PROGETTO DI BANCHINA NEL PORTO DI RAVENNA,
IN LOCALITA' "PIOMBONI", PER FONDALE DI 9,60 m

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO DELLE STRUTTURE:

Ing. Andrea Chiarugi, via Saragozza 135/3°, Bologna

Ing. Claudio Ceccoli, viale del Risorgimento 1, Bologna

MINISTERO DEI LAVORI PUBB.
UFFICIO DEL GENIO CIVILE DI

Proprietà: Rosetti Alberto

VISTO: SI ATTESTA L'AVVENUTO DEPOSITO, A SENSI
DELL'ART. 4 DELLA LEGGE 5-11-1971 N. 1086, DEL
PROGETTO RELATIVO AI LAVORI DI

9 MAR 1977

N. 2583 Ravenna lì

L'INGEGNERE DI SEZIONE
TINNIRELLO ERMETE

Bologna, 15 novembre 1976

I N D I C E

1. - Premessa..... pag. 1

2. - Dati di calcolo e ipotesi di carico..... " 4

3. - Calcolo dello stato di sollecitazione della paratia..... " 7

4. - Verifiche di stabilità per carichi verticali e orizzontali..... " 8

5. - Verifica delle tensioni; armature..... " 11

6. - Verifica dell'ampiezza delle fessure..... " 12

7. - Piastre e tiranti di ancoraggio..... " 14

8. - Presidî aggiuntivi in corrispondenza delle bitte..... " 17

9. - Trave di coronamento..... " 17

1. - PREMESSA

La banchina, lunga complessivamente 231 metri, è realizzata mediante pannelli di calcestruzzo gettati in opera con l'ausilio di fanghi bentonitici aventi larghezza di 2,50 m e spessore di 95 cm. Si infigge nel terreno per una profondità, riferita alla quota di scavo, di 10,40 m; l'altezza del fondale è di 9,60 m e il piano del piazzale è a +2,50 m rispetto al livello medio delle maree. Quindi, complessivamente, la paratia è lunga 22,50 m ed è ancorata in sommità a tiranti distanziati di 4 m. Ogni tirante è ancorato ad una piastra distante circa 23 m dal fronte della paratia, e trasmette ad essa l'azione pressochè orizzontale di 68,5 t; è realizzato mediante un cavo del tipo impiegato per le strutture precompresse, e la pretensione, che viene conferita a ciascun tirante prima di effettuare lo scavo, consente di eliminare i cedimenti della sommità delle paratie conseguenti alla deformazione istantanea dell'acciaio e del terreno.

Gli sforzi concentrati trasmessi alla paratia dai tiranti sono ripartiti mediante una trave di calcestruzzo gettata in opera larga circa 1,40 m e alta 2,00 m; su questa si ancorano anche le bitte il cui ancoraggio è calcolato per uno sforzo massimo orizzontale di 15 t.

Sul piazzale è previsto il sovraccarico di 2 t/m^2 uniformemente distribuito, sovraccarico che, come risulterà chiaro in seguito, equivale alla più gravosa situazione di carico prevista nell'area del cantiere.

Le caratteristiche del terreno, indicate nel par. 2.2,

sono state desunte mediante apposite indagini geognostiche.

I coefficienti di sicurezza che l'opera presenta nei confronti delle varie possibili crisi di resistenza sono i seguenti:

1. Rispetto al punto di applicazione del tirante, la spinta passiva fornisce il massimo momento sinistrogiro $M_1 \simeq 2986$ tm/m e la spinta attiva fornisce il massimo momento destrogiro $M_2 \simeq 1819$ tm/m; pertanto si ha il coefficiente di sicurezza:

$$s = \frac{2986}{1819} \simeq 1,65 \quad .$$

2. Sicurezza all'instabilità globale considerando la superficie di rottura piana (Kranz):

$$s \simeq 2,8 \quad .$$

3. Sicurezza alla rottura della sezione resistente della paratia

$$s \simeq 2,15 \quad .$$

4. Sicurezza allo stato limite di fessurazione in ambiente aggressivo ($W = 0,1$ mm)

$$s \simeq 1,3 \quad .$$

5. Sicurezza all'affondamento nei confronti dei carichi ver

ticali applicati:

- pesi propri e permanenti $s \simeq 2,5$,
- accidentali $s \simeq 4$.

Inoltre i materiali sono soggetti a tensioni inferiori alle massime previste dalle Norme vigenti (D.M. 30 maggio 1974 e D.M. 16 giugno 1976) per le strutture di calcestruzzo.

Per il calcestruzzo la tensione massima di 85 kg/cm^2 è assicurata dalla resistenza caratteristica $R'_{bk} = 250$ kg/cm^2.

L'acciaio in barre è del tipo FeB38K, controllato in stabilimento. Per i trefoli dei tiranti si prescrive $R_{ak} \geq 180$ kg/mm^2 .

2. - DATI DI CALCOLO E IPOTESI DI CARICO

2.1. Dati forniti dalla Committente

Posta uguale a zero la quota di riferimento del livello medio delle maree (L.M.M.), i dati forniti sono:

quota del fondale a -9,60 m,
quota del piazzale a +2,50 m,
sovraccarico sul piazzale: 2 t/m^2 ,
tiro per ogni bitta (interasse 25 m): 15 t.

Carichi concentrati trasmessi in sommità alla banchina: 200 t ogni 10 metri, oppure 20 t/m.

L'attuale piano di campagna è mediamente a +1,50 m rispetto al L.M.M.

Si prevede il dislivello massimo tra la falda e il livello del mare di 40 cm.

2.2. Caratteristiche del terreno

La stratigrafia è stata rilevata in base a sondaggi e le caratteristiche meccaniche del terreno sono state individuate mediante prove a taglio diretto ed edometriche eseguite su campioni indisturbati. Si è anche provveduto ad eseguire alcune prove penetrometriche.

Il rilievo stratigrafico, riportato in allegato, è stato effettuato dalla Pali Modena; le prove sui campioni indisturbati e quelle penetrometriche dal Laboratorio dell'Istituto di "Costruzioni di strade, ferrovie ed aeroporti" dell'Università di Bologna.

In base alle risultanze sperimentali e sulla scorta anche di precedenti esperienze in proposito si sono assunti i seguenti parametri per il calcolo delle spinte del terreno:

a) Formazione di sabbie debolmente limose, mediamente addensate, estesa circa fino alla profondità di -8 m:

γ (peso specifico terreno emerso) = 2,0 t/m^3 ,
γ' (peso specifico terreno immerso) = 1,1 t/m^3 ,
φ (angolo di attrito interno) = 35° ,
δ (angolo di attrito fra paratia e terreno) = $\varphi/3$,
c (coesione) = 0 .

Pertanto il coefficiente di spinta attiva vale (con $\alpha = 0$, $\beta = 90°$):

$$\lambda_a = \frac{\operatorname{sen}^2(\beta+\varphi)}{\operatorname{sen}^2\beta\,\operatorname{sen}(\beta-\delta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\operatorname{sen}(\varphi+\delta)\operatorname{sen}(\varphi-\alpha)}{\operatorname{sen}(\beta-\delta)\operatorname{sen}(\beta+\alpha)}}\right]^2} \cong 0{,}25$$

b) Formazione di limi argillosi normalmente consolidati con basse resistenze R_p (2 ÷ 10 kg/cm^2), situata a partire circa dal piede della paratia:

γ' (peso specifico del terreno immerso): 1,0 t/m^3 ,

φ (angolo di attrito interno): 20° ,

δ_a (angolo di attrito fra paratie e terreno lato terra) = $= \varphi/3$,

δ_p (angolo di attrito fra paratia e terreno lato scavo) = $= \varphi/2$,

c (coesione) = 0,1 kg/cm^2 .

I coefficienti di spinta attiva e passiva valgono:

$$\lambda_a \simeq 0{,}46 \quad , \qquad \lambda_p \simeq 2{,}6 \quad .$$

La riduzione di spinta conseguente alla coesione vale:

$$2\,c\,\sqrt{\lambda_a} = 1{,}36 \text{ t/m}^2 \quad ,$$

mentre l'aumento di spinta passiva è:

$$2\,c\,\sqrt{\lambda_p} \simeq 3{,}22 \text{ t/m}^2 \quad .$$

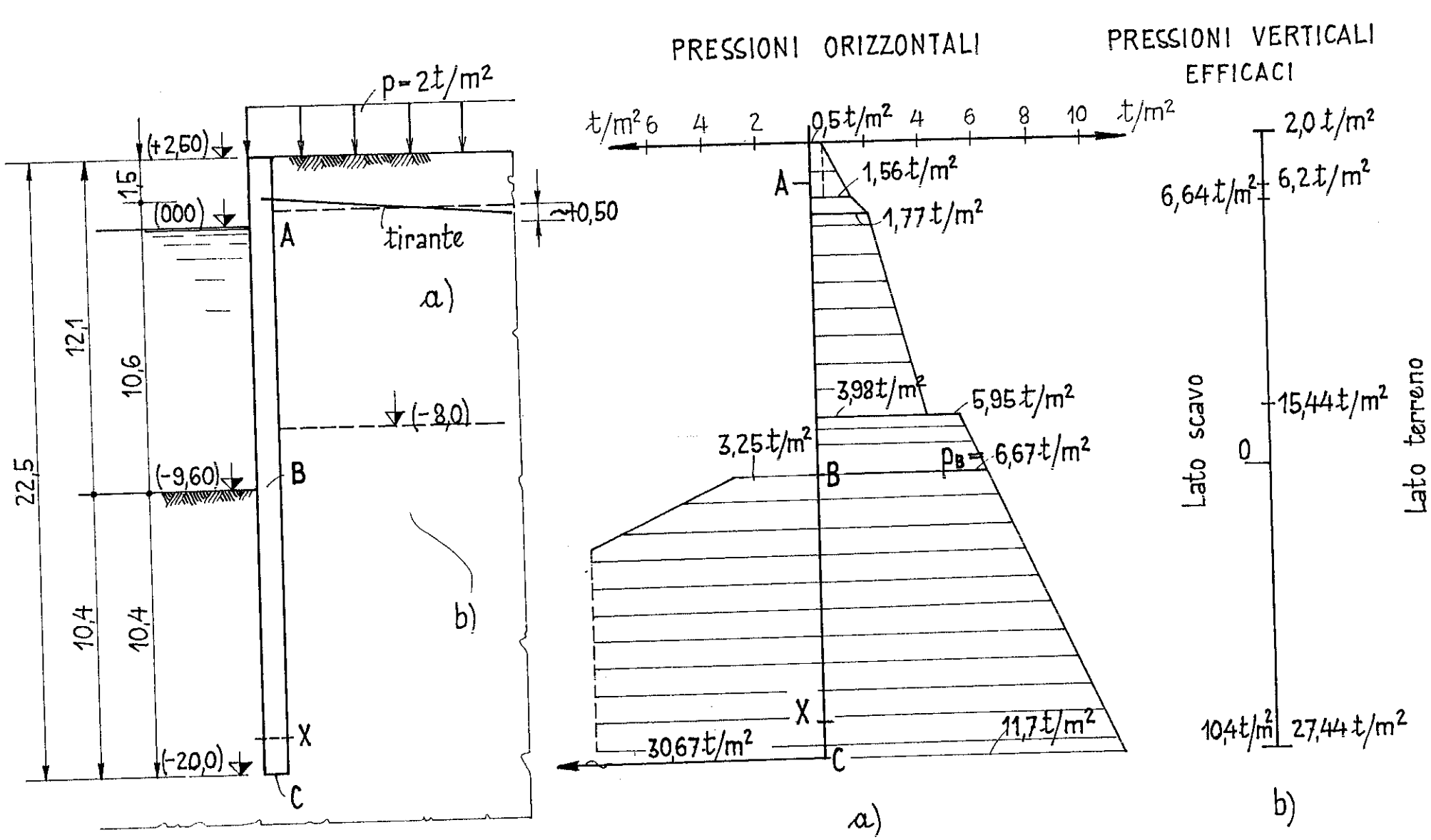

PRESSIONI ORIZZONTALI
PRESSIONI VERTICALI EFFICACI
p = 2 t/m²
(+2,60)
1,5
(000)
A
tirante
~0,50
a)
12,1
10,6
(-8,0)
22,5
(-9,60)
B
10,4
10,4
b)
X
(-20,0)
C
t/m² 6 4 2
0,5 t/m²
4 6 8 10 t/m²
1,56 t/m²
1,77 t/m²
3,98 t/m²
5,95 t/m²
3,25 t/m²
pB = 6,67 t/m²
30,67 t/m²
11,7 t/m²
a)
2,0 t/m²
6,64 t/m²
6,2 t/m²
Lato scavo
15,44 t/m²
0
Lato terreno
10,4 t/m²
27,44 t/m²
b)

Fig. 1

2.3. Diagrammi delle pressioni

I diagrammi delle pressioni assunti per il calcolo delle sollecitazioni sono riportati nella fig. 1; il diagramma a) fornisce le pressioni orizzontali somma di quelle fornite dal terreno e dalla pressione dell'acqua, mentre il diagramma b) rappresenta le pressioni verticali efficaci.

3. - CALCOLO DELLO STATO DI SOLLECITAZIONE DELLA PARATIA

Il calcolo della profondità di infissione e delle azioni interne di taglio e momento flettente viene svolto secondo il metodo di Blum. Assunto a destra della paratia il diagramma delle spinte attive e a sinistra quello delle spinte passive, si considera la sezione X, alla profondità x dal piede della paratia stessa, in corrispondenza della quale risulta, posto uguale a zero lo spostamento orizzontale v della sezione:

$$\frac{dv}{dx} = 0 \ , \quad M = 0 \ .$$

Svolgendo i calcoli per successive iterazioni si ottiene:

$$x \simeq 9{,}00 \text{ m} \ ,$$

e di conseguenza la profondità di infissione teorica i_t deve essere:

$$i_t \geq 1{,}17 \ x = 10{,}5 \text{ m} \ .$$

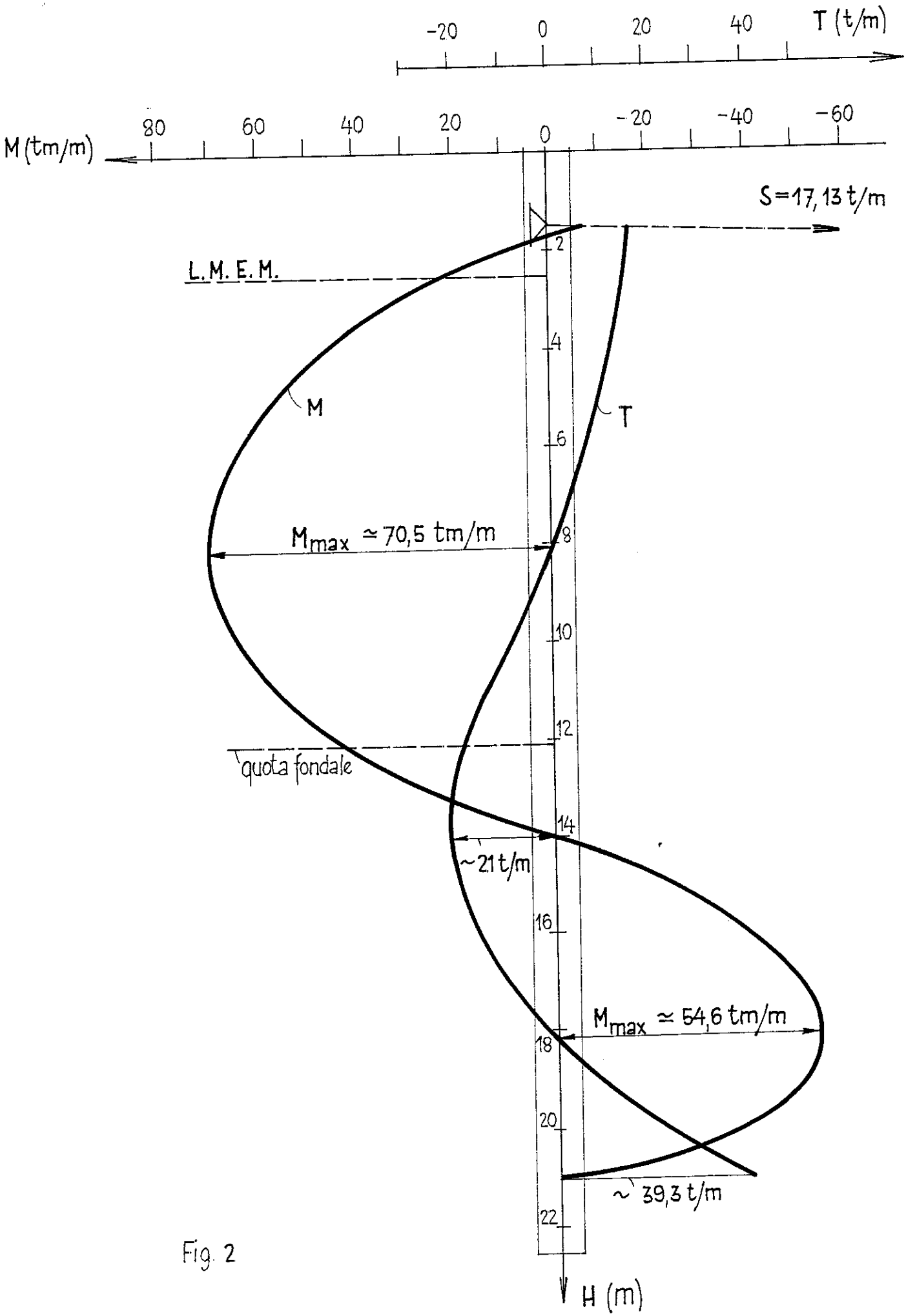

-20
0
20
40
T (t/m)
M (tm/m)
80
60
40
20
0
-20
-40
-60
S=17,13 t/m
L.M.E.M.
M
T
$M_{max} \simeq 70,5$ tm/m
quota fondale
~21 t/m
$M_{max} \simeq 54,6$ tm/m
~ 39,3 t/m
2
4
6
8
10
12
14
16
18
20
22
H (m)

Fig. 2

La lunghezza del tratto infisso è stata assunta pari a 10,4 m, leggermente inferiore a quella teorica minima, perchè si è tenuto in parte conto dell'attrito fra paratia e terreno lungo la superficie di base.

Dai calcoli è risultato:

M (massimo positivo) ≅ 70,5 tm/m a 8 metri circa della sommità,

M (massimo negativo) ≅ -54,6 tm/m a 18,2 metri circa dalla sommità.

Inoltre si ha:

T (sez. A) = 16,3 t/m ,

T_{max} (sez. a 21,13 m dalla sommità) = 39,3 t/m ;

S (sforzo massimo del tirante) = 17,4 t/m .

Nella fig. 2 sono riportati i diagrammi di M e T . I calcoli sono stati svolti impiegando un programma di calcolo per calcolatore SY76 ; i tabulati sono allegati alla presente relazione.

4. - VERIFICHE DI STABILITA' PER CARICHI VERTICALI E ORIZZONTALI

4.1. Carichi verticali

La paratia deve sopportare carichi pressochè concentrati di 200 t posti all'interasse di 10 m; tali carichi sono di breve durata.

E' quindi necessario verificare la portanza alla base e

per attrito laterale della paratia con riferimento a condizioni di carico non drenate. Per la presenza della trave di coronamento, avente funzione di ripartizione, e data anche la particolare tecnologia di esecuzione che rende i vari pannelli compenetrati, è lecito pensare il carico di 200 t ripartito sull'interasse di 10 m. Pertanto per ogni metro di paratia il carico di esercizio è la somma del carico accidentale (q_{acc} = 200/10 = 20 t/m) e del peso proprio, pari circa a 52 (peso paratia in aria) - 20 (sottospinta) = 32 t/m.

Si assume, tenuto conto delle prove penetrometriche, e con riferimento al tratto infisso B-C :

c_u (coesione non drenata) $\cong$ 0,2 kg/cm^2 ,

τ_{lim} (tensione limite di aderenza fra paratia e terreno) $\cong$ $\cong$ 0,16 kg/cm^2 .

La portanza in condizioni non drenate è ($Q = A_l \tau_{lim} + A_b 9 c_u$) :

$$Q = 2 \cdot 10{,}4 \cdot 1{,}6 + 0{,}95 \cdot 9 \cdot 2 = 33{,}2 + 17{,}1 = 50{,}3 \text{ t/m} \quad \left(s = \frac{50{,}3}{20} \simeq 2{,}5\right)$$

Con riferimento ad un angolo di attrito interno di 20° e con c = 0,1 kg/cm^2 la portanza alla base della paratia in condizioni drenate è [$Q = A_b(\gamma h N_q + 1{,}3\, c N_c)$]:

$$Q = 0{,}95(10{,}4 \cdot 7{,}5 + 1{,}3 \cdot 1 \cdot 5) \cong 80{,}3 \text{ t/m} \quad . \qquad (s \cong 4{,}0)$$

Stante l'elevato margine di sicurezza, la paratia può reggere carichi ripartiti (di breve durata) sulla trave di coronamento di intensità superiore a 20 t/ml. Assumendo s = 3

si trova $q_{max} \cong 27$ t/ml.

4.2. Carichi orizzontali

La stabilità di insieme del sistema paratia e terreno è svolta secondo il metodo di Kranz(*). A tal riguardo si considera, come mostra la fig. 3, piana la superficie di rottura e si impone l'equilibrio ($\sum \vec{F} = 0$) delle forze applicate al prisma di terreno di profondità unitaria rappresentato in tratteggio nella stessa figura. I simboli riportati hanno il significato seguente:

W = peso del terreno

S_a = spinta attiva trasmessa dalla paratia del terreno

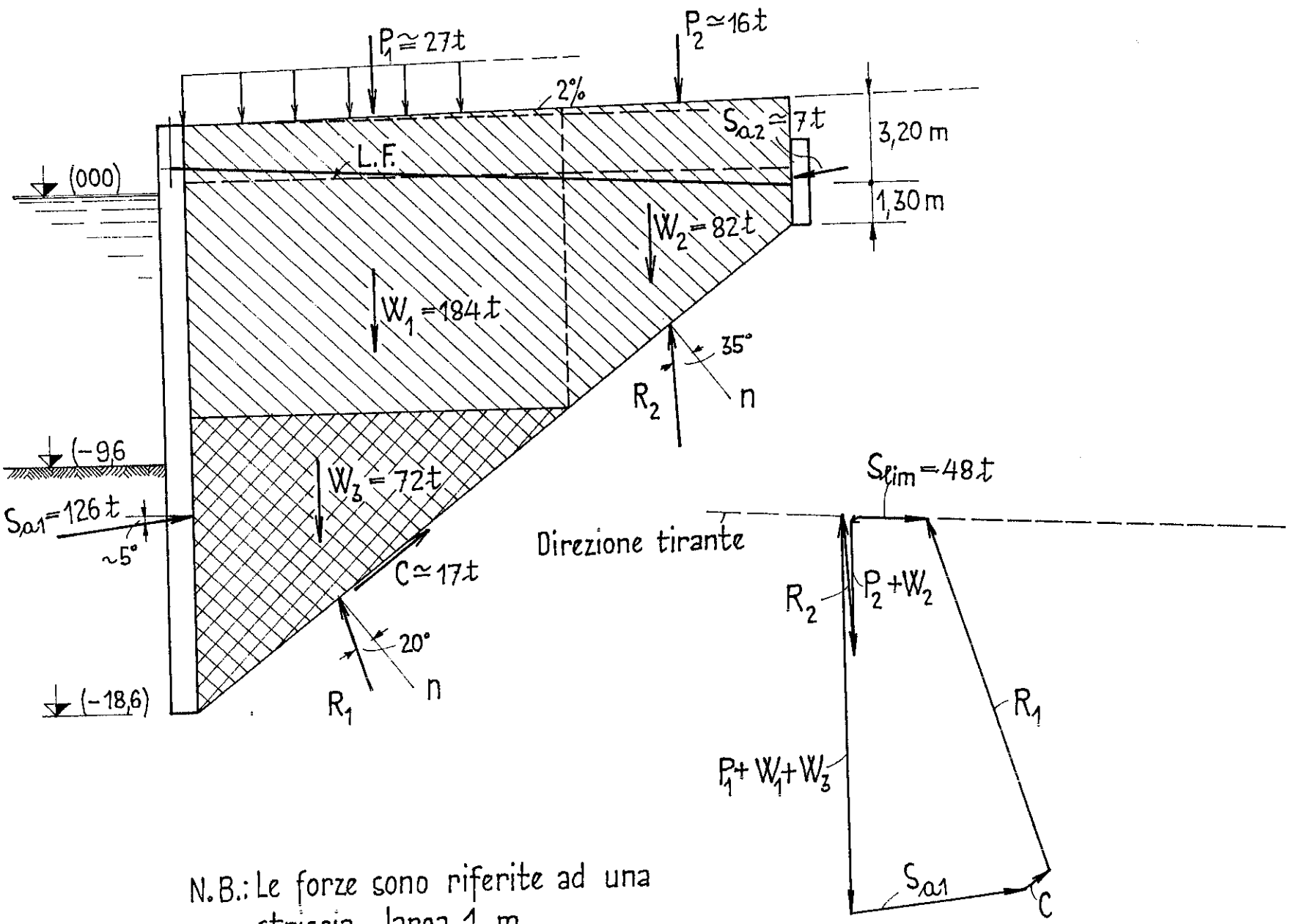
R = reazione limite del terreno, inclinata di φ rispetto ad n

S_{lim} = sforzo limite fornito dal tirante e trasmesso al terreno mediante le piastre di ancoraggio

Poichè risulta $S_{lim} = 48$ t/m mentre lo sforzo di calcolo è, come si è visto nel par. 3, di 17,13 t/m, il coefficiente di sicurezza risulta:

$$s = \frac{S_{lim}}{S_{calcolo}} \simeq 2,8 \quad .$$

(*) Si veda, ad esempio, in proposito: "Recommendations of the committee for waterfront structures", EAU 1970, W. Ernst and Sohn, Berlin, 1970.



N.B.: Le forze sono riferite ad una striscia larga 1 m.

Fig. 3

5. - VERIFICA DELLE TENSIONI; ARMATURE

a) Momenti flettenti positivi (fig. 4 a)

Si considera la sezione di larghezza B = 1 m, complessivamente alta 95 cm, armata con 28/2,5 = 11,2 barre di 24 mm di diametro ($A_a \cong 50{,}7$ cm^2/m); l'armatura compressa risultata (3,2ϕ24/m) $A'_a = 14{,}5$ cm^2/m. Trascurando lo sforzo normale e posto n = 10, si ottiene [h (altezza utile) $\simeq$ 87 cm] (*):

$$M = 70{,}5 \text{ tm/m}, \quad y \cong 24{,}1 \text{ cm}, \quad J_{ci} = 3{,}09 \cdot 10^6 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_c = 55 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_a = 1435 \text{ kg/cm}^2 .$$

Sicurezza a rottura $\simeq$ 2,15 .

b) Momenti flettenti negativi (fig. 4 b)

L'armatura tesa è costituita da 20/2,5 = 8 barre ϕ 24/m ($A_a \simeq 36{,}2$ cm^2/m); $A'_a = 14{,}5$ cm^2/m. Quindi si ottiene:

$$M = 54{,}6 \text{ tm/m}, \quad y \simeq 22{,}1 \text{ cm}, \quad J_{ci} = 2{,}65 \cdot 10^6 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma_c = 45{,}5 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_a = 1374 \text{ kg/cm}^2 .$$

c) La massima tensione tangenziale vale ($\tau_{am} = 4 + \frac{250-150}{75} = 5{,}33$ kg/cm^2):

(*) Si prescrive il ricoprimento di 5 cm delle barre.

$$\tau_{max} = \frac{39300}{100 \cdot 88,8 \cdot 0,9} = 4,91 \text{ kg/cm}^2 < 5,33 \text{ kg/cm}^2 ,$$

quindi non occorre il calcolo delle armature a taglio.

d) Le armature sono state distribuite in modo tale da rendere in ogni sezione il loro momento resistente superiore al momento flettente effettivo.

6. - VERIFICA DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE(*)

In presenza dei massimi carichi le Norme prescrivono, per il caso in esame, che l'apertura massima delle fessure sia inferiore a 0,1 mm.

Per il calcolo dell'ampiezza W delle lesioni si adotta la nota formula del CEB:

$$W_{max} = (1,5\ c + \frac{16\ \phi}{\mu})(\sigma_a - \frac{3000}{\mu})10^{-6} \text{ (cm)} ,$$

dove:

(*) Si noti che, ammessa per il calcestruzzo la resistenza a trazione $\sigma_{br} = 7 \div 0,6\ R'_{bk} = 22$ kg/cm^2, il momento flettente che provoca la fessurazione è $M = 22\ \frac{100 \cdot 95^2}{6} = 33 \cdot 10^5$ kgcm/m. La condizione di non fragilità prescrive un'armatura minima di $A_a \cong \frac{33 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 88,8 \cdot 2200} = 18,8$ cm^2/m. Lungo i lembi tesi l'armatura effettivamente disposta è sensibilmente superiore a quella minima dianzi calcolata.

c = ricoprimento delle armature,

ϕ = diametro massimo delle barre,

μ = percentuale d'armatura [l'area del calcestruzzo è assunta convenzionalmente uguale a $0,4\ B(h-y)$],

σ_a = tensione di esercizio dell'acciaio (in kg/cm^2).

Con riferimento al massimo momento flettente positivo si ha:

$$c = 5\ cm,\quad \phi = 24\ mm,\quad \mu = 100 \cdot 50,7 / 0,4 \cdot 100 (87-24,1) = 2,02\ .$$

Ricaviamo dalla relazione del CEB la tensione σ_a dell'acciaio cui corrisponde $W_{max} = 0,01$ cm . Dopo semplici passaggi si ottiene:

$$\sigma_a = \frac{W_{max} \cdot 10^6}{1,5\ c + \frac{16\ \phi}{\mu}} + \frac{3000}{\mu}\ ,$$

da cui sostituendo:

$$\sigma_a = \frac{1 \cdot 10^4}{1,5 \cdot 5 + \frac{16 \cdot 2,4}{2,02}} + \frac{3000}{2,02} = 1862\ kg/cm^2\ ,$$

e poichè la tensione di esercizio dell'acciaio è $1435\ kg/cm^2$, la sicurezza rispetto allo stato limite di fessurazione è:

$$s = 1862/1435 \simeq 1,3\ .$$

Sicurezza analoga si ha per le sezioni soggette a momento flettente negativo.

7. - PIASTRE E TIRANTI DI ANCORAGGIO

Le piastre hanno interasse di 4,0 m e di conseguenza a ciascuna di esse è applicato lo sforzo massimo $S = 17,13 \cdot 4 = 68,5$ t. Assumendo per il terreno a ridosso delle piastre le stesse caratteristiche del terreno dello strato a) (par. 2.2) e considerando, a favore della sicurezza il terreno stesso completamente immerso, si ha (fig. 5)($\lambda_a = 0,25$; $\lambda_p = 5,68$):

$$\Delta P_A = 1,1 \cdot 1,5(5,68-0,25) - 2 \cdot 0,25 \cong 8,5 \text{ t/m}^2 ,$$

$$\Delta P_B = 1,1 \cdot 4,5(5,68-0,25) - 2 \cdot 0,25 \cong 26,4 \text{ t/m}^2 ;$$

quindi (H = 3 m, B = 2,4 m):

$$S_{lim} = 2,4 \cdot 3 \left(\frac{8,5 + 26,4}{2}\right) \cong 126 \text{ t} ,$$

$$s = S_{lim}/S = 126/68,5 \cong 1,8 .$$

Per la soletta della piastra il momento flettente totale massimo (per il tratto AC) vale, in condizioni di esercizio e con riferimento allo schema statico della fig. 5:

$$M_t = \frac{68,5}{2} \frac{1,2}{2} - \frac{68,5}{2} = 14,6 \text{ tm} ,$$

mentre a filo della trave risulta:

$$M_t = \frac{68,5}{2,4} 0,85 \frac{0,85}{2} = 10,3 \text{ tm} .$$

La pressione media sul terreno in condizioni di esercizio vale $p_m = 9,51\ t/m^2$, pertanto le pressioni ai lembi della piastra in condizioni di esercizio valgono:

$$P_A = 9,51 - \frac{68,5 \cdot 0,2 \cdot 6}{2,4 \cdot 3^2} = 5,7\ t/m^2 \quad ,$$

$$P_B = 9,51 + 3,8 = 13,3\ t/m^2 \ .$$

Quindi per la prima striscia di soletta di 1 m di larghezza risulta:

$$m_1 = \frac{M_t}{H} \frac{1}{P_m} \left(p_m + 1 \frac{P_B - P_m}{1,5}\right) = 4,35\ tm/m \ .$$

Risulta ($h = 26$ cm, $n = 10$, $A_a = 12\ cm^2$):

$$y \simeq 6,79\ cm, \quad \sigma_c \simeq 54\ kg/cm^2, \quad \sigma_a = 1527\ kg/cm^2 \ .$$

Per la striscia centrale si ha:

$$m_2 = 10,6/3 = 3,43\ tm/m \quad ,$$

e si ottiene ($h = 26$ cm, $n = 10$, $A_a \simeq 10\ cm^2/m$):

$$y \simeq 6,28\ cm, \quad \sigma_c \cong 46\ kg/cm^2, \quad \sigma_a = 1435\ kg/cm^2 \ .$$

Superflua è la verifica per la restante striscia.

La massima tensione tangenziale per la striscia 1 va-

le (h_o = 23,6 cm):

$$\tau = \frac{1,26}{3}\,\frac{68,5\cdot 0,85\cdot 10^3}{2,4\cdot 100\cdot 23,6} = 4,3 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{am} \quad .$$

Per la nervatura si ottiene (q_A = 13,68 t/m, q_B = 31,92 t/m, q_m = 22,82 t/m, $q_c = \frac{31,92-13,68}{3}\,1,7 + 13,68$ = 24 t/m):

$$M_c = \frac{13,68\cdot 1,7^2}{2} + \frac{10,32\cdot 1,7}{2} \cong 25 \text{ tm} \quad .$$

La verifica della sezione porge [h = 73, B ≅ 40, A_a = 25,13 cm^2 (8 ϕ 20)]:

y ≃ 25 cm, σ_c = 75 kg/cm^2, σ_a = 1450 kg/cm^2, h_o = 66,7 cm .

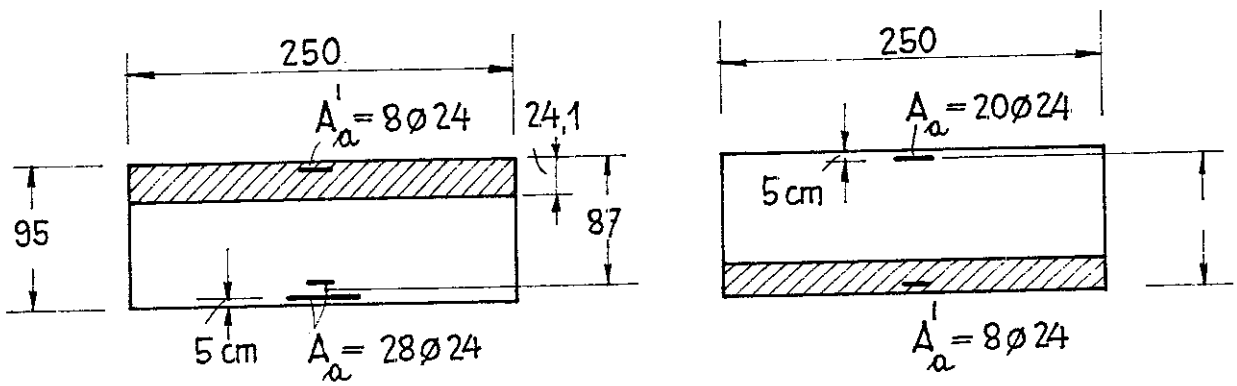
La massima tensione tangenziale a 40 cm dall'appoggio, ossia dal punto di applicazione dello sforzo del tirante risulta (T_{max} ≅ 26,3 t):

$$\tau = \frac{26300}{70\cdot 66,7} = 5,6 \text{ kg/cm}^2 \simeq \tau_{b_o} \quad .$$

Il tirante è costituito da 5 trefoli da 0,6" (A_a = 5·1,388 cm^2 = 6,94 cm^2), per cui la tensione di esercizio è:

$$\sigma_a = 68500/6,94 = 9870 \text{ kg/cm}^2 < 0,6\ R_{ak} = 10800 \text{ kg/cm}^2 \quad .$$

Si prescrive che la tensione iniziale di tiro debba essere di


250
$A'_a = 8\varnothing 24$
24,1
87
95
5 cm
$A_a = 28\varnothing 24$
250
$A_a = 20\varnothing 24$
5 cm
$A'_a = 8\varnothing 24$

a) b)

Fig. 4

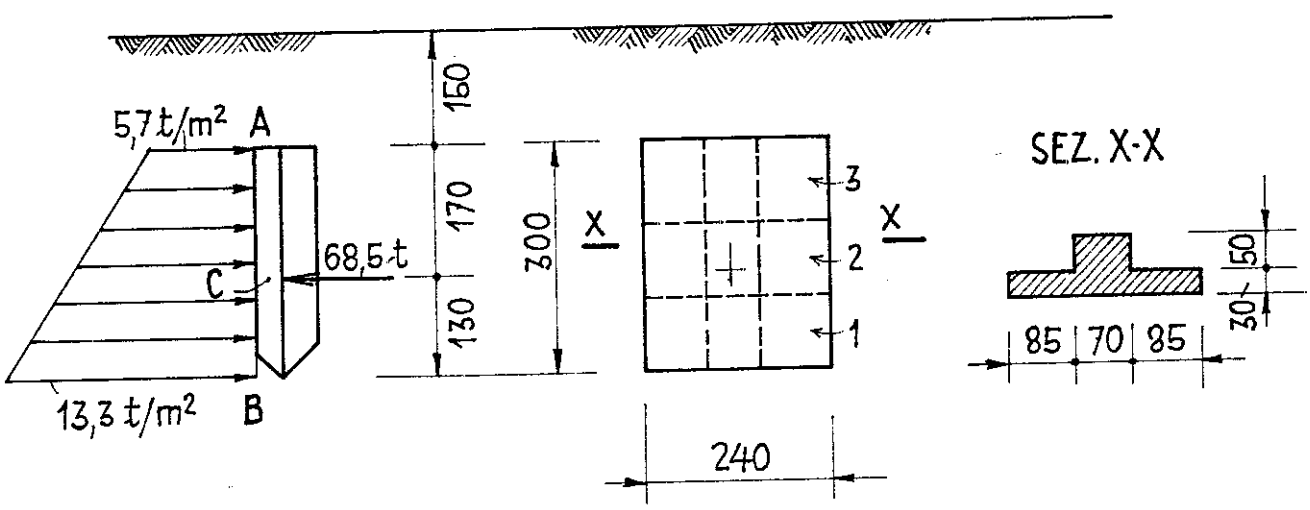

5,7 t/m² A
C
68,5 t
13,3 t/m² B
150
170
130
300
X
X
3
2
1
240
SEZ. X-X
50
30
85 70 85

Fig. 5

7500 kg/cm^2; dopo il tiro i trefoli devono essere allentati e portati alla tensione di 6000 kg/cm^2.

8. - PRESIDI AGGIUNTIVI IN CORRISPONDENZA DELLE BITTE

Le bitte hanno interasse di 25 metri e devono reggere ciascuna il tiro massimo di 15 t. In corrispondenza di ogni bitta sono disposti due tiranti di 4 trefoli da 0,6" ancorati a due piastre di 2,40 m di larghezza e 3 m di altezza.

Lo sforzo in ciascun tirante vale:

$$S = 17,13 \cdot 2,5 + 7,5 \cong 50 \text{ t} ,$$

per cui ($A_a = 4 \cdot 1,388 = 5,55$ cm^2):

$$\sigma_a = 9000 \text{ kg/cm}^2 < 0,6 \, R_{ak} .$$

Poichè ciascuna piastra sopporta il carico limite di 126 t, il coefficiente di sicurezza è:

$$s = 126/50 = 2,52 .$$

9. - TRAVE DI CORONAMENTO

Alla trave di coronamento è affidato principalmente il compito di ripartire le azioni concentrate trasmesse dai tiranti. Poichè l'interasse dei tiranti è di 4 m, il massimo

momento flettente vale:

$$M = 17,13 \cdot 4^2/12 = 22,8 \text{ tm} .$$

L'armatura, costituita da $6\phi 20 + 1\phi 16$, è esuberante. Durante la fase di costruzione i tiranti vengono pretesi conferendo ad essi lo sforzo $S_o = 52$ t. In tale situazione il massimo momento flettente può essere approssimativamente valutato considerando la trave di coronamento su suolo elastico. In via semplificata si può porre:

$$M = \frac{S_o}{4\alpha} ,$$

con $\alpha = \sqrt[4]{\frac{K \cdot B}{4EJ}}$. Posto $K = 5$ kg/cm^3, $B = 200$ cm, $E = 2,5 \cdot 10^5$ kg/cm^2, $y = 200 \cdot 140^3/12 = 4,57 \cdot 10^7$ cm^4 risulta $\alpha = 2,16 \cdot 10^{-3}$ cm^{-1} per cui:

$$M = \frac{52000}{4 \cdot 2,16 \cdot 10^{-3}} = 60 \cdot 10^5 \text{ kgcm} .$$

L'armatura è costituita da $6\phi 20 + 2\phi 16 = 22,9$ cm^2, per cui risulta:

$$y = 16,5 \text{ cm}, \quad \sigma_c = 28,6 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_a = 2063 \text{ kg/cm}^2 .$$

La superficie di collegamento fra la trave e la paratia è inclinata per favorire la trasmissione del taglio.

Ing. Andrea Chiarugi

Ing. Claudio Ceccoli