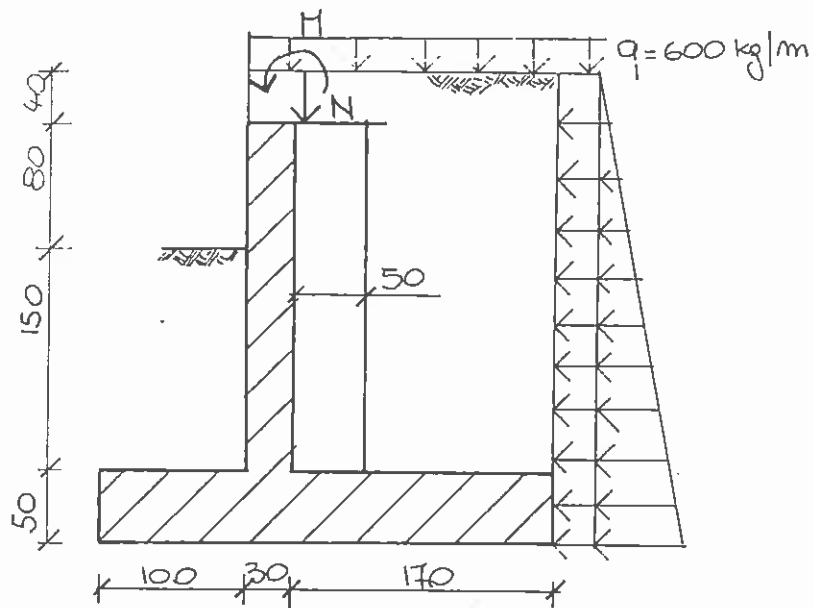
tese fibre sup. in campata

$T = 37.626 \text{ kg}$

nella sezione caricata

$\rightarrow \tau = 5,0 \text{ kg/cm}^2$

CALCOLO SOLLECITAZIONI E VERIFICHE SEZIONE TRASVERSALE TRAVE DI FONDAZIONE (MURO DI SOSTEGNO)



$$\gamma = 1800 \text{ kg/mc}$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$\lambda a = 0,27$$

$$N = \frac{49.530 \times 2}{17,80} = 5.565 \text{ kg} \quad \text{sforzo normale max per metro di muro}$$

$$M = \frac{18.960 \times 2}{17,80} = 2.130 \text{ kgm} \quad \text{momento per metro di muro}$$

- **Verifiche di stabilità per vento (M) verso valle e Npil massimo:**

Momento ribaltante rispetto ad A

$$M_{rib.} = 5.614 \text{ kgm}$$

Momento stabilizzante rispetto ad A

$$M_{stab.} = 37.700 \text{ kgm}$$

Verifica al ribaltamento

$$\eta = \frac{M_{stab.}}{M_{rib.}} = 6,7 > 1,5$$

Spinta attiva

$$S = 2.035 \text{ kg}$$

Sforzo normale alla base del muro

$$N = 23.322 \text{ kg}$$

Verifica allo slittamento

$$f = 0,45$$

$$\eta = \frac{N \cdot f}{S} = 5,2 > 1,3$$

Calcolo pressioni sul terreno

$$MA = M_{stab.} - M_{rib.} = 32.086 \text{ kg}$$

Momento e sforzo normale baricentrici

$$MG = - 2.397 \text{ kgm}$$

$$NG = 23.322 \text{ kg}$$

↓

$$\sigma_t = \frac{23.322}{300 \times 100} \pm \frac{239700 \cdot 6}{300^2 \times 100} = 0,78 \pm 0,16 = \begin{matrix} 0,94 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,62 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix}$$

- **Verifiche di stabilità per vento (M) verso valle e carico minimo trasmesso dai pilastri**

Momento ribaltante rispetto ad A

$$M_{rib.} = 5.614 \text{ kgm}$$

Momento stabilizzante rispetto ad A

$$M_{stab.} = 33.248 \text{ kgm}$$

Verifica al ribaltamento

$$\eta = \frac{M_{stab.}}{M_{rib.}} = 5,9$$

Spinta attiva

$$S = 2.035 \text{ kg}$$

Sforzo normale alla base del muro

$$N = 20.152 \text{ kg}$$

Verifica allo slittamento

$$\eta = \frac{N \cdot f}{S} = 4,5 > 1,3$$

Calcolo pressioni sul terreno

$$MA = M_{stab.} - M_{rib.} = 27.634 \text{ kg}$$

*Momento e sforzo normale baricentrici*

$$MG = - 2.594 \text{ kgm}$$

$$NG = 20.152 \text{ kg}$$



$$\sigma_t = \frac{20.152}{300 \times 100} \pm \frac{259400 \cdot 6}{300^2 \times 100} = 0,67 \pm 0,17 = \begin{matrix} 0,84 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,50 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix}$$

- **Calcolo pressioni sul terreno per vento verso monte e reazione dei pilastri massima**

*Momento e sforzo normale baricentrici*

$$MG = 1.363 \text{ kgm}$$

$$NG = 23.322 \text{ kg}$$



$$\sigma_t = \frac{23.322}{300 \times 100} \pm \frac{136300 \cdot 6}{300^2 \times 100} = 0,78 \pm 0,09 = \begin{matrix} 0,69 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,87 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix}$$

- **Valutazione delle massime sollecitazioni nelle sezioni più significative del muro di sostegno:**

• SEZIONE DI ATTACCO DELLA PARETE VERTICALE

□ *Sollecitazioni per vento verso valle e reazione massima dei pilastri*

$$M = 2.924 \text{ kgm}$$

$$N = 7.590 \text{ kg}$$

□ *Sollecitazioni per vento verso monte e reazione massima dei pilastri*

$$M = - 1.336 \text{ kgm}$$

$$N = 7.590 \text{ kg}$$

□ *Sollecitazioni per vento verso valle e reazione minima dei pilastri*

$$M = 3.719 \text{ kgm}$$

$$N = 4.410 \text{ kg}$$

□ *Sollecitazioni per vento verso monte e reazione minima dei pilastri*

$$M = - 541 \text{ kgm}$$

$$N = 4.410 \text{ kg}$$

- SEZIONE DI ATTACCO MENSOLA DI MONTE

- *Il momento massimo per fibre sup tese si ha per minima reazione del terreno, cioè per vento verso valle e carico trasmesso dai pilastri minimo*

$$M = 1.543 \text{ kgm}$$

- *Il momento massimo per fibre inf. tese si ha per massima reazione del terreno, cioè per vento verso monte e carico trasmesso dai pilastri massimo*

$$M = 2.384 \text{ kgm}$$

- SEZIONE DI ATTACCO MENSOLA DI VALLE

- *Il momento massimo si ha per massima reazione del terreno, cioè per vento verso monte e carico trasmesso dai pilastri massimo*

$$M = 1.827 \text{ kgm}$$

Descrizione del lavoro : trave rovescia: sez. attacco muro

014

Tipi di masse isolate n.: 1  
Tipi di masse continue reagenti a trazione n.: 0  
Tipi di masse continue non reagenti a trazione n.: 1

Masse isolate di tipo 1  
Modulo elastico = 15.000

n.	X	Y	A
1	50.000	25.000	2.800
2	50.000	5.000	6.000

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1  
Modulo elastico = 1.000

n.	X	Y
1	0.000	0.000
2	0.000	30.000
3	100.000	30.000
4	100.000	0.000
5	0.000	0.000

Condizione di carico n. 2

$F_n = 7590.000$      $x = 50.000$      $y = 15.000$   
 $M_x = 133600.000$   
 $M_y = 0.000$

Masse isolate di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	50.000	25.000	-672.375
2	50.000	5.000	123.839

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	0.000	0.000	21.526
2	0.000	8.111	0.000
3	100.000	8.111	0.000
4	100.000	0.000	21.526
5	0.000	0.000	21.526

Descrizione del lavoro : trave rovescia: sez. attacco muro

Tipi di masse isolate n.: 1  
 Tipi di masse continue reagenti a trazione n.: 0  
 Tipi di masse continue non reagenti a trazione n.: 1

Masse isolate di tipo 1  
 Modulo elastico = 15.000

n.	X	Y	A
1	50.000	25.000	2.800
2	50.000	5.000	6.000

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1  
 Modulo elastico = 1.000

n.	X	Y
1	0.000	0.000
2	0.000	30.000
3	100.000	30.000
4	100.000	0.000
5	0.000	0.000

Condizione di carico n. 1

$F_n = 7590.000$      $x = 50.000$      $y = 15.000$   
 $M_x = -292400.000$   
 $M_y = 0.000$

Masse isolate di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	50.000	25.000	211.517
2	50.000	5.000	-1474.472

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	0.000	22.491	-0.000
2	0.000	30.000	42.201
3	100.000	30.000	42.201
4	100.000	22.491	-0.000
5	0.000	22.491	-0.000

Descrizione del lavoro : trave rovescia: sez. attacco sovr. di MOURE

Tipi di masse isolate n.: 1  
 Tipi di masse continue reagenti a trazione n.: 0  
 Tipi di masse continue non reagenti a trazione n.: 1

Masse isolate di tipo 1  
 Modulo elastico = 15.000

n.	X	Y	A
1	50.000	45.000	2.800
2	50.000	5.000	3.800

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1  
 Modulo elastico = 1.000

n.	X	Y
1	0.000	0.000
2	0.000	50.000
3	100.000	50.000
4	100.000	0.000
5	0.000	0.000

Condizione di carico n. 1.  
 Mx = 154300.000  
 My = 0.000

Masse isolate di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	50.000	45.000	-1280.548
2	50.000	5.000	22.124

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	0.000	0.000	12.331
2	0.000	5.679	-0.000
3	100.000	5.679	0.000
4	100.000	0.000	12.331
5	0.000	0.000	12.331

Condizione di carico n. 2  
 Mx = -238400.000  
 My = 0.000

Masse isolate di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	50.000	45.000	58.190
2	50.000	5.000	-1467.790

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	0.000	43.475	-0.000
2	0.000	50.000	16.596
3	100.000	50.000	16.596
4	100.000	43.475	-0.000
5	0.000	43.475	-0.000

017

Condizione di carico n. 3

Fn = 4410.000    x = 50.000    y = 15.000  
 Mx = -371900.000  
 My = 0.000

Masse isolate di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	50.000	25.000	190.662
2	50.000	5.000	-2313.520

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	0.000	23.477	0.000
2	0.000	30.000	54.447
3	100.000	30.000	54.447
4	100.000	23.477	-0.000
5	0.000	23.477	0.000

Descrizione del lavoro : trave rovescia: sez. attacco SUOLA DI VALLE

Tipi di masse isolate n.: 1  
 Tipi di masse continue reagenti a trazione n.: 0  
 Tipi di masse continue non reagenti a trazione n.: 1

Masse isolate di tipo 1  
 Modulo elastico = 15.000

n.	X	Y	A
1	50.000	45.000	2.800
2	50.000	5.000	2.800

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1  
 Modulo elastico = 1.000

n.	X	Y
1	0.000	0.000
2	0.000	50.000
3	100.000	50.000
4	100.000	0.000
5	0.000	0.000

Condizione di carico n. 1  
 $M_x = -182700.000$   
 $M_y = 0.000$

Masse isolate di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	50.000	45.000	26.801
2	50.000	5.000	-1515.790

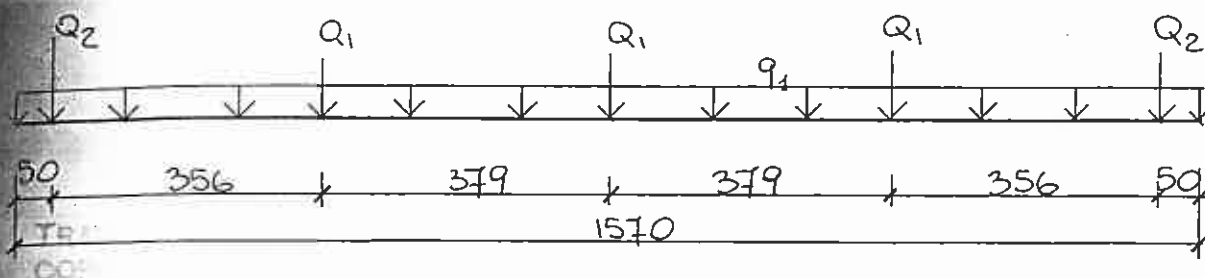
Masse continue non reagenti trazione di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	0.000	44.305	-0.000
2	0.000	50.000	14.642
3	100.000	50.000	14.642
4	100.000	44.305	0.000
5	0.000	44.305	-0.000

## FONDAZIONE EDIFICIO DI SERVIZIO

La tipologia di fondazione scelta per questo edificio è data da una trave rovescia per ciascuno dei 4 lati del fabbricato.

### TRAVE ROVESCIA LATO PILASTRI DI SOSTEGNO CAPRIATE DI COPERTURA



$$J_{\text{trave}} = 11.600.000 \text{ cm}^4$$

$$K_{\text{terreno}} = 4 \text{ kg/mc}$$

$$Q_1 = 210 \times \frac{15,26}{2} \times 3,68 = 5.896 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 210 \times \frac{3,80}{2} \times \frac{5,60}{2} \cdot \frac{1}{2} = 558 \text{ kg}$$

$$q_1 = 11.411 \text{ kg/m}$$

#### - Carico medio trasmesso al terreno

$$Q_m = \frac{3Q_1 + 2Q_2}{15,70} + q_1 = 12.609 \text{ kg/m}$$

Lo schema adottato per il calcolo della trave rovescia è quello di trave su suolo elastico alla Winkler.

#### - Sollecitazioni massime

$$M^- = 4.030 \text{ kgm} \quad \text{tense fibre inf. sezione caricata}$$

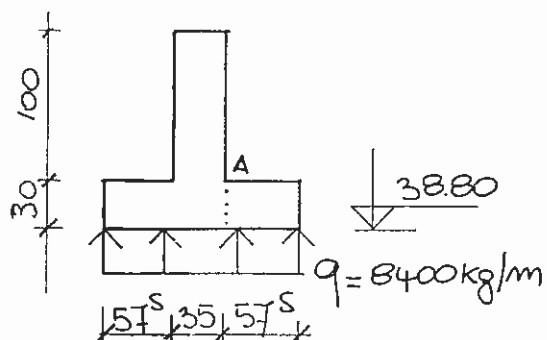
$$M^+ = 1.827 \text{ kgm} \quad \text{tense fibre sup. in campata}$$

$$T = 2.719 \text{ kg} \quad \text{nella sezione caricata}$$

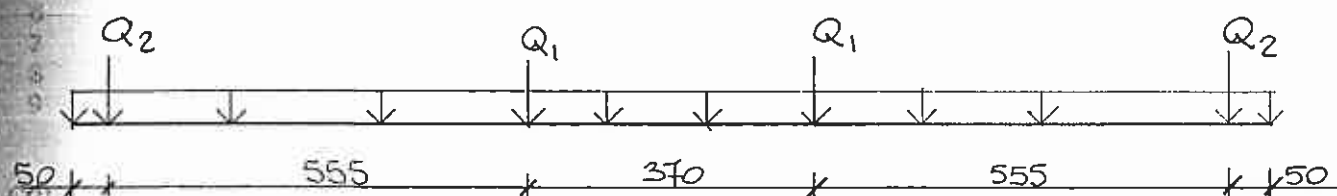
$$\rightarrow \tau = 0,7 \text{ kg/cm}^2$$

Il massimo momento flettente nella sezione di attacco della suola è:

$$M_A = 440 \text{ kgm}$$



TRAVE ROVESCIA LATO PERPENDICOLARE AI PILASTRI DI SOSTEGNO CAPRIATE DI COPERTURA



$$Q_1 = 210 \times \frac{3,80}{2} \times 5,30 = 2.115 \text{ kg}$$

$$Q_2 = 210 \times \frac{3,80}{2} \times \frac{5,60}{2} \cdot \frac{1}{2} = 558 \text{ kg}$$

$$q_1 = 11.411 \text{ kg/m}$$

Lo stato di sollecitazione di questa trave risulta inferiore rispetto alla precedente. Essendo entrambe armate allo stesso modo ed avendo uguale geometria, la trave in oggetto risulta certamente verificata.

rizione del lavoro : Trave fondazione edificio serv

021

di masse isolate n.: 1  
di masse continue reagenti a trazione n.: 0  
di masse continue non reagenti a trazione n.: 1

Masse isolate di tipo 1  
Modulo elastico = 15.000

	X	Y	A
1	62.000	125.000	1.540
2	88.000	125.000	1.540
3	62.000	5.000	2.010
4	88.000	5.000	2.010
5	5.000	5.000	1.130
6	145.000	5.000	1.130

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1  
Modulo elastico = 1.000

n.	X	Y
1	0.000	0.000
2	0.000	30.000
3	57.500	30.000
4	57.500	130.000
5	92.500	130.000
6	92.500	30.000
7	150.000	30.000
8	150.000	0.000
9	0.000	0.000

Condizione di carico n. 1  
Mx = -403000.000  
My = 0.000

Masse isolate di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	62.000	125.000	93.004
2	88.000	125.000	93.004
3	62.000	5.000	-545.226
4	88.000	5.000	-545.226
5	5.000	5.000	-545.225
6	145.000	5.000	-545.226

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	57.500	107.513	-0.000
2	57.500	130.000	7.973
3	92.500	130.000	7.973
4	92.500	107.513	-0.000

57.500      107.513      -0.000

022

condizione di carico n. 2  
= 182700.000  
= 0.000

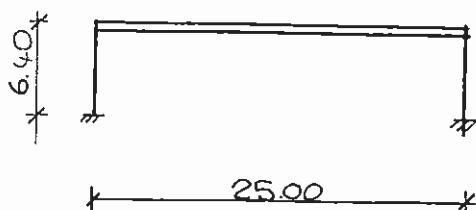
Masse isolate di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	62.000	125.000	-29.613
2	88.000	125.000	-29.613
3	62.000	5.000	13.965
4	88.000	5.000	13.965
5	5.000	5.000	13.965
6	145.000	5.000	13.965

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	0.000	0.000	1.052
2	0.000	30.000	0.326
3	57.500	30.000	0.326
4	57.500	43.456	0.000
5	92.500	43.456	0.000
6	92.500	30.000	0.326
7	150.000	30.000	0.326
8	150.000	0.000	1.052
9	0.000	0.000	1.052

PLINTI DI FONDAZIONE PARTE DI TETTOIA DI LUCE MINORE



**SCHEMA STATICO DI PARTE DI TETTOIA DI MINOR LUCE**

- **Minimo carico trasmesso dal coperto:** 90 kg/mq
- **Massimo carico trasmesso dal coperto:** 210 kg/mq

- **Area di influenza del generico pilastro:**

$$A = 111,25 \text{ mq}$$

- **Sforzo normale minimo agente sul singolo pilastro:**

$$N_{\min} = 10.012 \text{ kg}$$

- **Sforzo normale massimo agente sul singolo pilastro:**

$$N_{\max} = 23.362 \text{ kg}$$

- **Azione orizzontale dovuta al vento:**

Si considera un'azione radente di entità pari ad 1/10 della pressione cinematica (60 kg/mq).

Per la superficie investita dal vento si considera tutto l'estradosso più il 50% dell'intradosso.

$$H_v = 1.000 \text{ kg} \quad \text{azione del vento sulla testa del generico pilastro}$$

- **Momento alla base del generico pilastro dovuto al vento:**

$$M = 6.400 \text{ kgm}$$

- **Riepilogo carichi agenti alla base del generico pilastro:**

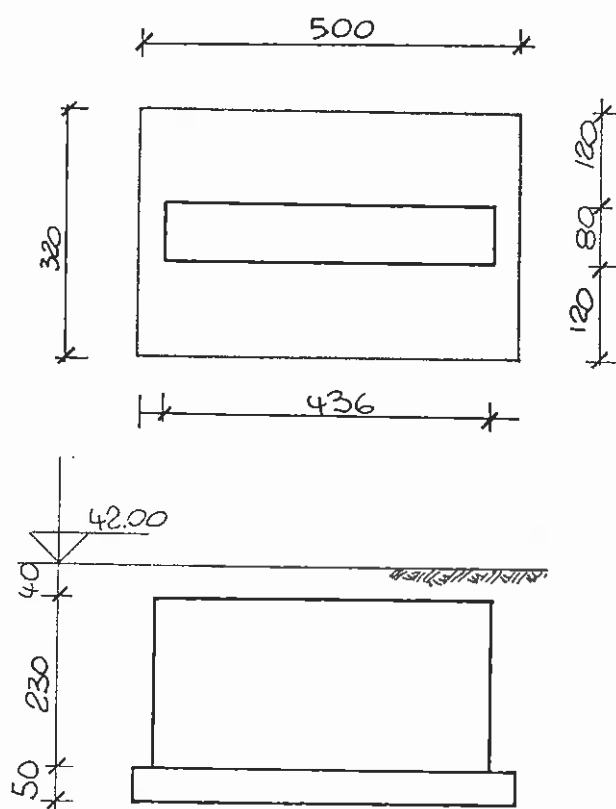
$$N_{\min} = 10.012 \text{ kg}$$

$$N_{\max} = 23.362 \text{ kg}$$

$$T = 1.000 \text{ kg}$$

$$M = 6.400 \text{ kgm}$$

**PLINTO DI FONDAZIONE DELLA COPPIA DI PILASTRI GEMELLI:**



**Peso plinto**

$$P_p = 31.336 \text{ kg}$$

**Peso terreno soprastante il plinto**

$$P_t = 40.798 \text{ kg}$$

- **Carico massimo agente alla base del plinto**

$$N_{\max} = 23.362 \times 2 + 31.336 + 40.798 = 118.858 \text{ kg}$$

**Carico minimo agente alla base del plinto**

$$N_{\min} = 10.012 \times 2 + 31.336 + 40.798 = 92.158 \text{ kg}$$

**Eccentricità massima dei carichi di fondazione**

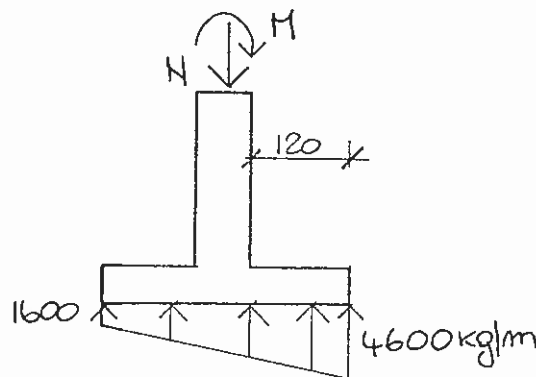
$$e_{\max} = \frac{M}{N_{\min}} = 0,14 \text{ m}$$

**Tensione normale sul terreno dovuta alle azioni  $N_{\max}$  e  $M$ :**

$$\sigma_t = \frac{118.858}{500 \times 320} \pm \frac{1280000 \times 6}{500 \times 320^2} = 0,74 \pm 0,15 \begin{cases} 0,89 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,59 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

**Tensione normale sul terreno dovuta alle azioni  $N_{\min}$  e  $M$ :**

$$\sigma_t = \frac{92.158}{500 \times 320} \pm \frac{1280000 \times 6}{500 \times 320^2} = 0,58 \pm 0,15 \begin{cases} 0,73 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,43 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

**CALCOLO DELLE MASSIME SOLLECITAZIONI AGENTI SUL PLINTO:**

La coppia di azioni  $N$  ed  $M$  per la valutazione delle tensioni normali di reazione del terreno che determinano le massime sollecitazioni nel plinto sono:

$$\begin{cases} N = 49.898 \text{ kg} \\ M = 12.800 \text{ kgm} \end{cases}$$

il valore di  $N$  è dato dal carico trasmesso dai pilastri + il volume della nervatura del plinto \* la differenza di peso specifico fra CLS e terreno

**Reazioni unitarie del terreno:**

$$\sigma_t = \begin{matrix} 0,46 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,16 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix}$$

**- Momento flettente nella sezione "A" della platea del plinto:**

$$M_A = 3.042 \text{ kgm}$$

**Azioni (a ML) nella sezione di spiccato della nervatura del plinto:**

$$\begin{cases} M = 12.800 \cdot \frac{1}{4,36} = 2.936 \text{ kgm} \\ N_{\min} = (23.362 \times 2 + 14.828) \cdot \frac{1}{4,36} = 14.116 \text{ kg} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M = 2.936 \text{ kgm} \\ N_{\max} = (10.012 \times 2 + 14.828) \cdot \frac{1}{4,36} = 7.993 \text{ kg} \end{cases}$$

Descrizione del lavoro : Suola plinto n.2

pi di masse isolate n.: 1  
 pi di masse continue reagenti a trazione n.: 0  
 pi di masse continue non reagenti a trazione n.: 1

Masse isolate di tipo 1  
 Modulo elastico = 15.000

n.	X	Y	A
1	50.000	45.000	2.540
2	50.000	5.000	3.800

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1  
 Modulo elastico = 1.000

n.	X	Y
1	0.000	0.000
2	0.000	50.000
3	100.000	50.000
4	100.000	0.000
5	0.000	0.000

Condizione di carico n. 1

$M_x = -304200.000$

$M_y = 0.000$

$M_x$

$M_y$

Masse isolate di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	50.000	45.000	74.646
2	50.000	5.000	-1872.705

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	0.000	43.467	-0.000
2	0.000	50.000	21.204
3	100.000	50.000	21.204
4	100.000	43.467	-0.000
5	0.000	43.467	-0.000

del lavoro : nervatura plinto n.2

masse isolate n.: 1  
masse continue reagenti a trazione n.: 0  
masse continue non reagenti a trazione n.: 1

masse di tipo 1  
elastico = 15.000

X	Y	A
50.000	45.000	2.540
50.000	5.000	2.540

masse continue non reagenti trazione di tipo 1  
elastico = 1.000

X	Y
0.000	0.000
0.000	50.000
100.000	50.000
100.000	0.000
0.000	0.000

condizione di carico n. 1

u = 14116.000 x = 50.000 y = 25.000  
v = 293600.000  
w = 0.000

masse isolate di tipo 1

X	Y	sigma
50.000	45.000	-306.976
50.000	5.000	167.624

masse continue non reagenti trazione di tipo 1

X	Y	sigma
0.000	0.000	15.130
0.000	19.128	0.000
100.000	19.128	0.000
100.000	0.000	15.130
0.000	0.000	15.130

condizione di carico n. 2

u = 7993.000 x = 50.000 y = 25.000  
v = 293600.000  
w = 0.000

masse isolate di tipo 1

X	Y	sigma
50.000	45.000	-1139.221

50.000

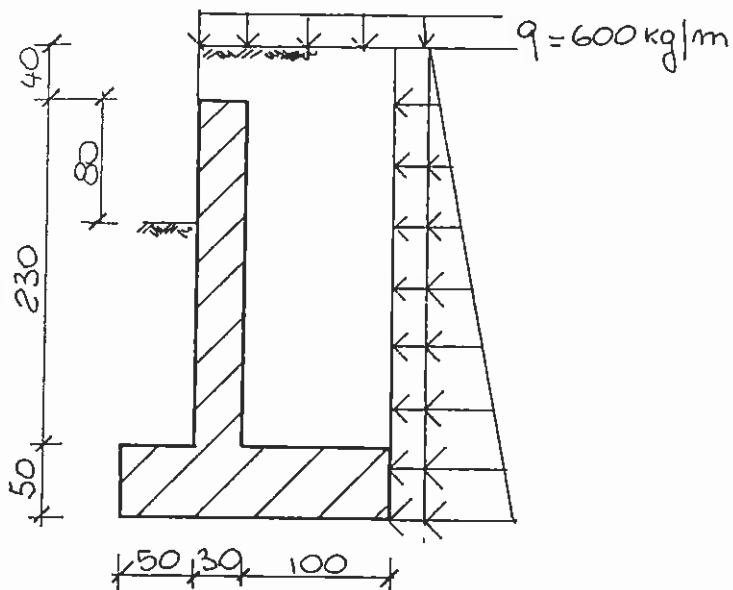
5.000

157.272

029

asse continue non reagenti trazione di tipo 1

X	Y	sigma
0.000	0.000	21.289
0.000	9.852	0.000
100.000	9.852	0.000
100.000	0.000	21.289
0.000	0.000	21.289



$$\begin{aligned} \gamma &= 1800 \text{ kg/mc} \\ \phi &= 35^\circ \\ \lambda_a &= 0,27 \end{aligned}$$

- **Verifiche di stabilità:**

Momento ribaltante rispetto ad A

$$M_{rib.} = 1.659 \text{ kgm}$$

Momento stabilizzante rispetto ad A

$$M_{stab.} = 10.463 \text{ kgm}$$

Verifica al ribaltamento

$$\eta = \frac{M_{stab.}}{M_{rib.}} = 6,3 > 1,5$$

Spinta attiva

$$S = 2.035 \text{ kg}$$

Sforzo normale alla base del muro

$$N = 11.085 \text{ kg}$$

Verifica allo slittamento

$$f = 0,45$$

$$\eta = \frac{N \cdot f}{S} = 2,45 > 1,3$$

Calcolo pressioni sul terreno

$$MA = M_{stab.} - M_{rib.} = 8.804 \text{ kg}$$

*Momento e sforzo normale baricentrici*

031

$$MG = - 1.172 \text{ kgm}$$

$$NG = 11.085 \text{ kg}$$

↓

$$\sigma_t = \frac{11.085}{180 \times 100} \pm \frac{117200 \cdot 6}{180^2 \times 100} = 0,62 \pm 0,22 = \begin{matrix} 0,84 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,40 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix}$$

*Momento flettente nella sezione di spiccato del muro (a ML di paramento)*

$$M = 2.185 \text{ kgm}$$

*Taglio e momento nella sezione di attacco della mensola di monte*

$$M = 999 \text{ kgm}$$

$$T = 4.200 \text{ kg} \rightarrow \tau = 1,7 \text{ kg/cm}^2$$

*Taglio e momento nella sezione di attacco della mensola di valle*

$$M = 2.730 \text{ kgm}$$

$$T = 5.460 \text{ kg} \rightarrow \tau = 2,4 \text{ kg/cm}^2$$

Condizione del lavoro : sezione di attacco muro di sostegno

1 masse isolate n.: 1  
 1 masse continue reagenti a trazione n.: 0  
 1 masse continue non reagenti a trazione n.: 1

Masse isolate di tipo 1  
 modulo elastico = 15.000

	X	Y	A
1	50.000	45.000	2.820
2	50.000	5.000	2.820

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1  
 modulo elastico = 1.000

	X	Y
1	0.000	0.000
2	0.000	50.000
3	100.000	50.000
4	100.000	0.000
5	0.000	0.000

Condizione di carico n. 1

$M_x = 218500.000$

$M_y = 0.000$

Masse isolate di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	50.000	45.000	-1800.254
2	50.000	5.000	32.655

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	0.000	0.000	17.451
2	0.000	5.713	0.000
3	100.000	5.713	0.000
4	100.000	0.000	17.451
5	0.000	0.000	17.451

Caratterizzazione del lavoro : sezione di attacco mensola di HENRI

di masse isolate n.: 1  
 di masse continue reagenti a trazione n.: 0  
 di masse continue non reagenti a trazione n.: 1

Masse isolate di tipo 1  
 Modulo elastico = 15.000

n.	X	Y	A
1	50.000	45.000	2.820
2	50.000	5.000	2.820

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1  
 Modulo elastico = 1.000

n.	X	Y
1	0.000	0.000
2	0.000	50.000
3	100.000	50.000
4	100.000	0.000
5	0.000	0.000

Condizione di carico n. 1

$M_x = 99900.000$

$M_y = 0.000$

Masse isolate di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	50.000	45.000	-823.091
2	50.000	5.000	14.930

Masse continue non reagenti trazione di tipo 1

n.	X	Y	sigma
1	0.000	0.000	7.979
2	0.000	5.713	0.000
3	100.000	5.713	0.000
4	100.000	0.000	7.979
5	0.000	0.000	7.979

MERCATO AGROALIMENTARE DI BOLOGNA

VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI E  
STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI IPOTIZZATE  
PER IL FABBRICATO "A2" (TETTOIA DI CARICO).

IL TECNICO:

ORDINE NAZ. GEOLOGI

IACOPINI dr. geol. ENZO

data iscr. 6.9.1983 n. rif. 5023

DOTT. GEOL. ENZO IACOPINI

## MERCATO AGROALIMENTARE DI BOLOGNA

VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE E DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI IPOTIZZATE PER IL FABBRICATO "A2" (TETTOIA DI CARICO).

## 1. PREMESSA

Per la valutazione del carico ammissibile e del cedimento, in base alle soluzioni fondazionali ipotizzate per la realizzazione del fabbricato A2 (tettoia di carico), vengono utilizzati i dati litostratigrafici e fisico-meccanici dei terreni d'imposta acquisiti nel corso della campagna geognostica condotta su tutta l'area destinata al Mercato; viene quindi fatto espresso rinvio all'elaborato geologico ed ai suoi allegati, predisposti per supportare il Progetto Generale.

Nello specifico, il sedime della struttura in esame è stato interessato dalle prove penetrometriche statiche (CPT) così contrassegnate: CPT1 - CPT2 - CPT3 - CPT 31/74; ed inoltre dal sondaggio S1.

Dalla elaborazione di tali prove e, dalle analisi di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati prelevati nel corso della perforazione del sondaggio S1 (in particolare C1), sono stati determinati i parametri di resistenza al taglio e deformabilità dei terreni, secondo le modalità riportate nel documento geologico afferente il Progetto Generale, così come la ricostruzione litostratigrafica ed il livello piezometrico, che vengono visualizzati nelle sezioni E-E' e M-M'.

In sintesi, le caratteristiche litostratigrafiche dei terreni relativi all'area d'interesse, fino ad una congrua profondità, sono mostrati nella tabella 1 (vedasi anche nelle sezioni citate):

LIVELLO N	PROFONDITA' m dal p.c.	LITOLOGIA
1	0.00 - 8.60	Limi sabbiosi o sabbie limose
2	8.60 - 10.20	Argille limose o limi argillosi

TABELLA 1

Salda freatica, nella misura effettuata sul piezometro posto  
SI in data 14/05/92, è risultata alla quota di - 5.45 m da

quanto concerne i parametri fisico-meccanici afferenti tali  
tipi, nella seguente tabella 2 sono riportati i valori medi  
tenuti dalle prove eseguite in sito ed in laboratorio; a tale  
proposito è necessario puntualizzare che, specie nei moduli di  
deformabilità, il valore numerico determinato dalla elaborazione  
delle statiche si discosta leggermente da quello ottenuto da pro-  
cedimetria, del resto il primo deve considerarsi come relativo  
condizioni non drenate (prova rapida) poichè i terreni portati  
a rottura non hanno il tempo per dissipare le pressioni inter-  
stiziali.

LIVELLO N	PESO DI VOLUME (T/MC)	COESIONE NON DRENATA (T/MQ)	MODULO DI DEFORMABILITA' (T/MQ)
1	1.795	3.0	480 ( $E_{ed}$ )
2	1.871	5.5	280 ( $E_u$ )

TABELLA 2

In base a tali elementi, alla geometria delle opere fondazionali  
ed all'entità dei carichi, nel proseguo sono sviluppati i calco-  
li per determinare la capacità portante dei terreni di fondazione  
ed una previsione del cedimento relativo alla fondazione stessa.

## 2. CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

L'indagine geognostica ha posto in rilievo caratteristiche deci-  
damente coesive per i terreni interessati dal fabbricato e per-  
tanto, le verifiche della capacità portante vengono condotte in  
termini di tensioni totali; il metodo utilizzato è riferito

all'espressione di BRINCH-HANSEN (1970) che permette di superare le limitazioni relative alla geometria della fondazione ed al tipo di carico, proprie della soluzione di TERZAGHI.

Nella tabella 3 vengono riportate la tipologia e le caratteristiche geometriche delle fondazioni ipotizzate per il fabbricato in questione, ed indicate le sollecitazioni sul terreno determinate dal carico massimo al piede del pilastro ed al peso proprio della fondazione.

	PLINTO TIPO 1	TRAVE ROVESCIA	PLINTO TIPO 2
LARGHEZZA (B)	5.00 m	3.00 m	3.20 m
LUNGHEZZA (L)	7.00 m	17.80 m	5.00 m
QUOTA POSA (D)	- 3.20 m	- 3.20 m	- 2.20 m
CARICO MAX	175 Ton	199 Ton	86 Ton

TABELLA 3

Sulla scorta dei parametri fisico-meccanici caratteristici dei terreni ed alla luce della geometria delle fondazioni, in base al criterio di rottura generale formulato con l'espressione di BRINCH-HANSEN, vengono indicate nella seguente tabella 4 il carico limite (a rottura) ed il carico ammissibile per un coefficiente di sicurezza pari a 3 (D.M. 11.03.1988) confrontabile, per ogni tipologia fondazionale, con il carico trasmesso dalla struttura in progetto ai terreni, distribuito sull'area di fondazione.

	PLINTO TIPO 1	TRAVE ROVESCIA	PLINTO TIPO 2
CARICO LIMITE	27.31 T/MQ	26.75 T/MQ	25.58 T/MQ
CARICO AMMISS.	12.93 T/MQ	12.75 T/MQ	11.16 T/MQ
CARICO PROGET.	5.00 T/MQ	3.90 T/MQ	5.37 T/MQ

TABELLA 4

In base a tali risultati la capacità portante dei terreni appare compatibile con i carichi di progetto.

### 3. CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI

Per quanto concerne la stima dei cedimenti cui, alla luce delle

ipotesi di progetto le fondazioni possono essere soggette, il calcolo è stato eseguito in funzione della profondità critica alla quale la pressione al contatto si esaurisce per il 90 % (secondo la teoria di BOUSSINESQ per la distribuzione delle pressioni verticali); in base alla tipologia e geometria delle fondazioni (vedasi tabella 3), al carico di progetto trasmesso dalla struttura alle stesse (vedasi tabella 4) ed inoltre, considerato il peso di volume, del livello della falda e delle caratteristiche litologiche dei terreni (vedasi tabelle 1 e 2), nella seguente tabella 5 sono riportate per le diverse fondazioni ipotizzate, la profondità critica, i livelli interessati con il relativo spessore ed il modulo di deformabilità che viene assunto, quando caratterizzato da prove edometriche, nell'intervallo di pressione caratterizzato dal carico applicato alla fondazione.

Per quanto riguarda quest'ultimo parametro, come accennato nella premessa, nel calcolo viene impiegato il modulo ( $E_{ed}$ ) afferente ai terreni indicati nel "livello 1", determinato con prova edometrica sul campione indisturbato C1/S1, mentre per il "livello 2", non disponendo di campionamenti indisturbati e quindi degli idonei test di laboratorio, è stato utilizzato un modulo medio ( $E_u$ ) determinato con la relazione di MITCHELL & GARDNER (1975) dalle prove CPT, quindi in condizioni non drenate; in particolare, nel calcolo dei cedimenti immediati, verranno comunque utilizzati moduli "non drenati" per entrambe i livelli interessati da sollecitazioni; per maggior chiarezza si rimanda alla tabella riassuntiva della sezione E-E' dell'elaborato geologico.

	PLINTO TIPO 1	TRAVE ROVESCIA	PLINTO TIPO 2
PROF. CRITICA	7.00 m	6.00 m	5.00 m
(N°) LIVELLO INTERESSATO SPESSORE	(1) 5.40 m	(1) 5.40 m	(1) 5.00 m
	(2) 1.60 m	(2) 1.00* m	=====
MODULO DI DEFORMABILITA'	(1) 360 T/MQ	(1) 360 T/MQ	(1) 360 T/MQ
	(2) 280 T/MQ	(2) 280 T/MQ	=====

TABELLA 5

NOTA: \* spessore minimo dello strato per consentire il calcolo del cedimento.

Il risultato del calcolo dei cedimenti viene proposto in tabella 6, dove in sequenza sono riportati, per ogni fondazione ipotizzata, il cedimento immediato, il cedimento per consolidazione ed il cedimento totale.

	PLINTO TIPO 1	TRAVE ROVESCIA	PLINTO TIPO 2
CEDIMENTO IMM.	0.9 cm	0.6 cm	0.6 cm
CEDIMENTO CONS.	3.1 cm	2.2 cm	2.4 cm
CEDIMENTO TOT.	4.0 cm	2.8 cm	3.0 cm

TABELLA 6

I cedimenti indicati si riferiscono al centro della fondazione.

#### 4. CONCLUSIONI

Alla luce delle verifiche condotte e, data la complessità della struttura (di notevole estensione) per la quale i cedimenti giocano un ruolo fondamentale, il dimensionamento delle opere fondazionali, così come ipotizzato, è rivolto alla minimizzazione degli abbassamenti per compressibilità, cui le fondazioni sono soggette.

Pertanto, se da un punto di vista della portanza i carichi trasmessi da progetto risultano ampiamente compatibili con il carico ammissibile dei terreni, tenuto conto della superficie di fondazione sulla quale vengono distribuiti, per quanto riguarda il cedimento stimato delle fondazioni stesse, esso rientra nell'ambito dei valori di distorsione angolare (secondo GRANT et Alii - 1974), tollerabile dalla struttura in elevazione.

IL TECNICO:

Dott. Geol. Enzo IACOPINI

ORDINE NAZ. GEOLOGI

IACOPINI dr. geol. ENZO

data iscr. 6.9.1983 n. rif. 5023

## Materiali impiegati

Gli elementi strutturali principali e secondari sono in acciaio tipo 1 e tipo 2 secondo le norme CNR-UNI 7070-72.

I collegamenti bullonati sono previsti con bulloni CLASSE 5.6 e CLASSE 8.8 secondo le norme CNR-UNI 3740-74.

Le saldature sono previste con elettrodi E44 ed E52, a seconda del tipo di acciaio usato, secondo le norme CNR-UNI 5132.

## Normativa del calcolo

Alla base dei calcoli sono state adottate le seguenti specifiche:

CNR-UNI 10012-67 "Ipotesi di carico sulle costruzioni"

CNR-UNI 10011-73 "Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione e la manutenzione".

## Analisi dei carichi

carichi permanenti:

peso proprio portali	10 kg/mq
peso proprio arcarecci	10 kg/mq
copertura tipo DECK	35 kg/mq

carichi accidentali

neve (tetto piano)	120 kg/mq
vento	60 kg/mq

**ALLEGATO N. 1**

RISULTATI DELLA ELABORAZIONE ELETTRONICA

oggetto : telaio2 - 1 -

ANALISI DEI CARICHI

NEVE .....	120	Kg/mq
VENTO .....	60	"
PANNELLI DI COPERTO	30	"
GUAINE .....	10	"

Carico permanente

$$P = (30 + 10) * 8.9 * 3.56 = 1270 \text{ Kg.}$$

Carico accidentale

$$P = 120 * 8.9 * 3.56 = 3810 \text{ Kg.}$$

Radenza

$$R = 0.05 * 60 * 8.9 * 3.56 = 95 \text{ Kg.}$$

