

ALL'UFFICIO DEL SENIO CIVILE DI
REGGIO EMILIA

REGIONE EMILIA - A
SERVIZIO PROVINCIALE DIFESA AGRICOLA
RISORSE IDRICHE E FORESTALI
Legge 5-11-1971 n. 10

Data di arrivo **1 MAR. 1991**
Prot. N. 416

OGGETTO: Legge 5/11/1971, n. 1086 (Art. 4).

DENUNCIA LAVORI

per la costruzione di passerelle
pedonali in struttura metallica
in localita' Reggio Emilia
Comune di Reggio Emilia

Il sottoscritto MECOOP s.c.r.l. nella sua qualita' di
costruttore, ai sensi dell'Art. 4 della Legge 5/11/1971, n.
1086, prega codesto ufficio di rilasciare attestazione
dell'avvenuto deposito della relazione illustrativa,
prevista alla lettera b), dell'Art. 4 della citata Legge e
di n.10 elaborati tecnici costituenti il progetto completo
delle strutture metalliche relative ai lavori di costruzione
indicati in oggetto.

Indica di seguito i nomi e recapiti di:

a) COMMITTENTE: COOPSETTE s.c.r.l. _____
residente a Castelnuovo Sotto in Via S. Biagio 75 _____

b) PROGETTISTA DELLE STRUTTURE DA REALIZZARSI IN OPERA _____
residente a _____ in Via _____
iscritto all'Albo de _____
della Provincia di _____ al n. _____

c) DIRETTORE DEI LAVORI PER LE STRUTTURE DA REALIZZARSI IN
OPERA _____

residente a _____ in Via _____
iscritto all'Albo de _____
della Provincia di _____ al n. _____

- d) PROGETTISTA DELLE STRUTTURE PREFABBRICATE NON DI SERIE
DOTT. ING. CLAUDIO CECCOLI
DOTT. ING. DANIELE BIONDI

residente a BOLOGNA in Via MASI DI RAVONE
iscritto all'Albo de GLI INGEGNERI
della Provincia di BOLOGNA - FORLÌ al n. 4429/995

- e) DIRETTORE DEI LAVORI PER IL MONTAGGIO DELLE STRUTTURE
PREFABBRICATE NON DI SERIE

Dott. Ing. Gualdi Aldo, residente a Gualtieri (Reggio
Emilia) in Via d'Este, iscritto all'Albo degli ingegneri
della Provincia di Reggio Emilia al n. 656

- f) COSTRUTTORE DELLE STRUTTURE DA REALIZZARSI IN OPERA

residente a _____ in Via _____
iscritto alla Camera di Commercio di _____
al n. _____.

- g) COSTRUTTORE DELLE STRUTTURE PREFABBRICATE NON DI SERIE

Mecoop s.c.r.l., residente a Gualtieri (Reggio
Emilia), in Via d'Este, iscritto alla Camera di Commercio
di Reggio Emilia al n. 138678

Allegati n.10 comprendenti:

- 1) Il progetto dell'opera, in duplice copia, firmato dal
progettista, dal quale risultano in modo chiaro ed
esauriente le calcolazioni eseguite, l'ubicazione, il tipo e
le dimensioni delle strutture e quant'altro occorre per
definire l'opera sia nei riguardi dell'esecuzione sia nei

riguardi della conoscenza delle condizioni di sollecitazione;

2) La relazione illustrativa, in duplice copia, firmata dal progettista e dal direttore dei lavori; dalla quale risultano le caratteristiche, le qualità e le dosature dei materiali che verranno impiegati nella costruzione.

Data. _____

IL COSTRUTTORE

M. E. C. O. S. R. L.
MECO S.C.R.L.
DIVISIONE COSTRUZIONI

"Delego il Sig. _____

a ritirare la copia degli atti depositati e della relativa attestazione".

Firma
MECO S.C.R.L.
DIVISIONE COSTRUZIONI

"Per ricevuta dell'attestazione delle copie degli atti depositati".

IL COSTRUTTORE O IL DELEGATO

REGIONE EMILIA - ROMAGNA

SERVIZIO PROVINCIALE PER LA DIFESA DEL SUOLO

RISORSE IDRICHE E AQUESE - REGIONE EMILIA - REGGIO EM.

(Legge 5-11-1971 n. 1086)

prof. ing. Claudio Ceccoli dott. ing. Daniele Biondi Via di Ravone, 7 40135 - Bologna



VISTO: per l'avvenuta presentazione
e deposito con N° Prot. di
Reparto **7806 INT**

Reggio E. li **1 MAR 1991**

L'INCARICATO

COMUNE DI REGGIO EMILIA

mut

NUOVA SEDE DEI SERVIZI DI RADIOTERAPIA E MEDICINA NUCLEARE

DEL S.A.O. DELL' U.S.L. n. 9 PRESSO L' ARCISPEDALE

SANTA MARIA NUOVA (REGGIO EMILIA)

1. Premessa

Nell' ambito dei lavori di realizzazione dei servizi di radioterapia e medicina nucleare del S.A.O dell'U.S.L n.9 presso l'Arcispedale Santa Maria Nuova in Reggio Emilia è prevista la realizzazione di 4 passerelle metalliche di collegamento fra altrettanti nuclei in c.a ed il reparto ospedaliero in oggetto.

Le passerelle verranno convenzionalmente indicate nel seguito con le lettere A, B, C e D; le loro caratteristiche geometriche sono rappresentate, schematicamente, nelle seguenti figg 1.1., 1.2.e 1.3.

Le passerelle di tipo A e di tipo D appoggiano, da entrambe le parti su opportune sedi realizzate nelle opere in c.a; le passerelle di tipo B e di tipo D appoggiano da una parte sulle opere in c.a e dall'altra su traversi metallici che, a loro volta, rinviano il carico sulle opere in c.a. Tali traversi metallici saranno anch'essi oggetto di opportuni calcoli di dimensionamento e di verifica.

Nel seguito si riportano nel dettaglio i calcoli condotti per le

Dr. Ing. CLAUDIO CECCOLI
Via E. Masi n. 20 - BOLOGNA
Iscritto all'Albo Ingegneri di Bologna
n. 4429

Ceccoli



Daniele Biondi

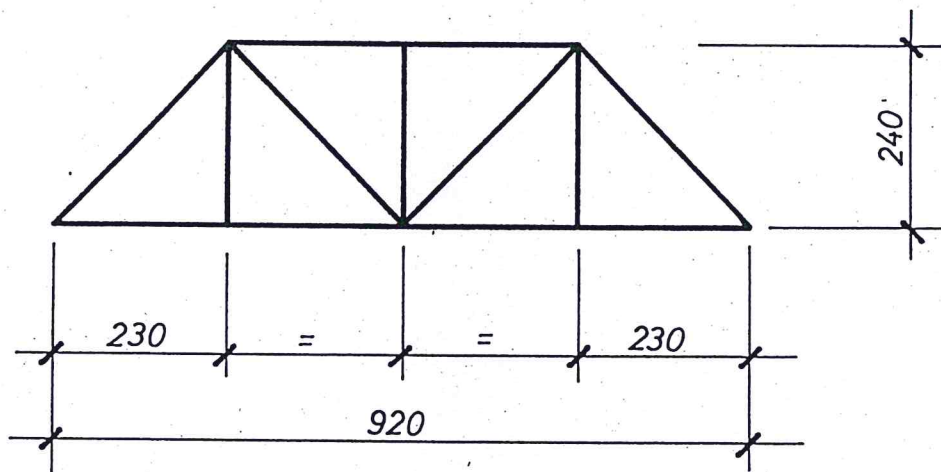


fig. 1.3.: caratteristiche geometriche della passerella di tipo D

2. Calcolo delle sollecitazioni per le passerelle di tipo B e C

Il calcolo delle sollecitazioni negli elementi strutturali che compongono le passerelle in oggetto viene condotto con riferimento al modello numerico riportato nelle allegate fig.2.1., 2.2., 2.3. e 2.4.

I calcoli che seguono vengono condotti con riferimento alla seguente analisi dei carichi:

- peso proprio del grigliato keller: 50 kg/m²,

- peso proprio del corrimano e parapiede: 50 kg/m²,
- sovraccarichi accidentali: 600 kg/m².

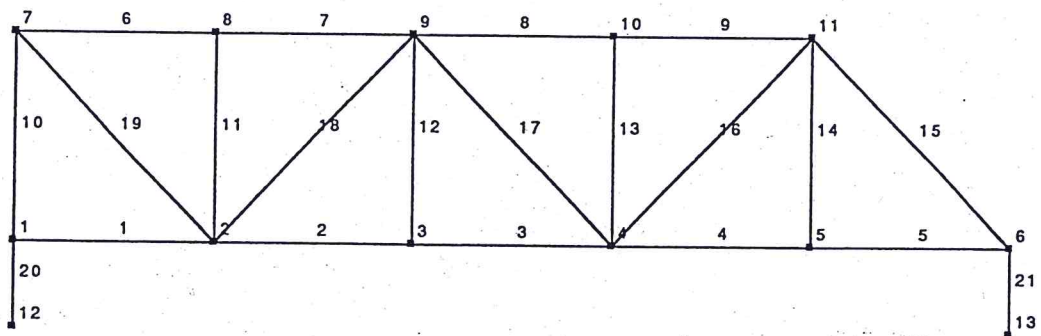


fig. 2.1.

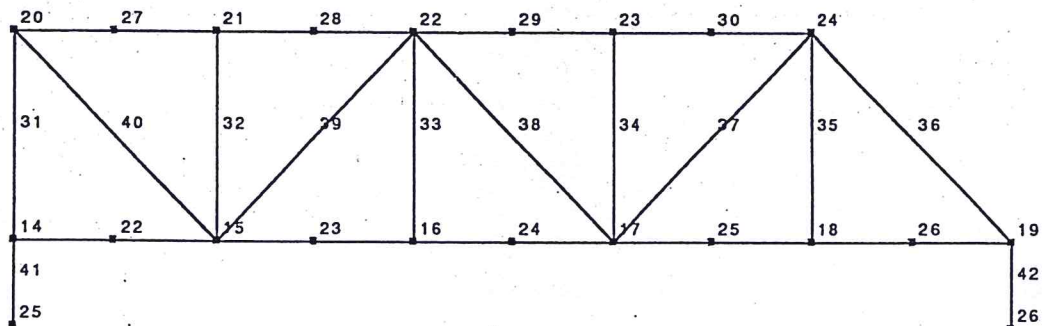


fig. 2.2.

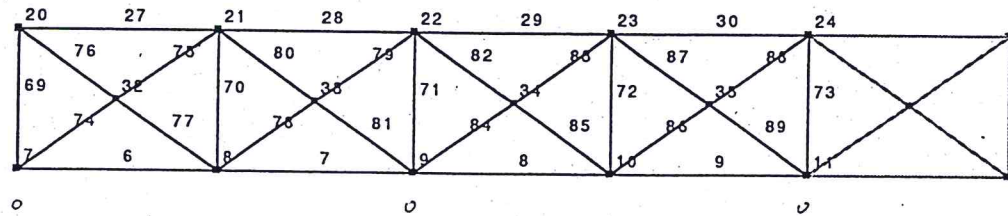


fig. 2.3.

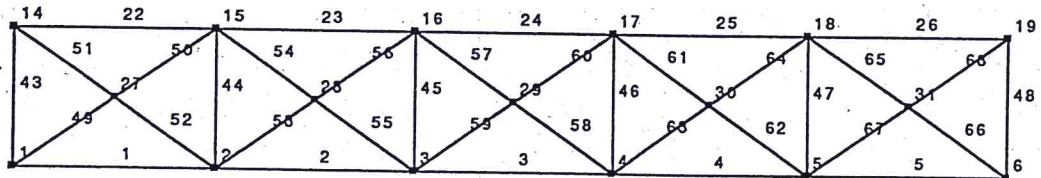


fig. 2.4.

prof. ing. Claudio Ceccoli dott. ing. Daniele Biondi Via di Ravone, 7 40135 - Bologna

S'intende che ai carichi dianzi esposti va sommato il peso proprio delle strutture metalliche.

Il carico che impegna ognuno dei due correnti inferiori risulta:

$$q = 650 \times 1.50 + 50 = 537.50 = 550 \text{ kg/m.}$$

Per ogni nodo interno di ognuno dei due correnti inferiori:

$$W = 550 \times 2.30 = 1265 \text{ kg;}$$

per i nodi estremi di ognuno dei due correnti inferiori:

$$W/2 = 632.50 \text{ kg.}$$

Per ciò che attiene le azioni orizzontali, le strutture vengono dimensionate per una pressione del vento:

$$p = 150 \text{ kg/m}^2.$$

Considerando un nodo interno, la lunghezza totale delle aste concorrenti nel nodo medesimo è:

$$l = 6.82 \text{ m};$$

la azione orizzontale nodale vale dunque:

$$H_i = 150 \times 6.82 \times 0.12 = 123 \text{ kg.}$$

Le caratteristiche delle aste componenti le strutture sono riportate nel seguito:

- a) per le due travi reticolari principali e per i montanti delle reticolari di falda superiore:

$$\text{tubo } \phi_e = 114.30 \text{ mm, } s = 5 \text{ mm, } A = 17.20 \text{ cm}^2,$$

$$J = 257 \text{ cm}^4, \quad i = 3.87 \text{ cm};$$

- b) per tutte le altre aste:

$$\text{tubo } \phi_e = 76.10 \text{ mm, } s = 5 \text{ mm, } A = 11.20 \text{ cm}^2,$$

$$J = 70.90 \text{ cm}^4, \quad i = 2.52 \text{ cm.}$$

3. Verifiche di resistenza per le aste della struttura reticolare

3.1. Verifiche di resistenza per le aste del corrente inferiore teso

Si considerano gli sforzi che impegnano le aste dei correnti inferiori.

ASTA	SFORZO NORMALE
1	1517
2	2620
3	2080
4	1211
5	1531
22	1375
23	4061
24	4681
25	3347
26	2470

Lo sforzo normale massimo di trazione individuato vale:

$$N_{\max} = 4681 \text{ kg};$$

quindi essendo:

$$A = 17.20 \text{ cm}^2,$$

si ha:

$$\sigma = 4681 / 17.20 = 272 \text{ kg/cm}^2.$$

A tale stato di sollecitazione, corrispondente al contributo dello sforzo normale, occorre aggiungere quello conseguente alla inflessione del corrente inferiore.

Il momento flettente massimo che impegna il corrente inferiore può essere individuato come segue:

$$q = 550 \text{ kg/m,}$$

$$M = 550 \times 2.30^2 / 8 = 363 \text{ kgm,}$$

essendo:

$$w = 45 \text{ cm}^3,$$

si ha:

$$\sigma = 36300 / 45 = 807 \text{ kg/cm}^2.$$

Tenendo contemporaneamente conto degli effetti dello sforzo normale e del momento flettente si ha:

$$\sigma = 272 + 807 = 1079 \text{ kg/cm}^2.$$

3.2. Verifica di resistenza per il collegamento bullonato del corrente inferiore

Il collegamento in oggetto viene realizzato con quattro M12; lo sforzo che impegna ogni bullone vale:

$$n_b = 4681 / 4 = 1170 \text{ kg/bullone};$$

per ogni sezione resistente:

$$n_b/2 = 1170/2 = 585 \text{ kg.}$$

La tensione tangenziale, in ogni bullone, vale

$$\tau_b = 585 / 1.13 = 517 \text{ kg/cm}^2.$$

Adottando una piastra di nodo 10 mm di spessore, si ha:

$$\sigma_{rif} = 1170 / (1 \times 1.2) = 1063 \text{ kg/cm}^2.$$

3.3. Verifiche di resistenza e stabilità del corrente superiore compresso

Gli sforzi normali che impegnano le aste dei correnti compressi sono raccolti nel seguito:

ASTA	SFORZO NORMALE
7	2198
8	3051
28	2273
29	3564

Per l'asta compressa si ha:

$$A = 17.20 \text{ cm}^2,$$

$$i = 3.87 \text{ cm},$$

$$l = 230 \text{ cm},$$

$$\lambda = 230 / 3.87 = 59,$$

$$\omega = 1.15 \text{ (curva a, acciaio Fe 360)},$$

$$\sigma = 1.15 \times 3051 / 17.20 = 204 \text{ kg/cm}^2.$$

3.4. Aste diagonali compresse di parete

Gli sforzi normali che impegnano le aste in oggetto sono riportati nel seguito:

ASTA	SFORZO NORMALE
15	3637
36	4610

Per le aste in esame si ha:

$$l = 332 \text{ cm},$$

$$\lambda = 2 \times 332 / 3.87 = 187,$$

$$\omega = 3.80,$$

$$\omega N/A = 3.80 \times 4610 / 17.20 = 1018 \text{ kg/cm}^2.$$

3.5. Aste diagonali di intradosso

Gli sforzi normali che impegnano le aste diagonali di intradosso sono riportati nel seguito (il segno - indica sollecitazioni di trazione).

ASTA	SFORZO NORMALE
49	- 782
50	- 782
51	+ 921
52	+ 921
53	- 1785
54	- 527
55	- 527
56	- 1785
57	- 1029
58	- 1029
59	- 1185
60	- 1185

- per il massimo sforzo di trazione:

$$\sigma_{\max} = 1785 / 11.20 = 160 \text{ kg/cm}^2;$$

- per il massimo sforzo normale di compressione:

il valore massimo dello sforzo normale di compressione che il diagonale inferiore è pari a:

$$N_{\max} = 921 \text{ kg.}$$

L'asta in esame presenta una lunghezza $l=140$ cm, quindi, adottando $p=1$, si ha:

$$l_0 = 140 \text{ cm,}$$

$$i = 2.52 \text{ cm,}$$

$$\lambda = 140 / 2.52 = 56.$$

Con riferimento alla curva a , per acciaio Fe 360, si ha:

$$\omega = 1.13;$$

quindi:

$$\omega N/A = 1.13 \times 921 / 11.20 = 93 \text{ kg/cm}^2.$$

3.6. Verifiche di resistenza e stabilità per i montanti delle travi reticolari principali

I valori di sforzo normale e di momento flettente che impegnano i montanti delle travi reticolari principali sono riportati nel seguito:

ASTA	SFORZO NORMALE (kg)	MOMENTO FLETTENTE (kgcm)
10	+1980	47100
12	-1316	43600
15	+3637	26450
31	+4176	48160
33	-1353	45410
36	+4610	27220

Con riferimento alle caratteristiche della sollecitazione che impegnano l'asta

31, si ha:

$$N = 4176 \text{ kg,}$$

$$M = 48160 \text{ kgcm,}$$

$$l = 240 \text{ cm,}$$

$$\beta = 2,$$

$$l_0 = 2l = 480 \text{ cm,}$$

$$\lambda = 480 / 3.87 = 124,$$

$$\omega = 2.14.$$

Il contributo dello sforzo normale può essere, dunque, valutato come segue:

$$\omega N/A = 2.14 \times 4176 / 17.20 = 519 \text{ kg/cm}^2.$$

La tensione normale conseguente al momento flettente viene valutata come segue:

$$\Delta\sigma = M / [(1 - 1.5N/\sigma_{cr}A)W],$$

dove σ_{cr} è la tensione critica calcolata con la formula di Eulero, anche in campo plastico, per la snellezza relativa al piano di flessione e W è il modulo di resistenza nel piano della flessione.

Nel caso in esame:

$$\lambda = 124,$$

$$W = 257 / 5.71 = 45 \text{ cm}^3,$$

$$A = 17.20 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{cr} = 13.20 \text{ kg/cm}^2,$$

$$M_{max} = 48160 \text{ kgcm},$$

$$M_m = 24080 \text{ kgcm},$$

$$1.30M_m = 31304 \text{ kgcm},$$

$$0.75M_{max} = 36120 \text{ kgcm}.$$

Per la esecuzione dei calcoli si adotta:

$$M_{ef} = 0.75 M_{max} = 36120 \text{ kgcm.}$$

Quindi:

$$\Delta\sigma = 1080 \text{ kg/cm}^2,$$

Sommando il contributo dello sforzo normale massimo e del momento flettente, si ottiene:

$$\sigma_{max} = 1600 \text{ kg/cm}^2.$$

4. Verifica di resistenza e stabilità del corrente superiore compresso

Il corrente superiore compresso è considerato come un'asta continua trattenuta da vincoli trasversali elastici, secondo lo schema indicato nella seguente fig.4.1.

A favore della sicurezza si considera l'asta soggetta al valore massimo dello sforzo normale:

$$N = N_{max} = 3564 \text{ kg.}$$

La verifica viene condotta come segue:

a) , si individua preliminarmente lo sforzo K_0 che, per un numero di

campi $n = 2$, assume l'aspetto:

$$K_o = 2 \times (4 - \beta^2) \times N / 3l_o,$$

dove:

l_o = distanza fra i centri teorici dei vincoli = 460 cm,

$$\beta = \lambda_y / (l_o / i_y),$$

con

$$\lambda_y = \text{snellezza corrispondente a } \omega = \sigma_{amm} A / N.$$

Nel caso in esame:

$$\sigma_{amm} = 1600 \text{ kg/cm}^2,$$

$$A = 17.20 \text{ cm}^2,$$

$$N = 3564 \text{ kg},$$

$$\omega = 1600 \times 17.20 / 3564 = 7.62,$$

a tale valore di ω corrisponde un valore λ_y pari a:

$$\lambda_y = 230,$$

$$\beta = 1.94,$$

Quindi:

$$K_o = 1.20 \text{ kg/cm}.$$

Per la sicurezza deve essere, per vincoli di estremità cedevoli:

$$K_i \geq 1.50 \eta_i k_o.$$

$$K_e \geq 1.50 \eta_e k_o.$$

Essendo $K_e = K_i$ e $\eta_i = 1.78$, per la sicurezza deve avere:

$$K_i = K_e > 1.78 \times 1.20 = 2.14 \text{ kg/cm.}$$

La rigidezza alla traslazione dei portali a nodi rigidi realizzati è nettamente superiore a quella minima richiesta dalla verifica dianzi esposta

5. Considerazioni sulla deformabilità dell'opera

Al solito, con riferimento alle passerelle di tipo B e di tipo C, si considerano gli spostamenti dei nodi della struttura per la condizione di carico esaminata (sovraccarichi accidentali massimi ed azione orizzontale dovuta al vento).

Con riferimento al telaio 3-9-22-16, si ha:

NODO	Spostamento orizzontale (cm)	Spostamento verticale (cm)
3	6.83×10^{-1}	1.67×10^{-1}
9	2.28	1.59×10^{-1}
22	2.28	2.40×10^{-1}
16	5.96×10^{-2}	2.49×10^{-1}

Lo spostamento verticale massimo dovuto ai soli carichi verticali risulta:

$$w_{\max} = (1.67 \times 10^{-1} + 2.49 \times 10^{-1}) / 2 = 2.08 \times 10^{-1} \text{ cm.}$$

Per carichi verticali massimi si ha:

$$f/l = 2.08 \times 10^{-1} / 1050 = 1/5000 \text{ circa.}$$

Per quanto riguarda le azioni orizzontali, si ha:

$$u_{\max} = 2 \text{ cm (in corrispondenza dei nodi del corrente superiore),}$$

$$f/l = 2.28/1050 = 1/460.$$

6. Dimensionamento del traverso metallico su cui appoggia, ad una estremità la passerella di tipo C

Come osservato in precedenza, la passerella di tipo C appoggia, in

corrispondenza di una delle due estremità, su di un traverso metallico

I carichi che impegnano tale traverso possono essere individuati attraverso le reazioni delle aste 20 e 41 del modello numerico adottato

ASTA	SFORZO NORMALE
20	2635 kg
41	4864 kg

La differenza per le due reazioni è naturalmente dovuta agli effetti delle reazioni orizzontali; per soli carichi verticali, si ha:

$$R = (2635 + 4864) / 2 = 3749.50 = 3750 \text{ kg.}$$

A tale valore del carico occorre aggiungere quello dovuto alla passerella realizzata con due profili longitudinali del tipo IPE 160.

Attribuendo a tale passerella un peso totale di 700 kg/m² (comprensivo dei sovraccarichi accidentali, valutati in ragione di 600 kg/m²) si ha:

- reazione verticale alla estremità di ognuna delle due travi IPE 160:

$$R_1 = 700 \times 2.705 \times 1.60 / 4 = 757 \text{ kg.}$$

Il calcolo delle sollecitazioni nel traverso principale metallico viene condotto pensando tale traverso soggetto al suo peso proprio ed alla azione di

due carichi concentrati:

$$P_1 = P_2 = 3750 + 757 = 4507 \text{ kg.}$$

Il calcolo delle sollecitazioni nel traverso metallico è condotto con riferimento allo schema statico riportato nella seguente fig. 6.1.

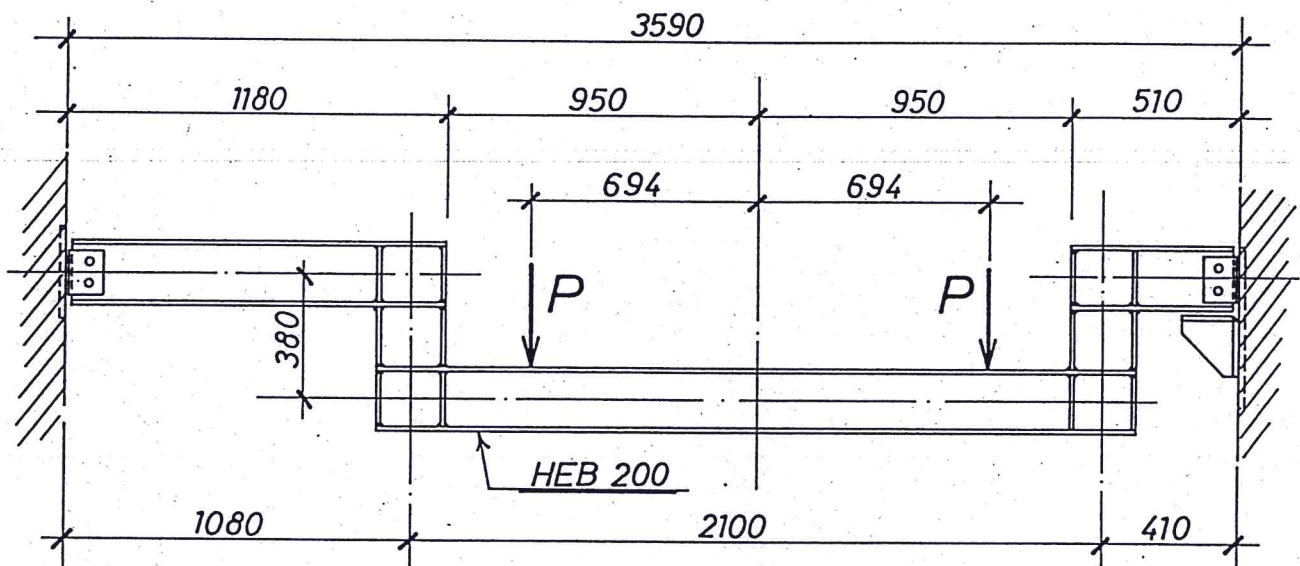


fig. 6.1.: caratteristiche geometriche del traverso di appoggio delle
passerelle di tipo C

La trave che sorregge la passerella metallica è realizzata con un profilo del tipo HE 200 B.

Le caratteristiche geometriche e statiche della sezione trasversale del profilo esaminato sono riportate nel seguito:

$$p = 61.30 \text{ kg/m},$$

$$A = 78.10 \text{ cm}^2,$$

$$J = 5696 \text{ cm}^4,$$

$$W = 5770 \text{ cm}^3.$$

Il calcolo delle sollecitazioni e delle deformazioni è condotto con riferimento al modello numerico riportato nella seguente fig. 6.2.

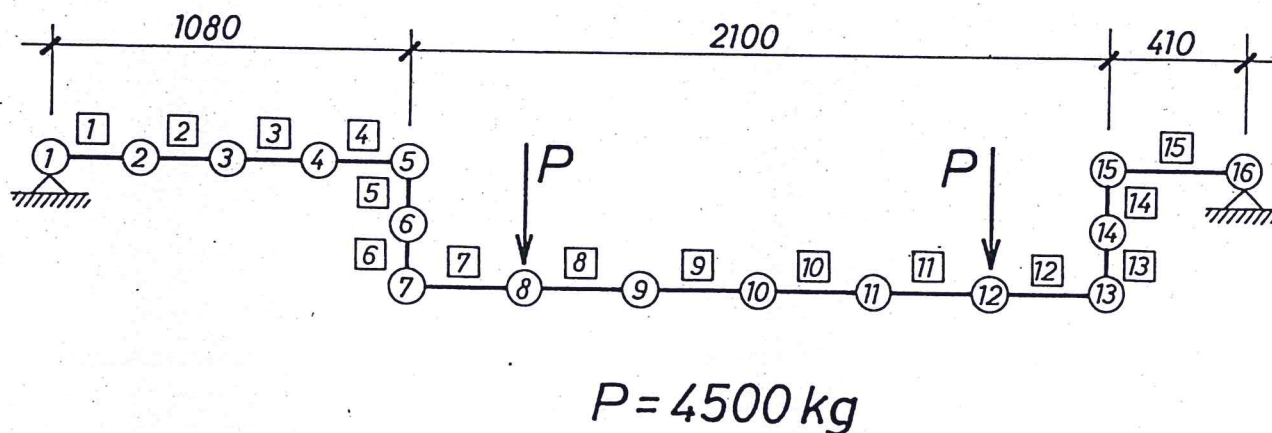


fig. 6.2.: il modello numerico adottato

I risultati dei calcoli condotti sono riportati per esteso nel tabulato allegato ed in sintesi nelle seguenti fig 6.3. e 6.4.

GRAFICO DEGLI SFORZI sez. $Y=0$ massimo= 405583

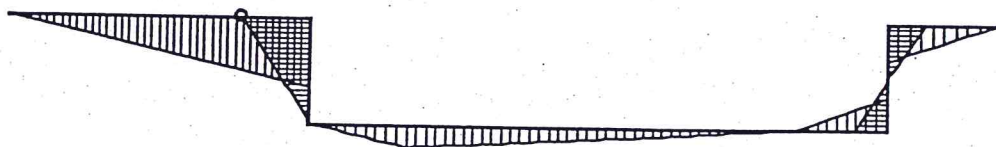


fig. 6.3.: il diagramma dei momenti flettenti

GRAFICO DELLE DEFORMATE sez. $Y=0$ massimo= 0.200900 H

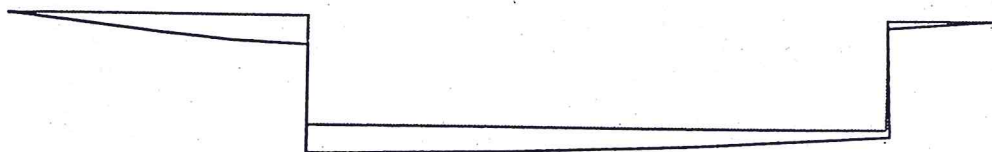


fig. 6.4.: la configurazione deformata

Come si può osservare, in virtù del peso proprio e dei massimi carichi provenienti dalle passerelle, la freccia massima individuata vale:

$$f_{\max} = 0.20 \text{ cm},$$

$$f_{\max}/8 = 0.20 / 359 = 1 / 1795.$$

Il valore massimo del momento flettente individuato è

$$M_{\max} = 4.10 \text{ tm circa.}$$

Con riferimento alle caratteristiche della sezione si ha:

$$\sigma_{\max} = 410000 / 570 = 719 \text{ kg/cm}^2.$$

Le reazioni di estremità valgono:

ASTA 1	ESTREMO 1	$V_1 = 3788 \text{ kg},$
ASTA 15	ESTREMO 16	$V_{16} = 5477 \text{ kg}.$

La somma delle due reazioni verticali risulta pari a :

$$V_1 + V_{16} = 3788 + 5477 = 9265 \text{ kg}.$$

A titolo di controllo si osserva che la totalità dei carichi verticali applicati (peso proprio del traverso metallico + carichi concentrati

provenienti dalle passerelle) risulta:

$$W = 4500 \times 2 + 61.30 \times (1.08 + 0.38 + 2.10 + 0.38 + 0.41) = 9266 \text{ kg.}$$

Il valore massimo della reazione verticale risulta pari a:

$$V_{\max} = 5477 \text{ kg.}$$

Tale azione viene affidata a n.2 bulloni M 20 10.9, quindi:

a) per ogni bullone $V_b = 5477/2 = 2738 \text{ kg,}$

b) per ogni sezione resistente: $V_s = 2738/2 = 1369 \text{ kg.}$

La tensione tangenziale che impegna il singolo bullone risulta, quindi:

$$\tau_b = 1369 / 3.14 = 436 \text{ kg/m}^2.$$

Per ciò che attiene la tensione di rifollamento dell'anima del traverso metallico, si ha:

$$\sigma_{\text{rif}} = 2738 / 2 \times 0.9 = 1521 \text{ kg/cm}^2.$$

Superflua appare la verifica delle tensioni di rifollamento per gli angolari metallici 120x80x10 (atteso lo spessore di tali angolari).

Per quanto attiene le passerelle realizzate con profili del tipo IPE 160, il carico che impegna ognuna delle due travi principali risulta:

$$q = 700 \times 1.60 / 2 = 560 \text{ kg/m.}$$

Con riferimento allo schema semplificato di trave appoggiata su di una luce di 2.99 m, si ha:

$$M = 560 \times 2.99^2 / 8 = 626 \text{ kgm,}$$

$$f = 5ql^4 / 384Ej = 0.35 \text{ cm.}$$

$$f/l = 1/854,$$

$$\sigma = 62600/109 = 574 \text{ kg/cm}^2.$$

7. Appoggi di estremità per le passerelle di tipo B e C.

Come osservato in precedenza, lato ospedale esistente, le passerelle di tipo B e C si appoggiano sul traverso metallico del quale sono stati dianzi riportati i dimensionamenti.

Lato scala cilindrica si realizza un appoggio scorrevole tramite interposizione di strato di neoprene (200 x 150 x 10) fra le due piastre metalliche.

L' appoggio è dimensionato per un valore massimo della reazione verticale:

$$V_{\max} = 4864 = 5000 \text{ kg.}$$

Affidando tale reazione verticale interamente al piatto di forma trapezia di spessore pari a 12 mm, all' attacco tra il piatto verticale e quello orizzontale, si ha:

$$\sigma_n = 5000 / 20 \times 1.2 = 208 \text{ kg/cm}^2.$$

La pressione di contatto fra le piastre metalliche ed il neoprene risulta:

$$\sigma_{\text{media}} = 5000 / 20 \times 15 = 17 \text{ kg/cm}^2.$$

Per ciò che attiene il piatto orizzontale superiore:

$$\sigma_n = 17 \text{ kg/cm}^2,$$

$$q = 17 \text{ kg/cm},$$

$$m = 478 \text{ kgcm/cm},$$

$$\omega = 0.66 \text{ cm}^3/\text{cm},$$

quindi:

$$\sigma_n = 478 / 0.66 = 724 \text{ kg/cm}^2.$$

7.2. Collegamento di tipo "C" lato Ospedale per le passerelle di tipo A e D

Il collegamento di tipo "C" è del tipo a cerniera ed è realizzato con un perno avente diametro pari a 30 mm.

Con riferimento alla reazione massima (5000 kg), si ha:

$$\tau_{media} = 5000/7.06 = 708 \text{ kg/cm}^2.$$

La piastra di nodo ha spessore $s = 12$ mm, quindi:

$$\sigma_{rif} = 5000/(3 \times 1.20) = 1390 \text{ kg/cm}^2.$$

Superflua appare la verifica al rifollamento delle piastre accoppiate aventi ognuna $s = 10$ mm.

8. Azioni di calcolo per gli appoggi e per gli ancoraggi alle opere in c.a.

Per il dimensionamento delle opere in c.a. destinate a supportare le passerelle in corrispondenza delle loro estremità, occorre che vengano adottati i seguenti valori di progetto delle azioni:

- a- la reazione verticale massima alla estremità di ognuna delle due

prof. ing. Claudio Ceccoli dott. ing. Daniele Biondi Via di Ravone, 7 40135 - Bologna

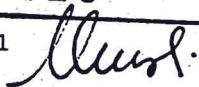
travi reticolari che compongono le passerelle è dell' ordine di 5000 kg;

- b- la reazione verticale massima per la quale vanno dimensionate le piastre di estremità dei traversi metallici che supportano, ad una estremità, le passerelle di tipo B e C è pari a 6000 kg.

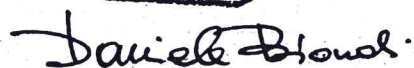
prof. ing. Claudio Ceccoli

Dr. Ing. CLAUDIO CECCOLI
Via E. Masi n. 20 - BOLOGNA
Iscritto all'Albo Ingegneri di Bologna
n. 4429

Bologna, febbraio 1991



dott. ing. Daniele Biondi



prof. ing. Claudio Ceccoli dott. ing. Daniele Biondi Via di Ravone, 7 40135 - Bologna

TABULATO 1: CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI NELLE PASSERELLE DI TIPO C

27 GIU 1990 19:22

SENZA TITOLO

MACSAP III per Apple MacIntosh - n. 1158 -(C) 1987 SOFTING srl - ROMA

COORDINATE, VINCOLI E CARICHI NODALI

NODO	X	Y	Z	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ	CARICO
1	0.00e+0	0.00e+0	0.00e+0	VIN	VIN					1
2	2.30e+2	0.00e+0	0.00e+0							2
3	4.60e+2	0.00e+0	0.00e+0							2
4	6.90e+2	0.00e+0	0.00e+0							2
5	9.20e+2	0.00e+0	0.00e+0							2
6	1.15e+3	0.00e+0	0.00e+0		VIN					1
7	0.00e+0	0.00e+0	2.40e+2							4
8	2.30e+2	0.00e+0	2.40e+2							5
9	4.60e+2	0.00e+0	2.40e+2							5
10	6.90e+2	0.00e+0	2.40e+2							5
11	9.20e+2	0.00e+0	2.40e+2							4
12	0.00e+0	0.00e+0	-1.00e+2	VIN	VIN	VIN	VIN	VIN	VIN	0
13	1.15e+3	0.00e+0	-1.00e+2	VIN	VIN	VIN	VIN	VIN	VIN	0
14	0.00e+0	1.60e+2	0.00e+0	VIN	VIN					1
15	2.30e+2	1.60e+2	0.00e+0							3
16	4.60e+2	1.60e+2	0.00e+0							3
17	6.90e+2	1.60e+2	0.00e+0							3
18	9.20e+2	1.60e+2	0.00e+0							3
19	1.15e+3	1.60e+2	0.00e+0		VIN					1
20	0.00e+0	1.60e+2	2.40e+2							4
21	2.30e+2	1.60e+2	2.40e+2							5
22	4.60e+2	1.60e+2	2.40e+2							5
23	6.90e+2	1.60e+2	2.40e+2							5
24	9.20e+2	1.60e+2	2.40e+2							4
25	0.00e+0	1.60e+2	-1.00e+2	VIN	VIN	VIN	VIN	VIN	VIN	0
26	1.15e+3	1.60e+2	-1.00e+2	VIN	VIN	VIN	VIN	VIN	VIN	0
27	1.15e+2	8.00e+1	0.00e+0							0
28	3.45e+2	8.00e+1	0.00e+0							0
29	5.75e+2	8.00e+1	0.00e+0							0
30	8.05e+2	8.00e+1	0.00e+0							0
31	1.04e+3	8.00e+1	0.00e+0							0
32	1.15e+2	8.00e+1	2.40e+2							0
33	3.45e+2	8.00e+1	2.40e+2							0
34	5.75e+2	8.00e+1	2.40e+2							0
35	8.05e+2	8.00e+1	2.40e+2							0

ELEMENTI

ELEM	ESTREMI	TIPO ELEMENTO	TIPO CARICO	K_NODO
1	1 2	5	1	Z
2	2 3	5	1	Z
3	3 4	5	1	Z
4	4 5	5	1	Z
5	5 6	5	1	Z
6	7 8	5	1	Z
7	8 9	5	1	Z

8	9	10	5	1	Z
9	10	11	5	1	Z
10	1	7	4	1	X
11	2	8	6	1	X
12	3	9	4	1	X
13	4	10	6	1	X
14	5	11	6	1	X
15	6	11	4	1	X
16	11	4	6	1	Z
17	4	9	6	1	Z
18	9	2	6	1	Z
19	2	7	6	1	Z
20	12	1	7	1	Z
21	13	6	7	1	
22	14	15	5	1	Z
23	15	16	5	1	Z
24	16	17	5	1	Z
25	17	18	5	1	Z
26	18	19	5	1	Z
27	20	21	5	1	Z
28	21	22	5	1	Z
29	22	23	5	1	Z
30	23	24	5	1	Z
31	14	20	8	1	Z
32	15	21	6	1	X
33	16	22	8	1	X
34	17	23	6	1	X
35	18	24	6	1	X
36	19	24	8	1	Z
37	24	17	6	1	Z
38	17	22	6	1	Z
39	22	15	6	1	Z
40	15	20	6	1	Z
41	25	14	7	1	Z
42	26	19	7	1	
43	1	14	2	1	Z
44	2	15	2	1	Z
45	3	16	2	1	Z
46	4	17	2	1	Z
47	5	18	2	1	Z
48	6	19	1	1	Z
49	1	27	2	1	Z
50	27	15	2	1	Z
51	14	27	2	1	Z
52	27	2	2	1	Z
53	2	28	2	1	Z
54	15	28	2	1	Z
55	28	3	2	1	Z
56	28	16	2	1	Z
57	16	29	2	1	Z
58	29	4	2	1	Z
59	3	29	2	1	Z
60	29	17	2	1	Z
61	17	30	2	1	Z
62	30	5	2	1	Z
63	4	30	2	1	Z
64	30	18	2	1	Z
65	18	31	2	1	Z
66	31	6	2	1	Z
67	5	31	2	1	Z
68	31	19	2	1	Z
69	7	20	3	1	Z
70	8	21	5	1	Z

71	9	22	3	1	Z
72	10	23	5	1	Z
73	11	24	3	1	Z
74	7	32	1	1	Z
75	32	21	1	1	Z
76	20	32	1	1	Z
77	32	8	1	1	Z
78	8	33	1	1	Z
79	33	22	1	1	Z
80	21	33	1	1	Z
81	33	9	1	1	Z
82	22	34	1	1	Z
83	34	23	1	1	Z
84	9	34	1	1	Z
85	34	10	1	1	Z
86	10	35	1	1	Z
87	23	35	1	1	Z
88	35	24	1	1	Z
89	35	11	1	1	Z

ELEMENTI TIPO

1	elemento tipo	TRAVE	GENERICA
	nome	E G v.int.sx v.int.dx		
		2.100e+6 9.130e+5 VVVVVV VVVVVV		
	Ax Ay Az Jx Jy Jz			
	1.120e+1 1.120e+1 1.120e+1 1.000e+0 1.000e+0 1.000e+0			
2	elemento tipo	TRAVE	GENERICA
	nome	E G v.int.sx v.int.dx		
		2.100e+6 9.130e+5 VVVVVV VVVVVV		
	Ax Ay Az Jx Jy Jz			
	1.120e+1 1.120e+1 1.120e+1 1.000e+0 1.000e+0 1.000e+0			
3	elemento tipo	TRAVE	GENERICA
	nome	E G v.int.sx v.int.dx		
		2.100e+6 9.130e+5 VVVVVV VVVVVV		
	Ax Ay Az Jx Jy Jz			
	1.720e+1 1.720e+1 1.720e+1 1.000e+0 2.570e+2 2.570e+2			
4	elemento tipo	TRAVE	GENERICA
	nome	E G v.int.sx v.int.dx		
		2.100e+6 9.130e+5 VVVVVV VVVVVV		
	Ax Ay Az Jx Jy Jz			
	1.720e+1 1.720e+1 1.720e+1 1.000e+0 2.570e+2 2.570e+2			
5	elemento tipo	TRAVE	GENERICA
	nome	E G v.int.sx v.int.dx		
		2.100e+6 9.130e+5 VVVVVV VVVVVV		
	Ax Ay Az Jx Jy Jz			
	1.720e+1 1.720e+1 1.720e+1 1.000e+0 1.000e+0 1.000e+0			
6	elemento tipo	TRAVE	GENERICA
	nome	E G v.int.sx v.int.dx		
		2.100e+6 9.130e+5 VVVVVV VVVVVV		
	Ax Ay Az Jx Jy Jz			
	1.720e+1 1.720e+1 1.720e+1 1.000e+0 1.000e+0 1.000e+0			
7	elemento tipo	BOUND	
	Ka Kt			
	1.000e+9 0.000e+0			

8	elemento tipo	TRAVE GENERICA				
	nome	E	G	v.int.sx	v.int.dx	
		2.100e+6	9.130e+5	VVVVVV	VVVVVV	
	Ax	Ay	Az	Jx	Jy	Jz
	1.720e+1	1.720e+1	1.720e+1	1.000e+0	2.570e+2	2.570e+2

CARICHI TIPO SUGLI ELEMENTI

CONDIZIONE DI CARICO..... 1

CARICO TIPO..... 1

PESO PROPRIO	densita'	coeff. X	coeff. Y	coeff. Z
	8.600e-3	0.000e+0	0.000e+0	-1.000e+0

FORZE NODALI TIPO

CONDIZIONE DI CARICO..... 1

TIPO	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.000e+0	6.150e+1	-6.325e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
2	0.000e+0	1.230e+2	-1.265e+3	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
3	0.000e+0	1.230e+2	-1.265e+3	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
4	0.000e+0	6.150e+1	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
5	0.000e+0	1.230e+2	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0

DATI GENERALI SUL SISTEMA

numero totale equazioni.....	180
ampiezza di semibanda.....	60
numero di blocchi.....	2
numero equazioni per blocco.....	93
norma naturale sulla matrice.....	2.442e+7
elemento diagonale minimo.....	3.666e+1
elemento diagonale massimo.....	1.000e+9
zero macchina.....	1.084e-19
zero algoritmico.....	2.648e-12
tempo analisi statica.....	0'13''

SPOSTAMENTI NODALI

CONDIZIONE DI CARICO 1

NODO	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ
1	VINCOLO	VINCOLO	-2.635e-6	-1.283e-2	2.615e-4	3.971e-5
2	9.661e-3	3.310e-2	-1.115e-1	-1.079e-2	3.619e-4	1.306e-4
3	2.635e-2	6.838e-2	-1.675e-1	-1.236e-2	5.903e-5	7.680e-5
4	3.959e-2	7.050e-2	-1.610e-1	-1.137e-2	1.994e-4	3.401e-5
5	4.731e-2	4.662e-2	-1.085e-1	-1.392e-2	-4.672e-4	-2.658e-4

6	5.705e-2	VINCOLO	-3.292e-6	-1.186e-2	-6.070e-4	-1.407e-3
7	6.678e-2	2.269e+0	-1.304e-2	-2.515e-3	5.236e-4	-2.625e-7
8	5.457e-2	2.276e+0	-1.120e-1	-1.251e-2	3.001e-4	2.812e-5
9	4.058e-2	2.281e+0	-1.587e-1	-2.783e-3	5.984e-5	2.403e-5
10	2.115e-2	2.292e+0	-1.616e-1	-1.241e-2	-1.592e-4	8.380e-5
11	1.285e-3	2.304e+0	-9.959e-2	-1.344e-3	-3.756e-4	-8.331e-4
12	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO
13	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO
14	VINCOLO	VINCOLO	-4.864e-6	-1.273e-2	3.405e-4	2.553e-5
15	-8.756e-3	2.891e-2	-1.617e-1	1.274e-3	5.215e-4	1.509e-4
16	1.710e-2	5.964e-2	-2.495e-1	-1.225e-2	8.196e-5	7.507e-5
17	4.691e-2	6.354e-2	-2.291e-1	2.102e-3	2.857e-4	-1.604e-5
18	6.822e-2	4.078e-2	-1.576e-1	7.158e-3	-6.674e-4	3.537e-4
19	8.623e-2	VINCOLO	-4.015e-6	-4.507e-3	-8.625e-4	-8.809e-3
20	6.709e-2	2.271e+0	-2.764e-2	-2.457e-3	4.992e-4	-1.477e-5
21	5.136e-2	2.280e+0	-1.623e-1	6.915e-3	4.265e-4	3.407e-5
22	3.689e-2	2.286e+0	-2.403e-1	-2.721e-3	8.293e-5	2.220e-5
23	1.419e-2	2.298e+0	-2.297e-1	6.740e-3	-2.006e-4	8.551e-5
24	-7.723e-3	2.307e+0	-1.486e-1	-1.267e-3	-5.295e-4	-8.961e-4
25	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO
26	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO	VINCOLO
27	-5.026e-4	8.886e-3	-9.219e-1	1.793e-3	1.891e-3	1.211e-4
28	1.030e-2	5.081e-2	-1.041e+0	1.388e-3	-8.649e-4	1.332e-4
29	3.280e-2	7.147e-2	-1.069e+0	1.342e-3	1.194e-3	-5.037e-6
30	5.070e-2	6.025e-2	-1.269e+0	4.012e-4	4.496e-4	-1.589e-4
31	6.571e-2	2.484e-2	-1.092e+0	1.102e-3	-1.928e-3	9.972e-4
32	6.029e-2	2.273e+0	-1.014e+0	3.728e-4	2.486e-3	3.070e-5
33	4.601e-2	2.280e+0	-1.108e+0	1.005e-4	-1.654e-3	2.244e-5
34	2.841e-2	2.288e+0	-1.133e+0	4.334e-5	1.919e-3	3.797e-5
35	6.702e-3	2.299e+0	-1.096e+0	-2.726e-6	-2.227e-3	2.654e-4

SOLLECITAZIONI NEGLI ELEMENTI

CONDIZIONE DI CARICO

1

TRAVE		TX	TY	TZ	MX	MY	MZ
1	1	-1.517e+3	1.709e+1	2.800e-2	-8.105e+0	-4.050e+0	6.625e+2
	2	1.517e+3	1.693e+1	-2.800e-2	8.105e+0	-2.391e+0	-6.435e+2
2	2	-2.620e+3	1.703e+1	2.367e-2	6.261e+0	-2.231e+0	6.511e+2
	3	2.620e+3	1.699e+1	-2.367e-2	-6.261e+0	-3.213e+0	-6.475e+2
3	3	-2.080e+3	1.694e+1	-2.199e-2	-3.949e+0	2.920e+0	6.447e+2
	4	2.080e+3	1.709e+1	2.199e-2	3.949e+0	2.138e+0	-6.620e+2
4	4	-1.211e+3	1.697e+1	5.751e-3	1.011e+1	2.076e+0	6.408e+2
	5	1.211e+3	1.706e+1	-5.751e-3	-1.011e+1	-3.399e+0	-6.512e+2
5	5	-1.531e+3	1.704e+1	3.018e-1	-8.172e+0	-2.429e+1	6.544e+2
	6	1.531e+3	1.698e+1	-3.018e-1	8.172e+0	-4.512e+1	-6.472e+2
6	7	1.917e+3	1.702e+1	6.506e-3	3.970e+1	-1.007e+0	6.511e+2
	8	-1.917e+3	1.700e+1	-6.506e-3	-3.970e+1	-4.890e-1	-6.490e+2
7	8	2.198e+3	1.702e+1	-1.372e-3	-3.863e+1	1.950e-1	6.511e+2
	9	-2.198e+3	1.700e+1	1.372e-3	3.863e+1	1.204e-1	-6.486e+2
8	9	3.051e+3	1.704e+1	-3.971e-3	3.823e+1	-8.897e-2	6.535e+2

	10	-3.051e+3	1.698e+1	3.971e-3	-3.823e+1	1.002e+0	-6.467e+2
9	10	3.120e+3	1.701e+1	2.033e-1	-4.394e+1	-1.501e+1	6.500e+2
	11	-3.120e+3	1.701e+1	-2.033e-1	4.394e+1	-3.175e+1	-6.502e+2
10	1	1.980e+3	1.276e+1	-1.993e+2	1.521e-1	7.187e+2	9.421e+2
	7	-1.945e+3	-1.276e+1	1.993e+2	-1.521e-1	4.710e+4	2.121e+3
11	2	1.030e+2	6.295e-2	1.009e+0	3.898e-1	-1.059e+2	8.094e+0
	8	-6.747e+1	-6.295e-2	-1.009e+0	-3.898e-1	-1.362e+2	7.013e+0
12	3	-1.316e+3	1.710e-2	-1.838e+2	2.007e-1	5.170e+2	2.237e-1
	9	1.351e+3	-1.710e-2	1.838e+2	-2.007e-1	4.360e+4	3.879e+0
13	4	1.030e+2	4.241e-2	1.153e+0	-1.894e-1	-1.292e+2	8.228e+0
	10	-6.751e+1	-4.241e-2	-1.153e+0	1.894e-1	-1.475e+2	1.951e+0
14	5	-1.329e+3	-1.005e-1	-7.763e-1	2.158e+0	-1.684e+1	-1.286e+1
	11	1.364e+3	1.005e-1	7.763e-1	-2.158e+0	2.032e+2	-1.125e+1
15	6	3.637e+3	7.498e+0	-8.115e+1	1.884e+1	5.208e+2	-1.014e+3
	11	-3.602e+3	2.652e+1	8.115e+1	-1.884e+1	2.645e+4	-2.148e+3
16	11	-1.956e+3	1.704e+1	5.485e-1	-1.733e+1	-1.407e+2	9.435e+2
	4	1.921e+3	1.698e+1	-5.485e-1	1.733e+1	-4.165e+1	-9.341e+2
17	4	-9.305e+1	1.704e+1	-3.561e-1	1.633e+1	2.008e+1	9.480e+2
	9	1.286e+2	1.698e+1	3.561e-1	-1.633e+1	9.831e+1	-9.387e+2
18	9	1.361e+3	1.702e+1	4.130e-1	-1.500e+1	-1.056e+2	9.423e+2
	2	-1.396e+3	1.700e+1	-4.130e-1	1.500e+1	-3.167e+1	-9.388e+2
19	2	-3.409e+3	1.704e+1	-4.495e-1	1.598e+1	3.756e+1	9.457e+2
	7	3.444e+3	1.698e+1	4.495e-1	-1.598e+1	1.119e+2	-9.371e+2
22	14	1.375e+3	1.714e+1	1.785e-2	-5.559e+1	-3.198e+0	6.686e+2
	15	-1.375e+3	1.688e+1	-1.785e-2	5.559e+1	-9.081e-1	-6.388e+2
23	15	-4.061e+3	1.705e+1	9.819e-3	5.369e+1	-4.366e-1	6.524e+2
	16	4.061e+3	1.697e+1	-9.819e-3	-5.369e+1	-1.822e+0	-6.437e+2
24	16	-4.681e+3	1.688e+1	-5.985e-3	-5.698e+1	1.520e+0	6.390e+2
	17	4.681e+3	1.714e+1	5.985e-3	5.698e+1	-1.437e-1	-6.689e+2
25	17	-3.347e+3	1.695e+1	-1.276e-1	-2.007e+1	1.129e+1	6.368e+2
	18	3.347e+3	1.707e+1	1.276e-1	2.007e+1	1.804e+1	-6.500e+2
26	18	-2.827e+3	1.705e+1	1.929e+0	4.630e+1	-1.382e+2	6.547e+2
	19	2.827e+3	1.697e+1	-1.929e+0	-4.630e+1	-3.055e+2	-6.459e+2
27	20	2.470e+3	1.707e+1	1.258e-2	-3.721e+1	-1.893e+0	6.581e+2
	21	-2.470e+3	1.695e+1	-1.258e-2	3.721e+1	-1.001e+0	-6.447e+2
28	21	2.273e+3	1.705e+1	-4.619e-4	3.825e+1	1.616e-1	6.536e+2
	22	-2.273e+3	1.697e+1	4.619e-4	-3.825e+1	-5.521e-2	-6.443e+2
29	22	3.564e+3	1.702e+1	-1.518e-3	-3.756e+1	-4.035e-1	6.502e+2
	23	-3.564e+3	1.700e+1	1.518e-3	3.756e+1	7.526e-1	-6.488e+2
30	23	3.442e+3	1.702e+1	2.116e-1	3.178e+1	-1.538e+1	6.498e+2
	24	-3.442e+3	1.700e+1	-2.116e-1	-3.178e+1	-3.330e+1	-6.484e+2
31	14	4.176e+3	1.566e+1	-2.088e+2	1.533e-1	1.948e+3	1.523e+3

	28	5.270e+2	-5.178e-1	-8.206e-2	5.770e+0	-6.014e+0	3.674e+2
55	28	-5.270e+2	3.189e+0	8.144e-2	7.701e+1	-4.859e+0	-1.980e+2
	3	5.270e+2	1.030e+1	-8.144e-2	-7.701e+1	-6.549e+0	-3.004e+2
56	28	-1.785e+3	-4.078e+0	-1.028e-1	6.945e+1	8.071e+0	-4.723e+2
	16	1.785e+3	1.757e+1	1.028e-1	-6.945e+1	6.329e+0	-1.044e+3
57	16	-1.029e+3	1.758e+1	1.261e-1	-6.859e+1	-7.635e+0	1.047e+3
	29	1.029e+3	-4.090e+0	-1.261e-1	6.859e+1	-1.004e+1	4.715e+2
58	29	-1.029e+3	1.369e+0	9.738e-3	6.430e+1	-1.267e+0	-3.402e+2
	4	1.029e+3	1.212e+1	-9.738e-3	-6.430e+1	-9.684e-2	-4.132e+2
59	3	-1.185e+3	1.031e+1	-5.659e-2	-7.754e+1	5.190e+0	3.035e+2
	29	1.185e+3	3.187e+0	5.659e-2	7.754e+1	2.737e+0	1.951e+2
60	29	-1.185e+3	-4.663e-1	-1.200e-1	-6.879e-1	8.567e+0	-3.654e+2
	17	1.185e+3	1.396e+1	1.200e-1	6.879e-1	8.237e+0	-6.451e+2
61	17	-8.388e+2	1.497e+1	1.074e-1	9.708e+0	-5.381e+0	7.211e+2
	30	8.388e+2	-1.478e+0	-1.074e-1	-9.708e+0	-9.663e+0	4.311e+2
62	30	-8.385e+2	1.075e+0	1.523e-1	7.318e+1	-9.066e+0	-3.736e+2
	5	8.385e+2	1.242e+1	-1.523e-1	-7.318e+1	-1.227e+1	-4.209e+2
63	4	-5.480e+2	1.254e+1	-5.514e-2	-6.390e+1	6.753e+0	4.655e+2
	30	5.480e+2	9.554e-1	5.514e-2	6.390e+1	9.708e-1	3.458e+2
64	30	-5.480e+2	-5.525e-1	-3.632e-1	-3.199e+1	1.776e+1	-4.253e+2
	18	5.480e+2	1.405e+1	3.632e-1	3.199e+1	3.312e+1	-5.972e+2
65	18	-1.182e+3	1.365e+1	-1.000e+0	2.771e+1	6.042e+1	5.735e+2
	31	1.182e+3	-1.541e-1	1.000e+0	-2.771e+1	7.971e+1	3.932e+2
66	31	-1.189e+3	2.020e+0	3.054e-2	7.424e+1	3.389e+1	-2.683e+2
	6	1.189e+3	1.147e+1	-3.054e-2	-7.424e+1	-3.817e+1	-3.940e+2
67	5	-4.485e+2	1.232e+1	-7.297e-1	-7.491e+1	3.218e+1	4.015e+2
	31	4.485e+2	1.171e+0	7.297e-1	7.491e+1	7.005e+1	3.795e+2
68	31	-4.453e+2	-3.037e+0	4.721e+0	2.604e+1	-1.837e+2	-4.666e+2
	19	4.453e+2	1.653e+1	-4.721e+0	-2.604e+1	-4.777e+2	-9.039e+2
69	7	-4.617e+2	-5.844e+2	1.380e+0	1.394e-1	-6.144e+1	-4.758e+4
	20	4.617e+2	6.081e+2	-1.380e+0	-1.394e-1	-1.593e+2	-4.782e+4
70	8	-9.018e+2	9.387e+0	-1.087e-2	-7.214e-1	7.918e-1	-1.352e+2
	21	9.018e+2	1.428e+1	1.087e-2	7.214e-1	9.480e-1	-2.563e+2
71	9	-1.108e+3	-5.462e+2	-2.095e-2	-1.317e-1	7.868e+0	-4.454e+4
	22	1.108e+3	5.699e+2	2.095e-2	1.317e-1	-4.516e+0	-4.475e+4
72	10	-1.372e+3	9.461e+0	-4.052e-2	2.359e-1	3.219e+0	-1.257e+2
	23	1.372e+3	1.421e+1	4.052e-2	-2.359e-1	3.264e+0	-2.540e+2
73	11	-6.910e+2	-2.370e+2	2.293e+2	8.783e-1	-1.813e+4	-1.985e+4
	24	6.910e+2	2.606e+2	-2.293e+2	-8.783e-1	-1.855e+4	-1.996e+4
74	7	5.666e+2	1.355e+1	4.012e-2	-2.275e+1	-3.274e+0	6.334e+2
	32	-5.666e+2	-5.598e-2	-4.012e-2	2.275e+1	-2.346e+0	3.195e+2
75	32	5.666e+2	7.764e-2	5.724e-2	-2.734e+1	-4.060e+0	-3.910e+2

	21	-5.666e+2	1.342e+1	-5.724e-2	2.734e+1	-3.959e+0	-5.433e+2
76	20	1.069e+3	1.498e+1	-3.552e-2	-7.747e+0	1.806e+0	7.828e+2
	32	-1.069e+3	-1.484e+0	3.552e-2	7.747e+0	3.170e+0	3.703e+2
77	32	1.069e+3	1.463e+0	-4.566e-2	6.081e+1	3.237e+0	-3.498e+2
	8	-1.069e+3	1.203e+1	4.566e-2	-6.081e+1	3.160e+0	-3.904e+2
78	8	7.273e+2	1.204e+1	4.788e-2	-6.022e+1	-3.268e+0	3.959e+2
	33	-7.273e+2	1.458e+0	-4.788e-2	6.022e+1	-3.439e+0	3.449e+2
79	33	7.273e+2	-1.336e+0	6.060e-2	8.631e+0	-4.241e+0	-3.631e+2
	22	-7.273e+2	1.483e+1	-6.060e-2	-8.631e+0	-4.248e+0	-7.692e+2
80	21	8.076e+2	1.349e+1	-5.883e-2	2.872e+1	4.295e+0	5.457e+2
	33	-8.076e+2	6.604e-3	5.883e-2	-2.872e+1	3.946e+0	3.985e+2
81	33	8.076e+2	-1.286e-1	-5.364e-2	2.181e+1	3.734e+0	-3.277e+2
	9	-8.076e+2	1.362e+1	5.364e-2	-2.181e+1	3.782e+0	-6.355e+2
82	22	1.352e+3	1.486e+1	-6.870e-2	-7.956e+0	4.576e+0	7.717e+2
	34	-1.352e+3	-1.362e+0	6.870e-2	7.956e+0	5.049e+0	3.642e+2
83	34	1.024e+3	4.832e-2	6.846e-2	-2.794e+1	-5.508e+0	-3.951e+2
	23	-1.024e+3	1.345e+1	-6.846e-2	2.794e+1	-4.083e+0	-5.433e+2
84	9	1.024e+3	1.363e+1	7.513e-2	-2.204e+1	-5.472e+0	6.384e+2
	34	-1.024e+3	-1.367e-1	-7.513e-2	2.204e+1	-5.054e+0	3.259e+2
85	34	1.352e+3	1.450e+0	-8.852e-2	5.891e+1	5.513e+0	-3.457e+2
	10	-1.352e+3	1.204e+1	8.852e-2	-5.891e+1	6.887e+0	-3.963e+2
86	10	1.268e+3	1.202e+1	-9.179e-2	-5.870e+1	3.707e+0	3.951e+2
	35	-1.268e+3	1.475e+0	9.179e-2	5.870e+1	9.152e+0	3.434e+2
87	23	1.173e+3	1.350e+1	-2.534e-1	2.853e+1	1.505e+1	5.477e+2
	35	-1.173e+3	-3.837e-3	2.534e-1	-2.853e+1	2.045e+1	3.980e+2
88	35	1.269e+3	-9.504e-1	5.368e-1	4.452e-1	-2.019e+1	-3.499e+2
	24	-1.269e+3	1.444e+1	-5.368e-1	-4.452e-1	-5.501e+1	-7.284e+2
89	35	1.172e+3	-5.213e-1	3.695e-1	1.407e+1	-9.413e+0	-3.403e+2
	11	-1.172e+3	1.401e+1	-3.695e-1	-1.407e+1	-4.235e+1	-6.779e+2
20	12	2.635e+3	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
	1	-2.635e+3	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
21	13	3.292e+3	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
	6	-3.292e+3	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
41	25	4.864e+3	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
	14	-4.864e+3	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
42	26	4.015e+3	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0
	19	-4.015e+3	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0

	14	5.440e+3	1.074e+4	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	-1.998e+4
14	14	-5.440e+3	-1.074e+4	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	1.998e+4
	15	5.452e+3	1.074e+4	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	-2.240e+5
15	15	-1.074e+4	-5.452e+3	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	-2.240e+5
	16	1.074e+4	5.477e+3	0.000e+0	0.000e+0	0.000e+0	4.125e-2

OGGETTO:

COSTRUZIONE DI PASSERELLE PEDONALI IN STRUTTURA
METALLICA PRESSO L'OSPEDALE "S. MARIA NUOVA"
DI REGGIO EMILIA

[=====]
[RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA - SPECIFICHE TECNICHE]
[=====]

REGIONE EMILIA - ROMAGNA
SERVIZIO REGIONALE DI PROTEZIONE CIVILE
RISORSE REGIONALI

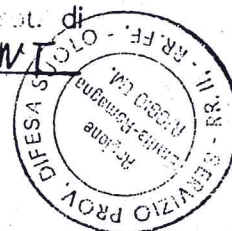
VISTO: per l'...
e depositato con prot. di
Rapporto 7804/INT

Reggio E. li...

1 MAR. 1991

L'INCARICATO

Mut



A) - MATERIALI IMPIEGATI

- | | |
|---|------------------------|
| 1) Acciaio in profilati | Fe 360 B - UNI 7070/72 |
| 2) Acciaio in lamiera | Fe 360 B - UNI 7070/72 |
| 3) Acciaio in tubi | Fe 360 B - UNI 7806 |
| 4) Bulloni | cl. 8.8 - UNI 5737 |
| 5) Dadi | cl. 6S - UNI 5588/65 |
| 6) Rondelle piane | UNI 6592 |
| 7) Saldature: autom./semiautom. sotto atmosf. prot. | |
| manuale ad arco con elettrodi uni 5132 | |

B) - PROTEZIONE SUPERFICIALE

- | | sgrassaggio o spazzolatura manuale
- | | sabbiatura grado SA 2.5
- |*| n. 1 mani di antiruggine
- | | n. ___ mani di zincante inorganico/organico
- |*| n. 1 mani di smalto sintetico

1 l n. 1 mani di vernice epossidica o clorocaucciù

1*1 zincatura a caldo ad immersione secondo UNI 5744/66

1 l verniciatura ignifuga a ____ minuti.

C) - NORMATIVA ADOTTATA

- 1) - Legge 5/11/1971, n. 1086 e successivi DD.MM. di applicazione
- 2) - D.M. 12 FEBBRAIO 1982 - "Norme tecniche per carichi e sovraccarichi e per la verifica della sicurezza delle costruzioni"
- 3) - CNR-UNI 10022/84 - "Costruzione di profilati in acciaio formati a freddo."
- 4) - CNR-UNI 10011/88 - "Costruzioni in acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione."

D) - CARICHI DI CALCOLO

Sovraccarichi accidentali _____ 500 Kg/mq

Sovraccarichi permanenti _____ 60 Kg/mq

Spinta del vento _____ 60 Kg/mq (q20)

Data _____

IL PROGETTISTA

Dr. Ing. CLAUDIO CECCOLI

Via E. Masi n. 20 - BOLOGNA

Iscritto all'Albo Ingegneri di Bologna

n. 4429



Claudio Ceccoli

IL DIRETTORE DEI LAVORI PER IL
MONTAGGIO DELLE STRUTTURE METALLICHE

MECOOP

S.C.R.L.

DIVISIONE COSTRUZIONI

STRADA ESTE - 42040 GUALTIERI (RE)

Dott. Ing. ALDO GUALDI

Is. Ing. R.E. n° 656

[Handwritten signature]

7804

REGIONE EMILIA - ROMAGNA	
SERVIZIO PROVINCIALE DI T.A. E SUOLO	
RISORSE IDRAULICHE - FORESTALI - F.O. EM.	
Legge 5-11-1971 n. 10	
Data di arr.vo	27 GIU. 1989
Prot. N.	1200

(Timbro ditta)

OGGETTO: Denuncia di esecuzione di opere in conglomerato cementizio semplice od armato. Legge 5 novembre 1971, numero 1086.

All'UFFICIO DEL GENIO CIVILE DI

REGGIO EMILIA

La sottoscritta Impresa, con sede in CASTELNOVO SOTTO, Via S. Biagio, 75
a norma dell'art. 4 della Legge 5-11-1971, n. 1086

D E N U N C I A

Si forniscono i seguenti dati:

- a) Ditta committente: INNO.TECS S.r.l.
residente in REGGIO EMILIA Via M.K. GANDHI, 3
- b) Progettista delle opere in conglomerato cementizio è il Sig. ING. SELETTI L. VIGI
Iscritto al n. 176 Albo degli ingegneri di REGGIO EM.
- c) Direttore dei lavori è il Sig. ING. ROBERTO FERRETTI
iscritto al n. 822 Albo degli ingegneri di REGGIO EMILIA

Si allegano:

- 1) progetto dell'opera in duplice copia, firmato dal progettista, dal quale risultano in modo chiaro ed esauriente le calcolazioni eseguite, l'ubicazione, il tipo, le dimensioni delle strutture e quant'altro occorre per definire l'opera sia nei riguardi della esecuzione sia nei riguardi della conoscenza delle condizioni di sollecitazioni.
- 2) relazione illustrativa in duplice copia firmata dal progettista e dal direttore dei lavori, dalla quale risultano le caratteristiche, le qualità e le dosature dei materiali che verranno impiegati nella costruzione. Si assicura che dall'inizio dei lavori presso il cantiere saranno depositati copia del menzionato progetto e relazione firmati dalla sottoscritta Impresa e dal Direttore dei Lavori unitamente ad un apposito giornale dei lavori.

A struttura ultimata sarà redatta la relazione di cui all'art. 6 della legge 5-11-1971, n. 1086 e sarà provveduto al collaudo statico a' sensi del successivo articolo 7.

Nell'assicurare adempimento alle altre norme della legge 5-11-1971, n. 1086, nonché alle norme tecniche previste dal D.M. 16-6-1976 o di successive di integrazione o di modifica che il Ministero dei LL. PP. emanerà a' sensi dell'art. 21 della citata legge, questa Impresa chiede in restituzione una copia del progetto e della relazione con l'attestazione dell'avvenuto deposito.

1 aprile 1989
MONTECCHIO E.

U.S.L. n. 9 di Reggio Emilia

- Nuova Sede dei Servizi di Radioterapia e Medicina Nucleare dell'Arci
ospedale "S. Maria Nuova".

SOLLECITAZIONI SUL TERRENO

In base alle prove penetrometriche sul terreno in loco eseguite dal Laboratorio Sperimentale dell'Istituto Costruzioni Strade dell'Università di Bologna (prove dal n. 1 al n. 5 come da Tavole allegate), lo scrivente Ingegnere progettista dei c.a. dichiara potersi adottare con buon margine di sicurezza una sollecitazione del terreno pari a $St = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$.

A motivo di avere poi un modesto assestamento differenziato rispetto al corpo ospedaliero (costruito da oltre 25 anni) al quale risulta collegato, la sollecitazione massima adottata per la nuova costruzione è stata ulteriormente ridotta a $1,2 \text{ Kg/cm}^2$.

REGIONE EMILIA - ROMAGNA
SE P. PROVINCIALE PER LA DIFESA DEL SUOLO
RISERVA IDRICHE E RISORSE FORESTALI - REGGIO EM.
(Legge 5-11-1971 n. 1086)

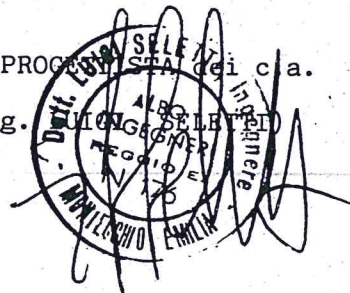
VISTO: per l'avvenuta presentazione
e deposito con N° Prot. di
Reparto 7804

Reggio E. li 27 GIU. 1989

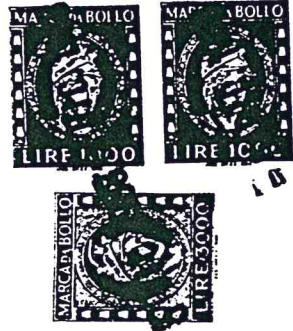
L'INCARICATO

Seletti

IL PROGETTO È STATO DEL C.A.
(Ing. *Seletti*)



UNIVERSITÀ DI BOLOGNA
ISTITUTO DI COSTRUZIONI DI STRADE, FERROVIE ED AEROPORTI
Laboratorio Sperimentale - Sezione Geotecnica



CERTIFICATO

REG. N. 149
N. 557/88 del 5/12/1988
del 7 MAR. 1989

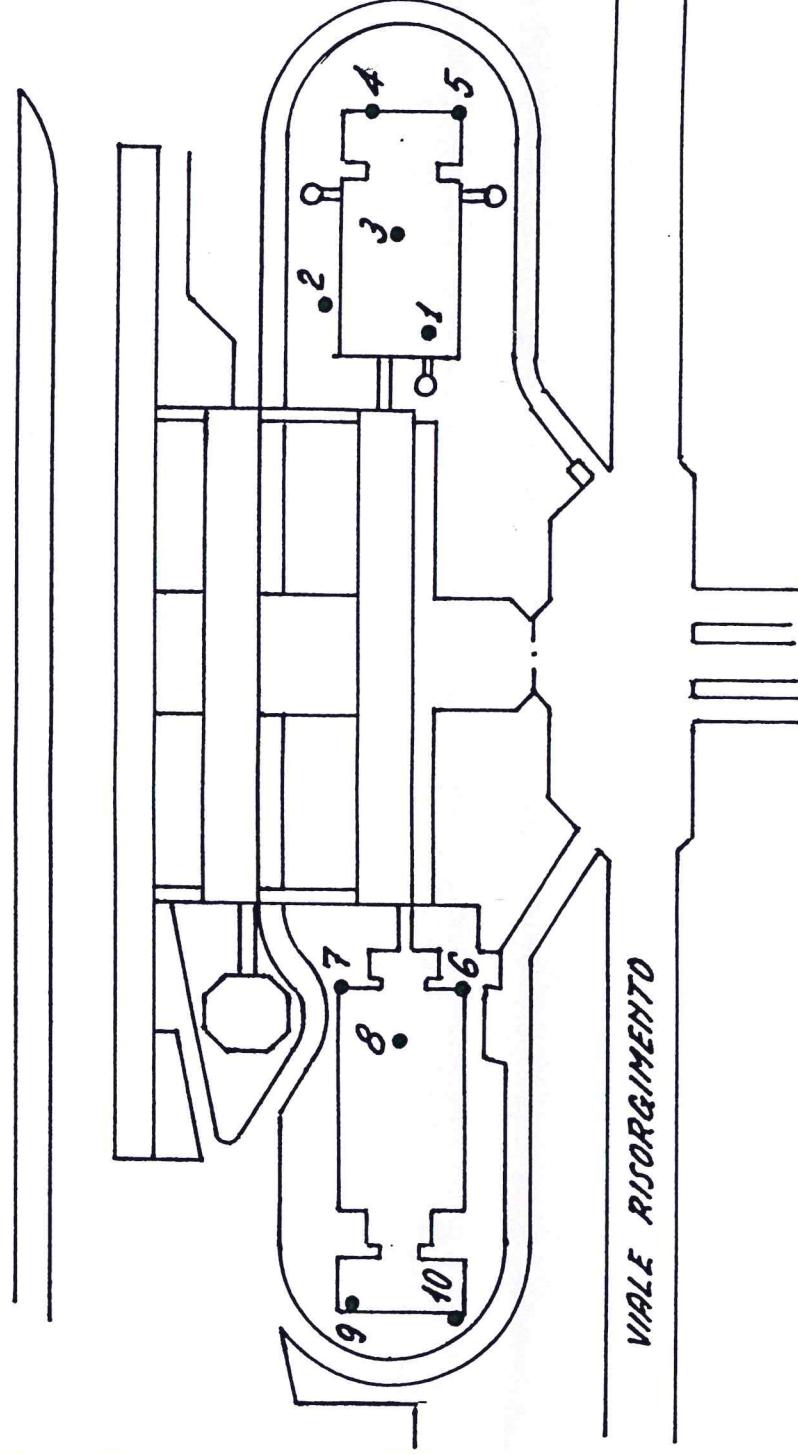
delle prove penetrometriche in situ su terreno eseguite su richiesta in data 15 novembre 1988, presentata dalla Unità Sanitaria Locale n° 9 - Reggio Emilia - Via Amendola n° 2.

Le prove sono state effettuate mediante penetrometro statico olandese da 20 t dotato di punta di frizione modello Begemann, eseguite in data 16 e 17 novembre 1988, in dieci diverse posizioni presso l'area dell'Arcispedale S.M. Nuova di Reggio Emilia, sito in Viale Risorgimento n° 15.

Nel disegno riportato a pagina seguente figura l'ubicazione delle prove in rapporto all'area della costruzione interessata.

LO SPERIMENTATORE

IL DIRETTORE



I grafici che seguono riportano l'andamento con la profondità, riferita al piano aiuola, della resistenza specifica di punta " r_p ", della resistenza laterale locale " r_l " e del rapporto fra la resistenza specifica di punta e quella laterale locale " r_p/r_l " (friction jacket cone).

LO SPERIMENTATORE

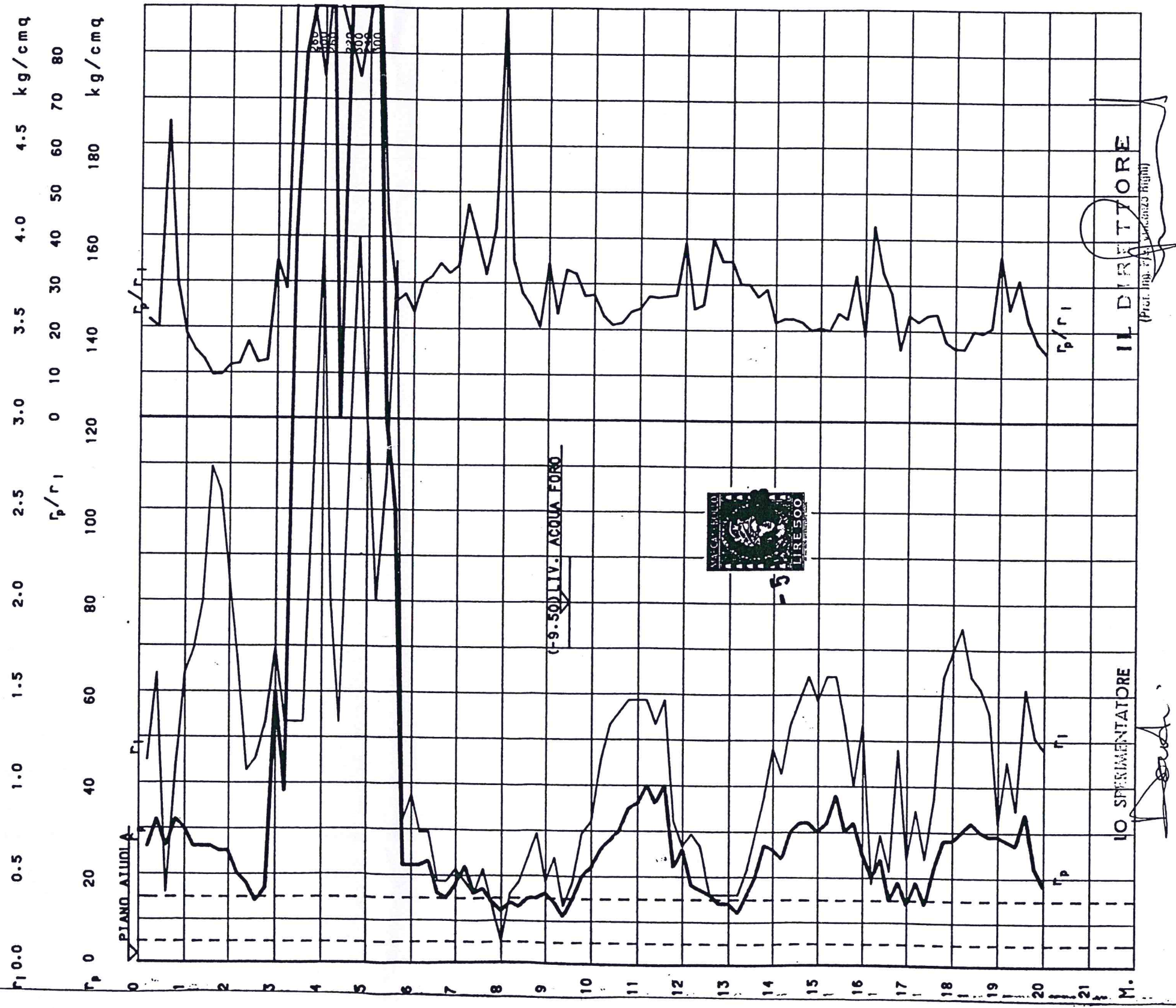
[Signature]

IL DIRETTORE
(Prof. Ing. *[Signature]* Ver Vincenzo Righi)

ISTITUTO DI COSTRUZIONI DI STRADE FERROVIE E AEROPORTI

COMMIT. U.S.L. 9 - REGGIO EMILIA

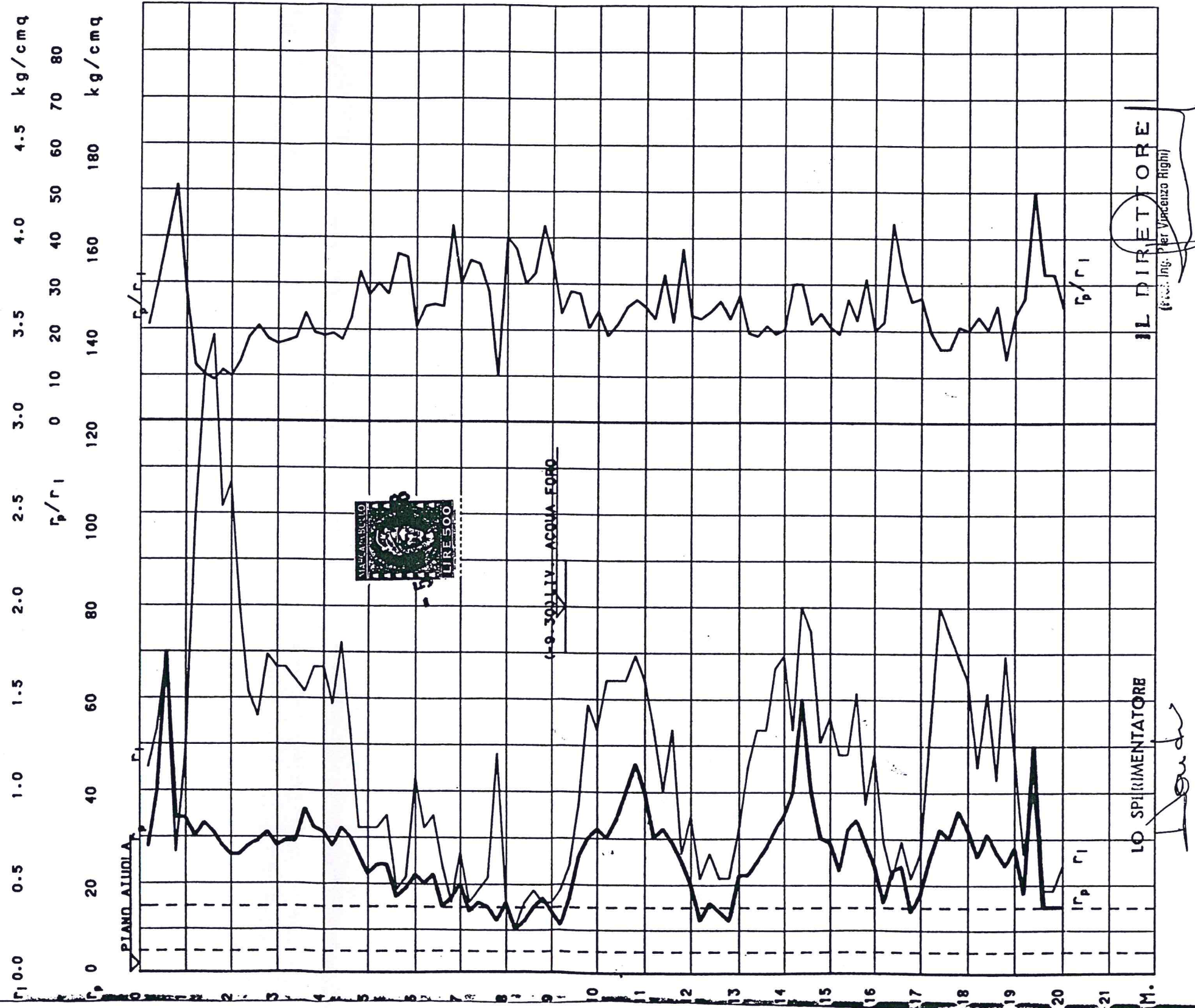
PROVA N. 1

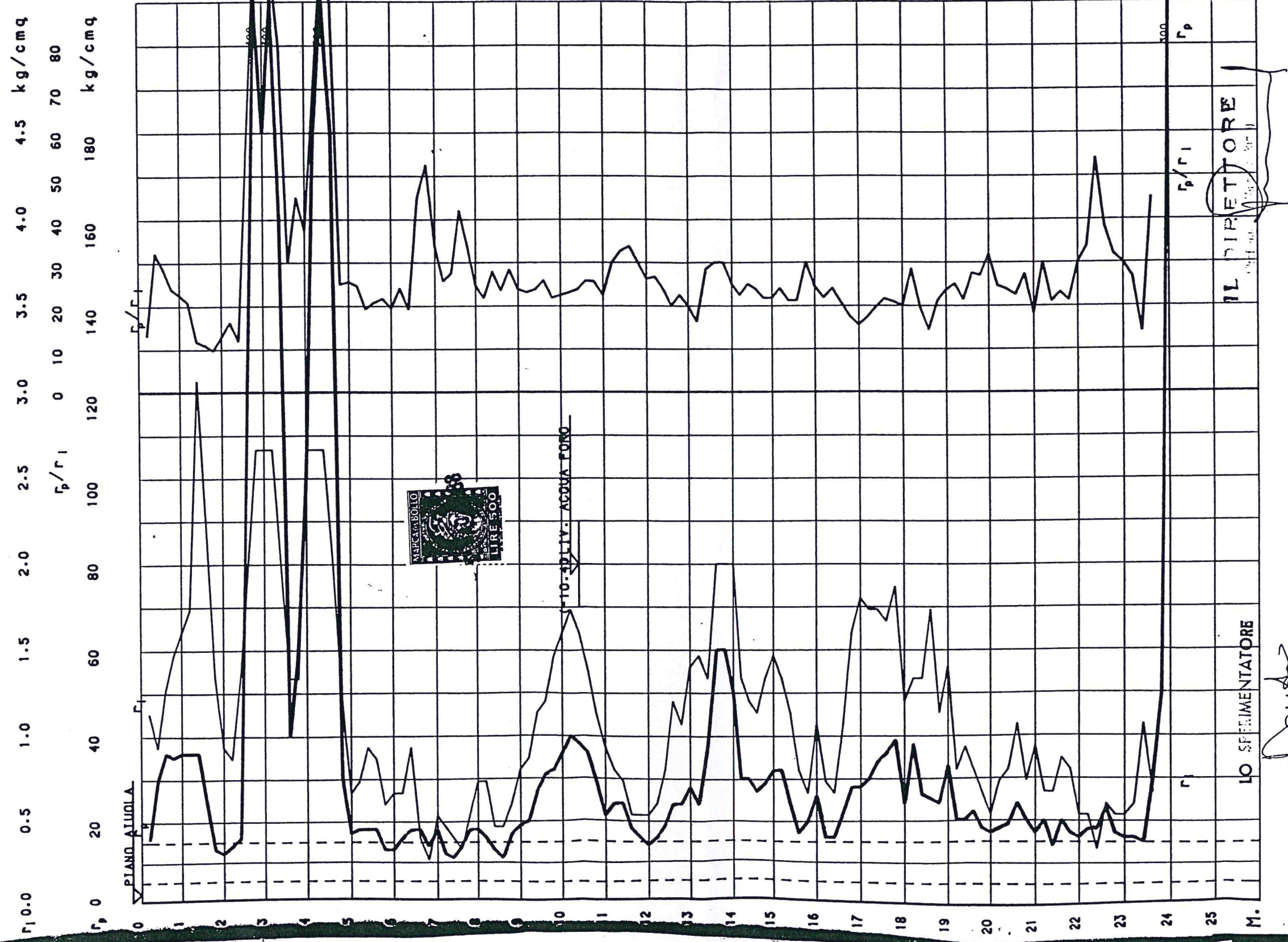


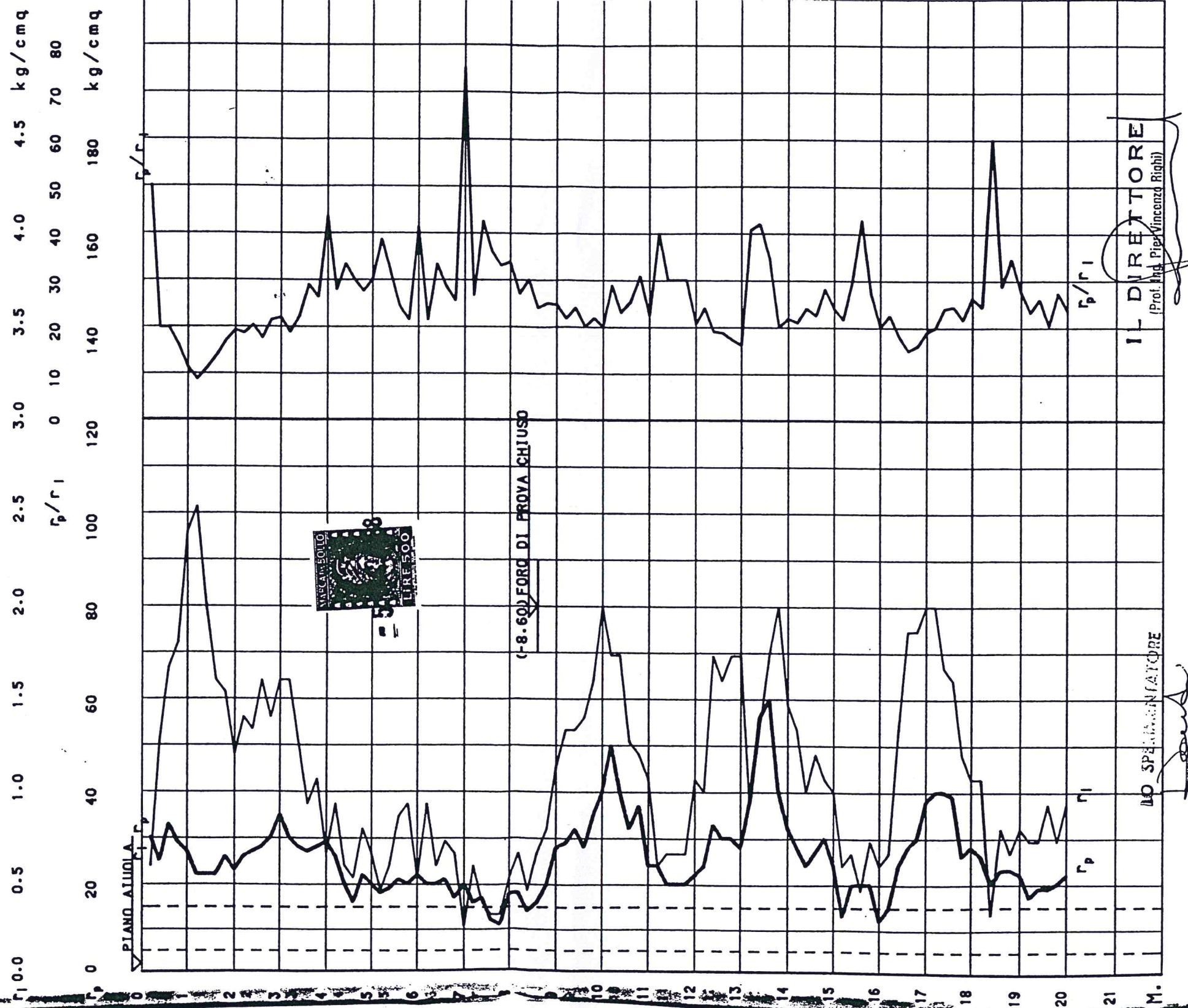
ISTITUTO DI COSTRUZIONI DI STRADE FERROVIE E AEROPORTI CERT. N. 557/88

COMIT. U.S.L. 9 - REGGIO EMILIA

PROVA N. 2 DATA - 16-11-88



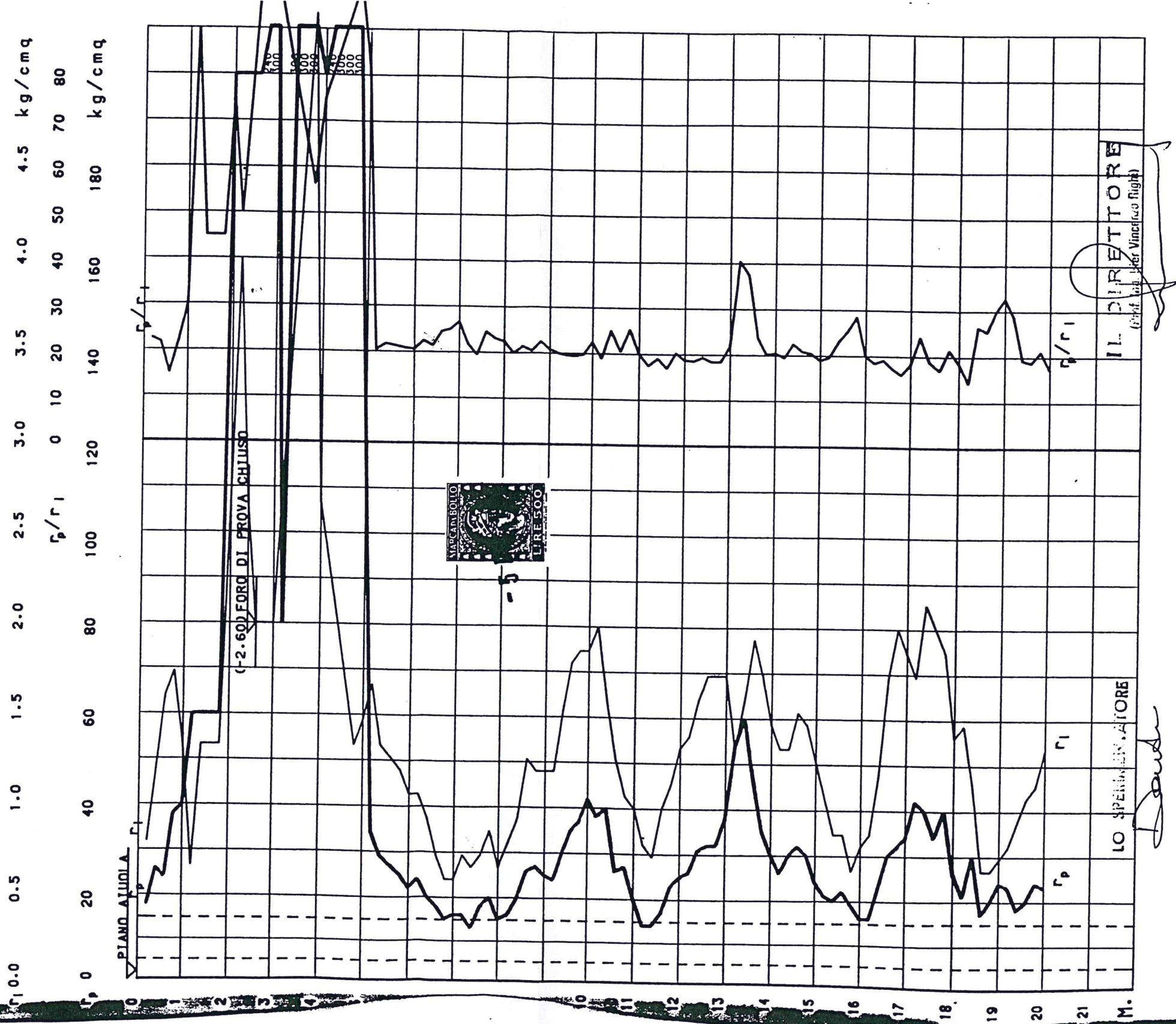




ISTITUTO DI COSTRUZIONI DI STRADE FERROVIE E AEROPORTI CERT. N. 557/88

COMMIT. U.S.L. 9 - REGGIO EMILIA

PROVA N. 5 DATA - 16-11-88



Nuovo Reparto per i servizi di Radioterapia e Medicina Nucleare
Ospedale di S.Maria Nuova a Reggio Emilia

VERBALE DI PROVA DI CARICO

In data 07/05/91 è stata eseguita una prova di carico statica sulla passerella pedonale di tipo C posizionata sull'angolo nord - ovest dell'edificio.

Il carico è stato realizzato mediante pallets di elementi prefabbricati in cls delle dimensioni in pianta di 1.00x1.00 m. e del peso di Kg. 1.100 cadauno. Sono stati posizionati sulla struttura in modo continuo n°11 pallets realizzando così un carico totale di 12.100 Kg. secondo lo schema riportato in allegato.

Non sono stati applicati carichi orizzontali.

Ai fini del calcolo delle deformazioni teoriche si può considerare un carico uniformemente distribuito pari a 700 Kg./mq.

Il carico accidentale di calcolo è di 600 Kg./mq. e quindi la prova è stata spinta fino a 1.17 volte il carico massimo di calcolo.

La disposizione dei flessimetri è indicata nello schema allegato.

Calcolo della freccia teorica

Si fa riferimento a quanto indicato nella relazione di calcolo (pag.19). Lo spostamento verticale massimo di calcolo dovuto ai soli carichi verticali è:

$$W_{max}(C) = 2.08 \text{ mm.}$$

Pertanto si avrà per il valore teorico di prova:

$$W_{max}(P) = 2.08 \times 1.17 = 2.43 \text{ mm.}$$

Alla freccia propria della travatura reticolare va aggiunto il contributo all'abbassamento indotto dallo spostamento verticale del traverso di appoggio.

Sempre con riferimento alla relazione di calcolo (pag.23) si deduce dalla configurazione della deformata che la freccia nel punto medio del traverso con il carico di esercizio vale:

$$W_m(1E) = 1/2 \times (0.20 + 0.06) = 1.3 \text{ mm.}$$

con il carico di prova:

$$W_m(P) = 1.3 \times 1.17 = 1.52 \text{ mm.}$$

Ne viene che l'abbassamento totale teorico di prova in mezzaria

della reticolare vale:

$$W_m(P) = 2.43 + 1.52/2 = 3.19 \text{ mm.}$$

Come si puo' vedere dalla tabelle delle letture la freccia massima registrata è:

FLESSIMETRO N° 1 = 3.00 mm.

FLESSIMETRO N° 2 = 2.93 mm. minore di 3.11 mm.

La freccia residua media è 1.11 mm.

Va precisato che i dati registrati non sono da considerarsi come assolutamente rigorosi in quanto:

a) è di difficile valutazione l'eventuale assestamento dei punti di aggancio nel cls. del traverso d'appoggio;

b) nel corso della prova si è verificato un sensibile quanto inaspettato rialzo della temperatura che puo' in qualche modo aver influito sulla precisione dei dati.

Nonostante queste precisazioni si possono ritenere i valori delle deformazioni misurate accettabili e considerare la prova di carico ad esito positivo.

Il Collaudatore

Fulvio Corradi
Ing.  Corradi

Reggio Emilia, 10/05/91

07/05/91

TABELLA DELLE LETTURE

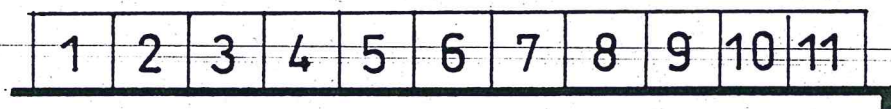
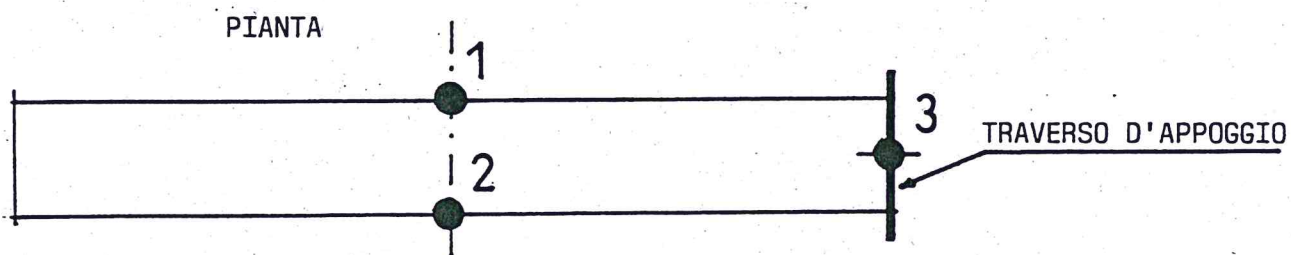
ORA	CARICO	1	2	3
9.00	0	1.96	0.00	28.96
10.00	max	4.02	2.44	30.28
10.15	max	4.11	2.44	30.30
10.30	max	4.24	2.66	30.34
10.45	max	4.31	2.74	30.41
11.00	max	4.34	2.77	30.46
11.15	max	4.41	2.73	30.54
11.30	max	4.51	2.72	30.60
13.00	max	4.93	2.88	31.60
13.15	max	4.96	2.88	31.60
13.30	max	4.96	2.93	31.57

SCARICO

14.15	0	3.69	0.84	29.47
14.30	0	3.64	0.86	29.44
14.45	0	3.59	0.82	29.44
15.00	0	3.56	1.02	29.42
15.15	0	3.49	0.81	29.37
15.30	0	3.41	0.78	29.35
15.45	0	3.40	0.79	29.35
16.00	0	3.40	0.78	29.35

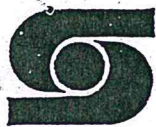


POSIZIONE FLESSIMETRI



SCHEMA DI CARICO N° 11 PALLETS - TOT. 12.100 KG.





siderimpex S.p.A.

7804

3/03

26041 CASALMAGGIORE (CR)
STRADA SALDE - ZONA INDUSTRIALE PORTO
TEL. (0375) 43068 (3 LINEE R.C. AUT.)
TELEFAX (0375) 200280 - TELEX 323144 SIMPEX I

data

04/04/91

CERTIFICATO DI PROVENIENZA N° 31/P1

(sec. uni 5447/64)

cliente

NECOOP - REGGIO EMILIA

ns. commessa

20.03/3.03

acciaio

FE360 B

ordine

//

materiale

TUBI SALDATI

pos.	dimensioni	quantità			avviso di spedizione
		numero	metri	chili	
1	φ 114 x 5	//	//	5116	N=8832 del 27/4/90

risultato delle prove prescritte dalle norme

pos.	rottura	snervamento	allungam. %		prova idraul.	resistenza			piega	schiaff.	allarg.	bordat.
	N/mm ²	N/mm ²	2	50		J	Kg		90°	0	1	1
					bar	K	KV	KCU				

Vedi allegato

risultato analisi chimica

pos.	C %	Mn %	Si %	P %	S %		

Vedi allegato

Note:

TECNOTUBI S.p.A.

CERTIFICATO DI COLLAUDO D'OFFICINA

Work's test certificate - Abnahmeprüfzeugnis - Certificat d'épreuves d'usine

N° 403

Cliente

Customer
Kunde
Client

SIDERIMPEX SPA

Fattura

Invoice
Rechnung
Facture

N.	DATA	ORDINE Order Bestellung Commande	Dimensioni Dimensions Abmessungen Dimensions	Quantità Quantity Menge Quantité	Acciaio Steel Stahl Acier	FATTORE DI SALDATURA V	NORMA DI APPARTENENZA Specification Norm Norme
3587	27/11/90	415	114.3 X 5 X 6000	5097	FE 360B		7091/72
"	"		159 X 3.2 X 6000	6043	"		"

N. DI COLATA DELL'ACCIAIO - CHARGE NR. - SCHMELZE NR. - N° DE COULÉE

a	b	c	d	e
810616	871040			

COMPOSIZIONE CHIMICA CHEMICAL COMPOSITION CHEMISCHE ANALYSE COMPOSITION CHIMIQUE

Trazione - Tension - Zugversuch - Traction

						Snervamento Yield Point Streckgrenze Limit. apparent d'élasticité		Rottura Tensile Strength Zugfestigkeit Rupture		Allungamento Elongation Dehnung Allongement		Allargamento Flaming test Aufweitung - Evasement	Schläclamento - Flatt Test - Ringelversuch Aplaisement	Prov. ldr. - Hidrau test - Wasserdrukprobe Epreuve Hydraulique	C.N.D. zerstörungsfreie Prüfung Non destructive test	NORMA DI COLLAUDO
C %	MN %	SI %	P %	S %	AL %	Richies. Requir. Vorges. Deman.	Otten. Result Ermitt. Obtenu	Richies. Requir. Vorges. Deman.	Otten. Result Ermitt. Obtenu	Richies. Requir. Vorges. Deman.	Otten. Result Ermitt. Obtenu					
.048	.21	.013	.018	.036	.039		330		420		32	OK	OK			
.040	.23	.018	.021	.021	.061		320		400		30	OK	OK			

FIRMA
SIGNATURE
UNTERSCHRIFT

TECNOTUBI S.p.A.

coopsette 

INT. 7804

COOPSETTE S.C.A.R.L.
DIREZIONE GENERALE:
42024 CASTELNOVO SOTTO (RE)
VIA S. BIAGIO, 75
TELEFONO 0522.682741 R.A.
TELEFAX 0522.682741
TELEX 53034
C/C POSTALE 12126421

P.I. E.C.F. 00125650358
C.C.I.A.A. DI RE N. 77151
REG. TRIBUNALE DI RE N. 3717
ALBO NAZIONALE DEI COSTRUTTORI
6-1960
ALBO NAZIONALE DEI SUOLO
IDRICHE E FORESTALI
F. FORESTALI - R. GIO EM.

Data di s. vo 15 FEB 1991
Prot. N. 338

CASTELNOVO SOTTO, 14 febbraio 1991

VS. RIF.

NS. RIF. 115/SDC/FR/sl

OGGETTO: Integrazione denuncia
opere in c.a.

SPETT.LE
REGIONE EMILIA ROMAGNA
SERVIZIO PROVINCIALE
DIFESA DEL SUOLO-RISORSE
IDRICHE E FORESTALI
Via Emilia S.Stefano, 25
42100 REGGIO EMILIA

Con riferimento alla pratica n° 7804 del 27.06.1990 si integra la denuncia per le opere in conglomerato armato, relative alla nuova sede dei Servizi di Radioterapia e Medicina Nucleare dell'Arcispedale S.Maria Nuova di Reggio Emilia.

Si allegano le prove sui materiali.

Distinti saluti.

IL DIRETTORE DEI LAVORI

Ing. Roberto Ferretti


CASTELNOVO SOTTO (RE)
Via S. Biagio, 75



U.S.L. n 9 di REGGIO EMILIA

ARCISPEDALE S. MARIA NUOVA

Nuova Sede dei Servizi di Radioterapia e Med. Nucleare

IMPRESA: COOPSETTE di Castelnovo di Sotto (R.E.)

CALCOLI STATICI (2° Parte)

REGIONE EMILIA - ROMAGNA

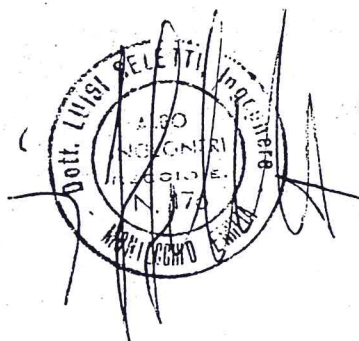
SERVIZIO PROVINCIALE PER LA DIFESA DEL SUOLO
RISORSE IDRICHE E RISORSE FORESTALI - REGGIO EM.
(Legge 5-11-1971 n. 1086)

VISTO: per l'avvenuta presentazione
e deposito con N° Prot. di
Reparto **7804 INT.**

Reggio E. il **15** FEB. 1991

L'INCARICATO

clunt



b) Campate 27-44-55 e 83-91

trave 1° piano (copert. corridoio) =	2500
trave p.t. =	2500
trave di gronda loc. refriger.	= 600
trave 1° p.	= 2150
trave p.t.	= 400
incid. pilastri 300x10,00/3,50	= 860
300x15,00/4,00	= 1130
	10140 Kg/ml.
ppr. trave 0,80 x 1,10 x 2500	= 2200
sbalzi e magrone	= 600
	12940 Kg/ml.

Sul terreno: $b = 130$

$$St = \frac{12940}{130 \times 100} = 1,00 \text{ Kg/cm}^2.$$

c) Campata 55 - 83

travi 1° p. e p.t. (parte bassa)	
2 x 350	= 700
trave di gronda (locale refriger.)	= 600
trave 1° p.	= 2150
trave p.t.	= 400
incidenza pilastri (860+1130)	= 1990
	5840 Kg/ml.
ppr. trave	= 2200
sbalzi e magrone	= 400
	8440 Kg/ml.

Sul terreno $b = 90$

$$St = \frac{8440}{90 \times 100} = 0,94 \text{ Kg/cm}^2.$$

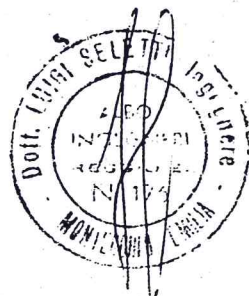
Calcolo della trave

$$M_{23-27} = \frac{1}{14} 10360 \times 3,90^2 = 11270 \text{ Kgm.} \quad Af = 5,37 \text{ cm}^2.$$

$$3\phi 12 + 2\phi 16 = 7,41$$

$$M_{27} = \frac{1}{12} = \frac{10360 \times 3,90^2 + 10140 \times 3,10^2}{2} = 10620 \text{ Kg.} \quad Af = 5,08 \text{ cm}^2.$$

$$3\phi 12 + 3\phi 16 = 8,42$$



$$M_{27-44} = 10140 \times 3,10^{-2} = 6970 \text{ Kg}$$

$$Af = 3,32 \text{ cmq.}$$

$$\approx 2\emptyset 16 + 1\emptyset 12 = 5,15$$

$$M_{44} = \frac{1}{12} 10140 \times \frac{3,10^{-2} + 3,00^{-2}}{2} = 7870 \text{ Kg}$$

$$Af = 3,76 \text{ cmq.}$$

$$2\emptyset 16 + 1\emptyset 12 = 5,15$$

$$M_{44-55} = \frac{1}{14} 10140 \times 3,00^{-2} = 6520 \text{ Kg}$$

$$Af = 3,12 \text{ cmq.}$$

$$2\emptyset 16 + 1\emptyset 12 = 5,15$$

$$M_{55} = \frac{1}{12} \frac{10140 \times 3,00^{-2} + 5840 \times 4,00^{-2}}{2} = 7750 \text{ Kg.}$$

$$Af = 3,70 \text{ cmq.}$$

$$2\emptyset 16 + 1\emptyset 12 = 5,15$$

$$M_{55-66} = \frac{1}{14} 5840 \times 4,00^{-2} = 6670 \text{ Kg.}$$

$$Af = 3,19 \text{ cmq.}$$

$$2\emptyset 16 + 1\emptyset 12 = 5,15$$

$$M_{66} = \frac{1}{12} 5840 \times \frac{4,00^{-2} + 3,00^{-2}}{2} = 6080 \text{ Kg.}$$

$$Af = 2,91 \text{ cmq.}$$

$$2\emptyset 16 + 1\emptyset 12 = 5,15$$

$$M_{66-83} = \frac{1}{14} 5840 \times 3,00^{-2} = 3760 \text{ Kg.}$$

$$Af = 1,80 \text{ cmq.}$$

$$2\emptyset 16 + 1\emptyset 12 = 5,15$$

$$M_{83} = \frac{1}{12} \frac{5840 + 10140}{2} \times 3,00^{-2} = 6000 \text{ Kg.}$$

$$Af = 2,86 \text{ cmq.}$$

$$2\emptyset 16 + 1\emptyset 12 = 5,15$$

$$M_{83-91} = M_{27-44}$$

$$M_{91} = \frac{1}{12} \frac{10140 \times 3,10^{-2} + 10360 \times 3,90^{-2}}{2} = 10620 \text{ Kg.}$$

$$Af = 5,08 \text{ cmq.}$$

$$3\emptyset 12 + 3\emptyset 16 = 8,42$$

$$m = 10 \quad b = 40 \quad H = 110 \quad h = 106 \quad Sf = 2200$$

$$r = 106 / \sqrt{\frac{10620}{0,40}} = 0,649 \quad Sc = 36$$

Taglio

$$T = \frac{10360 \times 3,90}{2} = 20240 \text{ Kg.}$$

$$t = \frac{20240}{40 \times 0,9 \times 106} = 5,32 \text{ Kg/cmq.}$$

Si dispongono 2 cavallotti $\emptyset 16$ e $st \emptyset 8/25$



2) Corpo Bunker (oltre il giunto)

a) solaio copert. centrale climatizzaz.

ppr. solaio H= 25+3	= 280
argilla espansa o Leca 0,20x1250	= 250
ghiaia 0,20 x 2000	= 400
sovracc. accid.	= 400
	<hr/>
	1330 Kg/mq.

b) solaio 1°p. (doppio solaio)

ppr. solaio H= 25+3	= 280
pav. e intonaco	= 120
sovracc. accid.	= 700
	<hr/>
	1100 Kg/mq.

ppr. sol. H= 20+3	= 240
sovracc. accid.	= 200
	<hr/>
	440 Kg/mq.

TOTALE

1540 Kg/mq.

c) solaio p. terra (H= 30+5)

(sovracc. 800 Kg/mq)

carico complessivo 1390 Kg/mq.

Analisi dei carichi sulle travi1) Strutture 56 ÷ 58 e 66 ÷ 68

a) Trave p. copert.

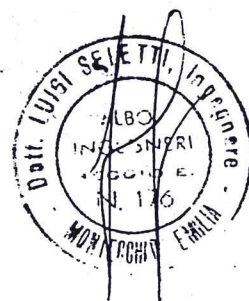
solaio 9,80/2 x 1330	= 6520
ppr. trave	= 430
	<hr/>
	6950 Kg/ml.

b) Trave 1°p. (doppio solaio)

solaio 9,80/2 x 1540	= 7550
ppr. trave 0,30x1,00x2500	= 750
	<hr/>
	8300 Kg/ml.

c) Trave p. terra

solaio 9,80/2 x 1390	= 6810
ppr. trave	= 390
	<hr/>
	7200 Kg/ml.



2) STRUTTURE 58 ÷ 60 e 68 ÷ 70

a) Trave p. copert. = 6950 Kg/ml.

b) Trave 1^a p. (doppio solaio)
solaio 7,00/2 x 1540 = 5390

ppr. trave = 750

6140 Kg/ml.

c) Trave p. terra

solaio 7,00/2 x 1390 = 4870

ppr. trave = 390

5260 Kg/ml.3) STRUTTURA 30 - 56 - 66 - 87

a) Trave di gronda

trave e cornicione (400 + 200) = 600 Kg/ml.

b) Trave 1^a p.

tamp. 4,00 x 350 = 1400

ppr. trave (altezza dei due solai) = 750

2150 Kg/ml.

c) Trave p.t.

solo p.pr. = 400 Kg/ml.

4) STRUTTURE 30 - 31 - 31^e e 87 - 88 - 88^a

a) Trave di gronda

solaio 5,80/2 x 1330 = 3860

trave e cornicione = 600

4460 Kg/ml.b) Trave 1^a p. (con doppio solaio)

tamp. 4,00 x 350 = 1400

solaio 5,80/2 x 1540 = 4460

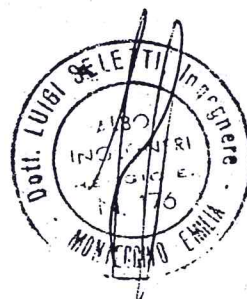
ppr. trave 0,30 x 1,00x2500 = 750

6610 Kg/ml.

c) Trave p. terra

solaio 5,80/2 x 1390 = 4020

ppr. trave = 380

4400 Kg/ml.

PILASTRI 56 e 66

Trave copert. 6,40/2 x 6950	= 22240
cornicione 9,80/2 x 400	= 1960
pilastro	= 1000
	<hr/>
	25200 Kg.

1° p.: 25x40 - 4Ø12 - stØ6/18

Trave 1° p. 3,20/2 x 8300	= 13280
tamp. copert. 7,40/2 x (1400+750) e trave	= 7960
pilastro	= 1000
	<hr/>
	22240 tot. 47440

p.t.: 25 x 40 - 4Ø14 - stØ6/20

Trave p.t. 3,20/2 x 7200	= 11520
pilastro	= 1000
	<hr/>
	12520 tot. 59960

p. int.: 25x40 - 4Ø16 - stØ6/20PILASTRI 57 e 67

Trave 1° p. 6,40/2 x 8300	= 26560
pil.	= 1000
	<hr/>
	27560 Kg.

p.t.: 25 x 40 - 4Ø12 - stØ6/18

Trave p.t. 6,40/2 x 7200	= 23040
pil.	= 1000
	<hr/>
	24040 tot. 51600

p. int.: 25x40 - 4Ø14 - stØ6/20

PILASTRI 58 e 68

Trave copert. 12,80/2 x 6950	= 44480
pil. 0,25 x 0,40 x 4,00 x 2500	= 1000
	<hr/>
	45480 Kg.

1^ p.: 25 x 40 - 4Ø14 - stØ6/20

Trave 1^ p. 3,20/2 x 8300	= 13280
3,20/2 x 6140	= 9820
pil.	= 1000
	<hr/>
	24100 tot. 69580

p.t.: 25 x 40 - 4Ø16 + 2Ø12 - stØ6/20

Trave p.t. 3,40/2 x 7200	= 11520
3,20/2 x 5260	= 8420
pil.	= 1000
	<hr/>
	20940 tot. 90520

p.int.: 40 x 40 - 6Ø16 - stØ6/20

PILASTRI 59 e 69

Trave 1^ p. 6,40/2 x 6140	= 19650
pil.	= 1000
	<hr/>
	20650 Kg.

p.t.: 25 x 40 - 4Ø12 - stØ6/18

Trave p.t.: 6,40/2 x 5260	= 16830
pil.	= 1000
	<hr/>
	17830 tot. 38480

p. int.: 25 x 40 - 4Ø14 - stØ6/20



PILASTRI 60 e 70

Trave copert. 6,40/2 x 6950 = 22240
cornicione 9,80/2 x 400 = 1960
pilastro = 1000

25200 Kg.

1^ p.: 25 x 40 - 4Ø12 - stØ6/18

Trave 1^ p. 6,00/2 x 6140 = 18420
tamp. copert. 7,40/2 x (1400+750) = 7960
e trave
pilastro = 1000

27380 tot. 52580

p.t.: 25 x 40 - 4Ø16 - stØ6/20

Trave p.t. 6,00/2 x 5260 = 15780
pilastro = 1000

16780 tot. 69360

p. int.: 30 x 40 - 4Ø16 + 2Ø12 stØ6/20

PILASTRI 31 e 88

Trave 1^ p.: 6,40/2 x 6540 = 20830
pilastro = 1000

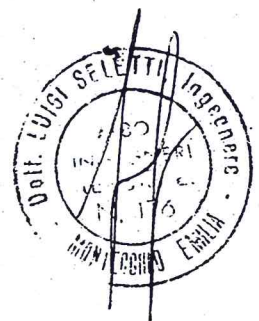
21930 Kg.

p.t.: 25 x 40 - 4Ø12 - stØ6/18

Travi p.t.: 3,20/2 x 8080 = 12930
3,20/2 x 6680 = 10690
pilastro = 1200

24820 tot. 46750

p.int.: 30 x 40 - 4Ø14 - stØ6/20



TRAVI ROVESCIE 56 ÷ 61 e 66 ÷ 71

a) Campate 56 ÷ 58 e 66 ÷ 68

trave copert.	= 6950
trave 1 ^a p.	= 8300
trave p. terra	= 7200
incid. pil. 3000/3,20	= 940
	<hr/>
	23390 Kg/ml.
ppr. trave	= 1650
sbalzi	= 2500
magrone	= 300
	<hr/>
	27840 Kg/ml.

SUL TERRENO b= 260

$$St = \frac{27840}{260 \times 100} = 1,07 \text{ Kg/cm}^2.$$

b) Campate 58 ÷ 60 e 68 ÷ 70

trave copert.	= 6950
trave 1 ^a p.	= 6140
trave p. terra	= 5260
incid. pil.	= 940
	<hr/>
	19290 Kg/ml.
ppr. trave	= 1650
sbalzi e magrone	= 1900
	<hr/>
	22840 Kg/ml.

SUL TERRENO b= 220

$$St = \frac{22840}{220 \times 100} = 1,04 \text{ Kg/cm}^2.$$

CALCOLO DELLA TRAVE

$$M_{56-57} = \frac{1}{14} 23390 \times 3,20^2 = 17100 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 8,16 \text{ cmq.}$$

$$4\emptyset 16 + 2\emptyset 12 = 10,30$$

$$M_{57} = \frac{1}{12} 23290 \times 3,20^2 = 19950 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 9,52 \text{ cmq.}$$

$$4\emptyset 16 + 4\emptyset 12 = 12,56$$

$$M_{57-58} = M_{56-57}$$

$$M_{58} = \frac{1}{12} \frac{23390 + 19290}{2} \times 3,20^2 = 18200 \text{ Kgm.} \quad Af = 8,68 \text{ cmq.}$$

$$4\emptyset 16 + 3\emptyset 12 = 11,43$$

$$M_{58-59} = \frac{1}{14} 19290 \times 3,20^2 = 14140 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 6,75 \text{ cmq.}$$

$$3\emptyset 16 + 2\emptyset 12 = 8,29$$

$$M_{59} = \frac{1}{12} 19290 \times 3,20^2 = 16480 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 7,86 \text{ cmq.}$$

$$4\emptyset 16 + 3\emptyset 12 = 11,43$$

$$m = 10$$

$$b = 60$$

$$H = 110$$

$$h = 106$$

$$Sf = 2200$$

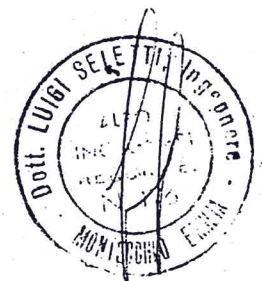
$$r = 106 / \sqrt{\frac{19950}{0,60}} = 0,581$$

$$Sc = 40$$

Taglio

$$T = \frac{23390 \times 3,20}{2} = 37450 \text{ Kg.}$$

$$t = \frac{37450}{60 \times 0,9 \times 106} = 6,55 \text{ Kg/cmq.}$$



TRAVI ROVESCIE DI GIUNTO

30 - 31 - 31⁴
 87 - 88 - 88³

Analisi dei carichi

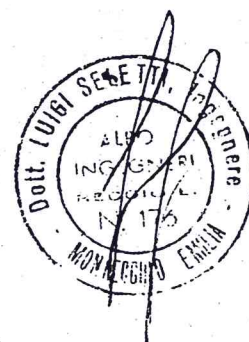
Trave copert.	4460
Trave 1 ^a p.	6610
Trave p.t.	4400
Travi - cordolo 2 x 350	700
incid. pil. 300 x 10,00/3,50	860
	<hr/>
	17030 Kg/ml.
ppr. trave	1650
sbalzi e magrone	1800
	<hr/>
	20480 Kg/ml.

SUL TERRENO $b = 220$

$$St = \frac{20480}{220 \times 100} = 0,93 \text{ Kg/cm}^2.$$

Si è tenuto un St basso in quanto è da mettere in conto anche l'appoggio della passerella soprastante in acciaio (÷ 4500 Kg su due pil.)

La presente trave viene armata come le campate 58 - 59 - 60 (di carico leggermente inferiore).



TRAVI 56 ÷ 61 e 66 ÷ 71 al p.t.
(con sovracc. maggiorato a 1600 Kg/mq)

$$\text{Campate } 57 \div 58: \quad q = 7200 + 4,00 \times 800 = 10400 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{Campate } 58 \div 60: \quad q = 5260 + 1,50 \times 800 = 6460 \text{ Kg/ml.}$$

Calcolo della trave

$$M_{56-57} = \frac{1}{12} 7200 \times 3,20^2 = 6140 \text{ Kgm.} \quad \text{Af} = 9,41 \text{ cmq.}$$

$$6\emptyset 12 + 2\emptyset 16 = 10,81$$

$$M_{57} = \frac{1}{10} \frac{7200 + 10400}{2} \times 3,20^2 = 9010 \text{ Kgm.} \quad \text{Af} = 13,80 \text{ cmq.}$$

$$6\emptyset 16 + 2\emptyset 12 + 3\emptyset 10 = 16,64$$

$$M_{57-58} = \frac{1}{14} 10400 \times 3,20^2 = 7610 \text{ Kgm.} \quad \text{Af} = 11,68 \text{ cmq.}$$

$$5\emptyset 12 + 4\emptyset 16 = 13,69$$

$$M_{58} = \frac{1}{12} \frac{10400 + 6460}{2} \times 3,20^2 = 7210 \text{ Kgm.} \quad \text{Af} = 11,06 \text{ cmq.}$$

$$4\emptyset 16 + 4\emptyset 12 + 3\emptyset 10 = 14,90$$

$$M_{58-59} = \frac{1}{14} 6460 \times 3,20^2 = 4730 \text{ Kgm.} \quad \text{Af} = 7,25 \text{ cmq.}$$

$$8\emptyset 12 = 9,05$$

$$M_{59} = \frac{1}{12} 6460 \times 3,20^2 = 5520 \text{ Kgm.} \quad \text{Af} = 8,46 \text{ cmq.}$$

$$8\emptyset 12 + 3\emptyset 10 = 11,39$$

$$M_{59-60} = \frac{1}{14} 6460 \times 3,20^2 = 4730 \text{ Kgm.} \quad \text{Af} = 7,25 \text{ cmq.}$$

$$8\emptyset 12 = 9,05$$

$$M_{60} = \frac{1}{10} \frac{6460 \times 3,20^2 + 5260 \times 2,80^2}{2} = 5370 \text{ Kgm.} \quad \text{Af} = 8,22 \text{ cmq.}$$

$$4\emptyset 12 + 2\emptyset 16 + 3\emptyset 10 = 10,88$$

$$M_{60-61} = \frac{1}{12} 5260 \times 2,80^2 = 3440 \text{ Kgm.} \quad \text{Af} = 5,27 \text{ cmq.}$$

$$4\emptyset 12 + 2\emptyset 16 = 8,54$$

Calcolo del Sc nella sezione più sollecitata

$$M_{57} (\text{filo}) = 9010 - \frac{10400 \times 3,20}{2} \times 0,125 = 9010 - 2080 = 6930 \text{ Kgm.}$$

$$m = 10 \quad b = 60 + 10 + 10 = 80 \quad H = 35 \quad h = 33 \quad Sf = 2200$$

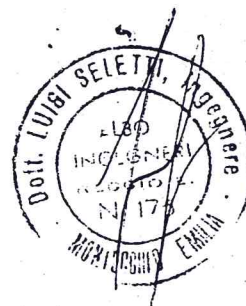
$$r = 33 / \sqrt{\frac{6930}{0,80}} = 0,354 \quad Sc = 71$$

Taglio (nella campata 57 - 58)

$$T = \frac{10400 \times 3,20}{2} = 16650 \text{ Kg.}$$

$$t = \frac{16650}{60 \times 0,9 \times 33} = 9,32 \text{ Kg/cmq.}$$

$$S = \frac{9,36 \times 60 \times 320}{4} = 44700 \text{ Kg.}$$



6Ø16 a 45° assorbono $12,06 \times 2200 \times 1,41 = 37400 \text{ Kg.}$

Sstaffe = 13000 Kg.

$$n = \frac{13000}{1,01 \times 2200} = 5,87 \quad d = \frac{320}{2 \times 5,87} = 27,2 \text{ cm. stØ8/25}$$

Variante per campate 68 - 68 - 70 - 71 (ribassate di 15 cm.)

$$M_{68} = 7210 \text{ Kgm.} \quad Af = 7,66 \text{ cmq.} \quad 4Ø16 + 3Ø10 = 10,38$$

$$M_{68-69} = 4730 \text{ Kgm.} \quad Af = 5,03 \text{ cmq.} \quad 3Ø12 + 2Ø16 = 7,41$$

$$M_{69} = 5520 \text{ Kgm.} \quad Af = 5,86 \text{ cmq.} \quad 4Ø16 + 3Ø10 = 10,38$$

$$M_{69-70} = M_{68-69}$$

$$M_{70} = 5370 \text{ Kgm.} \quad Af = 5,70 \text{ cmq.} \quad 2Ø16 + 2Ø12 + 3Ø10 = 8,62$$

$$M_{70-71} = 3440 \text{ Kgm.} \quad Af = 3,66 \text{ cmq.} \quad 5Ø12 = 5,65$$

$$m = 10 \quad b = 40+10 = 50 \quad H = 50 \quad h = 48 \quad Sf = 2200$$

$$r = 48 / \sqrt{\frac{7210}{0,50}} = 0,399 \quad Sc = 62$$

Taglio

$$T = \frac{6460 \times 3,20}{2} = 10340 \text{ Kg.}$$

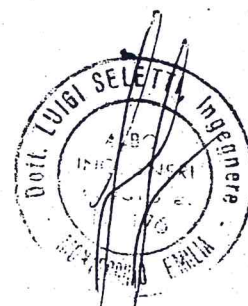
$$t = \frac{10340}{40 \times 0,9 \times 48} = 5,99 \text{ Kg/cmq.}$$

Si dispongono 2 cavallotti Ø16 e stØ8/25

Travi 30 - 31 - 31* e 87 - 88 - 88* al p.t.

Analisi dei carichi

solaio 5,70/2 x 1390	=	3960
sovracc. magg. 5,70/2 x 800	=	2280
ppr. trave 0,35 x 0,50 x 2500	=	440
		<hr/>
		6680 Kg/ml.
event. tamp. 4,00 x 350	=	1400
		<hr/>
		8080 Kg/ml.



$$M_{30-31} = \frac{1}{12} 6680 \times 3,20^2 = 5700 \text{ Kgm.} \quad Af = 8,72 \text{ cmq.}$$

$$6\emptyset 12 + 2\emptyset 16 = 10,81$$

$$M_{31} = \frac{1}{10} \frac{6680 + 8080}{2} \times 3,20^2 = 7560 \quad Af = 11,57 \text{ cmq.}$$

$$6\emptyset 16 + 2\emptyset 16 + 3\emptyset 10 = 16,64$$

$$M_{30-31} = \frac{1}{12} 8080 \times 3,20^2 = 6900 \text{ Kgm.} \quad Af = 10,56 \text{ cmq.}$$

$$4\emptyset 12 + 4\emptyset 16 = 12,56$$

Calcolo del Sc nella sezione più sollecitata

$$M_{31} \text{ (filo)} = 7560 - \frac{8080 \times 3,20}{2} \times 0,125 = 7560 - 1610 = 5950 \text{ Kgm.}$$

$$m = 10 \quad b = 50 + 10 = 60 \quad H = 35 \quad h = 33 \quad Sf = 2200$$

$$r = 33 / \sqrt{\frac{5950}{0,60}} = 0,332 \quad Af = 0,5 \text{ Af} \quad Sc = 72$$

Taglio

$$T = \frac{8080 \times 3,20}{2} = 12920 \text{ Kg.}$$

$$t = \frac{12920}{50 \times 0,9 \times 33} = 8,72 \text{ Kg/cmq.}$$

$$S = \frac{8,72 \times 50 \times 320}{4} = 34900 \text{ Kg.}$$

$$6\emptyset 16 \text{ a } 60^\circ \text{ assorbono } 12,06 \times 2200 \times 1,15 = 30550 \text{ Kg.}$$

$$Sstaffe = \div 13000 \text{ Kg.}$$

$$n = \frac{13000}{1,01 \times 2200} = 5,87 \quad d = \frac{320}{2 \times 5,87} = 27,2 \text{ cm.} \quad st \emptyset 8/25$$

TRAVE - CORDOLO 30 - 56 - 66 - 87 al p.t.

$$q = 400 + 600 = 1000 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_{30-56} = \frac{1}{12} \times 1000 \times 5,70^2 = 2710 \text{ Kgm.} \quad Af = 4,15 \text{ cmq.}$$

$$6\emptyset 12 = 6,79$$

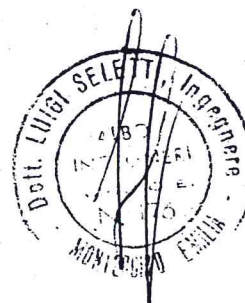
$$M_{56} = \frac{1}{10} 1000 \times \frac{5,70 + 4,00^2}{2} = 2430 \text{ Kgm.} \quad Af = 3,72 \text{ cmq.}$$

$$6\emptyset 12 + 2\emptyset 10 = 8,36$$

$$M_{56-66} = \frac{1}{14} 1000 \times 4,00^2 = 1140 \text{ Kgm.} \quad Af = 1,75 \text{ cmq.}$$

$$4\emptyset 12 = 4,52$$

$$m = 10 \quad b = 40 \quad H = 35 \quad h = 33 \quad Sf = 2200$$



TRAVI 56 ÷ 61 e 66 ÷ 71 al 1 p.

$$q_1 = 8300 \text{ Kg/ml.}$$

$$q_2 = 6140 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_{56-57} = \frac{1}{12} 8300 \times 3,20^2 = 7090 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 3,56 \text{ cmq. } 5\phi 12 = 5,65$$

$$M_{57} = \frac{1}{10} 8300 \times 3,20^2 = 8510 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 4,27 \text{ cmq. } 6\phi 12 = 6,79$$

$$M_{57-58} = \frac{1}{14} 8300 \times 3,20^2 = 6080 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 3,05 \text{ cmq. } 5\phi 12 = 5,65$$

$$M_{58} = \frac{1}{12} \frac{8300 + 6140}{2} \times 3,20^2 = 6160 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 3,10 \text{ cmq. } 5\phi 12 = 5,65$$

$$M_{58-59} = \frac{1}{14} 6140 \times 3,20^2 = 4490 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 2,25 \text{ cmq. } 4\phi 12 = 4,52$$

$$M_{59} = \frac{1}{12} 6140 \times 3,20^2 = 5240 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 2,63 \text{ cmq. } 4\phi 12 = 4,52$$

$$M_{59-60} = M_{58-59}$$

$$M_{60} = \frac{1}{10} 6140 \times \frac{3,20^2 + 2,80^2}{2} = 5560 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 2,79 \text{ cmq. } 4\phi 12 = 4,52$$

$$M_{60-61} = \frac{1}{12} 6140 \times 2,80^2 = 4010 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 2,02 \text{ cmq. } 4\phi 12 = 4,52$$

$$m = 10 \quad b = 40$$

$$H = 105$$

$$h = 101$$

$$Sf = 2200$$

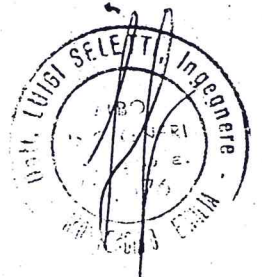
$$r = 101 / \sqrt{\frac{8510}{0,40}} = 0,692$$

$$Sc = 33$$

Taglio

$$T = \frac{8300 \times 3,20}{2} = 13280$$

$$t = \frac{13280}{40 \times 0,9 \times 101} = 3,65 \text{ Kg/cmq.}$$



TRAVI 30 - 31 - 31^e e 87 - 88 - 88^a al 1^a p.

Analisi dei carichi

doppio solaio 5,70/2 x 1540	= 4390
tamp. 4,00 x 350	= 1400
ppr. trave	= <u>750</u>
	6540 Kg/ml.

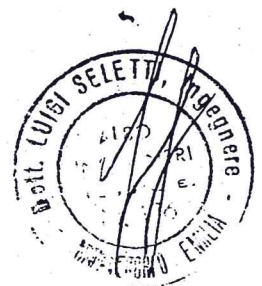
Calcolo della trave

$$M_{30-31} = \frac{1}{12} 6540 \times 3,20^2 = 5580 \text{ Kgm.} \quad Af = 2,80 \text{ cmq. } 4\varnothing 12 = 4,52$$

$$M_{31} = \frac{1}{10} 6540 \times 3,20^2 = 6700 \text{ Kgm.} \quad Af = 3,36 \text{ cmq. } 6\varnothing 12 = 6,79$$

$$m = 10 \quad b = 40 \quad H = 105 \quad h = 101 \quad Sf = 2200$$

Per le verifiche a flessione e taglio vedasi trave precedente 56 ÷ 61



TRAVE 30 - 56 - 66 - 87 al 1^a p.

$$q = 2150 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_{30-56} = \frac{1}{12} 2150 \times 5,70^2 = 5830 \text{ Kgm.} \quad Af = 2,92 \text{ cmq.} \quad 4\emptyset 12 = 4,52$$

$$M_{56} = \frac{1}{10} 2150 \times \frac{5,70^2 + 4,00^2}{2} = 5220 \text{ Kgm.} \quad Af = 2,62 \text{ cmq.} \quad 5\emptyset 12 = 5,65$$

$$M_{56-66} = \frac{1}{14} 2150 \times 4,00^2 = 2460 \text{ Kgm.} \quad Af = 1,23 \text{ cmq.} \quad 3\emptyset 12 = 3,39$$

$$m = 10 \quad b = 40 \quad H = 105 \quad h = 101 \quad Sf = 2200$$



TRAVI 56 - 58 - 60 e 66 - 68 - 70 della copert.

$$q = 6950 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_{56-58} = \frac{1}{12} 6950 \times 6,40^2 = 23720 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 19,20 \text{ cmq.}$$

$$10\emptyset 16 = 20,11$$

$$M_{58} = \frac{1}{10} 6950 \times 6,40^2 = 28470 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 23,05 \text{ cmq.}$$

$$12\emptyset 16 + 3\emptyset 12 = 27,52$$

Calcolo del Sc nella sezione più sollecitata

$$M_{58} (\text{filo}) = 28470 - \frac{6950 \times 6,40}{2} \times 0,200 = 28470 - 4450 = 24020 \text{ Kgm.}$$

$$m = 10 \quad b = 40 \quad H = 65 \quad h = 63 \quad Sf = 2000$$

$$r = 63 / \sqrt{\frac{24020}{0,40}} = 0,258$$

$$Af = Af \quad Sc = 83$$

Taglio

$$T = \frac{6950 \times 6,40}{2} = 22250$$

$$t = \frac{22250}{40 \times 0,9 \times 63} = 9,81 \text{ Kg/cmq.}$$

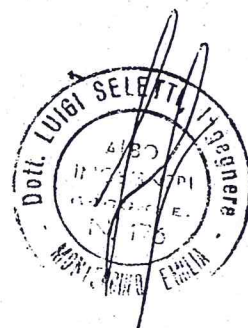
$$S = \frac{9,81 \times 40 \times 640}{4} = 62800 \text{ Kg.}$$

$$10\emptyset 16 \text{ a } 60^\circ \text{ assorbono } 20,11 \times 2200 \times 1,15 = 50900 \text{ Kg.}$$

$$S_{staffe} = \div 25000 \text{ Kg.}$$

$$n = \frac{25000}{1,01 \times 2200} = 11,3$$

$$d = \frac{640}{2 \times 11,3} = 28,4 \text{ cm.} \quad st\emptyset 8/25$$



TRAVI 30 - 32 - 33 e 87 - 89 - 90 DELLA COPERT.

$$q = 4490 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_{30-32} = \frac{1}{12} 4490 \times 6,40^2 = 15360 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 12,42 \text{ cmq.}$$
$$8\emptyset 16 = 16,08$$

$$M_{32} = \frac{1}{10} 4490 \times 6,40^2 = 18400 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 14,87 \text{ cmq.}$$
$$8\emptyset 16 + 3\emptyset 12 = 19,47$$

$$m = 10 \quad b = 40 \quad H = 65 \quad h = 63 \quad Sf = 2200$$

$$r = 63 / \sqrt{\frac{18400}{0,40}} = 0,293$$

$$Af = Af \quad Sc = 77$$

Taglio

$$T = \frac{4490 \times 6,40}{2} = 14380 \text{ Kg.}$$

$$t = \frac{14380}{40 \times 0,9 \times 63} = 6,34 \text{ Kgm/cmq.}$$

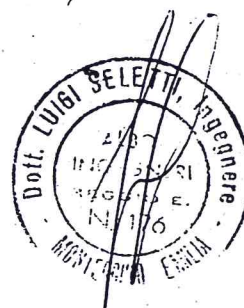
$$S = \frac{6,34 \times 40 \times 640}{4} = 40600 \text{ Kg.}$$

$$6\emptyset 16 \text{ a } 60^\circ \text{assorbono } 12,06 \times 2200 \times 1,15 = 30500 \text{ Kg.}$$

$$Sstaffe = \div 18000 \text{ Kg.}$$

$$n = \frac{18000}{0,57 \times 2200} = 14,35$$

$$d = \frac{640}{2 \times 14,35} = 22,3 \text{ cm.} \quad st\emptyset 6/20$$



TRAVI 30 - 56 - 66 - 87 e 33 - 60 - 70 - 90

della copertura

$$q = 1000 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_{30-56} = \frac{1}{12} 1000 \times 5,70^2 = 2720 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 2,200 \text{ cmq.}$$

$$50/12 = 5,66$$

$$M_{56} = \frac{1}{10} 1000 \times \frac{5,70^2 + 4,00^2}{2} = 2430 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 1,96 \text{ cmq.}$$

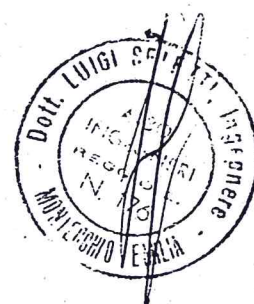
$$60/12 = 6,79$$

$$M_{56-66} = \frac{1}{14} 1000 \times 4,00^2 = 1150 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 0,93 \text{ cmq.}$$

$$40/12 = 4,52$$

$$m = 10 \quad b = 40 \quad H = 65 \quad h = 63 \quad Sf = 2200$$



Pareti 3 x 6,75 x 1,10 x 10,00 x 2500 =	556880
2 x 12,00 x 1,20 x 10,00 x 2500 =	720000
Solette 1 ^p . 8,70 x 6,75 x (3000+600) =	211410
Soletta p.t. 8,70 x 6,75 x (2500+1000) =	205540
Solaio cop. 13,00/2 x 6,20/2 x 1330 =	26800
Solaio 1 ^p . 12,00 x 3,00/2 x 1540 =	27720
3,20/2 x 6,00/2 x 1540 =	7390
Solaio p.t. 12,00 x 3,00/2 x 1390 =	25020
3,20/2 x 6,00/2 x 1390 =	6670
	<hr/>
	1787430
Solettone di fond. 16,00 x 13,20 x 1,10 x 2500	580800
	<hr/>
	2368230 Kg.

Sul terreno 13,20 x 16,00

$$St = \frac{2368230}{1320 \times 1600} = 1,12 \text{ Kg/cm}^2.$$

Calcolo dell'armatura

$$M_{\text{sbalzo}} = \frac{11200 \times 2,00^2}{2} = 22400 \text{ Kgm/ml.}$$

$$Af = 10,70 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$5\phi 16 + 3\phi 12 = 13,44$$

$$M^+ = \frac{1}{32} 11200 \times 7,40^2 = 19150 \text{ Kgm./ml.}$$

$$Af = 9,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$M^- = \frac{0,5}{12} 11200 \times 7,40^2 = 25550 \text{ Kgm/ml.}$$

$$Af = 12,20 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$5\phi 16 + 3\phi 12 = 13,44$$

$$m = 10$$

$$b = 100$$

$$H = 110$$

$$h = 106$$

$$Sf = 2200$$

$$r = 106 / \sqrt{\frac{25550}{1,00}} = 0,662$$

$$Sc = 35$$

Con sbalzo di ml. 2,40

$$M = \frac{11200 \times 2,40^2}{2} = 32200 \text{ Kgm/ml.}$$

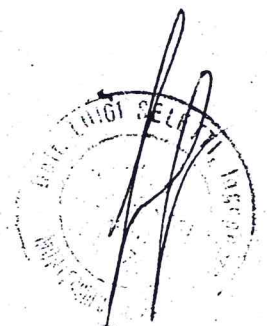
$$Af = 15,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$6\phi 16 + 3\phi 12 = 15,45$$

Taglio

$$T_{\text{max}} = 11200 \times 3,00 = 33600 \text{ Kgm/ml.}$$

$$t = \frac{33600}{100 \times 0,9 \times 106} = 3,53 \text{ Kg/cm}^2.$$



SOLETTONE 1°p.

(con sovracc. 2600 Kg/mq.)

$$q = 2500 + 2600 = 5100 \text{ Kg/mq.}$$

$$M+ = \frac{1}{32} 5100 \times 7,40^2 = 8720 \text{ Kgm/ml.}$$

$$Af = 6,58 \text{ cmq/ml.}$$

$$6\emptyset 12 + 2\emptyset 16 = 10,81$$

$$M- = \frac{0,5}{12} 5100 \times 7,40^2 = 11630 \text{ Kgm./ml.}$$

$$Af = 8,78 \text{ cmq/ml.}$$

$$4\emptyset 16 + 4\emptyset 12 = 12,56$$

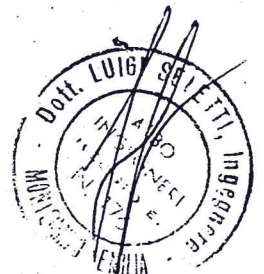
$$m = 10 \quad b = 100 \quad H = 70 \quad h = 67 \quad Sf = 2200$$

$$r = 67 / \sqrt{\frac{11630}{1,00}} = 0,620 \quad Sc = 37$$

Taglio

$$T = 5100 \times 3,00 = 15300 \text{ Kg/ml.}$$

$$t = \frac{15300}{100 \times 0,9 \times 67} = 2,54 \text{ Kg/cmq.}$$



SOLETTONE DI COPERTURA

$$q = 3500 + 600 + (3300 - 2500) \times 1,40 = 5220 \text{ Kg/mq}$$

$$M+ = \frac{1}{24} 5220 \times 7,40^2 = 11920 \text{ Kgm/ml.} \quad Af = 4,82 \text{ cmq/ml}$$

$$M- = \frac{0,33}{12} 5220 \times 7,40^2 = 7860 \text{ Kgm/ml.} \quad Af = 3,18 \text{ cmq/ml.}$$

$$m = 10 \quad b = 100 \quad H = 130 \quad h = 125 \quad Sf = 2200$$

$$r = 125 / \sqrt{\frac{11920}{1,00}} = 1,14 \quad Sc \angle 25$$

Taglio

$$T = 5220 \times 3,00 = 15660 \text{ Kg/ml.}$$

$$t = \frac{15660}{100 \times 0,9 \times 125} = 1,40 \text{ Kg/cmq.}$$

RINFORZO SOTTO IL PILASTRO 33

$$P = 6,40/2 \times 4490 = 14370$$

$$5,70/2 \times 1000 = 2850$$

$$0,40 \times 0,40 \times 4,00 \times 2500 = 1600$$

$$18820 \text{ Kg.}$$

$$M+ = 18820 \times 7,40/4 = 34820 \text{ Kgm.}$$

$$m = 10 \quad b = 40 + 30 + 30 = 100 \quad H = 130 \quad h = 125 \quad Sf = 2200$$

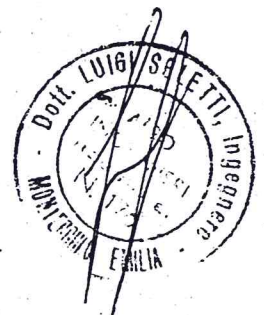
$$r = 125 / \sqrt{\frac{34820}{1,00}} = 0,668 \quad Sc = 34 \quad Af = 14,10 \text{ cmq.}$$

$$8\emptyset 16 = 16,08$$

Taglio

$$T = 34820/2 = 17410 \text{ Kg.}$$

$$t = \frac{17410}{40 \times 0,9 \times 125} = 3,87 \text{ Kg/cmq.} \quad st \emptyset 8/25$$



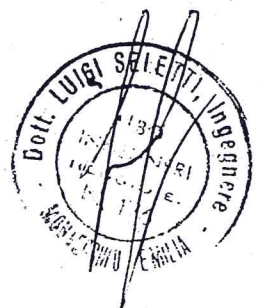
SOLETTE COLLEGAMENTI INTERRATI

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Soletta } H = 25 & = & 625 \\
 \text{sovracc. accid.} & = & 600 \\
 \hline
 & & 1225 \text{ Kg/mq}
 \end{array}$$

$$M+ = \frac{1}{8} 1225 \times 2,25^2 = 780 \text{ Kgm/ml}$$

$$m = 10 \quad b = 100 \quad H = 25 \quad h = 23 \quad Sf = 2200$$

$$Af = 1,72 \text{ cmq/ml} \quad 4\phi 10 = 3,14$$



Variante (soletta p.t. isolata)

$$q = 5100 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_t = \frac{1}{24} 5100 \times 6,90^2 = 10120 \text{ Kgm/ml.}$$

$$m = 10 \quad b = 100 \quad H = 70 \quad h = 65 \quad Sf = 2200$$

$$Af = 7,87 \text{ cmq/ml.} \quad 6\phi 12 + 2\phi 16 = 10,81$$

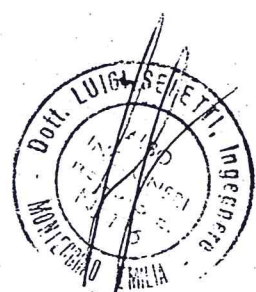
Mensole portanti la soletta

$$P_{\max} = \frac{5100 \times 6,90}{2} = 17600 \text{ Kg/ml.}$$

$$M = 17600 \times 0,25 = 4400 \text{ Kgm/ml.}$$

$$m = 10 \quad b = 100 \quad H = 70 \quad h = 66 \quad Sf = 2200$$

$$Af = 3,37 \text{ cmq/ml.} \quad 4\phi 12 = 4,52$$



STRUTTURE DELLA COPERTURATRAVE 74 ÷ 82 p. COPERT.

$$q = 6500 \text{ Kg/ml.}$$

$$M^- = \frac{1}{16} 6500 \times 3,60^2 = 5260 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 4,66 \text{ cmq.} \quad 6\emptyset 12 = 6,79$$

$$M^+ = \frac{1}{12} 6500 \times 3,60^2 = 7020 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 6,22 \text{ cmq.} \quad 7\emptyset 12 = 7,92$$

$$M^- = \frac{1}{10} 6500 \times 3,60^2 = 8420 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 7,45 \text{ cmq.} \quad 9\emptyset 12 = 10,18$$

$$M^+ = \frac{1}{14} 6500 \times 3,60^2 = 6020 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 5,33 \text{ cmq.} \quad 6\emptyset 12 = 6,79$$

$$M^- = \frac{1}{12} 6500 \times 3,60^2 = 7020 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 6,22 \text{ cmq.} \quad 8\emptyset 12 = 9,05$$

$$\begin{aligned} \text{Calcolo del } S_c \text{ nella sezione più sollecitata } M^- (\text{filo}) &= 8420 - \frac{6500 \times 3,60}{2} \times 0,125 = \\ &= 8420 - 1460 = 6960 \text{ Kgm.} \end{aligned}$$

$$m = 10 \quad b = 40 \quad H = 60 \quad h = 57 \quad S_f = 2200$$

$$r = 57,5 / \sqrt{\frac{6960}{0,40}} = 0,433 \quad S_c = 57$$

Taglio

$$T = \frac{6500 \times 3,60}{2} = 11700 \text{ Kg.}$$

$$t = \frac{11700}{40 \times 0,9 \times 57,5} = 5,65 \text{ Kg/cmq.}$$

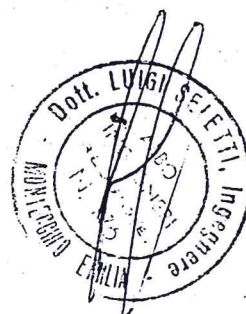
$$S = \frac{5,65 \times 40 \times 360}{4} = 20350 \text{ Kg.}$$

$$5\emptyset 12 \text{ a } 60^\circ \text{ assorbono } 5,66 \times 2200 \times 1,15 = 14300 \text{ Kgm.}$$

$$S \text{ staffe} = \div 8000 \text{ Kg.}$$

$$n = \frac{8000}{0,57 \times 2200} = 6,37$$

$$d = \frac{360}{2 \times 6,37} = 28,2 \text{ cm.} \quad st \emptyset 6/25$$



TRAVI 14 ÷ 22 e 94 ÷ 102 DI GRONDA :

$$q = 3630 \text{ Kg/ml.}$$

$$M = \frac{1}{16} 3630 \times 3,60^2 = 2940 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 4,50 \text{ cmq.} \quad 6\phi 12 = 6,79$$

$$M^+ = \frac{1}{12} 3630 \times 3,60^2 = 3920 \text{ Kgm.}$$

$$A_f = 6,00 \text{ cm}^2. \quad 7\phi 12 = 7,92$$

$$M = \frac{1}{10} 3630 \times 3,60^2 = 4700 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 7,20 \text{ cmq.} \quad 9\emptyset 12 = 10,18$$

$$M_H = \frac{1}{14} \cdot 3630 \times 3,60^2 = 3360 \text{ Kgm.}$$

$$A_f = 5,15 \text{ cm}^2. \quad 6\phi 12 = 6,79$$

$$M = \frac{1}{12} 3630 \times 3,60^2 = 3920 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 6,00 \text{ cmq.} \quad 8012 = 9,05$$

CALCOLO DEL Sc NELLA SEZIONE PIU' SOLLECITATA

$$M - (\text{fillo}) = 4700 - \frac{3630 \times 3,60}{2} \times 0,125 = 4700 - 820 = 3880 \text{ Kg/m.}$$

$$m = 10 \quad b = 50 \quad H = 35 \quad h = 33 \quad Sf = 2200$$

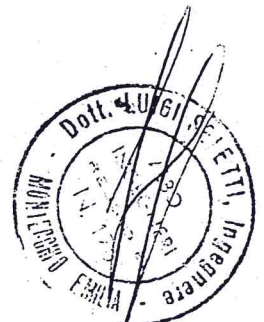
$$r = 33 / \sqrt{\frac{3880}{0,50}} = 0,372 \quad Sc = 67$$

Taglio

$$T = \frac{3630 \times 3,60}{2} = 6540 \text{ Kg.}$$

$$t = \frac{6540}{50 \times 0,9 \times 33} = 4,40 \text{ Kg/cm}^2.$$

Si dispongono 2 cavallotti \varnothing 12 e st \varnothing 6/20



TRAVI DI GRONDA 14 - 26 85 - 94

22 - 29 86 - 102

$$q = 590 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_{\text{tr}} = \frac{1}{10} 590 \times 3,50^2 = 725 \text{ Kgm.}$$

$$A_f = 1,11 \text{ cmq.}$$

$$3\emptyset 12 = 3,39$$

$$M_{54} = \frac{1}{12} 590 \times \frac{3,50^2 + 7,00^2}{2} = 1510 \text{ Kgm.}$$

$$A_f = 2,31 \text{ cmq.}$$

$$7\emptyset 12 = 7,92$$

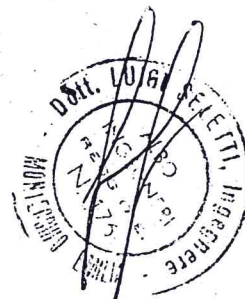
$$M_{54-82} = \frac{1}{12} 590 \times 7,00^2 = 2410 \text{ Kgm.}$$

$$A_f = 3,70 \text{ cmq.}$$

$$6\emptyset 12 = 6,79$$

$$m = 10 \quad b = 40 \quad H = 35 \quad h = 33 \quad S_f = 2200$$

Le sollecitazioni a flessione e taglio risultano molto modeste.



TRAVI 35 ÷ 43 e 46 ÷ 54 p. copert.

$$q = 4850 \text{ Kg/ml.}$$

$$M^- = \frac{1}{16} 4850 \times 3,60^2 = 3930 \text{ Kgm.}$$

$$A_f = 3,48 \text{ cmq.}$$

$$6\emptyset 12 = 6,79$$

$$M^+ = \frac{1}{12} 4850 \times 3,60^2 = 5230 \text{ Kgm.}$$

$$A_f = 4,63 \text{ cmq.}$$

$$7\emptyset 12 = 7,92$$

$$M^- = \frac{1}{10} 4850 \times 3,60^2 = 6280 \text{ Kgm.}$$

$$A_f = 5,56 \text{ cmq.}$$

$$9\emptyset 12 = 10,18$$

$$M^+ = \frac{1}{14} 4850 \times 3,60^2 = 4480 \text{ Kgm.}$$

$$A_f = 3,97 \text{ cmq.}$$

$$6\emptyset 12 = 6,79$$

$$M^- = \frac{1}{12} 4850 \times 3,60^2 = 5230 \text{ Kgm.}$$

$$A_f = 4,63 \text{ cmq.}$$

$$8\emptyset 12 = 9,05$$

$$m = 10$$

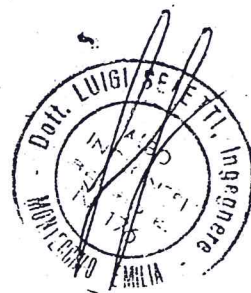
$$b = 40$$

$$H = 60$$

$$h = 57$$

$$S_f = 2200$$

Per le verifiche a flessione e taglio vedasi trave 74 ÷ 82.



TRAVI AL p.t. e 1° p. (integrativa)

TRAVE 11 - 23 - 27 - 44 - 55 - 83 - 91 - 103 - 115 .

al p. terra e 1° p.

$$q_1 = 4800 \text{ Kg/ml.}$$

$$q_2 = 2540 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_{23-27} = \frac{1}{14} 4800 \times 3,90^2 = 5220 \text{ Kgm.}$$

$$\begin{aligned} \text{Af} &= 7,96 \text{ cmq.} \\ 6\emptyset 12 + 2\emptyset 16 &= 10,81 \end{aligned}$$

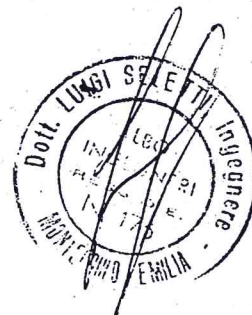
$$M_{27} = \frac{1}{12} \frac{4800 \times 3,90^2 + 2540 \times 3,15^2}{2} = 4090 \text{ Kgm.}$$
$$\begin{aligned} \text{Af} &= 6,25 \text{ cmq.} \\ 2\emptyset 16 + 4\emptyset 12 + 2\emptyset 10 &= 10,11 \end{aligned}$$

$$M_{27-44} = \frac{1}{14} 2540 \times 3,15^2 = 1800 \text{ Kgm.}$$
$$\begin{aligned} \text{Af} &= 2,75 \text{ cmq.} \\ 5\emptyset 12 &= 5,66 \end{aligned}$$

$$M_{44} = \frac{1}{12} 2540 \times \frac{3,15^2 + 3,00^2}{2} = 2010 \text{ Kgm.}$$
$$\begin{aligned} \text{Af} &= 3,07 \text{ cmq.} \\ 4\emptyset 12 + 2\emptyset 10 &= 6,09 \end{aligned}$$

$$M_{55-83} = \frac{1}{14} 1000 \times 7,00^2 = 3500 \text{ Kgm.}$$
$$\begin{aligned} \text{Af} &= 5,35 \text{ cmq.} \\ 7\emptyset 12 &= 7,91 \end{aligned}$$

$$m = 10 \quad b = 50 \quad H = 35 \quad h = 33 \quad Sf = 2200$$



TRAVE AL p. terra 82 - 86 - 102 - 114

Bordo
↓

$$q = 2540 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_{86} = \frac{1}{10} 2540 \times \frac{2,70^2 + 4,30^2}{2} = 3280 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 5,01 \text{ cmq.}$$

$$5\emptyset 12 + 2\emptyset 10 = 7,23$$

$$M_{86-102} = \frac{1}{14} 2540 \times \frac{2,70^2 + 4,30^2}{2} = 3360 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 5,12 \text{ cmq.}$$

$$5\emptyset 12 + 1\emptyset 10 = 6,45$$

TRAVE AL 1° p. 82 - 86 - 102 - 114

Bordo
↓

$$q = 4000 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_{82-86} = \frac{1}{12} 4000 \times 2,70^2 = 2430 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 3,71$$

$$M_{86} = \frac{1}{10} 4000 \times \frac{2,70^2 + 4,30^2}{2} = 5160 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 7,89$$

$$M_{86-102} = \frac{1}{14} 4000 \times 4,30^2 = 5280 \text{ Kgm.}$$

$$Af = 8,06$$

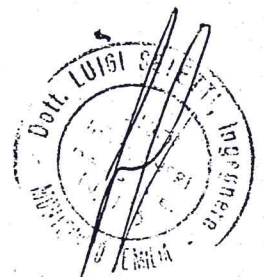
$$m = 10$$

$$b = 50$$

$$H = 35$$

$$h = 33$$

$$Sf = 2200$$



TRAVI 1 - 13 - 25 - 34 ecc. al 1° p.

12 - 24 - 28

92 - 104 - 116



$$q = 2850 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_- = \frac{1}{12} 2850 \times 3,50^2 = 2800 \text{ Kgm.}$$

$$A_f = 4,30 \text{ cmq.}$$

$$6\phi 12$$

$$M_+ = \frac{1}{14} 2850 \times 3,50^2 = 2490 \text{ Kgm.}$$

$$A_f = 3,83 \text{ cmq.}$$

$$5\phi 12$$

$$M_+ = \frac{1}{14} 2850 \times 3,00^2 = 1830 \text{ Kgm.}$$

$$A_f = 2,50 \text{ cmq.}$$

$$3\phi 12 + 2\phi 10$$

$$m = 10$$

$$b = 40$$

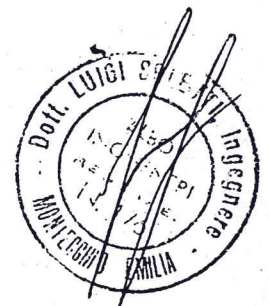
$$H = 35$$

$$h = 33$$

$$S_f = 2200$$

$$M_{24-28} = \frac{1}{12} 2850 \times 3,90^2 = 3610 \text{ Kgm.}$$

$$A_f = 5,52 \text{ cmq.}$$



CORDOLI SULLE FINESTRE

Analisi dei carichi

parete esterna	$1,20 \times 200 =$	240
parete interna	$1,00 \times 150 =$	150
ppr. trave	$0,35 \times 0,18 \times 2500 =$	170
		<hr/> 560 Kg/ml.

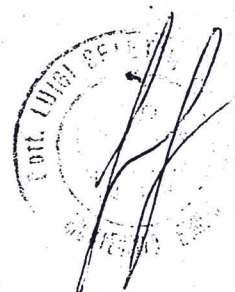
$$M+ = \frac{1}{12} 560 \times 3,60^2 = 600 \text{ Kgm.}$$

$$A_f = 1,02 \text{ cmq. } 2\phi 12 = 2,26$$

$$M- = \frac{1}{10} 560 \times 3,60^2 = 730 \text{ Kgm.}$$

$$A_f = 1,23 \text{ cmq. } 3\phi 12 = 3,39$$

$$m = 10 \quad b = 18 \quad H = 35 \quad h = 33 \quad S_f = 2200$$



SOLETTA IN CALCESTRUZZO NORMALE (H= 35)

(fra i pil. 16-18-37-39)

$$q = 1710 \text{ Kg/mq.}$$

$$M_t = \frac{1}{12} 1710 \times 7,00^2 = 6990 \text{ Kgm/ml.}$$

$$A_f = 11,07 \text{ cmq/ml.}$$

$$4\emptyset 12 + 4\emptyset 16 = 12,56$$

$$M_t = \frac{1}{10} 1710 \times \frac{7,00^2 + 3,00^2}{2} = 4960 \text{ Kgm/ml.}$$

$$A_f = 7,84 \text{ cmq/ml.}$$

$$4\emptyset 16 + 4\emptyset 10 = 11,18$$

$$m = 10 \quad b = 100 \quad H = 35 \quad h = 33 \quad S_f = 2200$$

$$r = 33 / \sqrt{\frac{6990}{1,00}} = 0,394 \quad S_c = 63$$

Taglio

$$T = \frac{1710 \times 7,00}{2} = 5980 \text{ Kg/ml.}$$

$$t = \frac{5980}{100 \times 0,9 \times 33} = 2,01 \text{ Kg/cmq.}$$

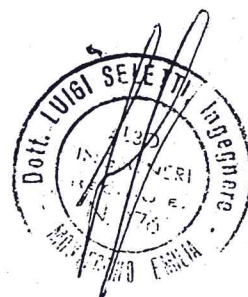
RINFORZO PER PARETI BARITICHE

$$p = 0,18 \times 3300 \times 4,20 = 2500 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_t = \frac{1}{12} 2500 \times 7,00^2 = 10200 \text{ Kgm.}$$

$$m = 10 \quad b = 100 \quad H = 35 \quad h = 33 \quad S_f = 2200 \quad A_f = 15,68 \text{ cmq.}$$

$$8\emptyset 16 = 16,08$$



SOLETTA IN CALC. BARITICO (H = 60)
(fra i pil. 20-22-43-41 al 1° p.)

$$q = 2810 \text{ Kg/cm}.$$

$$M^+ = \frac{1}{10} 2810 \times 7,00^2 = 13770 \text{ Kgm./ml.}$$

$$Af = 12,20 \text{ cmg/ml.}$$

$$6\emptyset 16 + 2\emptyset 12 = 14,32$$

$$M^- = \frac{1}{12} 2810 \times \frac{7,00^2 + 3,00^2}{2} = 6800 \text{ Kgm/ml.}$$

$$Af = 6,03 \text{ cmg/ml.}$$

$$6\emptyset 16 + 4\emptyset 10 = 15,19$$

$$m = 10$$

$$b = 100$$

$$H = 60$$

$$h = 57$$

$$Sf = 2200$$

$$r = 57 / \sqrt{\frac{13770}{1,00}} = 0,484$$

$$Sc = 50$$

Taglio

$$T = \frac{2810 \times 7,00}{2} = 9840 \text{ Kg/ml.}$$

$$t = \frac{9840}{100 \times 0,9 \times 57} = 1,92 \text{ Kg/cm}.$$



BLOCCO CENTRALE PROTETTO (52-54-82-80)

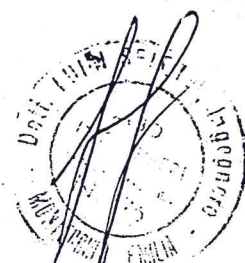
Carico totale gravante

Copertura	10,00 x 6500	= 65.000
	10,00 x 4850	= 48.500
pilastrini 1° p.	6x(0,25x0,40x4,00)x2500	= 6.000
solaio p.t. e 1° p.	2x(7,00/2x1190)x10,00	= 83.300
	2x(3,00/2x1390)x10,00	= 41.700
Solette baritiche	4,30x6,80x2900	= 84.800
	4,30x6,80x2410	= 70.500
	4,70x6,70x3560	= 112.100
	4,70x6,70x2410	= 75.800
pareti baritiche	(2x4,30+7,40)x4,50x	
	x(0,30x3300)	= 71.300
	2(4,70+7,40)x4,50x	
	x(0,35x3300)	= 125.800
pareti c.a.	(2x4,30+7,40)x4,50x(0,30x2500)	= 54.000
	2x(4,70+7,40)x4,50x(0,35x2500)	= 95.300
		<u>934.100 Kg.</u>

Solettone	12,00x9,90x0,50x2500	= 148.700
		<u>1.082.800 Kg.</u>

Sul terreno 12,00 x 9,90

$$St = \frac{1.082.800}{12,00 \times 9,90} = 0,91 \text{ Kg/cm}^2$$



CALCOLO DELLE FONDAZIONI A LASTRA
(in condizioni di semincastro)

$$l_1 = 5,00$$

$$l_2 = 7,10$$

$$l_2/l_1 = 1,42$$

$$M_{1+} = \frac{1}{24} 9100 \times 5,00^2 = 8480 \text{ Kg/m.}$$

$$A_f = 7,66 \text{ cmq.}$$

$$4\phi 12 + 2\phi 16 = 8,54$$

$$M_{2+} = \frac{1}{48} 9100 \times 5,00^2 = 4240 \text{ Kg/m.}$$

$$A_f = 383 \text{ cmq.}$$

$$4\phi 12 = 4,52$$

$$M_- = \frac{0,802}{12} 9100 \times 5,00^2 = 15200 \text{ Kg/m.}$$

$$A_f = 13,73 \text{ cmq.}$$

$$6\phi 16 + 4\phi 12 = 16,58$$

$$M_{\text{sbalzo}} = \frac{9100 \times 1,40}{2} = 8920 \text{ Kg/m.}$$

$$A_f = 8,05 \text{ cmq.}$$

$$4\phi 12 + 2\phi 16 = 8,54$$

$$M_{\text{sbalzo}} = \frac{9100 \times 1,00^2}{2} = 4550 \text{ Kg/m.}$$

$$A_f = 4,11 \text{ cmq.}$$

$$4\phi 12 = 4,52$$

$$m = 10$$

$$b = 100$$

$$H = 60$$

$$h = 56$$

$$S_f = 2200$$

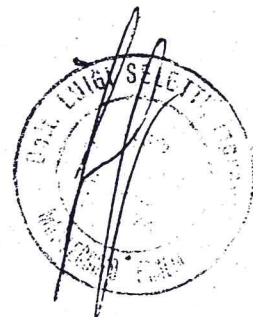
$$r = 56 / \sqrt{\frac{15200}{1,00}} = 0,454$$

$$S_c = 53$$

Taglio

$$T = \frac{9100 \times 5,00}{2} = 22750 \text{ Kg.}$$

$$t = \frac{22750}{100 \times 0,9 \times 65} = 3,89 \text{ Kg/cmq.}$$



a) Campata 80 - 81

Trave della copert.	6500
incid. pil. 1°p. 1000/3,60	280
	<hr/>
solaio 1°p. 7,00/2 x 1190	4170
soletta baritico H=50 7,00/2 x 2900	10150
parete barit. 0,25 x 3300 x 4,00	3300
	<hr/>
	p.t. 24400 Kg/ml.

soffitto p.t. 7,00/2 x 1190	=	4170
solett. bar. H= 35 7,00/2 x 2410	=	8430
parete c.a. 0,25 x 2500 x 4,00	=	2500
		<hr/>
		15100 Tot. 39500

parete b= 25 1010/25 sui due lati.

b) Campata 81 - '82

Trave copert.	6500
incid. pil.	280
sol. 1°p.	4170
soletta barit. H= 70 7,00/2 x 3560 =	12460
parete barit. 0,35 x 3,300 x 4,00	4620
	<hr/>
	28030 Kg/ml.

soffitto p.t.	4170
soletta bar. H= 35	8430
parete c.a. 0,35 x 2500 x 4,00	3500
	<hr/>
	16100 tot. 44.130

parete b= 35 con 1Ø10/25 sui due lati.



SOLETTA AL P. TERRA

Si calcolano la lastre in condizioni di semincastro.

$$l_1 = 5,00 \quad l_2 = 7,10 \quad l_2/l_1 = 1,42$$

$$q = 2410 \text{ Kg/mq.}$$

$$M_{1+} = \frac{1}{20} 2410 \times 5,00^2 = 3010 \text{ Kgm/ml.}$$

$$Af = 4,91 \text{ cmq/ml.}$$

$$6\phi 12 = 6,79$$

$$M_{2+} = \frac{1}{40} 2410 \times 5,00^2 = 1510 \text{ Kgm/ml.}$$

$$Af = 2,46 \text{ cmq/ml.}$$

$$4\phi 12 = 4,52$$

$$M_{1-} = \frac{0,802}{12} 2410 \times 5,00^2 = 4020 \text{ Kgm/ml.}$$

$$Af = 6,55 \text{ cmq/ml.}$$

$$6\phi 12 + 3\phi 10 = 9,13$$

$$M_{2-} = \frac{1}{24} 2410 \times 5,00^2 = 2510 \text{ Kgm/ml.}$$

$$Af = 4,09 \text{ cmq./ml.}$$

$$4\phi 10 + 2\phi 12 = 5,40$$

$$m = 10 \quad b = 100 \quad H = 35 \quad h = 31 \quad Sf = 2200$$

$$r = 31 / \sqrt{\frac{4020}{1,00}} = 0,490 \quad Sc = 49$$

Taglio

$$T = \frac{2410 \times 5,00}{2} = 6020 \text{ Kg/ml.}$$

$$t = \frac{6020}{100 \times 0,9 \times 31} = 2,16 \text{ Kg/cmq.}$$



SOLETTE AL 1°p.

a) $l_1 = 5,00$ $l_2 = 7,10$
 $q = 3560 \text{ Kg/cmq.}$ $l_2/l_1 = 1,42$

$$M_{1+} = \frac{1}{8} 3560 \times 5,00^2 = 4980 \text{ Kgm/ml.}$$

$$Af = 3,88 \text{ cmq./ml.}$$

$$6\emptyset 12 = 6,79$$

$$M_{2+} = \frac{1}{36} 3560 \times 5,00^2 = 2490 \text{ Kgm/ml.}$$

$$Af = 1,94 \text{ cmq./ml.}$$

$$4\emptyset 12 = 4,52$$

$$M_{1-} = \frac{0,802}{12} 3560 \times 5,00^2 = 5930 \text{ Kgm/ml.}$$

$$Af = 4,62 \text{ cmq./ml.}$$

$$6\emptyset 12 + 3\emptyset 10 = 9,13$$

$$M_{2-} = \frac{1}{24} 3560 \times 5,00^2 = 3710 \text{ Kgm/ml.}$$

$$Af = 2,88 \text{ cmq./ml.}$$

$$4\emptyset 10 + 2\emptyset 12 = 5,40$$

$$m = 10 \quad b = 100 \quad H = 70 \quad h = 65 \quad Sf = 2200$$

$$r = 65 / \sqrt{\frac{5930}{1,00}} = 0,842 \quad Sc = \angle \angle 40$$

Taglio

$$T = \frac{3560 \times 5,00}{2} = 8900 \text{ Kg.}$$

$$t = \frac{8900}{100 \times 0,9 \times 65} = 1,53 \text{ Kg/cm.}$$

b)

$$q = 2900 \quad \text{Kg/cmq.}$$

$$l_1 = 4,80$$

$$l_2 = 7,10$$

$$l_2 / l_1 = 1,48$$

$$M_{1+} = \frac{1}{20} 2900 \times 4,80^2 = 3340 \text{ Kg/cm.}$$

$$A_f = 3,75 \text{ cmq/ml.}$$

$$6\emptyset 12 = 6,79$$

$$M_{2+} = \frac{1}{40} 2900 \times 4,80^2 = 1670 \text{ Kg/cm.}$$

$$A_f = 1,88 \text{ cmq/ml.}$$

$$4\emptyset 12 = 4,52$$

$$M_{1-} = \frac{0,802}{12} 2900 \times 4,80^2 = 4460 \text{ Kg/cm.}$$

$$A_f = 5,00 \text{ cmq/ml.}$$

$$6\emptyset 12 + 3\emptyset 10 = 9,13$$

$$M_{2-} = \frac{1}{24} 2900 \times 4,80^2 = 2780 \text{ Kg/cm.}$$

$$A_f = 3,12 \text{ cmq/ml.}$$

$$4\emptyset 10 + 2\emptyset 12 = 5,40$$

$$m = 10$$

$$b = 100$$

$$H = 50$$

$$h = 45$$

$$S_f = 2200$$

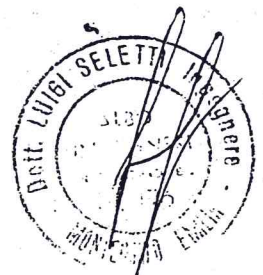
$$r = 45 / \sqrt{\frac{4460}{1,00}} = 0,673$$

$$S_c = 34$$

Taglio

$$T = \frac{2900 \times 4,80}{2} = 6960 \text{ Kg.}$$

$$t = \frac{6960}{100 \times 0,9 \times 45} = 1,72 \text{ Lg/cmq.}$$



PASSERELLA DI COLLEGAMENTO

a) Solaio di calpestio

ppr. solaio	H= 16	= 230
pavimento e sottofondo		= 120
isolamento		= 100
sovraccarico accid.		= <u>600</u>
		1050 Kg/mq.

b) Solaio di copertura

ppr. solaio	H = 16	= 230
impermeab. e isolamento (media)		= 220
sovracc. accid.		= <u>150</u>
		600 Kg/mq.

Analisi dei carichi su una trave-parete

solaio portante	3,10/2 x 1050	= 1630
solaio copert.	3,10/2 x 600	= 930
parete esterna	3,50 x 120	= 420
parete c.a.	3,50 x 0,15 x 2500	= 1320
parete interna	2,50 x 100	= <u>250</u>
		4550 Kg/ml.

$$M_t = \frac{1}{8} 4550 \times 11,00^2 = 68800 \text{ Kgm.}$$

$$m = 10 \quad b = 15 + 15 = 30 \quad H = 290 \quad h = 278 \quad Sf = 2200$$

$$r = 278 / \sqrt{\frac{68800}{0,30}} = 0,581 \quad Sc = 40 \quad Af = 12,53 \text{ cmq.}$$

$$8\emptyset 16 = 16,08$$

Taglio

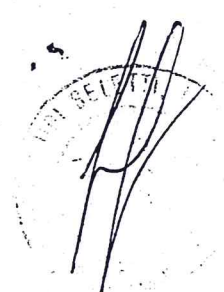
$$T = \frac{4550 \times 11,00}{2} = 25.000 \text{ Kg}$$

$$t = \frac{25000}{15 \times 0,9 \times 278} = 6,67 \text{ Kg/cmq.}$$

$$S = \frac{6,67 \times 15 \times 1100}{4} = 27550 \text{ Kg.}$$

Si adottano sole staffe

$$n = \frac{27550}{1,01 \times 2200} = 12,4 \quad d = \frac{1100}{2 \times 12,4} = 44,3 \quad st \emptyset 8/30$$



Portale delle passerelle

$$\text{Passerelle } 2 \times (11,00/2 + 0,60) \times 4550 = 55510$$

$$R_a = 55510 \times 5,70/6,40 + 55510 \times 2,50/6,40 = \\ = 49400 + 21700 = 71100 \text{ Kg.}$$

$$R_b = 55510 \times 0,70/6,40 + 55510 \times 3,90/6,40 = \\ = 6100 + 33800 = 39900 \text{ Kg.}$$

Carico sui piedritti

$$\text{Traverso in acciaio } 6,80/2 \times 300 = 1020$$

$$\text{Piedritto in acciaio } 3,20 \times 150 = \frac{480}{1500}$$

Piedritto Ovest

Piedritto est

$$71100 +$$

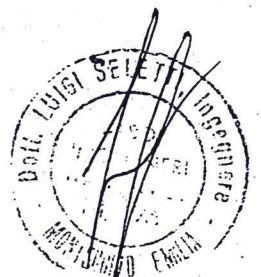
$$1500$$

$$\hline 72600 \text{ Kg.}$$

$$39900 +$$

$$1500$$

$$\hline 41400 \text{ Kg.}$$



LOCALE SCARICHI RADIATIVI

a) Muro contro terra

$$p = 1600 \times 4,50 \times 0,30 = 2160 \text{ Kg/mq.}$$

$$M = \frac{2160 \times 4,50^2}{6} = 7300 \text{ Kgm/ml.}$$

$$m = 10$$

$$b = 100$$

$$H = 40$$

$$h = 36$$

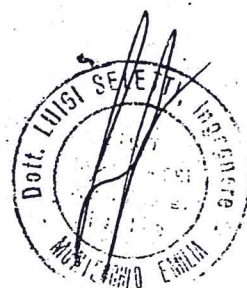
$$Sf = 2200$$

$$r = 36 / \sqrt{\frac{7300}{1,00}} = 0,420$$

$$Sc = 58$$

$$Af = 10,28 \text{ cmq./ml.}$$

$$4\phi 16 + 4\phi 12 = 12,56$$



CAMERA NORD INTERRATA

a) Muro contro terra

$$p_2 = 1600 \times 4,20 \times 0,30 = 2020 \text{ Kg/mq.}$$

$$M_t = \frac{1}{15,6} 2020 \times 4,20^2 = 2280 \text{ Kg/ml.}$$

$$m = 10 \quad H = 25 \quad h = 23 \quad Sf = 2200$$

$$Af = 5,02 \text{ cmq/ml.} \quad 2\phi 12 + 2\phi 16 = 6,28 \text{ cmq/ml.}$$



TRAVE ROVESCIA SU DIAFRAMMA

$$q = 15.000 \text{ Kg/ml.}$$

$$M^+ = \frac{1}{8} 15000 \times 3,00^2 = 16900 \text{ Kgm.}$$

$$m = 10 \quad b = 60$$

$$H = 70$$

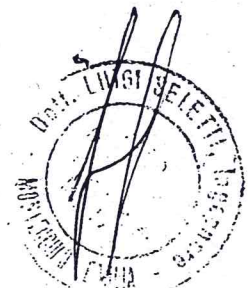
$$h = 67$$

$$Sf = 2200$$

$$Af = 12,70 \text{ cmq.}$$

$$r = 67 / \sqrt{\frac{16900}{0,60}} = 0,399$$

$$7\phi 16 = 14,07$$



ASCENSORE

Analisi dei carichi (aggiuntivi)

$$\text{pareti } 2 \times (1,40 + 1,70) \times 14,00 \times 0,15 \times 2500 = 32.500$$

$$\text{soletta } 3,00 \times 1,50 \times 0,40 \times 2500 = \underline{4.500}$$

37.000

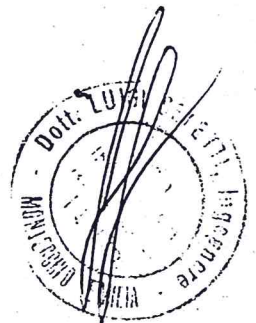
macchinario + basamento

7.000

44.000 Kg.

Sul terreno 300×150

$$St = \frac{44.000}{300 \times 150} = 0,98 \text{ Kg/cm}^2.$$

Si esegue la piastra di $H = 40$ armata con doppia maglia $\emptyset 12/25$ 

SCALE DI EMERGENZA
(a sezione circolare)

Analisi dei carichi

$$\begin{aligned}
 \text{Anello esterno } (2 \times 3,14 \times 2,00) \times 12,00 \times 0,20 \times 2500 &= 75.400 \\
 \text{quadrato interno } 2 \times (0,90 + 0,60) \times 12,00 \times 0,15 \times 2500 &= 13.500 \\
 \text{solette rampe } 4 \times (2,00^2 \times 3,14) \times 1100 &= 55.200 \\
 &\underline{\hspace{1cm}} \\
 &144.100 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Solettone } (3,14 \times 2,80^2) \times 0,60 \times 2500 &= 37.400 \\
 &\underline{\hspace{1cm}} \\
 &181.500 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

Sul terreno: piastra $\varnothing 520$

$$St = \frac{181.500}{2,60^2 \times 3,14} = 0,86 \text{ Kg/cm}^2.$$

Calcolo dell'armatura

$$M_{\max} = \frac{1}{32} 8600 \times 3,50^2 = 3300 \text{ Kgm.}$$

$$m = 10 \quad b = 100 \quad H = 50 \quad h = 45 \quad Sf = 2200$$

$$Af = 3,70 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad 4\varnothing 12 = 4,52$$

Soletta del corridoio

$$M_{\pm} = \frac{1}{10} 8600 \times \frac{2,20^2}{2} = 4160 \text{ Kgm/ml.}$$

b) Pareti

Vengono armate con $1\varnothing 10 / 25$ al p. interrato e $1\varnothing 8 / 25$ al p. terra su entrambi i lati.

Carico max al piede:

$$\frac{144.100}{2 \times 3,14 \times 2,80} = 8220 \text{ Kg/ml.}$$



$$M_{\text{mezz}} = \frac{1}{12} 480 \times 4,00^2 + \frac{1}{24} (2400 - 480) \times 4,00^2 =$$

$$= 640 + 1280 = 1920 \text{ Kgm/ml.}$$

$$A_f = 4,31 \text{ cmq/ml.}$$

$$4\emptyset 12 = 4,52$$

$$M_{\text{inc}} = \frac{1}{12} 480 \times 4,00^2 + \frac{1}{15} (2400 - 480) \times 4,00^2 =$$

$$= 640 + 2050 = 2690 \text{ Kgm/ml.}$$

$$A_f = 6,04 \text{ cmq/ml}$$

$$4\emptyset 10 + 2\emptyset 16 = 7,16$$

b) Trave reggispinta a metà altezza

Carico gravante

$$q = 480 \times 4,00/2 + \frac{(1200 - 480) \times 1,50}{3} + \frac{(2400 - 1200) \times 2,50}{6} =$$

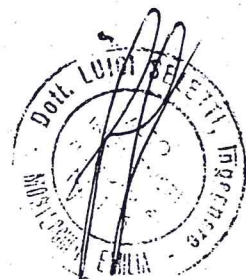
$$= 960 + 360 + 500 = 1820 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_{\text{tr}} = \frac{1}{12} 1920 + 360^2 = 2080 \text{ Kg.}$$

$$m = 10 \quad H = 25 \quad h = 23 \quad S_f = 2200$$

$$A_f = 4,56 \text{ cmq.}$$

$$2\emptyset 16 + 1\emptyset 12 = 5,15$$



c) Fondazione 106 - 115 (con bocche di lupo)

Carico sul lato interno (trave rovescia)

dal pil. 108 $19200/3,60 = 5340$

ppr. trave $,40 \times 0,60 \times 2500 = \underline{600}$

5940 Kg/ml.

Calcolo dell'armatura

$$M^+ = \frac{1}{12} 5940 \times 3,60^2 = 6420 \text{ Kgm.} \quad Af = 3,06 \text{ cmq.} \quad 2\emptyset 16 = 4,02$$

$$M^- = \frac{1}{10} 5940 \times 3,60^2 = 7710 \text{ Kgm.} \quad Af = 3,67 \text{ cmq.} \quad 3\emptyset 16 = 6,03$$

$$M^+ = \frac{1}{14} 5940 \times 3,60^2 = 5510 \text{ Kgm.} \quad Af = 2,63 \text{ cmq.} \quad 2\emptyset 16 = 4,02$$

$$M^- = \frac{1}{12} 5940 \times 3,60^2 = 6420 \text{ Kgm.} \quad Af = 3,06 \text{ cmq.} \quad 3\emptyset 16 = 6,03$$

m= 10 b= 30 H= 110 h= 106 Sf= 2200

d) Fondazione comune

trave interna = 5940

tamp. $4,00 \times 350 = 1400$

muro c.a. $5,00 \times 0,25 \times 2500 = 3130$

fondazione $1,90 \times 0,40 \times 2500 = 1900$

magrone $1,90 \times 0,05 \times 2200 = \underline{210}$

12580 Kg/ml.

Sul terreno b= 190

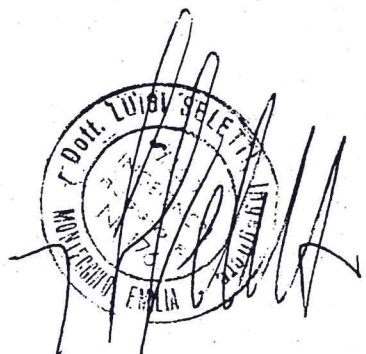
$$St = \frac{12.580}{190 \times 100} = 0,67 \text{ Kg/cmq.}$$

$$M^+ = \frac{1}{12} 6700 \times 1,60^2 = 1430 \text{ Kgm/ml.}$$

m= 10 H= 40 h= 30 Sf= 2200

Af= 2,41 cmq/ml. 4 \emptyset 10 = 3,14

Si arma il solettone con 4 \emptyset 10/ml. (staffoni)



CORCIOLANI SYSTEMS
Industria Prefabbricati

SEDE E STABILIMENTI 41100 MODENA - Via Giardini, 1155/B tel. 059/510113



RELAZIONE DI AGGIORNAMENTO

CALCOLO STATICO SOLAI

Rif. Dis. n.

REGIONE EMILIA - ROMAGNA

Cliente : COOP. SETTE s.c.r.l. Via S. Biagio 75
Cantiere : U.S.L. n° 9 REGGIO EMILIA Viale Risorgimento 19/1 n. 1986
Impresa : COOP. SETTE
Impalcato : 1° SOLAIO
Solaio tipo: Travi e pignatte H 28+7/55 & 28+7/67

SEDE: 75° CANTIERE PROV. DI REGGIO EMILIA
RISORSE ID. CH. E RISORSE FORESTALI - REGGIO EM.

Regione Emilia-Romagna 19/1 n. 1986

VISTO: per l'avvenuta presentazione
e deposito con N° Prot. di
Reparto **7804/DT**

Reggio E. li **15 FEB. 1991**

INCARICATO

Cluck

RELAZIONE DI CALCOLO

I valori delle sollecitazioni sono stati ottenuti con il 'metodo delle forze' osservando le indicazioni di scienza delle costruzioni.
I calcoli di verifica sono stati risolti con il 'metodo delle tensioni ammissibili' seguendo, nel merito, la normativa vigente.

Il Prefabbricatore

MODENA, 29/09/1989



CORCIOLANI SYSTEMS
industria prefabbricati

Calcolatore: DR. ING. DAVIDE REVERZANI

Descrizione: SOLAIO A TRAVI E PIGN. TIPO BAUSTA H=28+7 MONO E BI TRAVE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Elemento	Lunghezza [m]	Inerzia [cm ⁴]	Sezione	Larg. appoggio [m]
CAMPATA N. 1	1.97	76544.47	TRAVETTO TB	0.60
CAMPATA N. 2	7.00	131779.59	TRAVETTO TB	0.60
CAMPATA N. 3	7.00	131779.59	TRAVETTO TB	0.70
CAMPATA N. 4	3.00	76544.47	TRAVETTO TB	0.70
CAMPATA N. 5	7.00	131779.59	TRAVETTO TB	0.70
CAMPATA N. 6	1.97	76544.47	TRAVETTO TB	0.60

Grado di incastro sinistro = $1/16(g+q)*l^2$

Grado di incastro destro = $1/16(g+q)*l^2$

Momento fittizio campata riva = $1/12(g+q)*l^2$

Momento fittizio campata cent = $1/12(g+q)*l^2$

ANALISI DEI CARICHI

CAMPATA 1

Carico trapezoidale n. 1

Carico trapezio permanente sin. [Kg/m] = 670.000

Carico trapezio permanente des. [Kg/m] = 670.000

Carico trapezio accidentale sin. [Kg/m] = 600.000

Carico trapezio accidentale des. [Kg/m] = 600.000

Distanza di applicazione da sin. [m.] = 0.000

Larghezza di applicazione [m.] = 1.970

CAMPATA 2

Carico trapezoidale n. 1

Carico trapezio permanente sin. [Kg/m] = 740.000

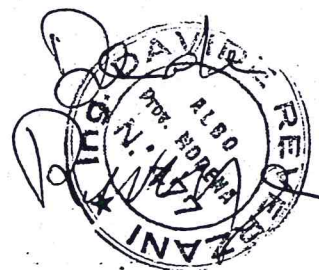
Carico trapezio permanente des. [Kg/m] = 740.000

Carico trapezio accidentale sin. [Kg/m] = 600.000

Carico trapezio accidentale des. [Kg/m] = 600.000

Distanza di applicazione da sin. [m.] = 0.000

Larghezza di applicazione [m.] = 7.000



CAMPATA 3

Carico trapezoidale n. 1

Carico trapezio permanente	sin. [Kg/m] =	740.000
Carico trapezio permanente	des. [Kg/m] =	740.000
Carico trapezio accidentale	sin. [Kg/m] =	1100.000
Carico trapezio accidentale	des. [Kg/m] =	1100.000
Distanza di applicazione da	sin. [m.] =	0.000
Larghezza di applicazione	[m.] =	7.000

CAMPATA 4

Carico trapezoidale n. 1

Carico trapezio permanente	sin. [Kg/m] =	670.000
Carico trapezio permanente	des. [Kg/m] =	670.000
Carico trapezio accidentale	sin. [Kg/m] =	800.000
Carico trapezio accidentale	des. [Kg/m] =	800.000
Distanza di applicazione da	sin. [m.] =	0.000
Larghezza di applicazione	[m.] =	3.000

CAMPATA 5

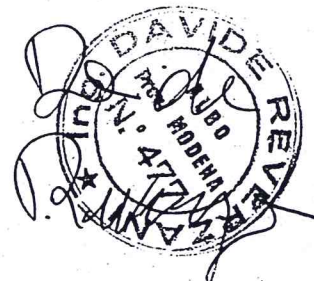
Carico trapezoidale n. 1

Carico trapezio permanente	sin. [Kg/m] =	740.000
Carico trapezio permanente	des. [Kg/m] =	740.000
Carico trapezio accidentale	sin. [Kg/m] =	600.000
Carico trapezio accidentale	des. [Kg/m] =	600.000
Distanza di applicazione da	sin. [m.] =	0.000
Larghezza di applicazione	[m.] =	7.000

CAMPATA 6

Carico trapezoidale n. 1

Carico trapezio permanente	sin. [Kg/m] =	670.000
Carico trapezio permanente	des. [Kg/m] =	670.000
Carico trapezio accidentale	sin. [Kg/m] =	600.000
Carico trapezio accidentale	des. [Kg/m] =	600.000
Distanza di applicazione da	sin. [m.] =	0.000
Larghezza di applicazione	[m.] =	1.970



ANALISI INVILUPPO SOLLECITAZIONI

CAMPATA N. 1

Ascissa [m]	Momento MAX [Kgm/int]	Momento MIN [Kgm/int]	Taglio MAX [Kg/int]	Taglio MIN [Kg/int]
0.000	472.919	0.000	417.180	-1119.818
0.300	288.364	57.686	207.630	-1230.368
1.670	-313.368	-1743.058	-549.850	-1934.677
1.970	-405.546	-1971.081	-660.400	-2144.227

CAMPATA N. 2

Ascissa [m]	Momento MAX [Kgm/int]	Momento MIN [Kgm/int]	Taglio MAX [Kg/int]	Taglio MIN [Kg/int]
0.000	-405.546	-1971.081	2520.924	983.400
0.300	-252.126	-1597.856	2299.824	861.300
3.400	2005.923			
6.650	-1438.662	-3402.652	-1395.396	-2707.880
7.000	-1680.937	-3798.068	-1537.846	-2965.830

CAMPATA N. 3

Ascissa [m]	Momento MAX [Kgm/int]	Momento MIN [Kgm/int]	Taglio MAX [Kg/int]	Taglio MIN [Kg/int]
0.000	-1680.937	-3798.068	3862.535	1559.779
0.350	-1430.985	-3105.648	3508.335	1417.329
3.650	3214.819			
6.650	-25.240	-1639.767	-928.620	-3085.416
7.000	-279.252	-2316.077	-1071.070	-3439.616

CAMPATA N. 4

Ascissa [m]	Momento MAX [Kgm/int]	Momento MIN [Kgm/int]	Taglio MAX [Kg/int]	Taglio MIN [Kg/int]
0.000	-279.252	-2316.077	1881.190	25.320
0.350	-369.836	-2191.811	1598.215	-103.655
2.650	-635.341	-1601.984	246.773	-1459.313
3.000	-484.657	-1774.195	117.798	-1742.288



CAMPATA N. 5

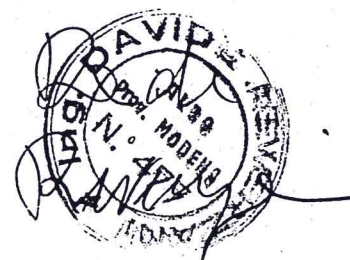
Ascissa [m]	Momento MAX [Kg/int]	Momento MIN [Kg/int]	Taglio MAX [Kg/int]	Taglio MIN [Kg/int]
0.000	-484.657	-1774.195	2530.398	1273.151
0.350	-165.077	-1307.557	2272.448	1130.702
3.250	2430.624			
6.650	-887.514	-1847.956	-1296.414	-2507.636
7.000	-1132.912	-2314.524	-1438.864	-2765.586

CAMPATA N. 6

Ascissa [m]	Momento MAX [Kg/int]	Momento MIN [Kg/int]	Taglio MAX [Kg/int]	Taglio MIN [Kg/int]
0.000	-1132.912	-2314.524	2448.662	1227.139
0.350	-916.171	-1999.611	2204.187	1098.164
1.670	346.900	166.851	1534.450	359.461
1.970	577.068	220.770	1423.900	149.911

REAZIONI D'APPOGGIO

Appoggio N.	Reazione Massima Kg/int	Reazione Minima Kg/int
1	417.180	-1119.818
2	4665.151	1643.800
3	6828.365	3097.625
4	5320.806	1096.390
5	4272.687	1155.354
6	5214.249	2666.003
7	-149.911	-1423.900



CAMPATA N. 1
 TRAVETTO TB
 Laterizio con funzione statica
 Cartelle spess. cm 0.9 / 3.0 / 0.8
 Cartelle largh. cm 55.0 / 18.0 / 55.00
 CORCIOLANI SYSTEMS
 Industria Prefabbricati

Calcestruzzo R'bk = 300
 Sigma acciaio = 2600
 Rompitratte $\mu = 1.50$
 Momento inerzia mezz. cm⁴ = 12492
 Rete superiore = $\# 6 \ 20 \times 20$
 Copriferro superiore cm = 2

Luce di calcolo m. = 1.97
 Altezza totale cm. = 35.00
 Interasse cm. = 55.00
 Spessore cappa cm. = 7.00
 Larghezza nervatura cm. = 11.40
 Armatura di confezione = 2 $\# 5$
 Rete inferiore confez. = NO
 Copriferro inferiore cm = 2

DESCRIZIONE	DISTAN. DA SIN. m.	MOMENTO FLETTENTE MAX. Kg.	MOMENTO RESISTENTE MAX. Kg.	ARMATURA INFERIORE					ARMATURA SUPERIORE				SIGMA calcest. rc Kg/cmq.	SIGMA acciaio ra Kg/cmq.
				Confez. /nerv. cmq.	Aggiunta/nerv.			Totale cmq.	Aggiunta/nerv.			Totale cmq.		
					1#	1#	1#		1#	1#	1#			
Asse appoggio sinistro	0.00	0.00	0.00	0.00	8	-	-	0.50	-	-	-	0.78	0.0	0.0
Filo appoggio sinistro	0.30	288.36	418.43	0.39	8	-	-	0.50	-	-	-	0.78	11.1	1791.8
Filo appoggio destro	1.67	-1743.06	2078.67	0.39	8	-	-	0.50	8	8	10	2.74	81.0	2180.2
Asse appoggio destro	1.97	-1971.08	2199.49	0.00	8	-	-	0.50	8	8	10	2.74	36.1	2330.0
	DISTAN DA SIN m.	SFORZO DI TAGLIO Kg.	TENSIONE Tau Kg/cmq.	ALETTA PIENA SU NERVATURA cm.				SPESSORE NERVATURA cm.			ARMATURA A TAGLIO Aggiunta cmq.		Distanza cm.	
ppoggio sinistro	0.30	-1230.37	3.37	0.00				11.40			0.00		0.00	
ppoggio destro	1.67	-1934.68	5.84	0.00				11.40			0.00		0.00	

CAMPATA N. 2
 TRAVETTO TB
 Laterizio con funzione statica
 Cartelle spess. cm 0.9 / 3.0 / 0.8
 Cartelle largh. cm 67.0 / 18.0 / 67.00
 CORCIOLANI SYSTEMS
 Industria Prefabbricati

Calcestruzzo R'bk = 300
 Sigma acciaio = 2600
 Rompitratte $\mu = 1.50$
 Momento inerzia mezz. cm⁴ = 25628
 Rete superiore = $\# 6 \ 20 \times 20$
 Copriferro superiore cm = 2

Luce di calcolo m. = 7.00
 Altezza totale cm. = 35.00
 Interasse cm. = 67.00
 Spessore cappa cm. = 7.00
 Larghezza nervatura cm. = 24.00
 Armatura di confezione = 2 $\# 5$
 Rete inferiore confez. = NO
 Copriferro inferiore cm = 2

DESCRIZIONE	DISTAN. DA SIN. m.	MOMENTO FLETTENTE MAX. Kg.	MOMENTO RESISTENTE MAX. Kg.	ARMATURA INFERIORE					ARMATURA SUPERIORE				SIGMA calcest. rc Kg/cmq.	SIGMA acciaio ra Kg/cmq.
				Confez. /nerv. cmq.	Aggiunta/nerv.			Totale cmq.	Aggiunta/nerv.			Totale cmq.		
					1 ϕ	1 ϕ	1 ϕ		1 ϕ	1 ϕ	1 ϕ			
asse appoggio sinistro	0.00	-1971.08	2214.00	0.00	14	-	-	1.54	8	8	10	2.74	31.4	2314.7
lo appoggio sinistro	0.30	-1597.86	2155.14	0.39	14	-	-	1.54	8	8	10	2.74	44.3	1927.7
ssimo in campata	3.50	3009.42	3155.86	0.39	14	16	-	3.94	-	-	-	0.94	41.9	2479.4
lo appoggio destro	6.65	-3402.65	3954.49	0.39	14	-	-	1.54	12	14	14	5.15	75.7	2237.2
se appoggio destro	7.00	-3798.07	4094.49	0.00	14	-	-	1.54	12	14	14	5.15	46.8	2411.8
	DISTAN DA SIN m.	SFORZO DI TAGLIO Kg.	TENSIONE Tau Kg/cmq.	ALETTA PIENA SU NERVATURA cm.				SPESSORE NERVATURA cm.			ARMATURA A TAGLIO Aggiunta cmq.		Distanza cm.	
ppoggio sinistro	0.30	2299.82	3.18	0.00				24.00			0.00		0.00	
ppoggio destro	6.65	-2707.88	3.85	0.00				24.00			0.00		0.00	

De
Riviera

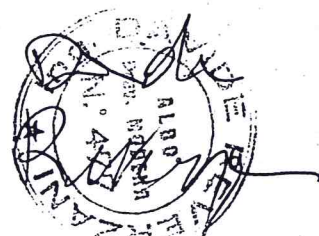
CAMPATA N. 3
 TRAVETTO TB
 Laboratorio con funzione statica
 Pannello spess. cm 0.9 / 3.0 / 0.8
 Pannello largh. cm 67.0 / 18.0 / 67.00
 CONTIOLANI SYSTEMS
 Industria Prefabbricati

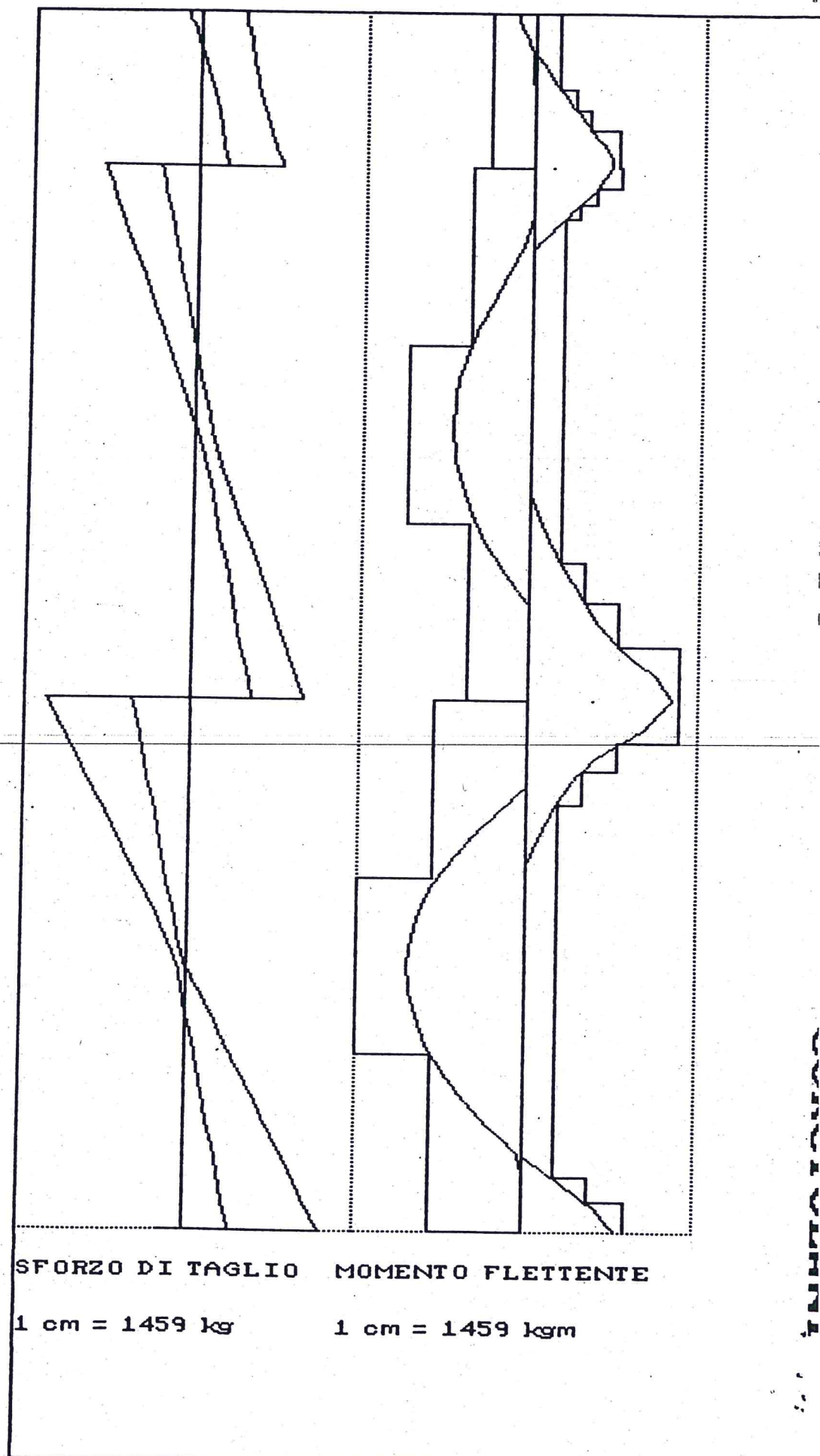
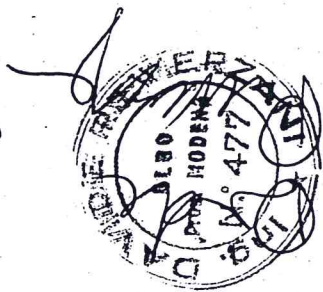
Calcestruzzo R'bk = 300
 Sigma acciaio = 2600
 Rompitratte n = 1.50
 Momento inerzia mezz. cm⁴ = 37159
 Rete superiore = ø 6 20x20
 Copriferro superiore cm = 2

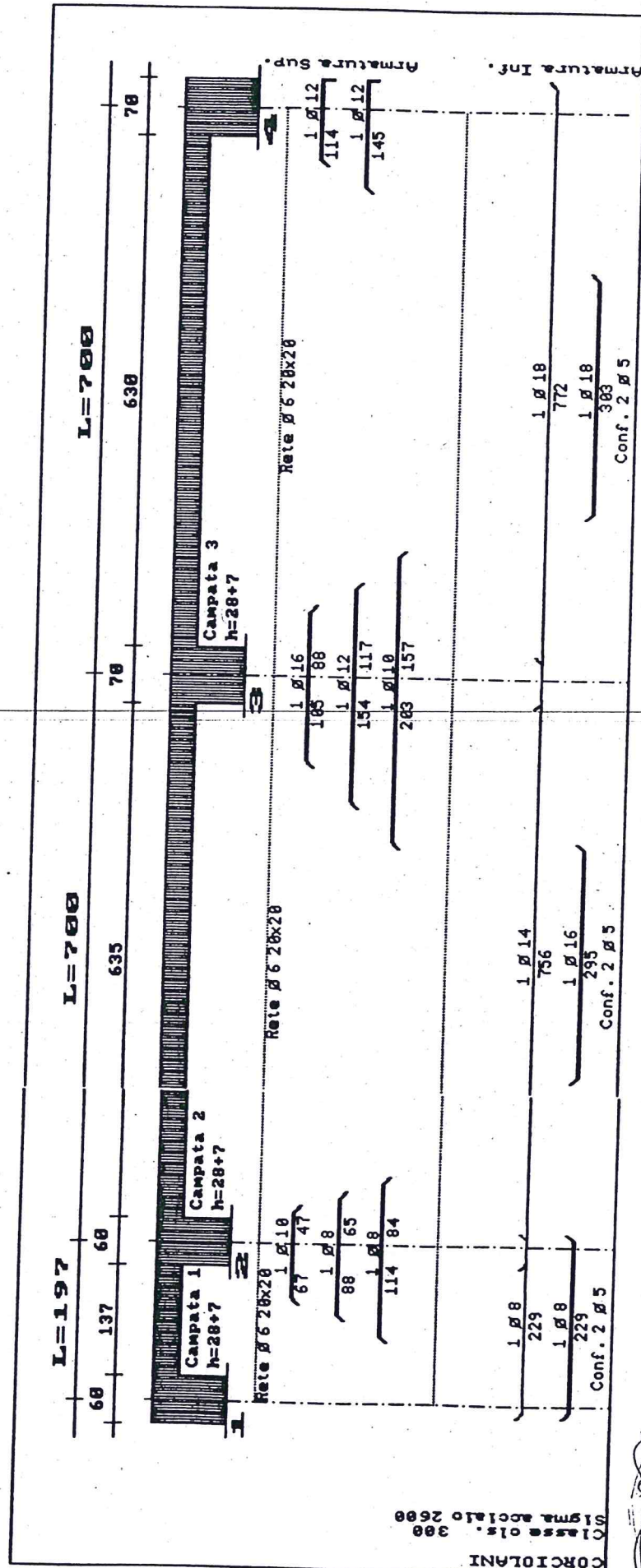
Luce di calcolo m. = 7.00
 Altezza totale cm. = 35.00
 Interasse cm. = 67.00
 Spessore cappa cm. = 7.00
 Larghezza nervatura cm. = 24.00
 Armatura di confezione = 2 ø 5
 Rete inferiore confez. = NO
 Copriferro inferiore cm = 2

DESCRIZIONE	Distanza da sin. m.	Momento Flettente MAX. Kg.	Momento Resistente MAX. Kg.	ARMATURA INFERIORE				ARMATURA SUPERIORE				Sigma calcestruzzo Kg/cmq.	Sigma acciaio Kg/cmq.	
				Confez. /nerv. cmq.	Aggiunta/nerv.			Totale cmq.	Aggiunta/nerv.					Totale cmq.
					1ø	1ø	1ø		1ø	1ø	1ø			
Asse appoggio sinistro	0.00	-3654.07	3884.34	0.00	18	-	-	2.54	10	12	16	4.87	44.8	2445.9
Filo appoggio sinistro	0.35	-2986.12	3774.33	0.39	18	-	-	2.54	10	12	16	4.87	63.9	2057.0
Massimo in campata	3.50	4132.33	4339.94	0.39	18	18	-	5.48	-	-	-	0.94	50.4	2475.6
Filo appoggio destro	6.65	-1829.98	2525.64	0.39	18	-	-	2.54	12	12	-	3.21	45.1	1883.9
Asse appoggio destro	7.00	-2376.40	2587.61	0.00	18	-	-	2.54	12	12	-	3.21	34.5	2387.8

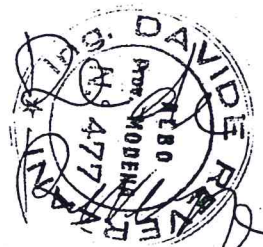
	Distanza da sin. m.	Sforzo di Taglio Kg.	Tensione Tau Kg/cmq.	Aletta Piena su Nervatura cm.	Spessore Nervatura cm.	Armatura Aggiunta cmq.	A Taglio Distanza cm.
Appoggio sinistro	0.35	3405.06	4.81	0.00	24.00	0.00	0.00
Appoggio destro	6.65	-3122.40	4.32	0.00	24.00	0.00	0.00







CORCIOLANI
 Sigmasols 300
 Sigma acciaio 2600



Calcolatore: DR. ING. DAVIDE REVERZANI

Descrizione: SOLAIO A TRAVI E PIGN. TIPO BAUSTA H=28+7 MONO E BI TRAVE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Elemento	Lunghezza [m]	Inerzia [cm ⁴]	Sezione	Larg.appoggio [m]
CAMPATA N. 1	1.97	76544.47	TRAVETTO TB	0.60
CAMPATA N. 2	7.00	131779.59	TRAVETTO TB	0.60
CAMPATA N. 3	7.00	131779.59	TRAVETTO TB	0.70
Grado di incastro sinistro = $1/16(g+q)*l^2$				0.70
Grado di incastro destro = $1/16(g+q)*l^2$				
Momento fittizio campata riva = $1/12(g+q)*l^2$				
Momento fittizio campata cent = $1/12(g+q)*l^2$				

ANALISI DEI CARICHI

CAMPATA 1

Carico trapezoidale n. 1
Carico trapezio permanente sin. [Kg/m] = 670.000
Carico trapezio permanente des. [Kg/m] = 670.000
Carico trapezio accidentale sin. [Kg/m] = 600.000
Carico trapezio accidentale des. [Kg/m] = 600.000
Distanza di applicazione da sin. [m.] = 0.000
Larghezza di applicazione [m.] = 1.970

CAMPATA 2

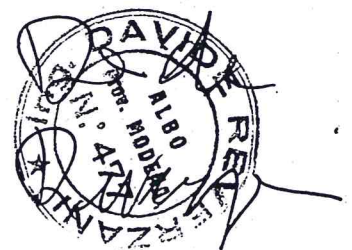
Carico trapezoidale n. 1
Carico trapezio permanente sin. [Kg/m] = 740.000
Carico trapezio permanente des. [Kg/m] = 740.000
Carico trapezio accidentale sin. [Kg/m] = 600.000
Carico trapezio accidentale des. [Kg/m] = 600.000
Distanza di applicazione da sin. [m.] = 0.000
Larghezza di applicazione [m.] = 7.000



CAMPATA 3

Carico trapezoidale n. 1

Carico trapezio permanente	sin. [Kg/m] =	740.000
Carico trapezio permanente	des. [Kg/m] =	740.000
Carico trapezio accidentale	sin. [Kg/m] =	1100.000
Carico trapezio accidentale	des. [Kg/m] =	1100.000
Distanza di applicazione da	sin. [m.] =	0.000
Larghezza di applicazione	[m.] =	7.000



ANALISI INVILUPPO SOLLECITAZIONI

CAMPATA N. 1

Ascissa [m]	Momento MAX [Kgm/int]	Momento MIN [Kgm/int]	Taglio MAX [Kg/int]	Taglio MIN [Kg/int]
0.000	472.476	0.000	377.903	-1118.522
0.300	288.115	65.247	168.353	-1229.072
1.670	-359.617	-1741.532	-589.103	-1933.406
1.970	-458.233	-1969.375	-699.653	-2142.956

CAMPATA N. 2

Ascissa [m]	Momento MAX [Kgm/int]	Momento MIN [Kgm/int]	Taglio MAX [Kg/int]	Taglio MIN [Kg/int]
0.000	-458.233	-1969.375	2519.903	1014.946
0.300	-300.659	-1596.284	2298.803	892.846
3.400	2004.298			
6.650	-1436.907	-3257.537	-1395.031	-2677.720
7.000	-1679.195	-3654.074	-1537.481	-2935.670

CAMPATA N. 3

Ascissa [m]	Momento MAX [Kgm/int]	Momento MIN [Kgm/int]	Taglio MAX [Kg/int]	Taglio MIN [Kg/int]
0.000	-1679.195	-3654.074	3759.263	1558.530
0.350	-1429.540	-2986.124	3405.063	1416.080
3.550	2986.812			
6.650	-372.535	-1829.981	-996.153	-3122.404
7.000	-546.862	-2376.401	-1138.603	-3476.604

REAZIONI D'APPOGGIO

Appoggio N.	Reazione Massima Kg/int	Reazione Minima Kg/int
1	377.903	-1118.522
2	4662.858	1714.599
3	6694.934	3096.011
4	3476.604	1138.603



CAMPATA N. 1
RAVETTO TB
aterizio con funzione statica
artelle spess. cm 0.9 / 3.0 / 0.8
artelle largh. cm 55.0 / 18.0 / 55.00

ORCIOLANI SYSTEMS
ndustria Prefabbricati

Calcestruzzo R'bk = 300
Sigma acciaio = 2600
Rompitratta μ = 1.50
Momento inerzia mezz. cm⁴ = 12492
Rete superiore = ϕ 6 20x20
Copriferro superiore cm = 2

Luce di calcolo μ = 1.97
Altezza totale cm = 35.00
Interasse cm = 55.00
Spessore cappa cm = 7.00
Larghezza nervatura cm = 11.40
Armatura di confezione = 2 ϕ 5
Rete inferiore confez. = NO
Copriferro inferiore cm = 2

DESCRIZIONE	DISTAN. DA SIN. m.	MOMENTO FLETTENTE MAX. Kg _m .	MOMENTO RESISTENTE MAX. Kg _m .	ARMATURA INFERIORE				ARMATURA SUPERIORE				SIGMA calcest. rc Kg/cm _q .	SIGMA acciaio ra Kg/cm _q .	
				Confez. /nerv. cm _q .	Aggiunta/nerv.			Totale cm _q .	Aggiunta/nerv.					Totale cm _q .
					1 ϕ	1 ϕ	1 ϕ		1 ϕ	1 ϕ	1 ϕ			
asse appoggio sinistro	0.00	0.00	0.00	0.00	8	-	-	0.50	-	-	-	0.78	0.0	0.0
ilo appoggio sinistro	0.30	288.11	418.43	0.39	8	-	-	0.50	-	-	-	0.78	11.1	1790.3
ilo appoggio destro	1.67	-1741.53	2078.67	0.39	8	-	-	0.50	8	8	10	2.74	81.0	2178.3
asse appoggio destro	1.97	-1969.38	2199.49	0.00	8	-	-	0.50	8	8	10	2.74	36.1	2328.0
	DISTAN DA SIN m.	SFORZO DI TAGLIO Kg.	TENSIONE Tau Kg/cm _q .	ALETTA PIENA SU NERVATURA cm.				SPESSORE NERVATURA cm.				ARMATURA A TAGLIO Aggiunta cm _q .		Distanza cm.
ppoggio sinistro	0.30	-1229.07	3.36	0.00				11.40				0.00	0.00	
ppoggio destro	1.67	-1933.41	5.84	0.00				11.40				0.00	0.00	

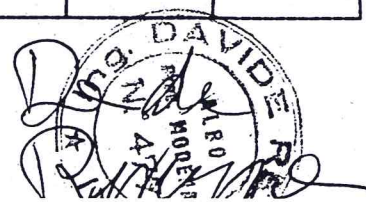
CAMPATA N. 2
RAVETTO TB
aterizio con funzione statica
artelle spess. cm 0.9 / 3.0 / 0.8
artelle largh. cm 67.0 / 18.0 / 67.00

ORCIOLANI SYSTEMS
ndustria Prefabbricati

Calcestruzzo R'bk = 300
Sigma acciaio = 2600
Rompitratta μ = 1.50
Momento inerzia mezz. cm⁴ = 25628
Rete superiore = ϕ 6 20x20
Copriferro superiore cm = 2

Luce di calcolo μ = 7.00
Altezza totale cm = 35.00
Interasse cm = 67.00
Spessore cappa cm = 7.00
Larghezza nervatura cm = 24.00
Armatura di confezione = 2 ϕ 5
Rete inferiore confez. = NO
Copriferro inferiore cm = 2

DESCRIZIONE	Distan. da sin. m.	Momento flettente MAX. Kg.m.	Momento resistente MAX. Kg.m.	ARMATURA INFERIORE					ARMATURA SUPERIORE				SIGMA calcest. rc Kg/cmq.	SIGMA acciaio ra Kg/cmq.
				Confez. /nerv. cmq.	Aggiunta/nerv.			Totale cmq.	Aggiunta/nerv.			Totale cmq.		
					1φ	1φ	1φ		1φ	1φ	1φ			
asse appoggio sinistro	0.00	-1969.38	2214.00	0.00	14	-	-	1.54	8	8	10	2.74	31.4	2312.7
ilo appoggio sinistro	0.30	-1596.28	2155.14	0.39	14	-	-	1.54	8	8	10	2.74	44.2	1925.8
assimo in campata	3.50	3009.42	3155.86	0.39	14	16	-	3.94	-	-	-	0.94	41.9	2479.4
ilo appoggio destro	6.65	-3257.54	3747.52	0.39	14	-	-	1.54	10	12	16	4.87	73.9	2260.1
asse appoggio destro	7.00	-3654.07	3877.23	0.00	14	-	-	1.54	10	12	16	4.87	46.0	2450.4
	Distan. da sin. m.	Sforzo di taglio Kg.	Tensione Tau Kg/cmq.	Aletta piena su nervatura cm.				Spessore nervatura cm.			Armatura a taglio Aggiunta cmq.		Distanza cm.	
ppoggio sinistro	0.30	2298.80	3.17	0.00				24.00			0.00		0.00	
ppoggio destro	6.65	-2677.72	3.80	0.00				24.00			0.00		0.00	



CAMPATA N. 3
 TRAVETTO TB
 Caratteristico con funzione statica
 Cartelle spess. cm 0.9 / 3.0 / 0.8
 Cartelle largh. cm 67.0 / 18.0 / 67.00

MORCIOLANI SYSTEMS
 Industria Prefabbricati

Calcestruzzo R'bk = 300
 Sigma acciaio = 2600
 Rompitratte $\mu = 1.50$
 Momento inerzia mezz. $\text{cm}^4 = 37159$
 Rete superiore = $\varnothing 6 \text{ } 20 \times 20$
 Copriferro superiore cm = 2

Luce di calcolo m. = 7.00
 Altezza totale cm. = 35.00
 Interasse cm. = 67.00
 Spessore cappa cm. = 7.00
 Larghezza nervatura cm. = 24.00
 Armatura di confezione = 2 $\varnothing 5$
 Rete inferiore confez. = NO
 Copriferro inferiore cm = 2

DESCRIZIONE	DISTAN. DA SIN. m.	MOMENTO FLETTENTE MAX. Kgm.	MOMENTO RESISTENTE MAX. Kgm.	ARMATURA INFERIORE				ARMATURA SUPERIORE				SIGMA calcest. rc Kg/cmq.	SIGMA acciaio ra Kg/cmq.	
				Confez. /nerv. cmq.	Aggiunta/nerv.			Totale cmq.	Aggiunta/nerv.					Totale cmq.
					1 \varnothing	1 \varnothing	1 \varnothing		1 \varnothing	1 \varnothing	1 \varnothing			
Asse appoggio sinistro	0.00	-3798.07	4102.34	0.00	18	-	-	2.54	12	14	14	5.15	45.6	2407.2
Filo appoggio sinistro	0.35	-3105.65	3983.51	0.39	18	-	-	2.54	12	14	14	5.15	65.3	2027.0
Massimo in campata	3.50	4132.33	4339.94	0.39	18	18	-	5.48	-	-	-	0.94	50.4	2475.6
Filo appoggio destro	6.65	-1639.77	2396.93	0.39	18	-	-	2.54	12	12	-	3.04	41.2	1778.7
Asse appoggio destro	7.00	-2316.08	2454.47	0.00	18	-	-	2.54	12	12	-	3.04	34.4	2453.4
	DISTAN DA SIN m.	SFORZO DI TAGLIO Kg.	TENSIONE Tau Kg/cmq.	ALETTA PIENA SU NERVATURA cm.				SPESSORE NERVATURA cm.				ARMATURA A TAGLIO Aggiunta cmq.		Distanza cm.
Appoggio sinistro	0.35	3508.33	4.97	0.00				24.00				0.00		0.00
Appoggio destro	6.65	-3085.42	4.26	0.00				24.00				0.00		0.00

CAMPATA N. 4
 TRAVETTO TB
 Caratteristico con funzione statica
 Cartelle spess. cm 0.9 / 3.0 / 0.8
 Cartelle largh. cm 55.0 / 18.0 / 55.00

MORCIOLANI SYSTEMS
 Industria Prefabbricati

Calcestruzzo R'bk = 300
 Sigma acciaio = 2600
 Rompitratte $\mu = 1.50$
 Momento inerzia mezz. $\text{cm}^4 = 12492$
 Rete superiore = $\varnothing 6 \text{ } 20 \times 20$
 Copriferro superiore cm = 2

Luce di calcolo m. = 3.00
 Altezza totale cm. = 35.00
 Interasse cm. = 55.00
 Spessore cappa cm. = 7.00
 Larghezza nervatura cm. = 11.40
 Armatura di confezione = 2 $\varnothing 5$
 Rete inferiore confez. = NO
 Copriferro inferiore cm = 2

DESCRIZIONE	DISTAN. DA SIN. m.	MOMENTO FLETTENTE MAX. Kgm.	MOMENTO RESISTENTE MAX. Kgm.	ARMATURA INFERIORE					ARMATURA SUPERIORE				SIGMA calcest. rc Kg/cmq.	SIGMA acciaio ra Kg/cmq.
				Confez. /nerv. cmq.	Aggiunta/nerv.			Totale cmq.	Aggiunta/nerv.			Totale cmq.		
					1 \varnothing	1 \varnothing	1 \varnothing		1 \varnothing	1 \varnothing	1 \varnothing			
Asse appoggio sinistro	0.00	-2316.08	2438.36	0.00	8	-	10	1.29	12	12	-	3.04	39.6	2469.6
Filo appoggio sinistro	0.35	-2191.81	2326.87	0.39	8	-	10	1.29	12	12	-	3.04	89.9	2449.1
Massimo in campata	1.50	606.38	1143.59	0.39	8	8	-	1.40	-	-	-	0.78	14.7	1378.6
Filo appoggio destro	2.65	-1601.98	1919.65	0.39	8	-	-	0.50	10	10	-	2.52	76.5	2169.8
Asse appoggio destro	3.00	-1774.20	2027.57	0.00	8	-	-	0.50	10	10	-	2.52	33.7	2275.1
	DISTAN DA SIN m.	SFORZO DI TAGLIO Kg.	TENSIONE Tau Kg/cmq.	ALETTA PIENA SU NERVATURA cm.				SPESSORE NERVATURA cm.				ARMATURA A TAGLIO Aggiunta Distanza cmq. cm.		
Appoggio sinistro	0.35	1598.21	4.82	0.00				11.40				0.00	0.00	
Appoggio destro	2.65	-1459.31	4.38	0.00				11.40				0.00	0.00	

[Handwritten signature and stamp]

CAMPATA N. 5

TRAVETTO TB

Sistema con funzione statica

Cartelle spess. cm 0.9 / 3.0 / 0.8

Cartelle largh. cm 67.0 / 18.0 / 67.00

ORCIOLANI SYSTEMS

Industria Prefabbricati

Calcestruzzo R'bk = 300

Sigma acciaio = 2600

Rompitratta $\mu = 1.50$ Momento inerzia mezz. $\text{cm}^4 = 25628$ Rete superiore = $\phi 6 \text{ } 20 \times 20$

Copriferro superiore cm = 2

Luce di calcolo m. = 7.00

Altezza totale cm. = 35.00

Interasse cm. = 67.00

Spessore cappa cm. = 7.00

Larghezza nervatura cm. = 24.00

Armatura di confezione = 2 $\phi 5$

Rete inferiore confez. = NO

Copriferro inferiore cm = 2

DESCRIZIONE	Distanza DA SIN. m.	MOMENTO FLETTENTE MAX. Kg.m.	MOMENTO RESISTENTE MAX. Kg.m.	ARMATURA INFERIORE					ARMATURA SUPERIORE				SIGMA calcestruzzo Kg/cmq.	SIGMA acciaio Kg/cmq.
				Confez. /nerv. cmq.	Aggiunta/nerv.			Totale cmq.	Aggiunta/nerv.			Totale cmq.		
					1 ϕ	1 ϕ	1 ϕ		1 ϕ	1 ϕ	1 ϕ			
asse appoggio sinistro	0.00	-1774.20	2040.26	0.00	14	-	-	1.54	10	10	-	2.52	29.3	2260.9
ilo appoggio sinistro	0.35	-1307.56	1987.81	0.39	14	-	-	1.54	10	10	-	2.52	37.4	1710.2
assimo in campata	3.50	3009.42	3155.86	0.39	14	16	-	3.94	-	-	-	0.94	41.9	2479.4
ilo appoggio destro	6.65	-1847.96	2383.78	0.39	14	-	-	1.54	12	12	-	3.04	49.3	2015.6
asse appoggio destro	7.00	-2314.52	2451.76	0.00	14	-	-	1.54	12	12	-	3.04	35.3	2454.5
	Distanza DA SIN. m.	SFORZO DI TAGLIO Kg.	TENSIONE Tau Kg/cmq.	ALETTA PIENA SU NERVATURA cm.				SPESSORE NERVATURA cm.			ARMATURA A TAGLIO Aggiunta cmq.		Distanza cm.	
appoggio sinistro	0.35	2272.45	3.13	0.00				24.00			0.00		0.00	
appoggio destro	6.65	-2507.64	3.48	0.00				24.00			0.00		0.00	

CAMPATA N. 6

TRAVETTO TB

Sistema con funzione statica

Cartelle spess. cm 0.9 / 3.0 / 0.8

Cartelle largh. cm 55.0 / 18.0 / 55.00

ORCIOLANI SYSTEMS

Industria Prefabbricati

Calcestruzzo R'bk = 300

Sigma acciaio = 2600

Rompitratta $\mu = 1.50$ Momento inerzia mezz. $\text{cm}^4 = 12492$ Rete superiore = $\phi 6 \text{ } 20 \times 20$

Copriferro superiore cm = 2

Luce di calcolo m. = 1.97

Altezza totale cm. = 35.00

Interasse cm. = 55.00

Spessore cappa cm. = 7.00

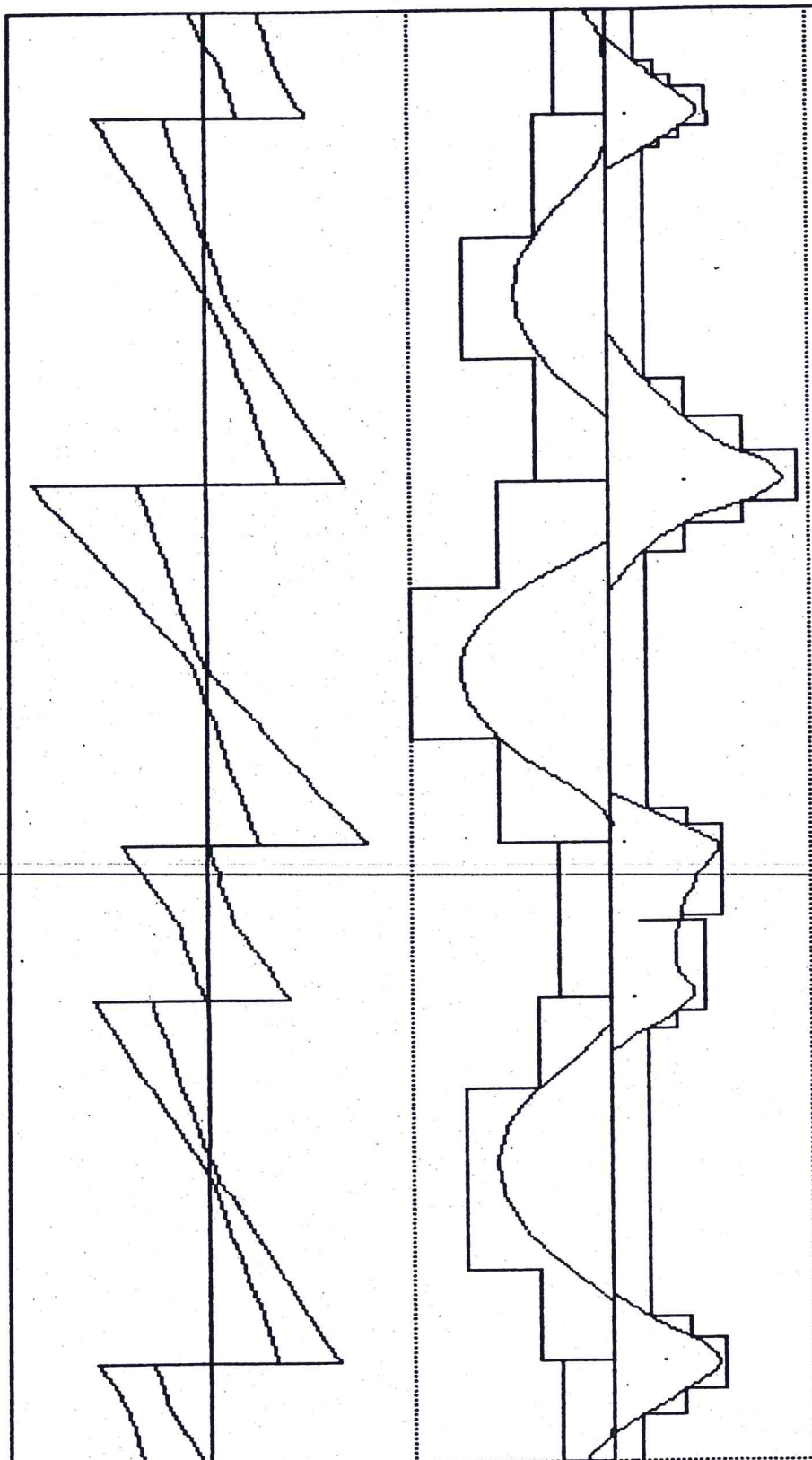
Larghezza nervatura cm. = 11.40

Armatura di confezione = 2 $\phi 5$

Rete inferiore confez. = NO

Copriferro inferiore cm = 2

DESCRIZIONE	DISTAN. DA SIN. m.	MOMENTO FLETTENTE MAX. Kg.m.	MOMENTO RESISTENTE MAX. Kg.m.	ARMATURA INFERIORE					ARMATURA SUPERIORE				SIGMA calcest. rc Kg/cmq.	SIGMA acciaio ra Kg/cmq.
				Confez. /nerv. cmq.	Aggiunta/nerv.			Totale cmq.	Aggiunta/nerv.			Totale cmq.		
					1 ϕ	1 ϕ	1 ϕ		1 ϕ	1 ϕ	1 ϕ			
se appoggio sinistro	0.00	-2314.52	2434.67	0.00	8	-	-	0.50	12	12	-	3.04	40.6	2471.7
lo appoggio sinistro	0.35	-1999.61	2168.63	0.39	8	-	-	0.50	12	12	-	3.04	89.9	2264.7
lo appoggio destro	1.67	346.90	418.43	0.39	8	-	-	0.50	-	-	-	0.78	13.4	2155.5
se appoggio destro	1.97	577.07	418.43	0.00	8	-	-	0.50	-	-	-	0.78	22.3	3585.7
	DISTAN DA SIN m.	SFORZO DI TAGLIO Kg.	TENSIONE Tau Kg/cmq.	ALETTA PIENA SU NERVATURA cm.				SPESSORE NERVATURA cm.			ARMATURA A TAGLIO Aggiunta cmq.		Distanza cm.	
oggio sinistro	0.35	2204.19	6.00	0.00				11.40			0.64		32.61	
oggio destro	1.67	1534.45	4.20	0.00				11.40			0.00		0.00	



SFORZO DI TAGLIO MOMENTO FLETTENTE

1 cm = 1459 kg

1 cm = 1459 kgm



CORCIOLANI SYSTEMS

Industria Prefabbricati

SEDE E STABILIMENTI 41100 MODENA - Via Giardini, 1155/B tel. 059/510113



REGIONE EMILIA - ROMAGNA
SERVIZIO PROVINCIALE PER LA DIFESA DEL SUOLO
RISORSE IDRICHE E RISORSE FORESTALI - REGGIO EM.
(Legge 5-11-1971 n. 1086)

VISTO: per l'avvenuta presentazione
e deposito con N° Prot. di
Reparto **7804/107**
Reggio E. li **15 FEB. 1981**
L'INCARICATO
lunt.

CALCOLO STATICO SOLAI

Rif. Dis. n.

Cliente : COOP SETTE VIA S.BIAGIO N°75 CASTELNUOVO SOTTO (RE)

Cantiere : REGGIO EMILIA OSPEDALE S.M. NUOVA

Impresa : COOP SETTE

Impalcato : SOLAIO DI COPERTURA

Solaio tipo: PANNELLI LATEROCEM H=24+4/82

RELAZIONE DI CALCOLO

I valori delle sollecitazioni sono stati ottenuti con il 'metodo delle forze' osservando le indicazioni di scienza delle costruzioni.
I calcoli di verifica sono stati risolti con il 'metodo delle tensioni ammissibili' seguendo, nel merito, la normativa vigente.

Il Prefabbricatore

MODENA, 20/10/1989



CORCIOLANI SYSTEMS
industria prefabbricati

Calcolatore: DOTT ING DAVIDE REVERZANI

Descrizione: SOLAIO DI COPERTURA A PANNELLI LATEROCEM. H=24+4/82

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Elemento	Lunghezza [m]	Inerzia [cm ⁴]	Sezione	Larg. appoggio [m]
CAMPATA N. 1	7.06	59333.86	PANNELLO	0.63
CAMPATA N. 2	7.00	59333.86	PANNELLO	0.40
CAMPATA N. 3	3.00	59333.86	PANNELLO	0.40
CAMPATA N. 4	7.06	59333.86	PANNELLO	0.40
				0.63

Grado di incastro sinistro = $1/16(g+q) \cdot l^2$
 Grado di incastro destro = $1/16(g+q) \cdot l^2$
 Momento fittizio campata riva = $1/12(g+q) \cdot l^2$
 Momento fittizio campata cent = $1/10(g+q) \cdot l^2$

ANALISI DEI CARICHI

CARICHI UNIFORMI

(INTERASSE cm 80)

Carico peso proprio	=	Kg. 330 /mq.	(Kg. 264.00 /ml.)
Sovraccarico uniforme permanente	=	200 Kg/mq.	(Kg. 160.00 /ml.)
Sovraccarico uniforme accidentale	=	100 Kg/mq.	(Kg. 80.00 /ml.)
Sovraccarico totale	=	300 Kg/mq. = Kg. 300 /mq.	
CARICO TOTALE	=	Kg. 630 /mq.	

REAZIONI D'APPOGGIO

Appoggio N.	Reazione Massima Kg/int	Reazione Minima Kg/int
1	1665.120	1136.020
2	3911.171	2901.253
3	2479.115	1343.388
4	2888.976	1820.825
5	1775.427	1304.307



ANALISI INVILUPPO (SOLLECITAZIONI)

CAMPATA N. 1

Ascissa [m]	Momento MAX [Kgm/int]	Momento MIN [Kgm/int]	Taglio MAX [Kg/int]	Taglio MIN [Kg/int]
0.000	-654.828	-1106.607	1665.120	1136.020
0.315	-494.559	-869.356	1506.360	1017.580
3.328	1381.606			
6.860	-1567.254	-2125.762	-1380.415	-1855.245
7.060	-1705.794	-2311.331	-1455.615	-1956.045

CAMPATA N. 2

Ascissa [m]	Momento MAX [Kgm/int]	Momento MIN [Kgm/int]	Taglio MAX [Kg/int]	Taglio MIN [Kg/int]
0.000	-1705.794	-2311.331	1955.126	1445.638
0.200	-1569.249	-2125.945	1854.326	1370.438
3.750	1368.869			
6.800	-501.466	-1076.685	-1027.973	-1555.263
7.000	-647.411	-1273.862	-1103.173	-1656.063

CAMPATA N. 3

Ascissa [m]	Momento MAX [Kgm/int]	Momento MIN [Kgm/int]	Taglio MAX [Kg/int]	Taglio MIN [Kg/int]
0.000	-647.412	-1273.862	823.052	240.214
0.200	-674.058	-1243.287	722.252	165.014
2.800	-1063.115	-1521.737	-421.442	-979.291
3.000	-1063.882	-1583.227	-496.642	-1080.091

CAMPATA N. 4

Ascissa [m]	Momento MAX [Kgm/int]	Momento MIN [Kgm/int]	Taglio MAX [Kg/int]	Taglio MIN [Kg/int]
0.000	-1063.882	-1583.227	1808.884	1324.182
0.200	-897.607	-1375.979	1708.084	1248.983
3.530	1563.554			
6.745	-738.575	-1029.300	-1185.867	-1616.667
7.060	-925.348	-1283.925	-1304.307	-1775.427

Donato
Rovero

CAMPATA N. 1

PANNELLO

Laterizio con funzione statica

Cartelle spess. cm 0.9 / 2.8 / 0.8

Cartelle largh. cm 80.0 / 31.0 / 80.00

CORCIOLANI SYSTEMS

Industria Prefabbricati

Calcestruzzo R'bk = 300

Sigma acciaio = 2600

Rompitratta $\mu = 2.00$ Momento inerzia mezz. $\text{cm}^4 = 33119$ Rete superiore = $\varnothing 6 \ 20 \times 20$

Copriferro superiore cm = 2

Luce di calcolo m. = 7.06

Altezza totale cm. = 28.00

Interasse cm. = 80.00

Spessore cappa cm. = 4.00

Larghezza nervatura cm. = 18.00

Armatura di confezione = NO

Rete inferiore confez. = NO

Copriferro inferiore cm = 2

DESCRIZIONE	Distan. da sin. m.	MOMENTO FLETTENTE MAX. Kg/m.	MOMENTO RESISTENTE MAX. Kg/m.	ARMATURA INFERIORE					ARMATURA SUPERIORE				SIGMA calcest. rc Kg/cmq.	SIGMA acciaio ra Kg/cmq.
								Totale				Totale		
				cmq.	1ø	1ø	1ø		cmq.	1ø	1ø			
Asse appoggio sinistro	0.00	-1106.61	1376.89	0.00	12	12	-	2.26	8	-	-	1.08	24.2	2089.6
Filo appoggio sinistro	0.31	-869.36	1341.20	0.00	12	12	-	2.26	8	-	-	1.08	35.5	1685.3
Massimo in campata	3.53	2093.43	2836.87	0.00	12	12	-	2.26	-	-	-	0.55	36.4	1918.6
Filo appoggio destro	6.86	-2125.76	2699.27	0.00	12	12	-	2.26	10	10	-	2.14	34.7	2047.6
Asse appoggio destro	7.06	-2311.33	2699.27	0.00	12	12	-	2.26	10	10	-	2.14	37.7	2226.3
	Distan da sin m.	SFORZO DI TAGLIO Kg.	TENSIONE Tau Kg/cmq.	ALETTA PIENA SU NERVATURA cm.				SPESSORE NERVATURA cm.			ARMATURA A TAGLIO Aggiunta cmq.		Distanza cm.	
Appoggio sinistro	0.31	1506.36	3.50	0.00				18.00.			0.00		0.00	
Appoggio destro	6.86	-1855.24	4.19	5.74				18.00			0.00		0.00	

CAMPATA N. 2

PANNELLO

Laterizio con funzione statica

Cartelle spess. cm 0.9 / 2.8 / 0.8

Cartelle largh. cm 80.0 / 31.0 / 80.00

CORCIOLANI SYSTEMS

Industria Prefabbricati

Calcestruzzo R'bk = 300

Sigma acciaio = 2600

Rompitratta $\mu = 2.00$ Momento inerzia mezz. $\text{cm}^4 = 33119$ Rete superiore = $\varnothing 6 \ 20 \times 20$

Copriferro superiore cm = 2

Luce di calcolo m. = 7.00

Altezza totale cm. = 28.00

Interasse cm. = 80.00

Spessore cappa cm. = 4.00

Larghezza nervatura cm. = 18.00

Armatura di confezione = NO

Rete inferiore confez. = NO

Copriferro inferiore cm = 2

DESCRIZIONE	Distan. da sin. m.	MOMENTO FLETTENTE MAX. Kg/m.	MOMENTO RESISTENTE MAX. Kg/m.	ARMATURA INFERIORE					ARMATURA SUPERIORE				SIGMA calcest. rc Kg/cmq.	SIGMA acciaio ra Kg/cmq.
				cmq.				Totale cmq.				Totale cmq.		
					1 \varnothing	1 \varnothing	1 \varnothing		1 \varnothing	1 \varnothing	1 \varnothing			
Asse appoggio sinistro	0.00	-2311.33	2699.27	0.00	12	12	-	2.26	10	10	-	2.14	37.7	2226.3
Filo appoggio sinistro	0.20	-2125.94	2699.27	0.00	12	12	-	2.26	10	10	-	2.14	34.7	2047.8
Massimo in campata	3.50	2469.60	2836.87	0.00	12	12	-	2.26	-	-	-	0.55	43.0	2263.4
Filo appoggio destro	6.80	-1076.69	1341.20	0.00	12	12	-	2.26	8	-	-	1.08	43.9	2087.2
Asse appoggio destro	7.00	-1273.86	1376.89	0.00	12	12	-	2.26	8	-	-	1.08	27.8	2405.4
	Distan. da sin. m.	SFORZO DI TAGLIO Kg.	TENSIONE Tau Kg/cmq.	ALETTA PIENA SU NERVATURA cm.				SPESSORE NERVATURA cm.			ARMATURA A TAGLIO Aggiunta Distanza cmq. cm.			
Appoggio sinistro	0.20	1854.33	4.18	5.75				18.00			0.00	0.00		
Appoggio destro	6.80	-1555.26	3.61	0.00				18.00			0.00	0.00		

*La de
Rucmo*

CAMPATA N. 3

PANNELLO

Laterizio con funzione statica

Cartelle spess. cm 0.9 / 2.8 / 0.8

Cartelle largh. cm 80.0 / 31.0 / 80.00

CORCIOLANI SYSTEMS

Industria Prefabbricati

Calcestruzzo R'bk = 300

Sigma acciaio = 2600

Rompitratta $\mu = 2.00$ Momento inerzia mezz. cm⁴ = 16370Rete superiore = $\phi 6$ 20x20

Copriferro superiore cm = 2

Luce di calcolo m. = 3.00

Altezza totale cm. = 28.00

Interasse cm. = 80.00

Spessore cappa cm. = 4.00

Larghezza nervatura cm. = 18.00

Armatura di confezione = NO

Rete inferiore confez. = NO

Copriferro inferiore cm = 2

DESCRIZIONE	DISTAN. DA SIN. m.	MOMENTO FLETTENTE MAX. Kg.	MOMENTO RESISTENTE MAX. Kg.	ARMATURA INFERIORE					ARMATURA SUPERIORE				SIGMA calcest. rc Kg/cmq.	SIGMA acciaio ra Kg/cmq.
								Totale				Totale		
				cmq.	1 ϕ	1 ϕ	1 ϕ	cmq.	1 ϕ	1 ϕ	1 ϕ	cmq.		
asse appoggio sinistro	0.00	-1273.86	1377.32	0.00	8	8	-	1.01	8	-	-	1.08	29.4	2404.7
ilo appoggio sinistro	0.20	-1243.29	1328.11	0.00	8	8	-	1.01	8	-	-	1.08	61.1	2433.9
assimo in campata	1.50	453.60	1288.20	0.00	8	8	-	1.01	-	-	-	0.55	11.0	915.5
ilo appoggio destro	2.80	-1521.74	1662.66	0.00	8	8	-	1.01	10	-	-	1.36	69.2	2379.6
asse appoggio destro	3.00	-1583.23	1729.29	0.00	8	8	-	1.01	10	-	-	1.36	33.0	2380.4
	DISTAN DA SIN m.	SFORZO DI TAGLIO Kg.	TENSIONE Tau Kg/cmq.	ALETTA PIENA SU NERVATURA cm.				SPESSORE NERVATURA cm.		ARMATURA A TAGLIO Aggiunta cmq.		Distanza cm.		
ppoggio sinistro	0.20	722.25	1.70	0.00				18.00		0.00		0.00		
ppoggio destro	2.80	-979.29	2.33	0.00				18.00		0.00		0.00		

CAMPATA N. 4

ANNELLO

Laterizio con funzione statica

Cartelle spess. cm 0.9 / 2.8 / 0.8

Cartelle largh. cm 80.0 / 31.0 / 80.00

CORCIOLANI SYSTEMS

Industria Prefabbricati

Calcestruzzo R'bk = 300

Sigma acciaio = 2600

Rompitratta $\mu = 2.00$ Momento inerzia mezz. cm⁴ = 33119Rete superiore = $\phi 6$ 20x20

Copriferro superiore cm = 2

Luce di calcolo m. = 7.06

Altezza totale cm. = 28.00

Interasse cm. = 80.00

Spessore cappa cm. = 4.00

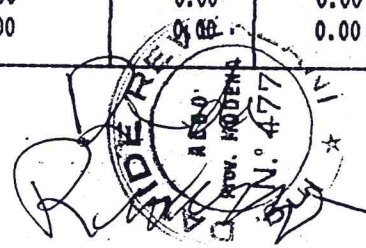
Larghezza nervatura cm. = 18.00

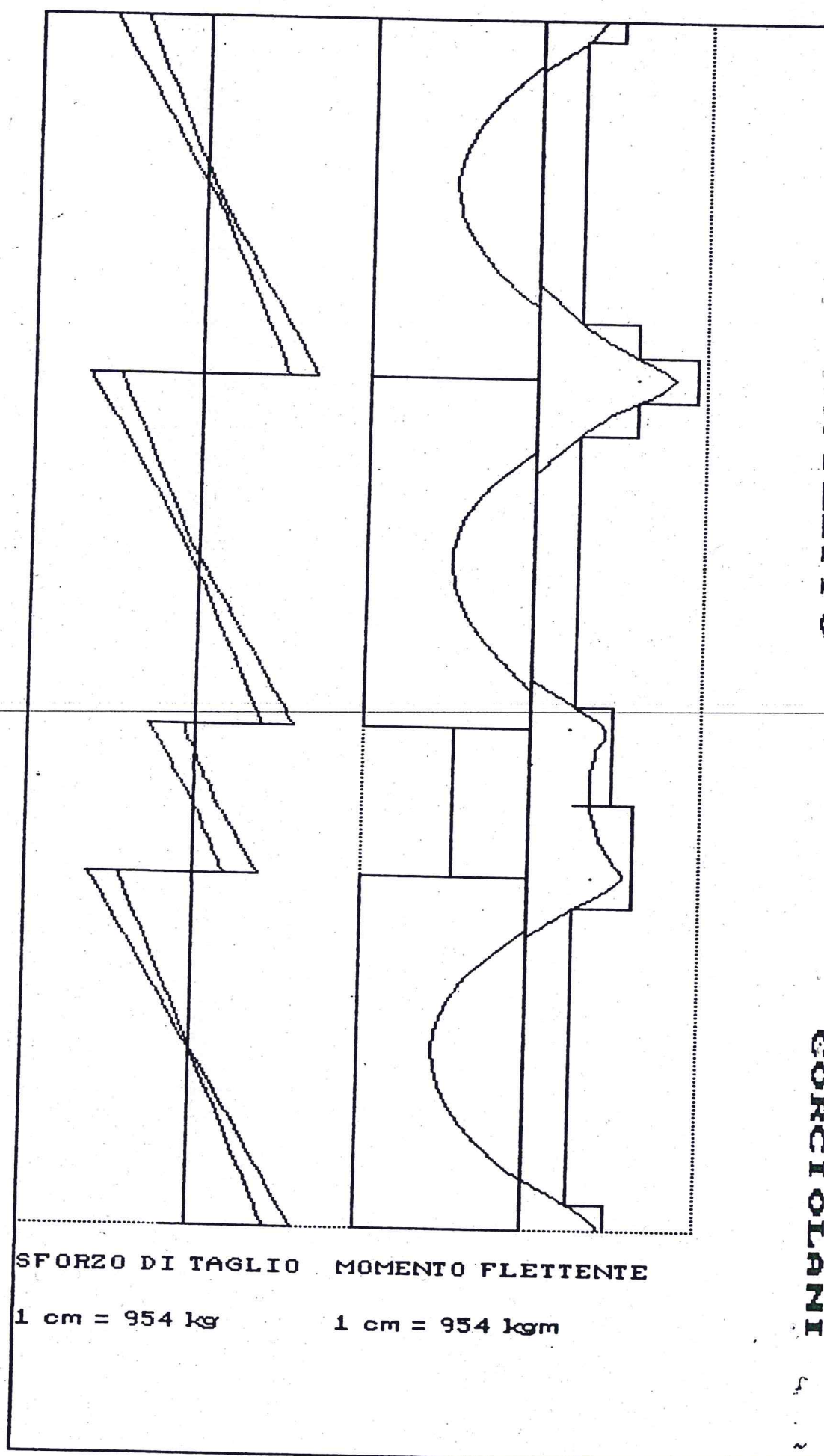
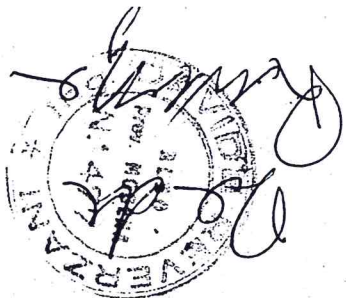
Armatura di confezione = NO

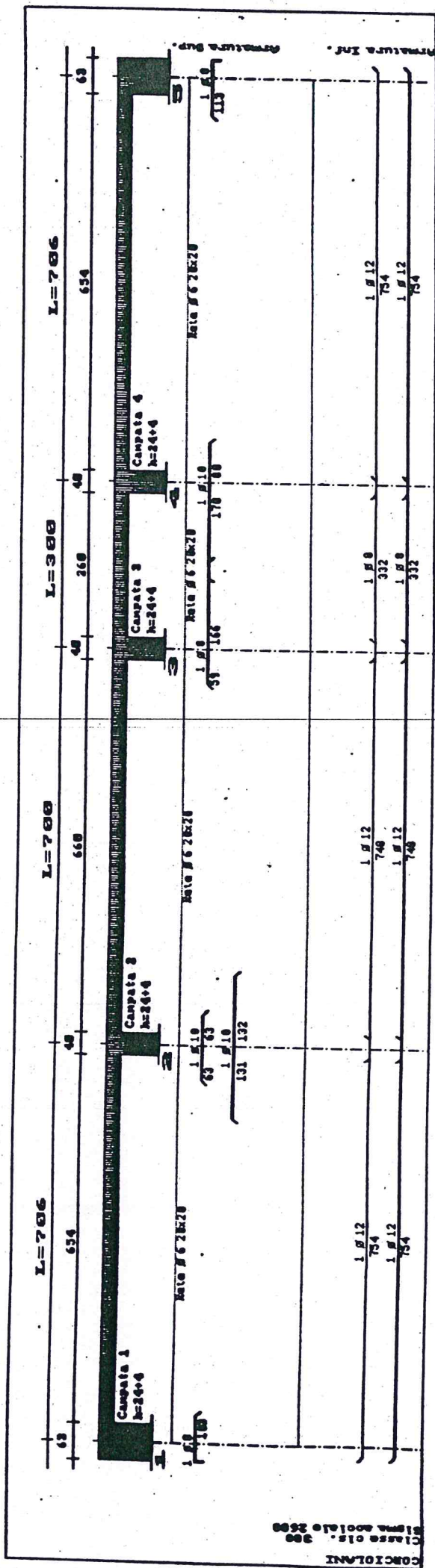
Rete inferiore confez. = NO

Copriferro inferiore cm = 2

DESCRIZIONE	DISTAN. DA SIN. m.	MOMENTO FLETTENTE MAX. Kg.m.	MOMENTO RESISTENTE MAX. Kg.m.	ARMATURA INFERIORE					ARMATURA SUPERIORE				SIGMA calcest. rc Kg/cmq.	SIGMA acciaio ra Kg/cmq.	
								Totale				Totale			
				cmq.	1 ϕ	1 ϕ	1 ϕ	cmq.	1 ϕ	1 ϕ	1 ϕ	cmq.			
asse appoggio sinistro	0.00	-1583.23	1730.06	0.00	12	12	-	2.26	10	-	-	1.36	31.2	2379.3	
lo appoggio sinistro	0.20	-1375.98	1683.53	0.00	12	12	-	2.26	10	-	-	1.36	52.0	2125.0	
ssimo in campata	3.53	2093.43	2836.87	0.00	12	12	-	2.26	-	-	-	0.55	36.4	1918.6	
lo appoggio destro	6.74	-1029.30	1341.20	0.00	12	12	-	2.26	8	-	-	1.08	42.0	1995.4	
asse appoggio destro	7.06	-1283.92	1376.89	0.00	12	12	-	2.26	8	-	-	1.08	28.0	2424.4	
	DISTAN DA SIN m.	SFORZO DI TAGLIO Kg.	TENSIONE Tau Kg/cmq.	ALETTA PIENA SU NERVATURA cm.				SPESSORE NERVATURA cm.		ARMATURA A TAGLIO Aggiunta cmq.				Distanza cm.	
ppoggio sinistro	0.20	1708.08	4.01	0.00				18.00		0.00				0.00	
ppoggio destro	6.74	-1616.67	3.75	0.00				18.00		0.00				0.00	







Dr. de
Rovinsky