

10) - IL VINCOLO NEL SUOLO DI FONDAZIONE

- 10.1. Una palancola infissa nel terreno sottoposta alle spinte ed alle forze esterne si deforma e si sposta /4/, dando origine nel terreno di fondazione a reazioni, o spinte passive, che tendono a conservare l'equilibrio del sistema, modificandosi al crescere delle deformazioni.
- 10.2. Con riferimento, in via semplificativa, alla palancola della figura 12, supposta soggetta ad una forza F di intensità crescente, si può rilevare:
- superati valori ridotti F_1 , in cui il suolo si comporta come un mezzo pseudo-elastico e le reazioni del terreno sono funzioni delle deformazioni (stato I) ad un valore F_2 più elevato (senza spostamento al piede della palancola) il suolo sviluppa due reazioni in senso opposto, che sono riducibili ad una reazione e ad una coppia: incastro di natura elasto-plastica (stato II);
 - per un valore leggermente superiore F_3 il piede della palancola si sposta determinando la combinazione limite possibile di reazione e controreazione; il punto di flesso della deformata si è abbassato; si realizza per la palancola il cosiddetto incastro completo. Correntemente la palancola viene definita "incastrata nel terreno" e si ammette che in tale situazione di vincolo la tangente al piede della palancola è verticale (stato III);
 - se la forza supera il valore F_3 la palancola continua a spostarsi, la reazione del terreno aumenta, il punto di flesso si abbassa ancora e si riduce la controreazione. La coppia continua a diminuire, l'incastro è solo "parziale", sino a giungere al valore F_4 , in cui la controreazione si annulla, la reazione diventa massima, realizzandosi solo un "appoggio" per la palancola. La palancola si suole definire "semplicemente appoggiata" al piede (stato IV);
 - per valori superiori di F il piede della palancola spostandosi ulteriormente provoca il rifluimento del terreno e si ha rottura dell'equilibrio.
- 10.3. Allo stato IV corrisponde l'infissione minima necessaria per sostenere una data forza F , nel contempo il momento flettente agente sulla palancola raggiunge il valore massimo (per detto valore di F).

Lo stato III per una data forza F fornisce il valore minimo di infissione (superiore naturalmente a quello dello stato IV) che consenta realizzare nel terreno un incastro completo, a cui segue la più ridotta inflessione della palancola e pertanto la minima sezione resistente.

Una palancola studiata per lo stato III, nel caso che le forze esterne si elevino ad intensità maggiori del previsto, o le condizioni geotecniche reali del terreno siano state apprezzate in difetto, può degenerare nella situazione dello stato IV. Invece per una palancola, già in sede di progetto riferita allo stato IV, e tale ipotesi peggiorativa seguirebbe la perdita dell'equilibrio, mancando della riserva di sicurezza propria dello stato III.

Si osservi ancora come nel caso di banchina con darsena scavata dopo l'infissione della palancolata un errore di escavazione potrebbe ridurre pericolosamente il tratto infisso.

Si raccomanda nella progettazione di realizzare, ove possibile, le condizioni dello stato III.

- 10.4. Nelle verifiche svolte con riferimento allo stato III si suole semplificare i diagrammi reali ad andamento curvilineo delle reazioni e controreazioni, ammettendo una variazione lineare della reazione del terreno crescente sino al punto N , ove si considera applicata la controreazione, rappresentata da una forza concentrata, ~~come indicato nella figura 13 /1/ /12/~~

Nel caso di palancola di sostegno di un terrapieno con incastro completo alla base (o palancola incastrata) si valuta il tratto terminale di palancola necessario per assicurare la formazione della controreazione, pari al 20% dell'altezza f_0 del diagramma utile delle reazioni passive (Fig. 13). Seguendo un criterio semplificativo a favore di stabilità comunemente applicato nella pratica progettazione, e suggerito dal Blum /1/ (10).

a = linea delle pressioni

b = Momenti flettenti

c = Deformazioni

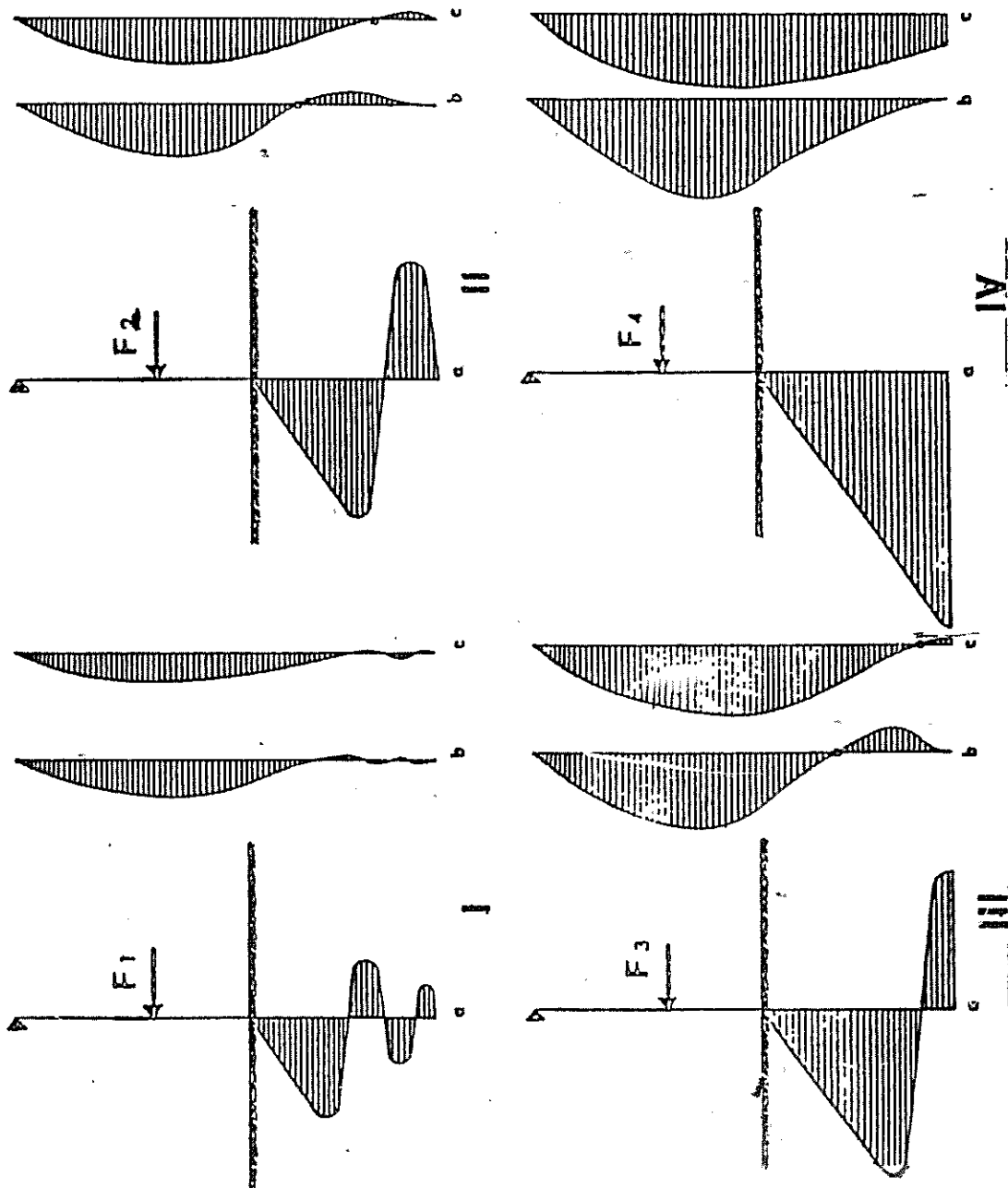
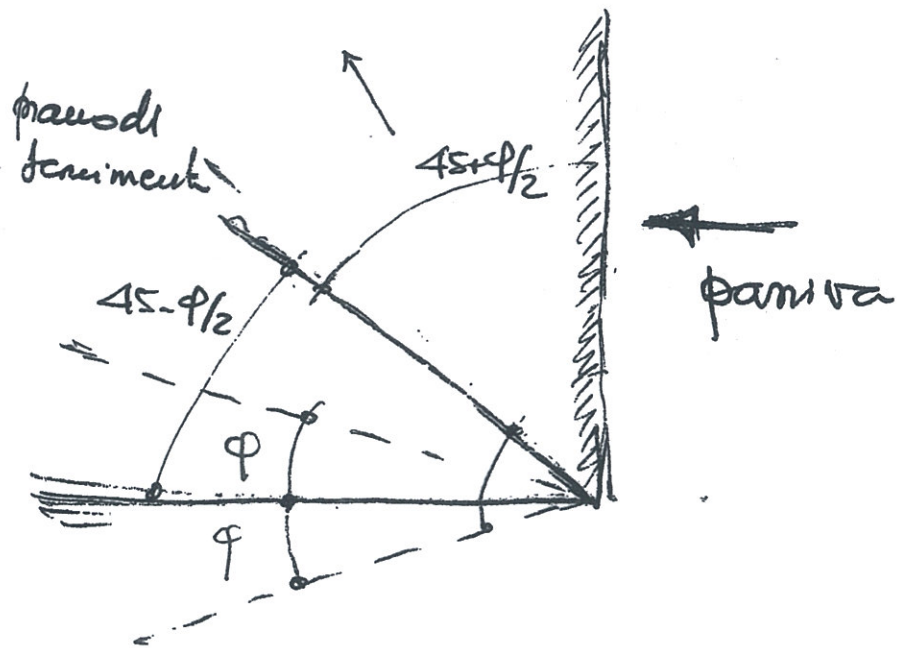
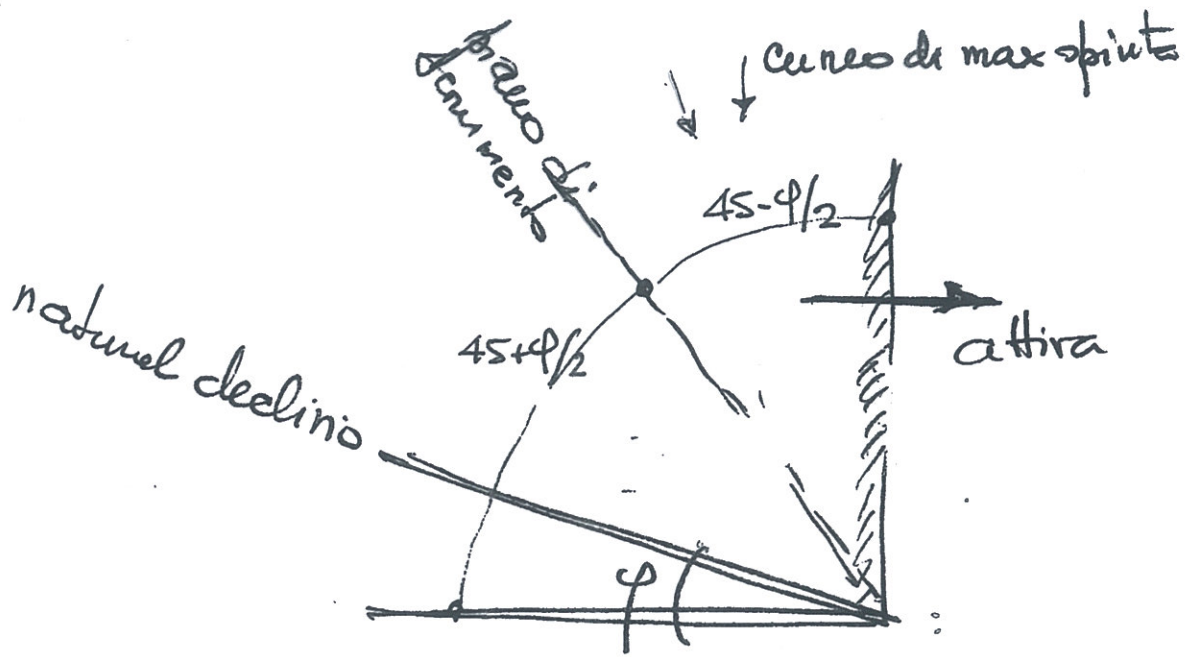


Fig. 12



- risolto eq. lim. a rotture (mod. rigido plastico)
- " derivato dal mod. di Winkler
- " di calcolo con proporzioni ad el. finiti (continuo elastico & elastoplastico)

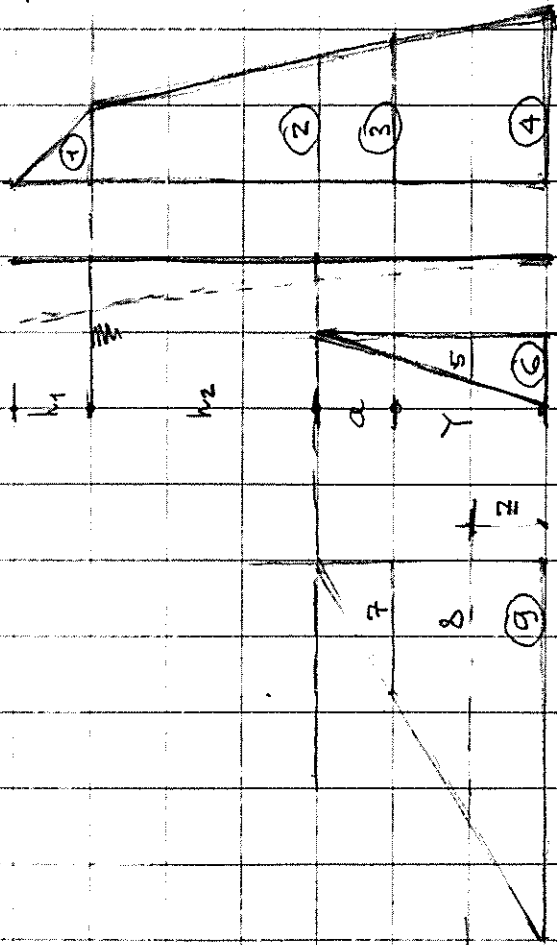
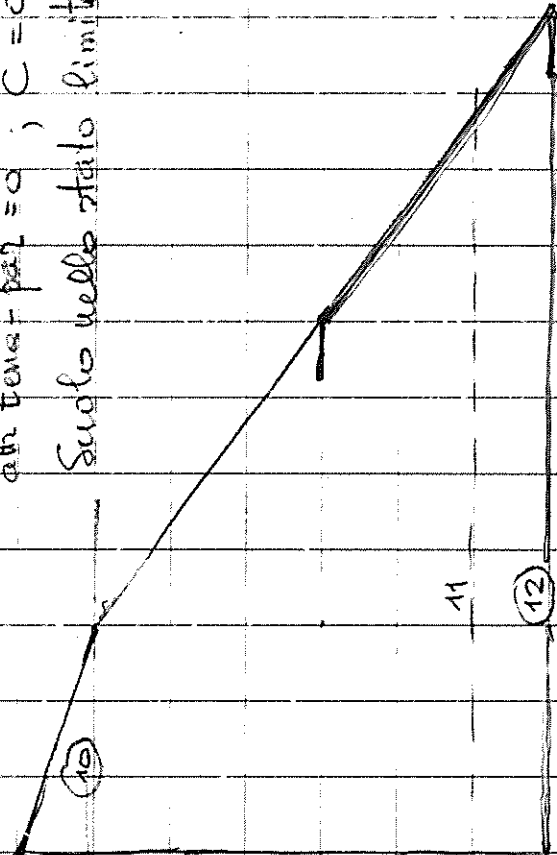
aumentano
 - diffic. di calcolo
 - u° di for. post.



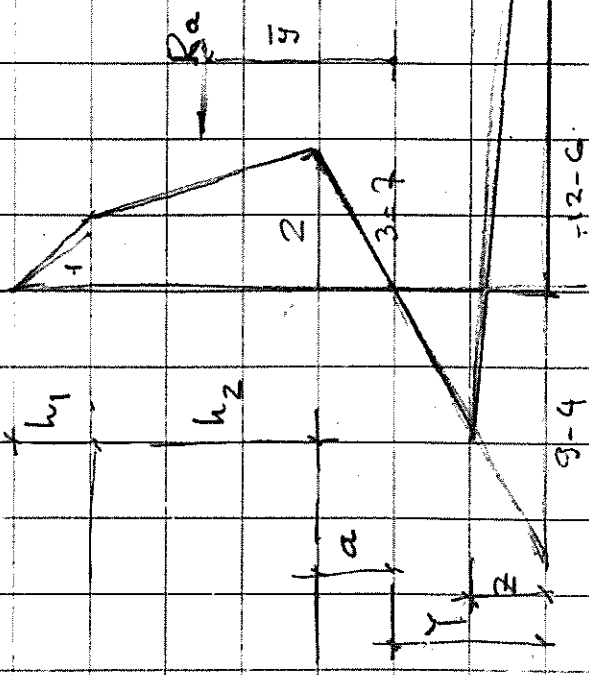
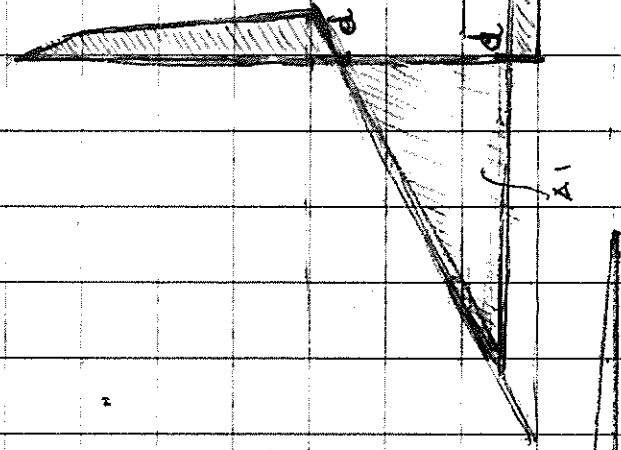
δ/h cohesivuleni

}	da 0,000
	0,002
	0,005

Parete - infima tensiva
 tensiva necessaria; $\varphi = \varphi'$;
 att. tens. - par. = 0; $C = 0$;
 Suolo nello stato limite di rottura



l'infima "tenica", va incrementata
 del 20% di dd



12-C

3-4

DA VARIÁVELS (m...)

$Y = Z$ incognita

Parâmetros informados sem a função

20 $p_1 = k_1 a + b_1 y$
 30 $p_2 = p_1 + k_1' a + b_1' y$
 50 $p_3 = p_2 + k_1'' a + b_1'' y$
 60 $p_4 = p_3 + k_1''' a + b_1''' y$

80 $p_5 = k_1' a + (a + Y - Z) y$
 $p_6 = k_1'' a + (a + Y) y$
 $p_7 = k_1''' a y$
 $p_8 = k_1'''' a + (Y - Z) y$
 $p_9 = k_1'''' a + (a + Y) y$

100 $p_{10} = k_1'''' a + b_1'''' y$
 $p_{11} = p_{10} + k_1'''' a + (Y - Z) y$
 $p_{12} = p_{11} + k_1'''' a + (a + Y) y$

110 $Z = \frac{R_2}{(p_0 - p_4 + p_2 - p_6)}$
 $R_2 y = [p_1 k_1 / 2 (k_1 / 6 + k_2 + a) + p_1 k_2 (k_1 / 2 + a) + (p_2 - p_1) k_2 / 2 (k_1 + a) + p_2 a^2 / 2]$
 $y = [\dots] / R_2$

120 $p_{13} = k_1'''' a + (a + Y) y$
 $p_{14} = p_{13} + k_1'''' a + (Y - Z) y$
 $p_{15} = p_{14} + k_1'''' a + (a + Y) y$

130 $p_{16} = k_1'''' a + b_1'''' y$
 $p_{17} = p_{16} + k_1'''' a + (Y - Z) y$
 $p_{18} = p_{17} + k_1'''' a + (a + Y) y$

140 $p_{19} = p_{18} + k_1'''' a + (a + Y) y$
 $p_{20} = p_{19} + k_1'''' a + (Y - Z) y$
 $p_{21} = p_{20} + k_1'''' a + (a + Y) y$

150 $p_{22} = p_{21} + k_1'''' a + (a + Y) y$
 $p_{23} = p_{22} + k_1'''' a + (Y - Z) y$
 $p_{24} = p_{23} + k_1'''' a + (a + Y) y$

160

170

180

190

200

210

220

230

240

250

260

270

280

290

300

Exemplo aplicação problema PARIN

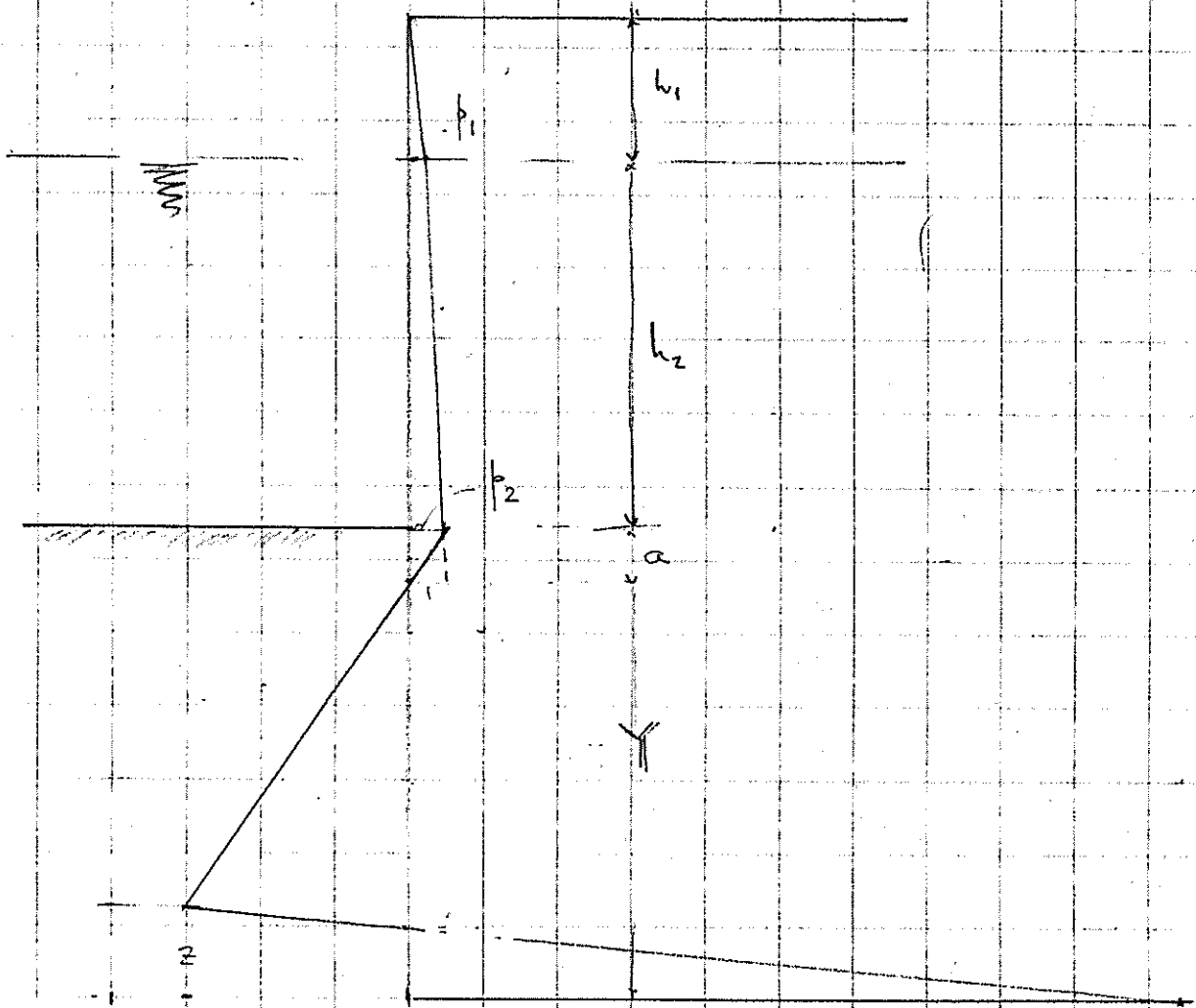
$$H_1 = h_1 = 2\text{ m} \quad H_2 = h_2 = 5\text{ m} \quad G_1 = \gamma = 1.6\text{ t/m}^3 \quad G_2 = \gamma' = 1.1\text{ t/m}^3$$

$$(\phi = \phi' = 34^\circ) \quad K_1 = K_a = K'_a = 0.28; \quad K_2 = K_p = K'_p = 3.5$$

$$\gamma = 5.6\text{ t/m}^3; \quad a = 0.69\text{ m}; \quad z = 1.27\text{ m}; \quad R_a = 10.06\text{ t}; \quad \bar{y} = 2.92\text{ m}$$

$$p_1 = 0.9\text{ t/m}^2; \quad p_2 = 2.44\text{ t/m}^2; \quad p_3 - p_4 = 19.94\text{ t/m}^2; \quad p_{12} - p_4 = 52.86\text{ t/m}^2$$

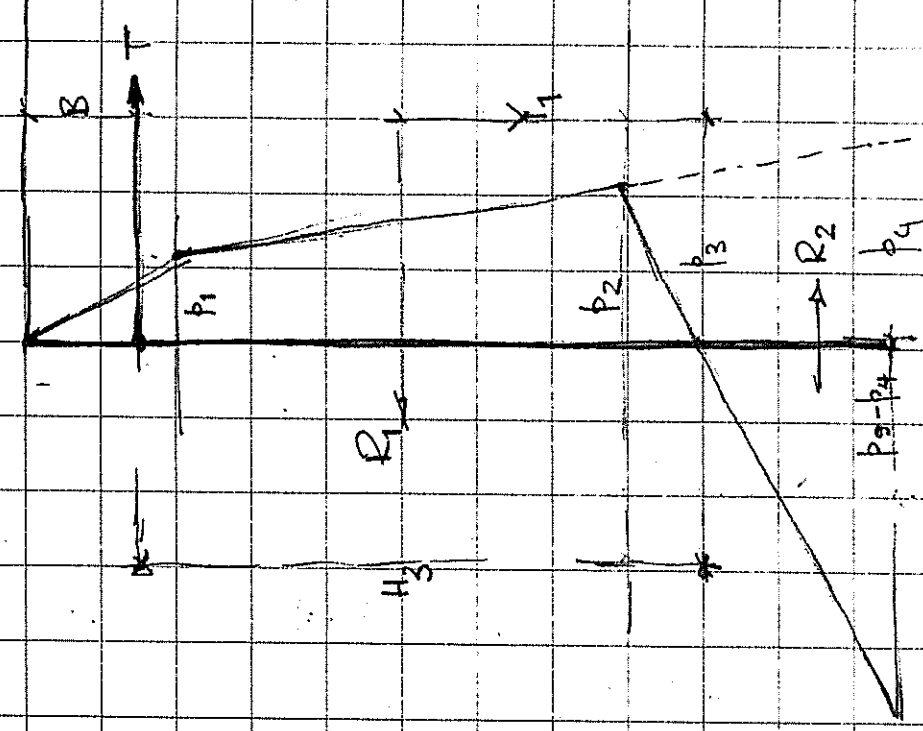
Verifica $R_a + (p_3 - p_4 + p_{12} - p_4) \frac{z}{2} - (p_3 - p_4) \frac{\bar{y}}{2} = 0 \quad \underline{\underline{OK}}$



$$\text{Se } K_2 = K_2 / 1.5 \quad \gamma = 7.1\text{ m}$$

↑ F

PARAPET

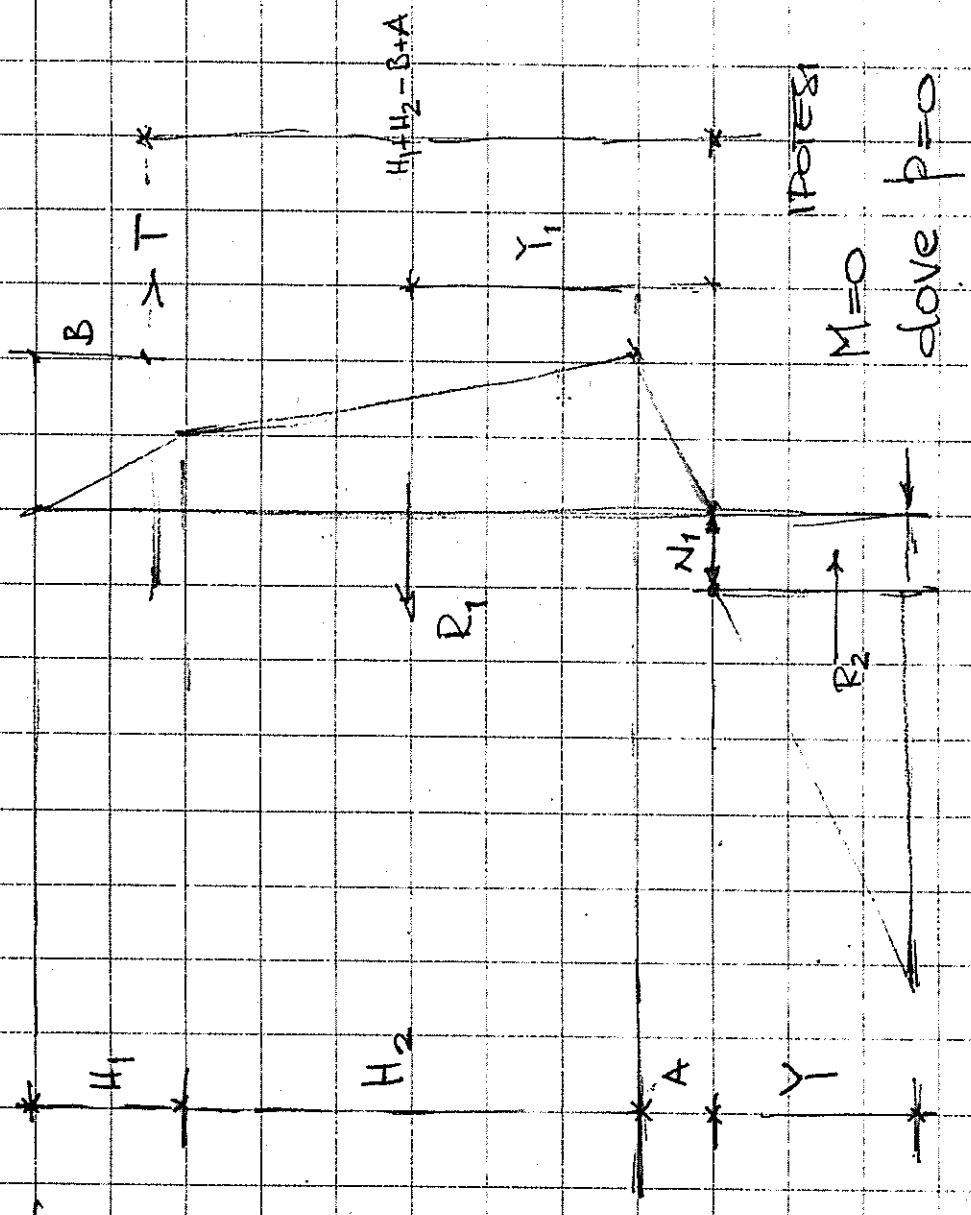


$$p_3 = K_p' (a + Y) + \gamma'$$

cu: dati di paron e $B = 1.00 \text{ m}$:

$$Y = 1.66 \text{ m} \quad T = 5.18 \text{ t/m}$$

PARINT



IPOTESI

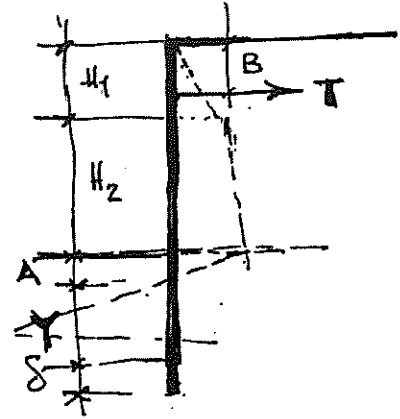
$$M = 0$$

dove $p = 0$

$$Y = 2.67 \text{ m} \quad T = 4.4 \text{ t/m}$$

5 ! PARATIA A SEMPLICE INCASTRO(PADIN)

```
10 INPUT Y
20 P1=K1*H1*G1
30 P2=P1+K1*H2*G2
40 A=P2/(K2-K1)/G2
50 P3=P2+K1*A*G2
60 P4=P3+K1*Y*G2
70 R1=P1*H1/2+(P1+P2)/2*H2+P2*A/2
80 P6=K1*(A+Y)*G2
90 P9=K2*(A+Y)*G2
100 Q0=K2*H1*G1
110 Q2=Q0+K2*(H2+A+Y)*G2
120 Z=2/(P9-P4+Q2-P6)*(-R1+(P9-P4)*Y/2)
130 F=P1*H1/2*(H1/3+H2+A)+P1*H2*(H2/2+A)+(P2-P1)*H2/2*(H2/3+A)+P2*2/3*A^2/2
140 Y1=F/R1
150 D0=R1*(Y1+Y)-(P9-P4)*Y/2*Y/3+(P9-P4+Q2-P6)*Z/2*Z/3
160 DISP Y;D0
```

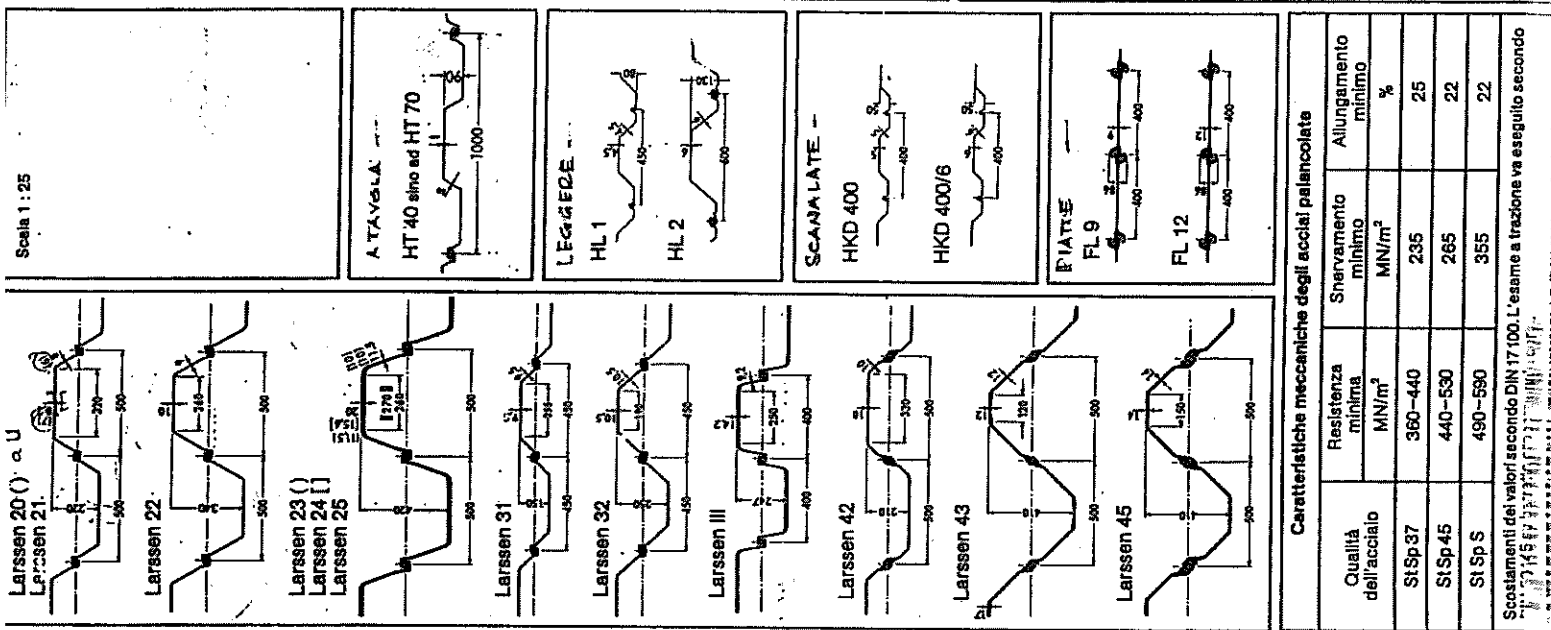


5 ! PARATIA APPOGGIO/TIRANTE(PAQAPT)

```
10 INPUT Y
20 P1=K1*H1*G1
30 P2=P1+K1*H2*G2
40 A=P2/(K2-K1)/G2
50 P3=P2+K1*A*G2
60 P4=P3+K1*Y*G2
70 P9=K2*(A+Y)*G2
80 R1=P1*H1/2+(P1+P2)/2*H2+P2*A/2
90 F=P1*H1/2*(H1/3+H2+A)+P1*H2*(H2/2+A)+(P2-P1)*H2/2*(H2/3+A)+P2*2/3*A^2/2
100 Y1=F/R1
110 R2=(P9-P4)*Y/2
120 H3=H1+H2+A-B
130 D2=R1*(H3-Y1)-R2*(2/3*Y+H3)
140 T=R1-R2
150 DISP Y;T;D2
```

5 ! PARATIA INCASTRO/TIRANTE(PAQINT)

```
10 INPUT Y
20 P1=K1*H1*G1
30 P2=P1+K1*H2*G2
40 A=P2/(K2-K1)/G2
50 P3=P2+K1*A*G2
60 P4=P3+K1*Y*G2
70 P9=K2*(A+Y)*G2
80 R1=P1*H1/2+(P1+P2)/2*H2+P2*A/2
90 F=P1*H1/2*(H1/3+H2+A)+P1*H2*(H2/2+A)+(P2-P1)*H2/2*(H2/3+A)+P2*2/3*A^2/2
100 Y1=F/R1
110 R2=(P9-P4)*Y/2
120 T=R1*Y1/(H1+H2-B+A)
130 N1=R1-T
140 D3=R2*Y/3-N1*Y
150 DISP Y;T;D3
```

Larssen 20 () α U
Larssen 21
Larssen 22
Larssen 23 ()
Larssen 24 []
Larssen 25
Larssen 31
Larssen 32
Larssen III
Larssen 42
Larssen 43
Larssen 45

momenti di flessione ammessi per mt. di parete per il caso di carico (2) (10 N = 1 kp).

Profilo	Dimensioni		Sezione	Peso	Momento d'inerzia	Momento di resistenza	Raggio d'inerzia		momenti di flessione ammessi per mt. di parete per il caso di carico (2) (10 N = 1 kp).		
	b	h					W	I	SI Sp 37	SI Sp 45	SI Sp S

1 $\text{KN/m}^2 = 100 \text{ kg/m}^2$ (carico a 40 kg/cm^2)

Profilo	b	h	t	s	mm	mm	mm	mm	kg/ml	kg/m ² di parete	J	W	SI Sp 37	SI Sp 45	SI Sp S
Larssen 20	500	220	7	6	250	101	39,5	79	6600	600	6,08	84	84	96	126
Larssen 21	500	220	8,2	8	250	121	47,5	95	7700	700	7,98	98	112	112	147
Larssen 22	500	340	10	9	280	155	61	125	12500	1250	11,70	175	200	200	263
Larssen 23	500	420	11,5	10	315	187	77,5	155	42000	2000	14,60	280	320	320	420
Larssen 24	500	420	15,6	10	315	223	87,5	175	52500	2500	15,30	350	400	400	525
Larssen 25	500	420	20,0	11,5	311	262	103	208	63640	3040	15,61	428	486	486	638
Larssen 31	450	150	9,5	9,5	230	127	45	100	3450	460	5,21	64	74	74	97
Larssen 32	450	250	10,5	10,5	250	155	54,9	122	10600	850	8,26	119	136	136	179
Larssen III	400	247	14,2	9,2	285	197	62	155	16670	1350	9,18	189	216	216	284
Larssen 42	500	210	10	10	245	155	61	122	8930	850	7,69	119	136	136	179
Larssen 43	500	410	12	12	275	208	81,5	163	33700	1640	12,70	230	262	262	344
Larssen 45	500	410	14	14	287	254	99,5	199	39200	1910	12,40	267	306	306	401
Larssen 420*	708	750	10	10	345	220	61	173	146300	3900	25,80	546	624	624	819
Larssen 430**	708	750	12	12	390	293	81,5	230	236300	6300	28,40	882	1008	1008	1323
Larssen 450***	708	770	14	14	405	353	99,5	281	287700	7500	28,30	1050	1200	1200	1575
Larssen 62	600	310	9,3	9,2	260	140	68	110	17820	1150	11,30	161	184	184	242

1) Per forniture di pannello quadruplo; allungamenti; s/cronatura di saldatura, ecc.
2) Per il caso di carico 2 la tensione possono essere aumentati del 15% a parità di sezione.

2) Per il caso di carico 2 la tensione possono essere aumentati del 15% a parità di sezione.

Profilo	b	h	t	s	mm	mm	mm	mm	kg/ml	kg/m ² di parete	J	W	SI Sp 37	SI Sp 45	SI Sp S
Hoesch 95	525	190	8	8	238	121	49,9	95	7130	750	7,68	105	120	120	158
Hoesch 116	525	250	9,3	9	258	148	60,9	116	15000	1200	10,10	168	192	192	252
Hoesch 122	525	300	10,7	10	298	175	84,1	122	23000	1700	12,30	238	272	272	357
Hoesch 134	525	300	10	9,5	275	171	70,4	134	25500	1700	12,20	238	272	272	357
Hoesch 155	525	300	12,8	9,8	281	197	81,9	155	30000	2000	12,30	280	320	320	420
Hoesch 175	525	340	14	10	295	223	91,9	175	44200	2600	14,10	364	418	418	546
Hoesch 215	525	340	18,8	12	296	274	113	215	53550	3150	14,00	441	504	504	682

3) Per il caso di carico 2.

Profilo	b	h	t	s	mm	mm	mm	mm	kg/ml	kg/m ² di parete	J	W	SI Sp 37	SI Sp 45	SI Sp S
HT 40	1000	90	4	4	227	51	40	40	639	142	3,50	19,8	-	-	-
HT 50	1000	90	5	5	227	53,7	50	50	788	175	3,50	24,5	-	-	-
HT 60	1000	90	6	6	227	76,4	60	60	936	208	3,50	29,1	-	-	-
HT 70	1000	90	7	7	227	89,2	70	70	1090	240	3,50	33,6	-	-	-

4) Per il caso di carico 2.

Profilo	b	h	t	s	mm	mm	mm	mm	kg/ml	kg/m ² di parete	J	W	SI Sp 37	SI Sp 45	SI Sp S
HL 1	450	80	4,5	4,5	230	57,3	20,2	45	580	140	3,13	19,6	-	-	33,8 ³⁾
HL 2	600	130	6	6	238	80,3	37,8	63	2200	336	5,23	47,3	-	-	81,6 ³⁾

5) Per il caso di carico 2.

Profilo	b	h	t	s	mm	mm	mm	mm	kg/ml	kg/m ² di parete	J	W	SI Sp 37	SI Sp 45	SI Sp S
HKD 400	400	50	5	5	240	58,6	18,4	48	212	85	1,90	102	-	-	15,6 ³⁾
HKD 400/6	400	50	6	6	240	70,4	22,1	55	254	102	1,90	120	-	-	18,8 ³⁾

6) Per il caso di carico 2.

Profilo	b	h	t	s	mm	mm	mm	mm	kg/ml	kg/m ² di parete	J	W	SI Sp 37	SI Sp 45	SI Sp S
FL 9	400	86	9	-	215	172	54	135	500	120	1,71	161	-	-	24,6 ³⁾
FL 12	400	86	12	-	215	194	61	152	500	120	1,61	161	-	-	24,6 ³⁾

I valori delle presenti tabelle sono arrotondati. Essi sono fermati a 3 e per numeri > 10000 a 4 cifre. I termini-fornitura dipende da quantitativi in nota.

Caratteristiche meccaniche degli acciai palancolate

Qualità dell'acciaio	Resistenza minima MN/m ²	Snervamento minimo MN/m ²	Allungamento minimo %
StSp37	360-440	235	25
StSp45	440-530	265	22
StSp S	490-590	355	22

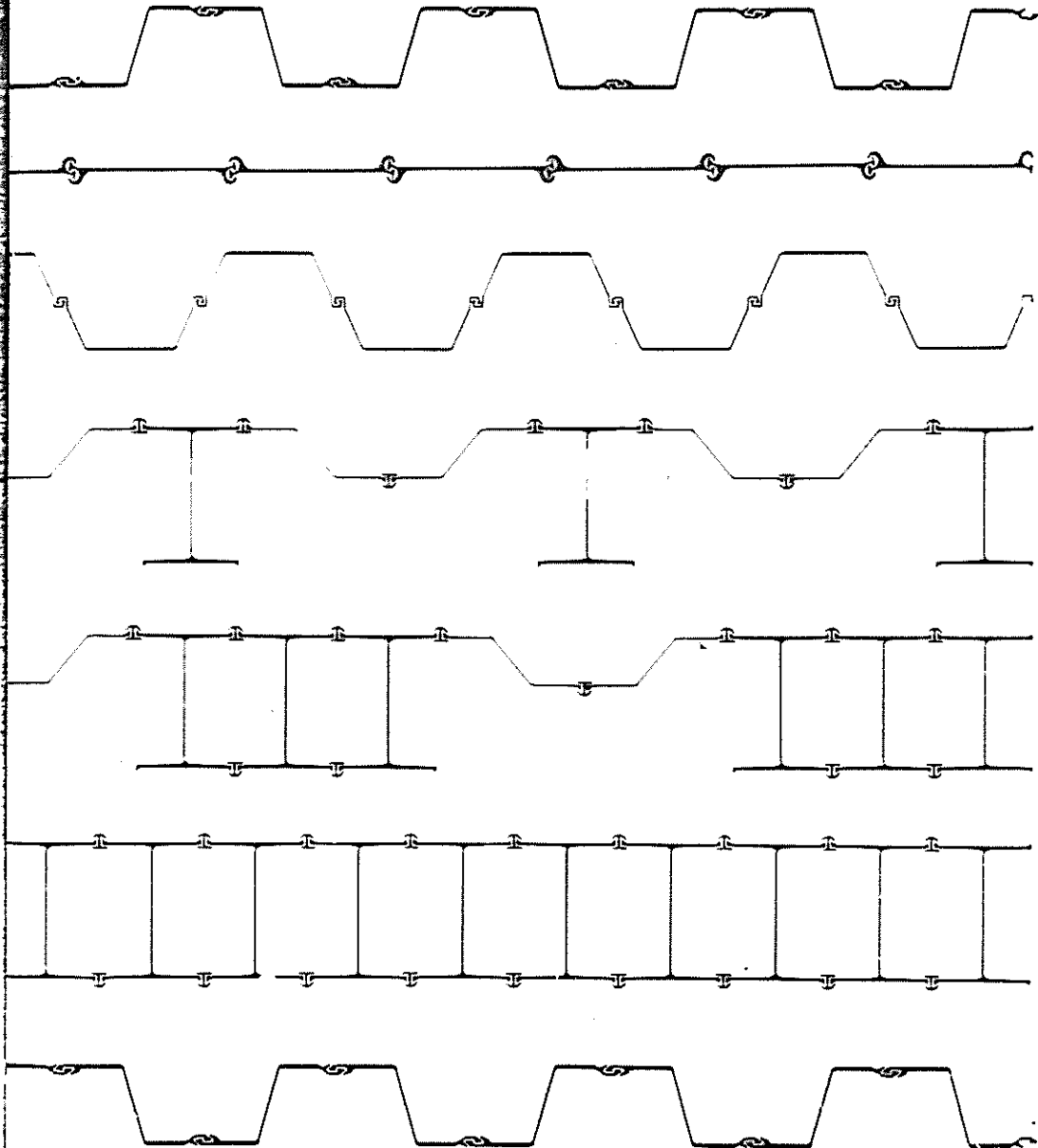
Costanti del secondo secondo DIN 17100. L'esame a trazione va eseguito secondo...



TRADEARBED

Steel Sheet Piles

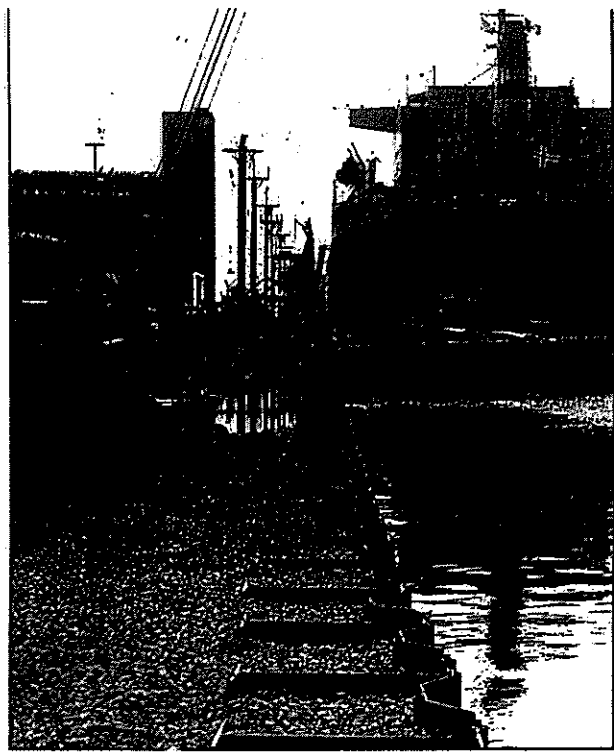
Metric Units edition 1991



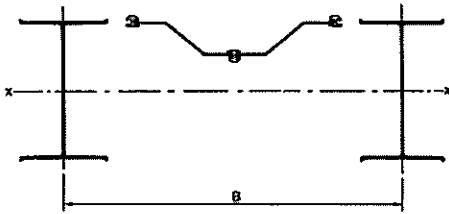
Copyright © 1991 by Trade-Arbed, Inc. All rights reserved. Printed in the United States of America.

Pareti combinate

Sistema HZ

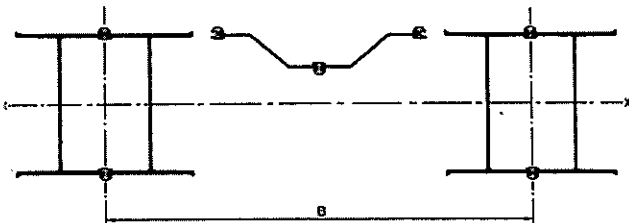


Combinazione 10/13



Profilo	B mm	Sezione cm ² /m	Peso kg/m ² ogni ZH 9,5		Momento d'inerzia cm ⁴ /m	Modulo di resistenza cm ³ /m
			60 %	100 %		
HZ 575 A	1 585	247	156	194	88 680	3 085
HZ 575 B	1 585	259	165	203	97 410	3 400
HZ 575 C	1 585	275	177	215	109 490	3 755
HZ 575 D	1 585	293	190	230	119 930	4 085
HZ 775 A	1 585	284	184	222	185 990	4 800
HZ 775 B	1 585	295	194	232	203 580	5 225
HZ 775 C	1 585	321	212	252	225 920	5 770
HZ 775 D	1 585	333	221	261	243 940	6 200
HZ 975 A	1 585	308	204	242	310 030	6 360
HZ 975 B	1 585	320	213	251	337 820	6 900
HZ 975 C	1 585	351	235	275	377 020	7 670
HZ 975 D	1 585	262	244	284	405 390	8 215

Combinazione 22/13



Profilo	B mm	Sezione cm ² /m	Peso kg/m ² con ZH 9,5		Momento d'inerzia cm ⁴ /m	Modulo di resistenza cm ³ /m
			60 %	100 %		
HZ 575 A	2 065	307	211	240	145 940	5 075
HZ 575 B	2 065	325	226	255	160 910	5 560
HZ 575 C	2 065	348	244	273	177 920	6 105
HZ 575 D	2 065	376	265	295	197 720	6 735
HZ 775 A	2 065	362	255	284	308 380	7 960
HZ 775 B	2 065	380	269	298	335 410	8 610
HZ 775 C	2 065	420	299	329	376 700	9 620
HZ 775 D	2 065	438	312	343	404 370	10 275
HZ 975 A	2 065	400	285	314	516 150	10 590
HZ 975 B	2 065	418	299	328	558 840	11 415
HZ 975 C	2 065	465	335	365	630 290	12 825
HZ 975 D	2 065	483	348	379	673 860	13 655

shown in the figure. This implies that a formwork has to be made for the platform, instead of casting it directly on the soil like for the solid quays. To facilitate the in-situ work, the platform can be made of precast, reinforced concrete elements. Many such elements of more or less sophisticated designs have been introduced.

The main advantage of this semi-solid type as compared to the solid type is that the quay front height can be made substantially higher. The disadvantages are that untreated wooden piles cannot be used, that the piles must have greater cross-sectional dimensions due to the risk of buckling and that corrosion may occur on both sides of the wall.

The semi-solid platform quay may be characterised as a transition from the solid berth structures to the open column and lamella berth structures.

3.5.4 Steel Sheet Pile Corrosion

The corrosion of steel sheet piles varies in differing conditions of sea air and sea water exposure. Experience has shown that severe corrosion occurs in saline water and under marine growth specially in the splash zone and the lower tidal zone with alternative wetting and drying. Another type of corrosion by sulphate-reducing bacteria has been found in the sea bottom zone. These bacteria are active in waters containing nearly no oxygen, like the conditions found in some very polluted harbour basins. See figure 3.5.4.A.

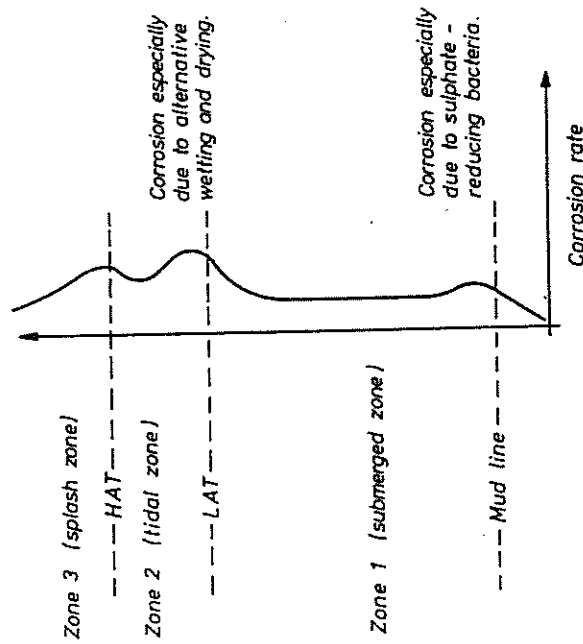


Fig. 3.5.4.A Corrosion of steel sheet pile

For reasons related to corrosion the steel sheet pile cell constructions can be a better solution than traditional sheet pile walls. Steel sheet pile cells are heavily strained a little over the sea bottom where the maximum tensile forces from the fill are acting, whereas in a sheet pile wall the profiles have to resist great moments due to the loads in the tidal zone where the anchors are connected to the wall.

Whether the corrosion is acting on both or only on one side of the profiles, depends very much on the kind of fill used in the cells or behind the wall. If dense material like sand and gravel is used, corrosion on the outside only can be assumed, whereas rock fill leaving water pockets behind the sheet piles, implies danger of corrosion on both sides. One should therefore specify and check that a fill of at least 1 m thickness close up to the sheet piles is sand or gravel.

The rate of corrosion will depend on the following:

- Atmospheric conditions of the environment.
- Seawater salinity. Normally the dissolved salts concentration of seawater lies between 3,2% and 3,6%. The maximum corrosion rate occurs when the salt concentration is a little lower, at around 2,5% to 3,0%. This is typically found in estuarial locations where the river fresh water mixes with the seawater.
- pH value of the seawater. If the pH value is less than 4, the rate of corrosion will increase dramatically.
- Dissolved oxygen. If the dissolved oxygen content in the seawater increases, the rate of corrosion will also increase.
- Temperature. The rate of corrosion increases in direct relation to the increase of the temperature.
- Wave and current. The rate of corrosion increases in direct relation to the wave action against the steel structure and the current speed.
- Chemical composition of the stratum into which the steel is to be embedded.

In the absence of accurate corrosion recordings it can be assumed that, as a rule of thumb, the average corrosion of steel structural elements in quays amounts to about 0.10 - 0.15 mm per year per water side of the steel sheet pile. The pitting corrosion rate in the tidal zone can in Scandinavian harbours be up to 0.5 mm per year, with an average of about 0.3 mm. In tropical waters the rate of corrosion is usually higher.

The reason that metal corrodes in the sea water tidal zone, is due to the fact that parts of the metal surface act as anodes and other parts act as cathodes. Where the electrical current leaves the metal surface, the corrosion attack will start. Pitting corrosion can be dangerous if a pit has been formed, because the chemical composition of the electrolyte in the pit can accelerate the corrosion in the pit.

Where there is great uncertainty about the rate of corrosion in the environment of the berth structure, preparations should be made during construction for the later installation of cathodic protection, which is an electrochemical method of corrosion control. By cathodic protection the corrosion of steel completely immersed under water (zone 1) can be substantially eliminated, and corrosion of steel alternatively exposed to wet and dry conditions, the tidal zone (zone 2) and the splash zone (zone 3), can be significantly protected.

Marine steel structures can be protected by the following two main types of cathodic protection systems as shown in figure 3.5.4.B:

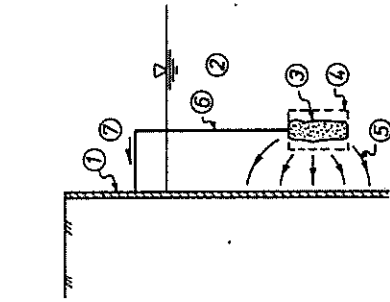
- The sacrificial anode system which consists of a sacrificial anode immersed in the seawater (the electrolyte) and electrically connected to the marine steel structure (e.g. the quay structure). The protected surface of the marine steel structure will now act as a cathode.

The sacrificial anode system requires no external source of electrical power and is relatively easy to install and maintain, and is an attractive system if requirements of protective current are not large. The system will when properly installed, require very little attention and maintenance during the design service life. The anodes which are used today have a design life of about 10-15 years.

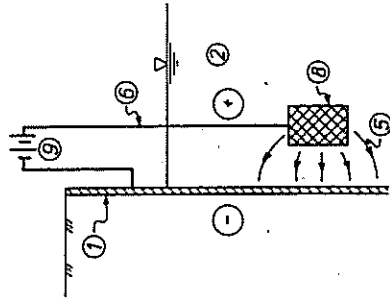
When two different metals are coupled together in an electrolyte (e.g. seawater), one of the metals will act as a sacrificial anode and corrode and the other will act as a cathode. The one which will act as a cathode will be the most noble metal of the two. For example, if steel and zinc are connected in seawater, the zinc will act as an anode to steel because a current will flow from the zinc to the steel. This reaction can only take place when there is an electrolyte present between the two dissimilar metals. The table below shows some metals relationship to each other:

Protected end - cathodic or noble
Gold Platinum
Nickel (passive)
Copper
Nickel (active)
Steel, iron, cast iron
Aluminum
Zinc
Magnesium
Corroded end - anodic

Sacrificial anode system



Impressed current system



1. Marine structure - cathode
2. Sea water - electrolyte
3. Sacrificial anode
4. Metallic ions lost to the electrolyte
5. Electric current flow
6. Insulated wire
7. Electron flow in external circuit
8. Inert anode that discharge the current.
9. External source of direct current

Fig. 3.5.4.B Cathodic protection systems

The anodes which are used today are anodes of aluminum alloy, zinc and magnesium-clad zinc.

- The impressed current system is used to protect marine steel structures which require large quantities of current. As the name indicates, a protective direct current is impressed to the cathode surface by external means. A rectifier consisting of a step-down transformer and a rectifier stack, converts alternating current to direct current.

The anodes used are inert anodes of platinum, platinized titanium, lead alloys, magnetite or other suitable materials.

The difference between the impressed current system compared with the sacrificial anode system, is that in the sacrificial system the anodes corrode because the current is leaving their surface, while in the impressed current system the anodes could be made of non-corroding anodes which enable the anode to last much longer. For both the sacrificial and the impressed current system, the following must be considered to give the marine structure the desired service life:

PALANCOLA 125/110

60 TREFOLI ϕ 1/2"

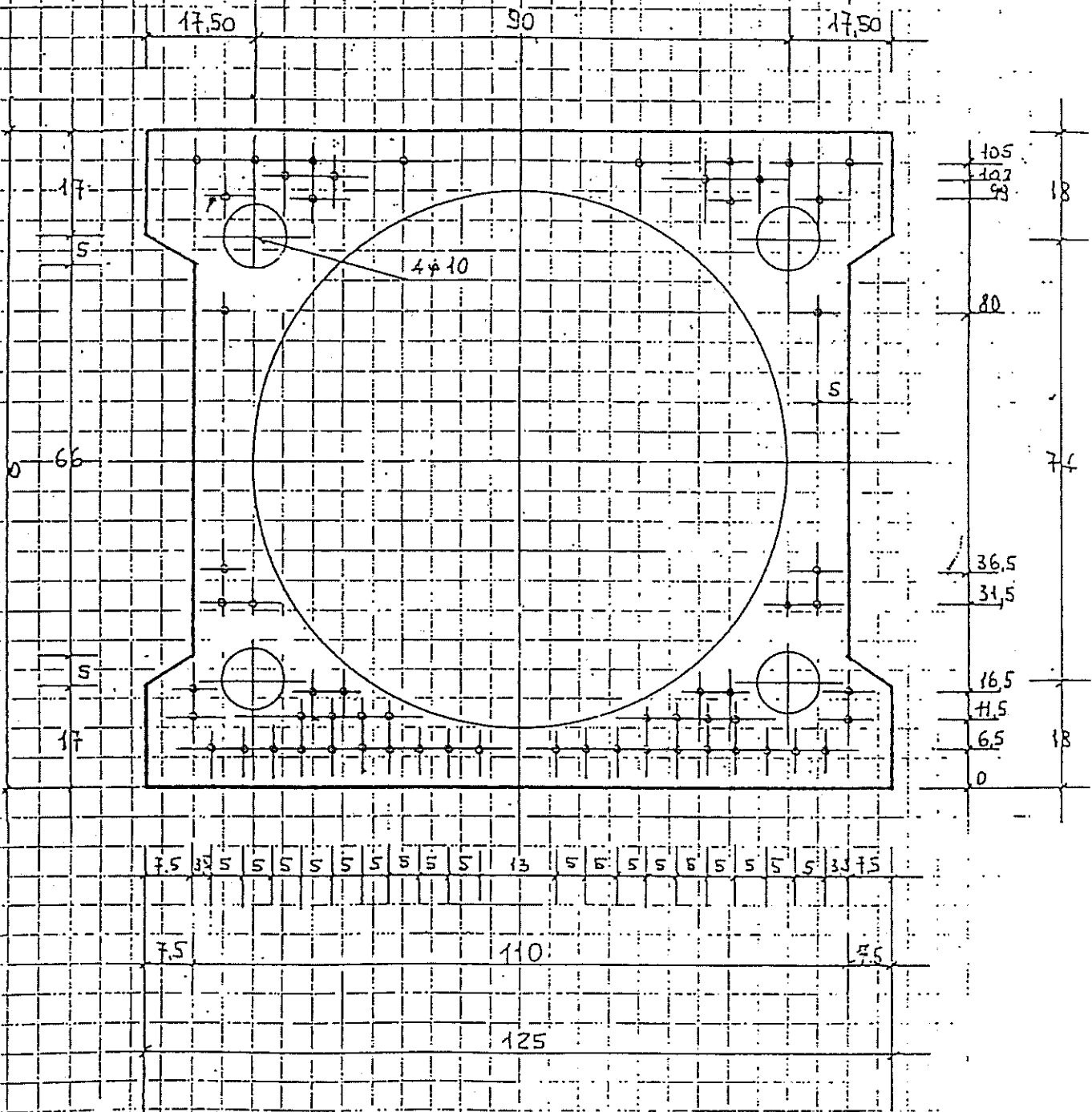
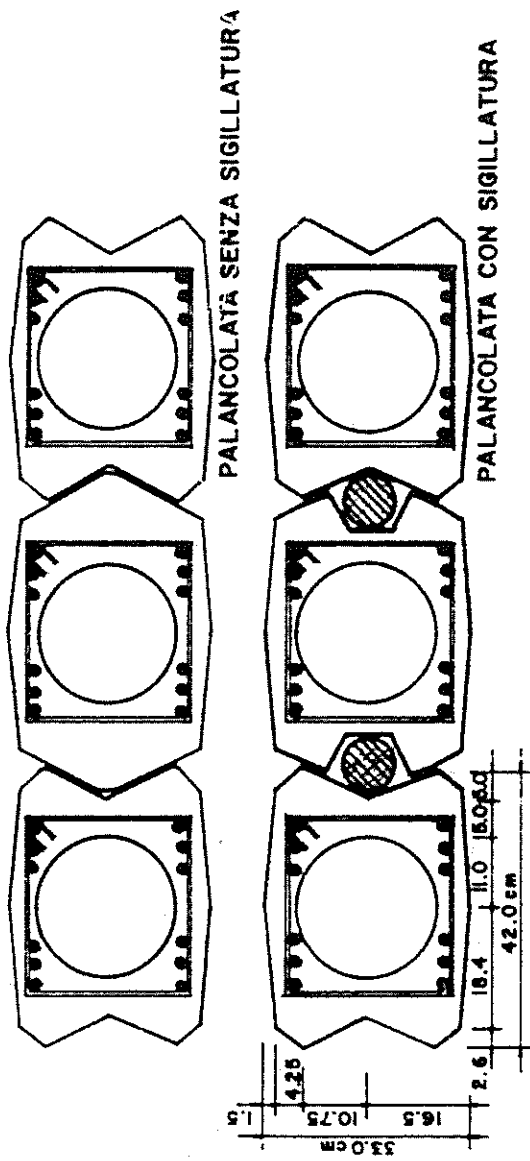


Fig. 43 TIPI DI PALANCOLE DI C.A. PREFABBRICATE



TRAVI DI CORONAMENTO

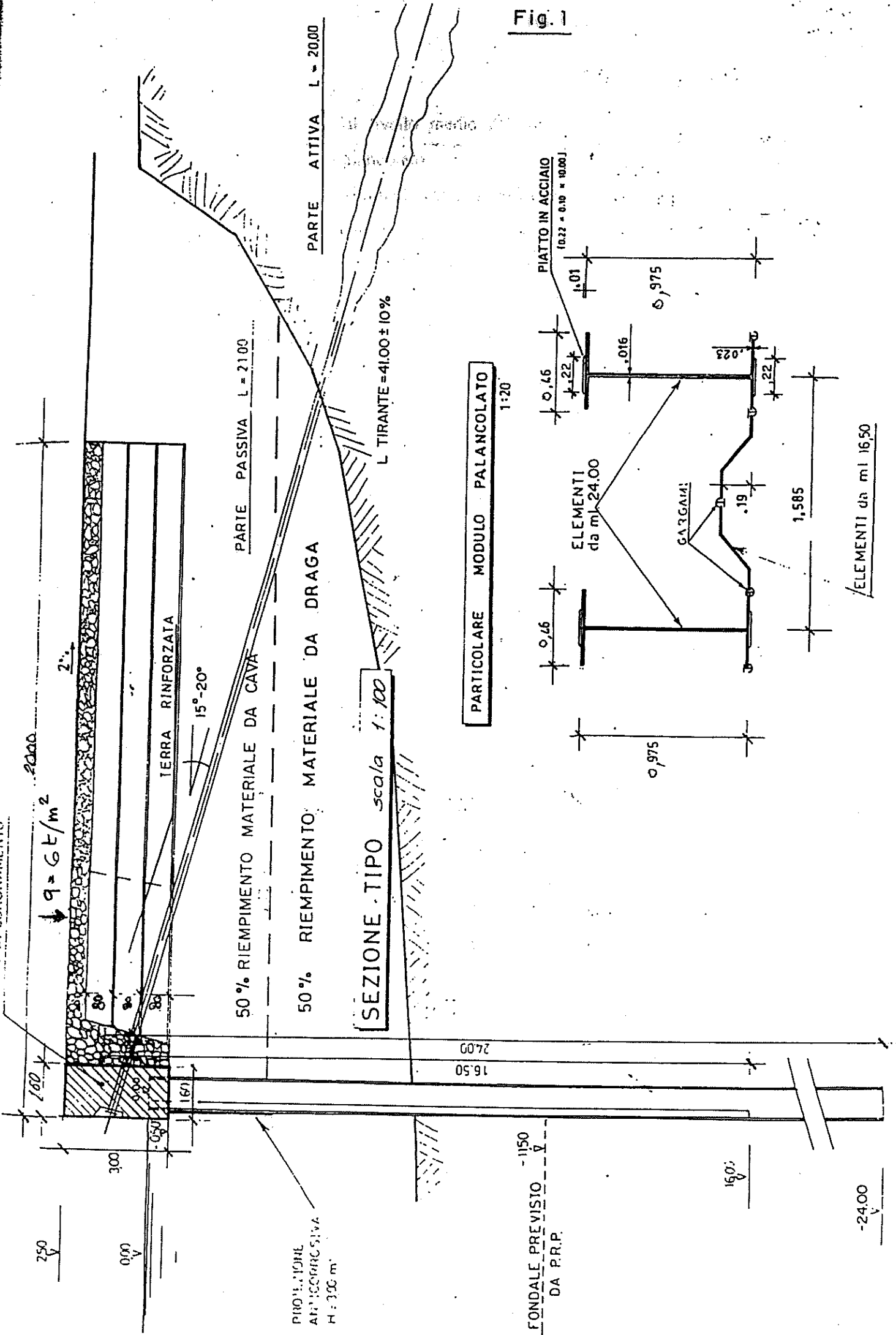
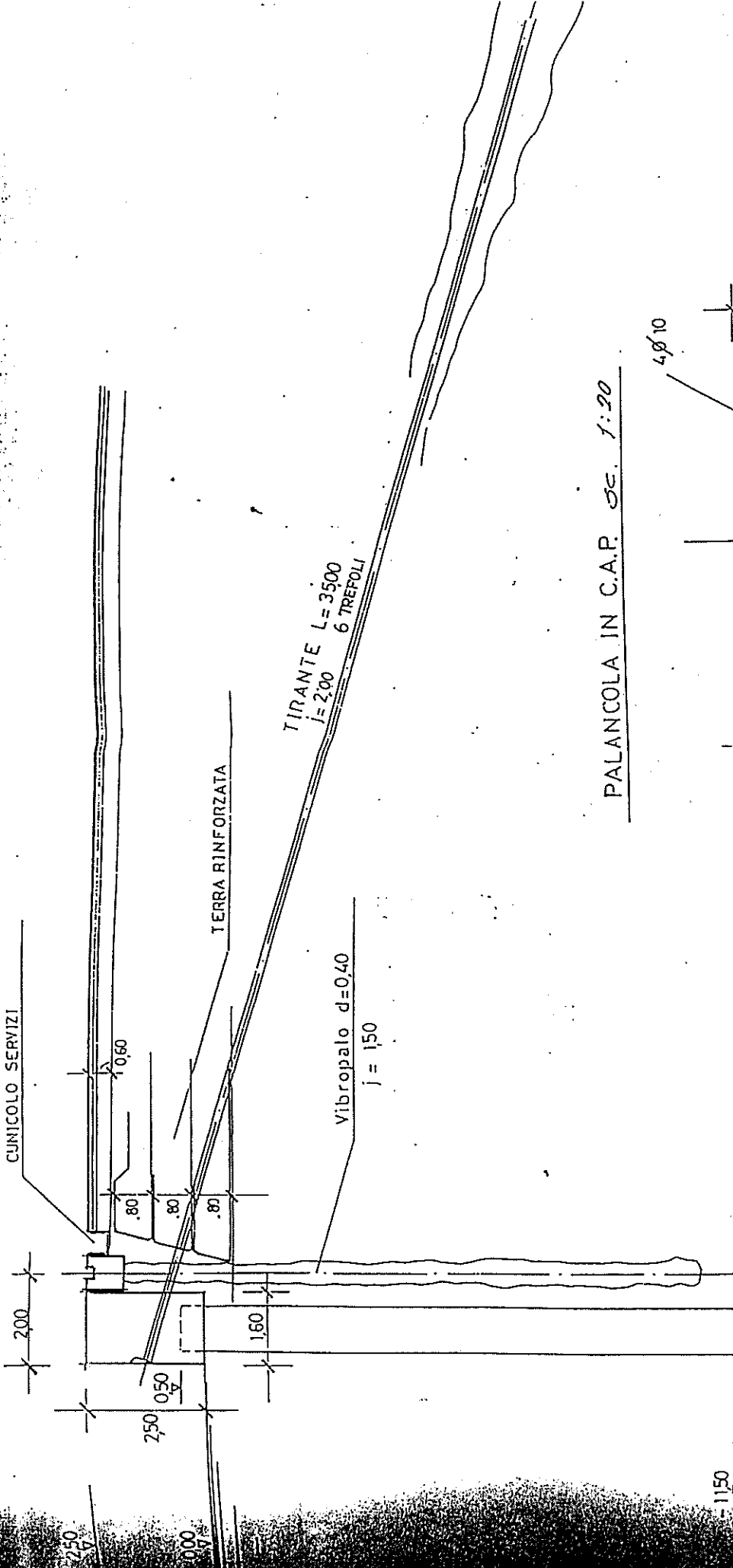
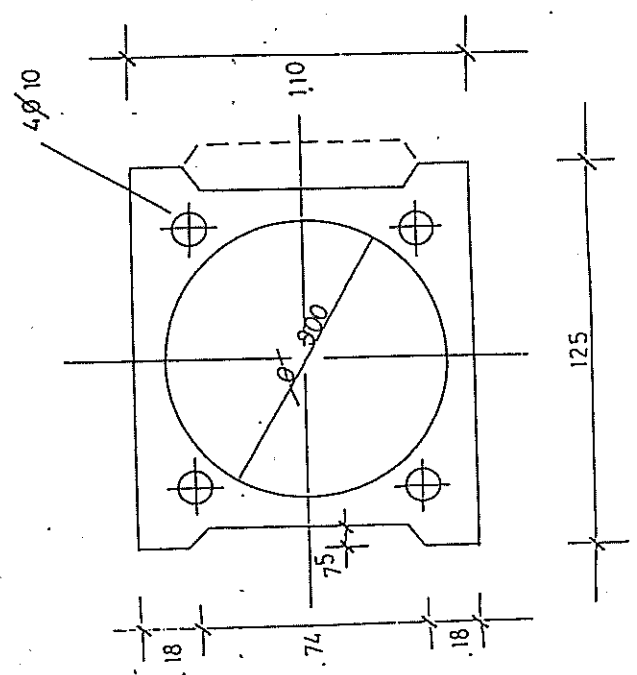
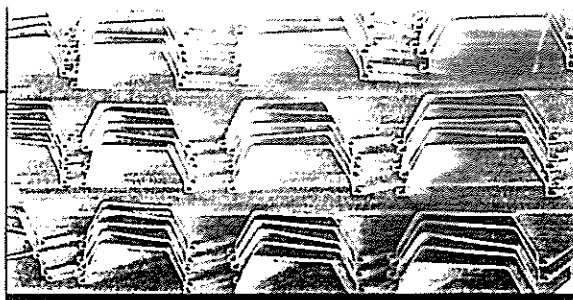


Fig. 1



PALANCOLA IN C.A.P. Sc. 1:20



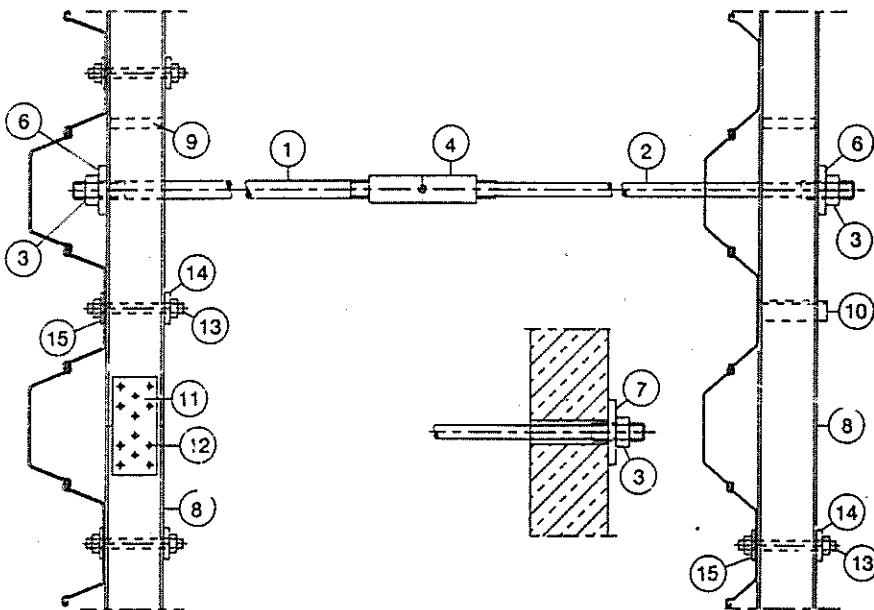
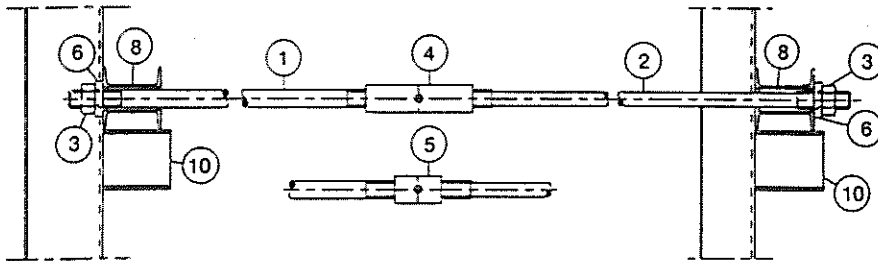


A N C H O R I N G

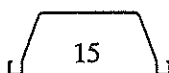
Tie-back Systems

Most of the U sheet pile retaining walls need a supplementary support at the top, in addition to the embedment in the soil. Temporary cofferdams generally use walers and struts to cross-brace the inside excavation. Permanent or large retaining walls are often tied back to an anchor wall installed at a certain distance behind the wall.

The following drawing shows a typical horizontal tie-rod connection for U sheet pile walls. Following components can be identified :



- 1 Plain tie-rod
- 2 Upset end tie rod
- 3 Nut
- 4 Turnbuckle
- 5 Coupling sleeve
- 6 Bearing plate
- 7 Bearing plate on concrete
- 8 Waling
- 9 Spacer
- 10 Supporting console
- 11 Splice
- 12 Splicing bolt
- 13 Fixing bolt
- 14 } Fixing plate
- 15 }



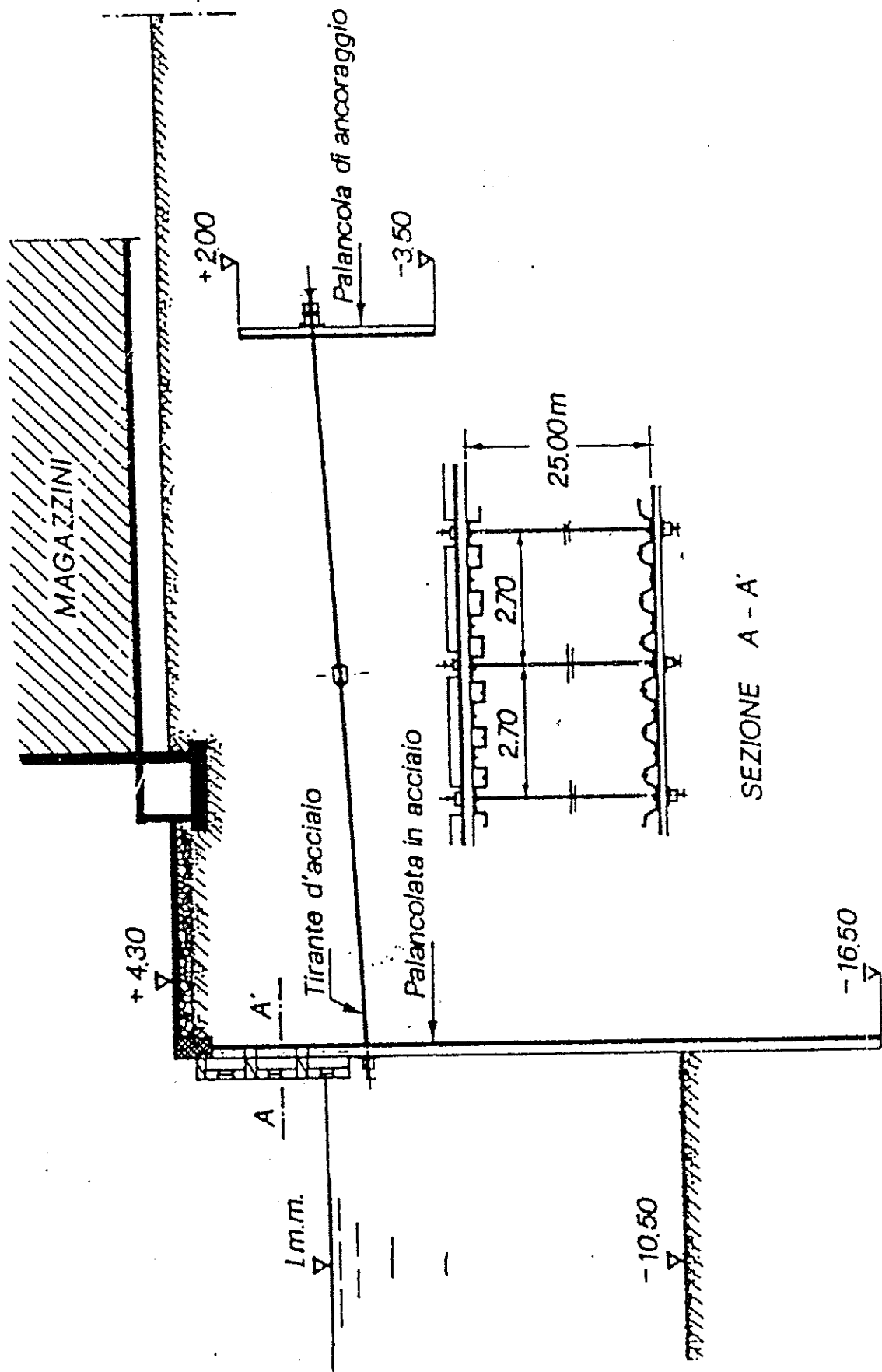
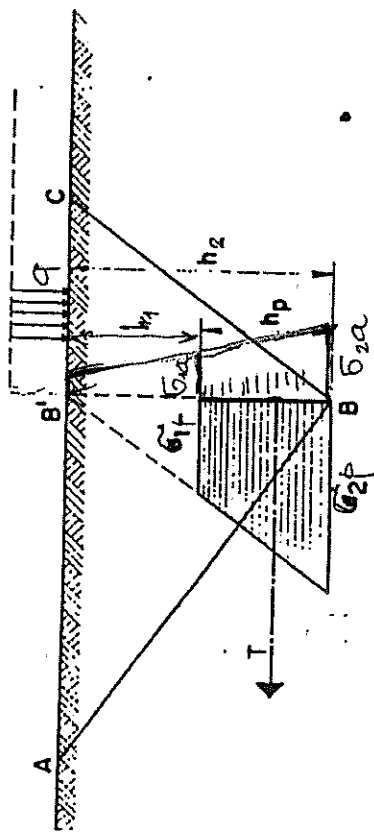
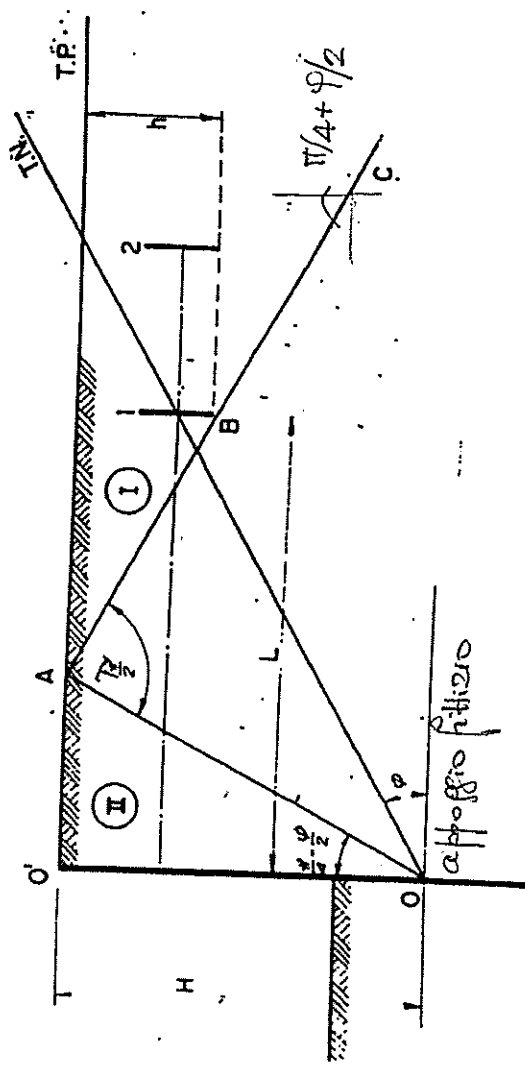


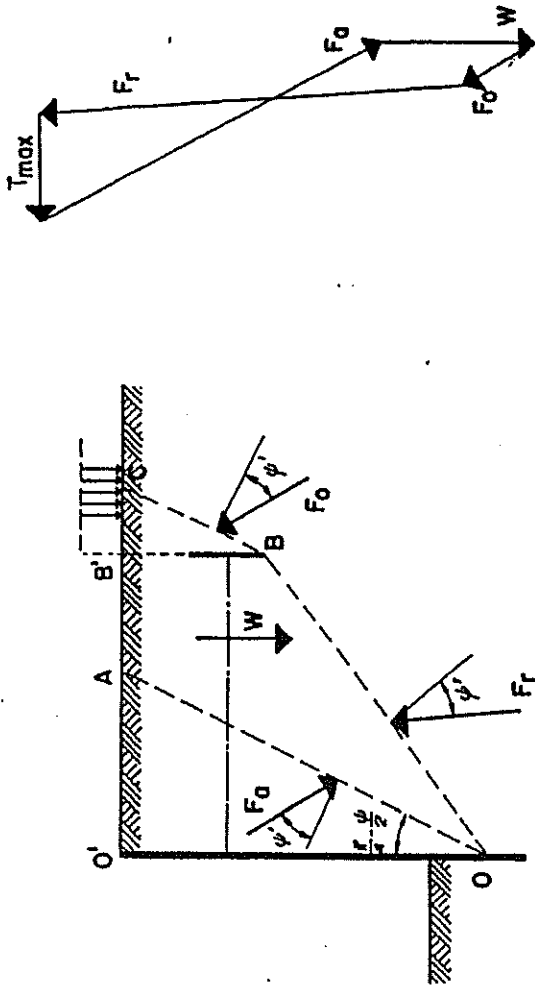
Fig. 64 - Porto di New York (U.S.A.). Banchina Brooklyn con diaframma di palancole LARSEN.



$$\sigma_{1p} = \gamma h_1 K_p \quad \sigma_{1a} = q K_a + \gamma h_1 K_a$$

$$\sigma_{2p} = \gamma h_2 K_p \quad \sigma_{2a} = q K_a + \gamma h_2 K_a$$





4. Gli ancoraggi corfi

Con questo tipo di ancoraggio, la piastra è posta in posizione tale che il piano di compressione passante dal suo piede incontra il piano di scorrimento OA passante dall'appoggio fittizio della paratia, dentro il terreno (fig. 28). Questo fatto determina una riduzione della resistenza utilizzabile. Per calcolare quest'ultima, si propone di ricercare la superficie di scorrimento che si manifesta quando si applica alla piastra d'ancoraggio la reazione T del tirante.

Secondo Kranz, fra tutte le superfici di scorrimento possibili, OBC, composta da due piani OB e

BC, è quella che assicura il più piccolo sforzo ammissibile T_{max} (fig. 29).

Il piano OB unisce l'appoggio fittizio O al piede della piastra. Il piano BC è parallelo al piano OA.

cioè al piano di scorrimento ottenuto applicando la teoria di Coulomb.

Queste conclusioni formulate da Kranz dopo numerosi calcoli, sono state successivamente confermate da Homberg.

Partendo da questi concetti, la reazione massima T permessa si ottiene studiando l'equilibrio del prisma AOB. Le forze in giuoco sono: il peso del prisma W, le risultanti delle reazioni che si sviluppano lungo i piani di rottura e la reazione massima ammissibile T_{max} .

La risultante F_n è ottenuta mettendo in equilibrio il prisma OO'A e considerando liscia la superficie della paratia di palancole. La risultante F_r è ottenuta mettendo in equilibrio il prisma O'BB', per quanto il medesimo venga scisso in due parti dal piano di scorrimento OA.

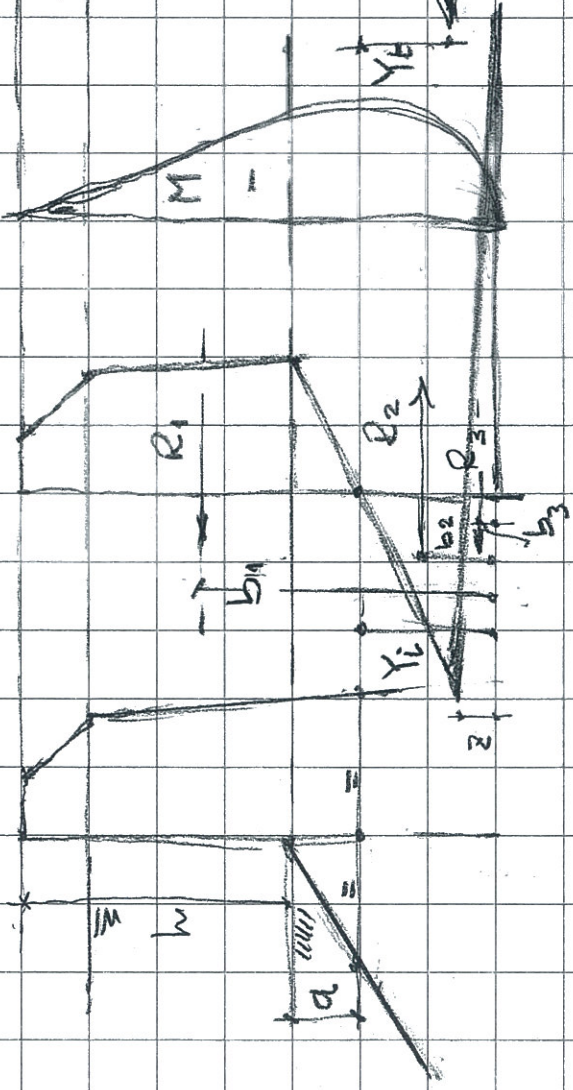
Infine, la risultante F_0 si ricava mettendo in equilibrio il prisma B'BC.

Il poligono delle forze (fig. 29) dà il valore della reazione T_{max} . Si rileva che la risultante F_0 ha una sensibile influenza sul valore di T_{max} , e questo giustifica la considerazione in cui viene preso l'eventuale sovraccarico a destra di B'.

T_{max} sarà uguale a 0 se le componenti orizzontali $(F_n)_x$ e $(F_0)_x$ si equilibreranno $(F_n)_x = (F_r)_x + (F_0)_x$; ma questo è possibile soltanto quando il piano di rottura OB si confonde con il piano OA, il che significa che il piede della piastra d'ancoraggio viene a trovarsi nel piano di scorrimento OA; è questo un caso limite che non ha evidentemente alcuna applicazione pratica.

RISOLUZIONE

SEMPL. INCASTRO



Il valore di a è dato dall'equo gravità delle p. attive e p. passive e zottuna ed è' eguale nei 2 casi. Pertanto anche R_1 è' uguale nei due casi

(moduli)

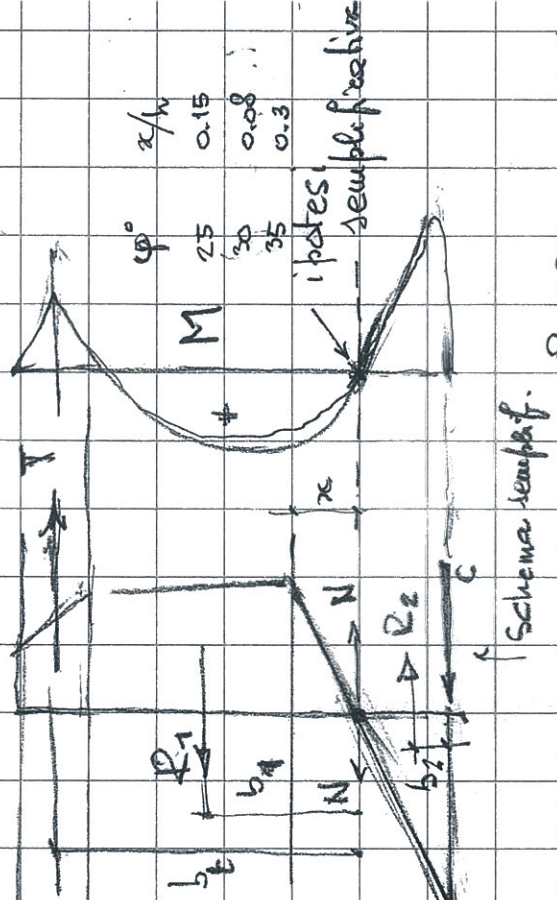
$$R_1 = R_2 + R_3 = 0$$

$$R_1 b_1 - R_2 b_2 + R_3 b_3 = 0$$

R_2, R_3, b_1, b_2, b_3 sono $f(Y_i)$

Per risolvere il problema la ricerca di Y_i che soddisfa le cond. eq.

INCASTRO-TIRANTE

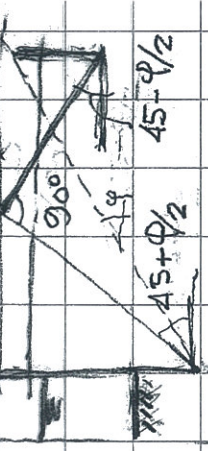


φ°	x/h
25	0.15
30	0.08
35	0.3

ipotesi semplif. (active)

Schema semplif.

Posizione anagrafica (di distesa minima) - \neq



trovare sub.

$$R_1, b_1, b_2 \text{ noti}$$

$$R_1 - T - N = 0$$

$$R_1 b_1 + T b_2 = 0$$

da cui $T = N$

Trovare inf N noto

$$R_2, C, b_2 \text{ sono } f(Y_i)$$

$$R_2 - N - C = 0$$

$$N Y_i - R_2 b_2 = 0 \quad (b_2 = Y_i/3)$$

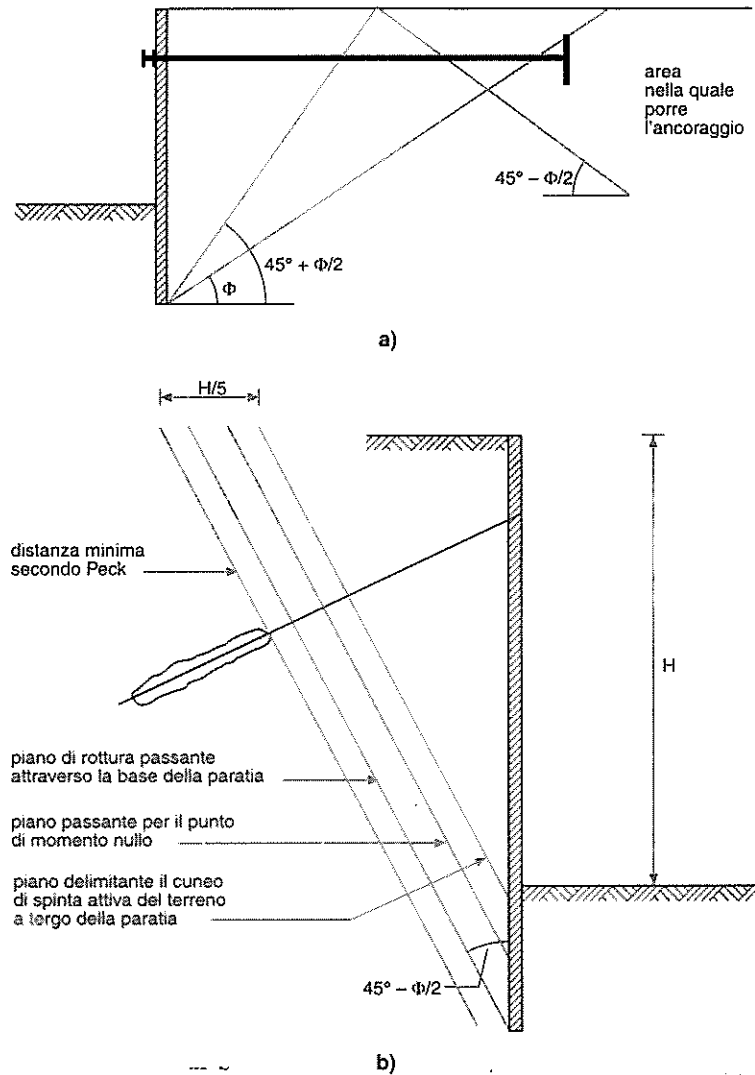
↓ ↓ ↓ ↓



P. positive p. attivo max dimensione (altezza)

$T + S$ attiva < R passiva a zottatura

Figura 17.28



Il sistema di ancoraggio della paratia ha il compito di trasferire la reazione orizzontale attraverso il tirante all'ancoraggio vero e proprio che può essere formato da piastre o da travi di calcestruzzo, da una piccola paratia, da un cavalletto di pali oppure da un tirante vincolato da un bulbo iniettato a pressione (capitolo 14).

L'ancoraggio deve essere sufficientemente lontano affinché il prisma di spinta attiva agente sulla palanca non interferisca con quello di resistenza passiva dovuto all'azione dell'ancoraggio (figure 17.28a e b).

La determinazione della resistenza della piastra di ancoraggio è data come differenza tra la spinta passiva e la spinta attiva (figura 17.29).

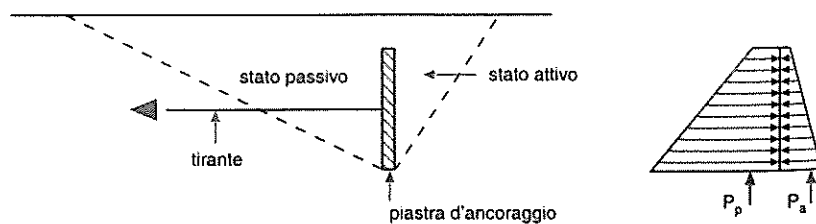


Figura 17.29

Vibroinfissione di palancole e pali

Particolarmente nel campo dell'ingegneria idraulica, lungo il corso dei fiumi, presso specchi d'acqua lacuali o per opere marittime, ma anche per l'ingegneria civile ed industriale, dato lo sviluppo che molte opere hanno avuto «in profondità», nel sottosuolo, sorge spesso il problema di usufruire di opere provvisorie di protezione di scavo: si tratta del settore delle palancole, siano esse in acciaio oppure in calcestruzzo armato.

Le palancole hanno da tempo alleggerito l'uomo dalla spesso rischiosa necessità di eseguire scavi manuali nel terreno, proteggendosi con sistemi di sbadacchiature tramite tavolati e puntelli in legno, raggiungendo la duplice finalità della protezione di scavo e della limitazione degli afflussi d'acqua in presenza di falda; le palancole, inoltre, hanno costituito fin dall'origine un metodo di lavoro per fasi successive ed a ciclo continuo, per esempio per lavori di canalizzazione, ove le fasi successive di infissione, esecuzione degli scavi ed estrazione, si susseguono con continuità di ciclo. Le palancole hanno il pregio del recupero e del reimpiego al termine delle funzioni a loro affidate.

La qualità dei materiali impiegati si è andata evolvendo di pari passo con la varietà delle sezioni disponibili, tali da consentire profondità sempre maggiori di scavo in relazione alle sezioni delle palancole prodotte dall'industria, e tracciati planimetrici sempre più elastici, in virtù della varietà delle combinazioni dei vari tipi di palancole (angoli, tratti curvi, tratti a gradoni, incroci, ecc.), sia che si tratti di palancole metalliche che di palancole prefabbricate in c.a.; quest'ultime spesso impiegate come opere provvisorie, ma anche lasciate in opera come strutture definitive.

Un notevole apporto tecnico all'impiego delle palancole, che si è tradotto in una maggior celerità delle fasi, iniziale, di infissione, e finale, di estrazione, è stato dato dall'evolversi dei metodi di messa in opera e di recupero, basati un tempo sull'uso di masse battenti a caduta od a contraccolpo.

Attualmente l'infissione e l'estrazione delle palancole si impernia su metodi che sfruttano la «vibro-infissione» operante come massa a gravità che genera vibrazioni, applicata alla testata delle palancole, ed agente anche «a trazione» per la fase di recupero.

Per lo svolgimento delle due fasi, iniziale e finale, si impiegano, a seconda delle sezioni di palancole adottate, della natura del terreno, della profondità di infissione, dispositivi generatori della vibrazione di diverso peso e potenza, applicando alla testata delle palancole «pinze» di diverso tipo, atte a trasmettere le sollecitazioni meccaniche, idonee all'incapsulamento della testata delle palancole di varia sezione anche in fase di estrazione, sotto trazione.

Le varie operazioni, al variare della profondità di infissione, sono condotte sotto il controllo di centrali di comando, anche programmabili, che forniscono quelle indicazioni sulla potenza assorbita, sulla frequenza vibratoria, in definitiva sull'andamento delle operazioni, elementi utili per una corretta posa in opera delle palancole.

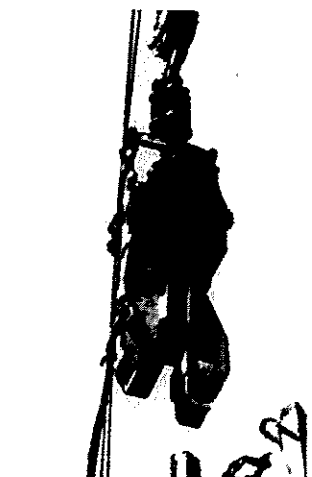
Quanto qui esposto rappresenta concettualmente il metodo impiegato dalla «Presspali» per la realizzazione di palancole sia in profilati metallici (Larssen, Hoesch o di altro tipo) che in c.a.

Allo scopo di illustrare i mezzi impiegati per la realizzazione di opere di protezione di scavo mediante palancole, abbiamo riportato qui a lato alcuni dei dispositivi più comunemente usati per l'infissione e l'estrazione delle stesse.

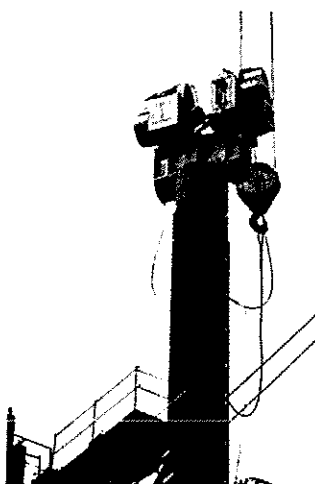
Analogamente alle operazioni di infissione delle palancole, si può operare per l'infissione di pali, destinati a svolgere funzione portante definitiva, si tratti di pali tubolari di acciaio, pas-



Pinza e generatore della vibroinfissione durante la fase di sollevamento.



Dispositivo per la vibroinfissione in fase di applicazione alla testata di una palancole.

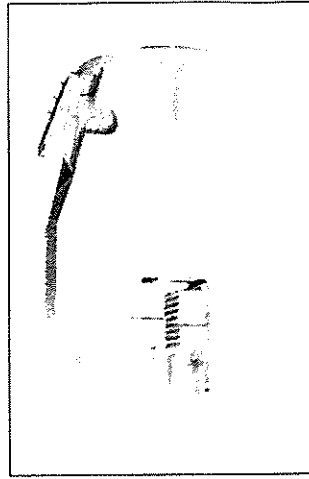


Fase di infissione di un tubo alettato con giunti.

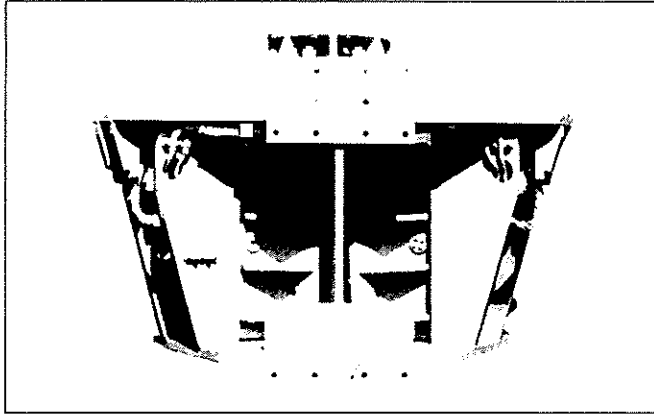
sibili di essere completati con il riempimento in calcestruzzo, oppure di pali prefabbricati in c.a. a sezione circolare o quadrata.

Il metodo della vibroinfissione si presta quindi ad una varietà di impieghi per quanto concerne l'introduzione nel terreno di elementi metallici od in c.a. di varia forma e dimensione, adattando di caso in caso le macchine operatrici, i dispositivi di immorsamento della testata degli elementi da infiggere ed i dispositivi di controllo.

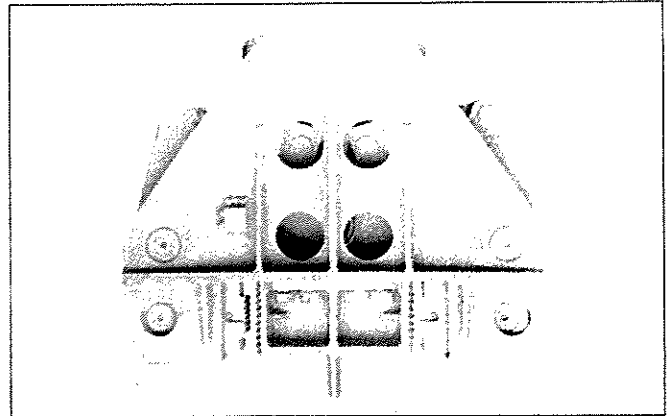
Nelle pagine che seguono diamo una sequenza fotografica di alcuni impieghi di palancole metalliche, citandone la finalità, delle fasi lavorative e degli aspetti cantieristici; qualche immagine sull'infissione di pali prefabbricati inizia la rassegna di questo settore dell'attività della «Presspali».



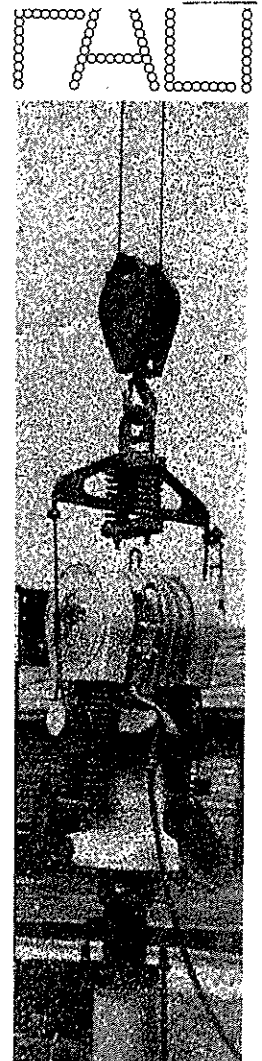
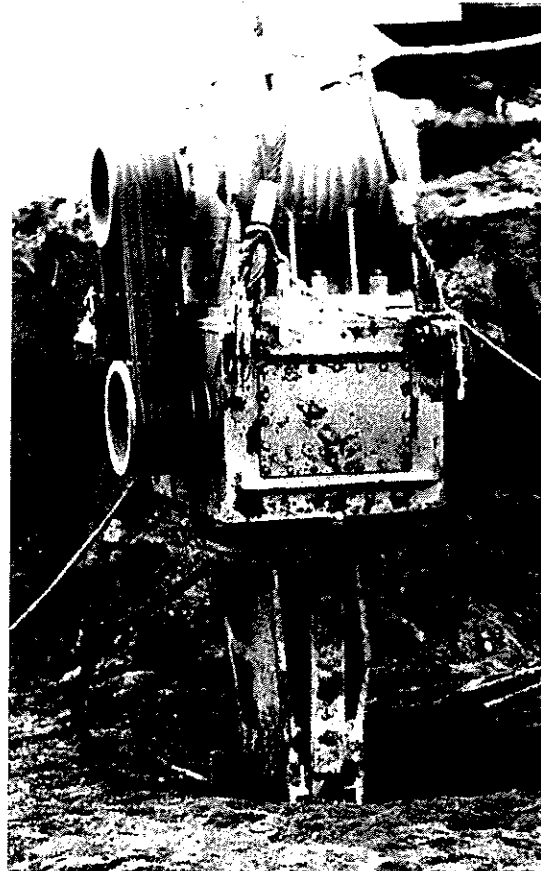
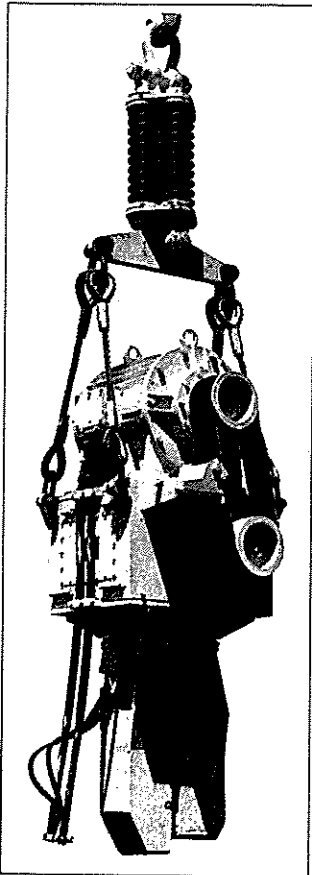
«Pinza» oleodinamica per profilati metallici di vario tipo.



Testata di infissione per pali prefabbricati in c.a.



Testata di infissione per pali tubolari metallici.



Apparati generatori della vibro-infissione: a sinistra, in fase di spostamento; a destra, con pinza applicata ad una palancole metallica.

1. - GENERALITÀ

Le prime applicazioni dello scavo di trincee a pareti verticali piane e parallele in presenza di fanghi bentonitici si ebbero per la realizzazione di diaframmi impermeabili. Completata la trincea si provvedeva, con tecniche appropriate, a riempirla di calcestruzzo in modo da costruire nel terreno un muro impermeabile che permettesse la intercettazione delle falde.

Controllata e controllata su numerose opere eseguite la buona riuscita dei calcestruzzi gettati sotto fango bentonitico, si ampliò il campo di applicazione dei diaframmi utilizzandoli come muri di sostegno in cemento armato per proteggere scavi di qualsiasi dimensione.

Le nuove strutture così realizzate permisero di eseguire, in condizioni di assoluta sicurezza, abbinamenti e fosse di fondazione con pareti perimetrali verticali dove gli scavi tradizionali con pareti a scarpata avrebbero reso impossibile il raggiungimento delle profondità volute con ingombri planimetrici accettabili. Nel contempo la presenza del muro impermeabile riduceva od eliminava gli inconvenienti dovuti alla presenza di eventuali falde.

2. - CENNI SULLE CARATTERISTICHE DEI FANGHI DI PERFORAZIONE UTILIZZATI PER LO SCAVO DI TRINCEE

Il fluido di perforazione è normalmente costituito da una sospensione di bentonite in acqua. In questa sua forma esso presenta la proprietà (tixotropia) di passare dallo stato « sol » quando è in movimento allo stato « gel » quando resta in quiete. Inoltre può essere parzialmente filtrato nei terreni permeabili lasciando sulla parete d'ingresso del mezzo permeabile un intonaco (« cake ») che ne impedisce l'ulteriore filtrazione. Questo fango durante la perforazione svolge le seguenti funzioni:

- impermeabilizza le pareti dello scavo (in seguito alla formazione del « cake ») consentendo di mantenerlo sempre pieno del fluido stesso. L'intonaco non è necessario, e non si forma, in corrispondenza degli strati di terreno non filtranti
- esercita contro l'intonaco e quindi contro il terreno una spinta orizzontale sufficiente ad assicurare la stabilità delle pareti dello scavo. Affinchè questa spinta sia sufficiente è necessario che la pressione esercitata dal fango sia superiore a quella delle acque che permeano i terreni attraversati dallo scavo
- tiene in sospensione, per effetto della tixotropia quando è in stato di quiete, gli elementi più fini di terreno evitando la decantazione sul fondo dello scavo
- funge, per alcuni metri di scavo, da veicolo di trasporto dei detriti di terreno
- può costituire, con opportuni additivi che lo stabilizzano, il riempimento impermeabile definitivo delle trincee scavate.

3. - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE TRINCEE SCAVATE

L'attuale disponibilità di mezzi meccanici permette la realizzazione di trincee a pareti verticali piane e parallele il cui spessore può variare da pochi decimetri sino a grandezze dell'ordine di due metri. Gli spessori devono essere definiti in funzione delle caratteristiche dell'opera da realizzare tenendo presente però, in ogni caso, la natura del terreno da attraversare. Questa natura, per le ragioni che verranno più avanti precisate, condiziona la scelta dell'attrezzatura di scavo e di conseguenza il rapporto tra spessore teorico e spessore effettivo della trincea. Cifiamo come esempio il caso in cui le dimensioni degli elementi litoidi siano piuttosto grandi e dell'ordine di grandezza dello spessore della trincea da realizzare. L'utensile che non potesse frantumare tale elemento apporterebbe totalmente il terreno nella zona corrispondente al suo spessore. (Che per necessità deve coincidere con lo spessore teorico della trincea) e inoltre staccherà dalle pareti gli elementi che occupano parzialmente la zona da scavare. Si avrà pertanto uno spessore effettivo dello scavo superiore a quello teorico.

La profondità e la lunghezza delle trincee realizzabili è funzione solamente del tipo di attrezzatura impiegabile e pertanto i limiti relativi saranno indicati nella descrizione delle varie tecnologie di scavo.

5. - MODALITÀ DELLA POSA IN OPERA DEL CALCESTRUZZO NEGLI ELEMENTI DI DIAFRAMMA GETTATI IN OPERA

Per gettare il calcestruzzo nello scavo pieno di fango bentonitico viene normalmente utilizzata la tecnica dei getti subacquei attraverso tubi, conosciuta come sistema « Contractor ».

Schematicamente il procedimento può essere così descritto:

- a) posa in opera entro lo scavo, pieno del fluido di perforazione, di una tubazione metallica provvista all'estremità superiore di un imbuto della capacità di circa 500 l. L'estremità inferiore viene lasciata ad una distanza di 20+30 cm dal fondo dello scavo
- b) (in un'opera, tutto il tubo, di un tipo di qualità concentrica di consistenza plastica. La funzione di questo tipo è di evitare la mescolazione del calcestruzzo con il fango che riempie la colonna durante la discesa del primo impasto
- c) posa in opera attraverso l'imbuto e la colonna di tubi del primo calcestruzzo sino a che attorno al piede della tubazione se ne sia formato un bulbo avente un'altezza minima di un metro
- d) proseguimento del getto, continuando l'alimentazione come al punto c), « aiutando » il deflusso del calcestruzzo con movimenti alternati verso l'alto e verso il basso della batteria di tubi ed avendo costantemente cura di controllare che l'immersione dell'estremità inferiore del tubo, entro la massa di calcestruzzo, non discenda al di sotto di 1,00 m. Ogni qualvolta detta immersione si avvicini a valori che non permetterebbero una regolare posa in opera del calcestruzzo, si provvede ad accorciare la batteria di tubi togliendone l'elemento superiore.

In tal modo il calcestruzzo defluisce nello scavo dal basso verso l'alto e la porzione degradata dal contatto con il fango non è mescolata con la rimanente parte del getto. Al termine dell'operazione, tale porzione si trova nel lembo superiore del pannello dove può essere facilmente rimossa.

Le caratteristiche di resistenza e qualità del calcestruzzo variano in funzione delle finalità del diaframma. Si impiegano calcestruzzi « plastici » quando si richiedono al diaframma esclusivamente funzioni di tenuta idraulica ed una certa adattabilità alle deformazioni del terreno circostante. Si pongono in opera calcestruzzi di elevata resistenza meccanica nel caso di diaframmi con compiti statici. La buona qualità del calcestruzzo è raggiunta anche grazie alle condizioni ambientali in cui avviene la sua maturazione.

Le eventuali armature di acciaio vengono confezionate in « gabbie » e poste in opera prima del getto. Su di esse non si forma alcun intonaco bentonitico. La completa mobilitazione dell'aderenza ferro-calcestruzzo è stata ampiamente verificata da prove sperimentali.



6. - FASI E MODALITÀ ESECUTIVE DEI DIAFRAMMI

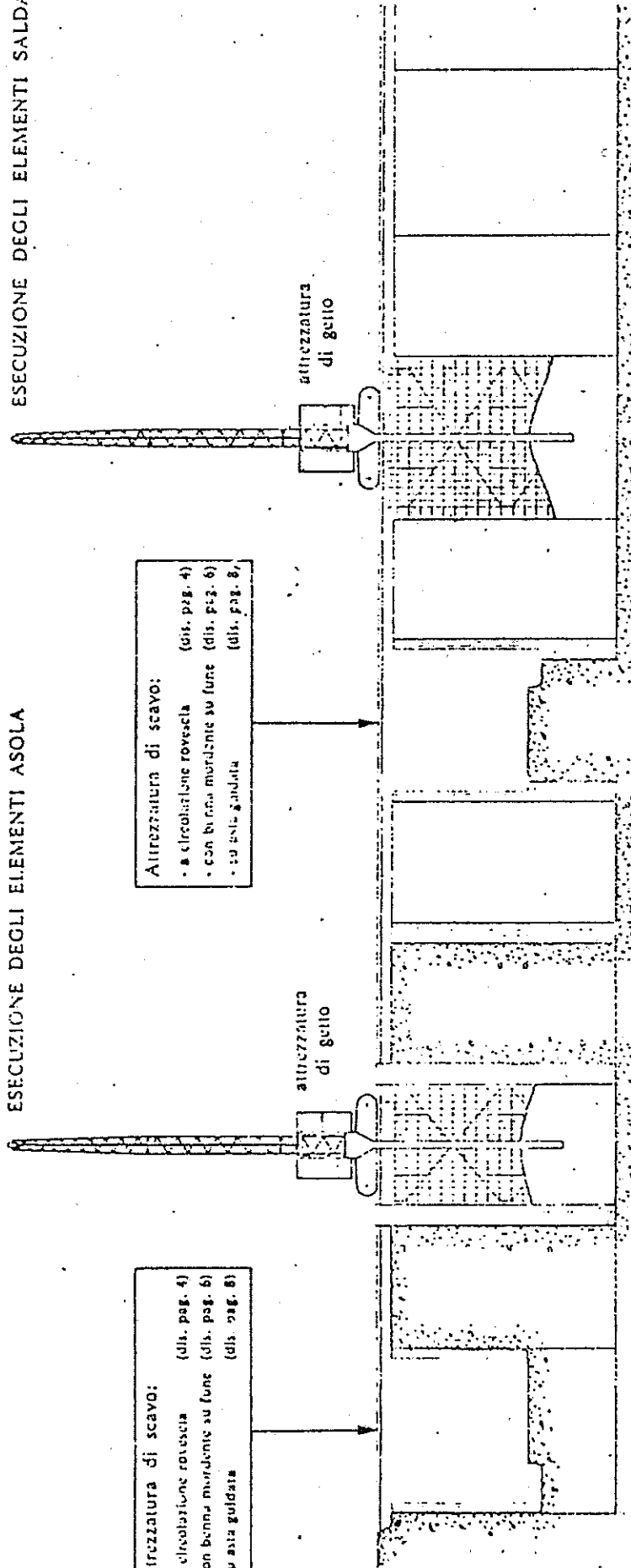
La successione delle operazioni per la realizzazione del diaframma prevede la costruzione di elementi « asola » (dispari) distanziati planimetricamente tra di loro e caratterizzati da estremità di forma semicilindrica concava a generatrici verticali. Successivamente si eseguono gli elementi « saldato » (pari) posti a chiudere gli intervalli tra gli elementi « asola », caratterizzati da estremità di forma semicilindrica convessa aderente agli estremi cavi dei due elementi adiacenti già costruiti ed in essi immersi.

Per realizzare lo schema sopra esposto durante la costruzione dei pannelli dispari, e per quella di ciascuno di essi, vengono poste alle estremità del pannello due colonne verticali di diametro pari a quello del diaframma. Esse vengono estratte dopo il getto di calcestruzzo e lasciano nel calcestruzzo l'impronta semicilindrica concava. Durante la costruzione degli elementi pari, l'obiettivo di perforazione ripulisce le superfici terminali dei pannelli dispari. Eseguendo il getto, in questa fase senza tubi-forma, le estremità dei pannelli pari assumono la forma semicilindrica convessa adunandosi esattamente ai pannelli dispari.

In molti casi le condizioni di utilizzazione dell'opera da eseguire permettono di rinunciare al piego dei tubi-forma ed allora si realizzano giunti a superfici cilindriche convesse accostate tra loro. I materiali costituenti il diaframma lo consentono, si ottengono dei giunti compenetranti mediante l'asportazione di parte degli elementi « asola » effettuata nella fase di scavo degli elementi « asola ».

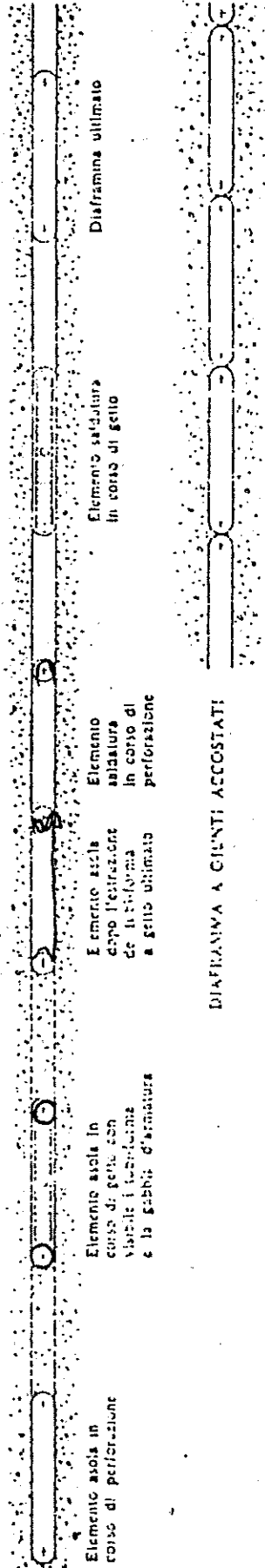
SCHEMA DELLE FASI ESECUTIVE DI UN DIAFRAMMA

ESECUZIONE DEGLI ELEMENTI SALDATURA

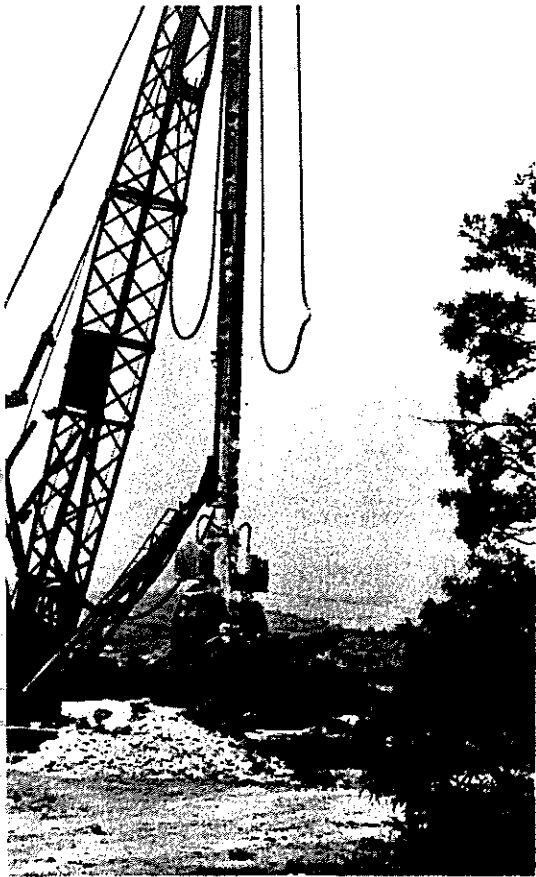


ESECUZIONE DEGLI ELEMENTI ASOLA

DIAFRAMMA CON GIUNTI REALIZZATI MEDIANTE TUBO FORMA



DIAFRAMMA A GIUNTI ACCOSTATI



Una attrezzatura di perforazione di setti per l'esecuzione di diaframmi continui; si tratta del tipo «a benna guidata» con aste (kelly).



Altro tipo di benna mordente per l'esecuzione dei diaframmi; si noti la particolare carenatura superiore.

Ur
zi
sti

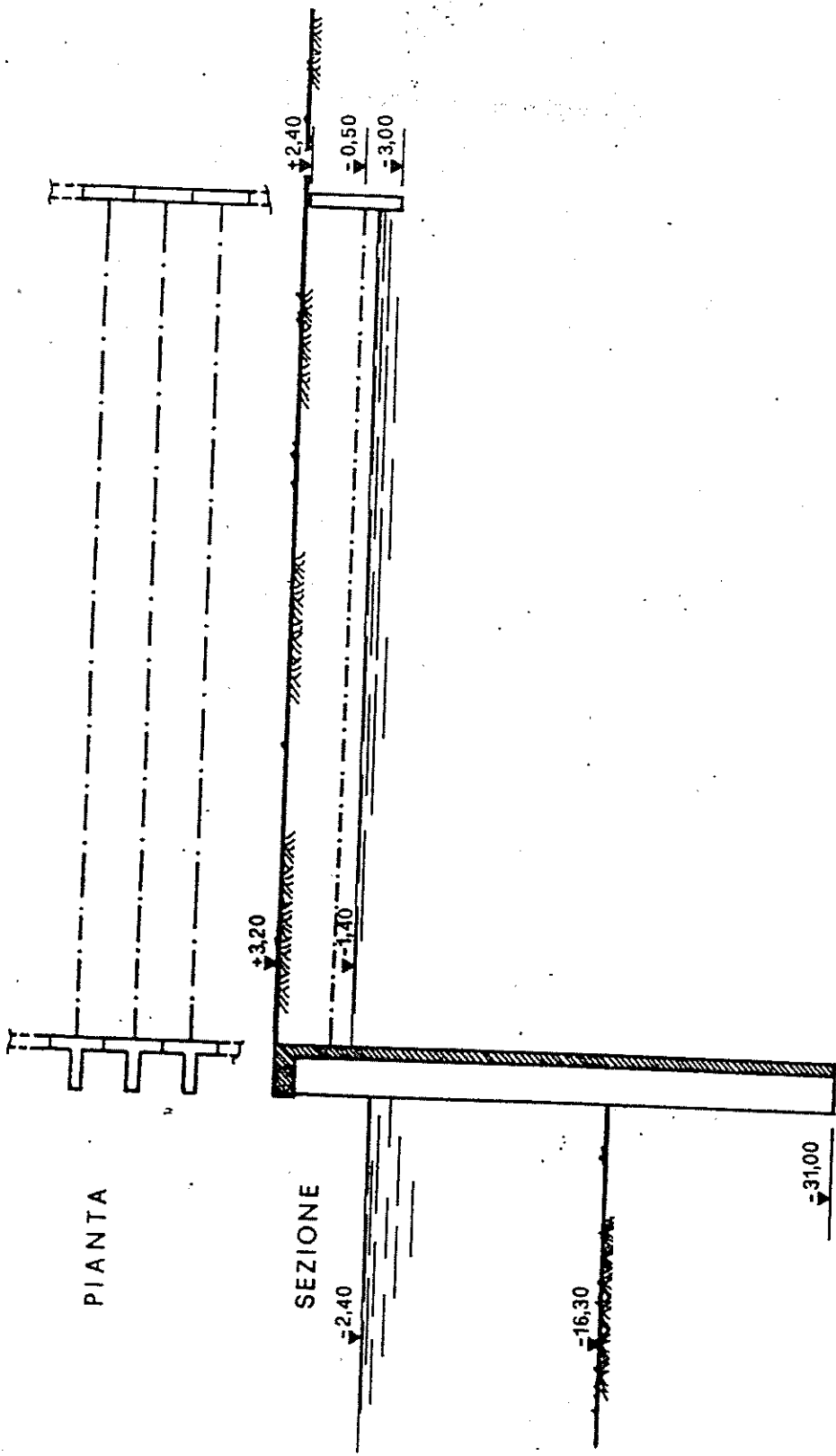


fig. 3

Vedere Reg. ne Turchine Bandar Abbas
 P. S. A. C. M. 1981

Fig. 30 ANCORAGGIO REALIZZATO CON PIASTRA DI C.A.

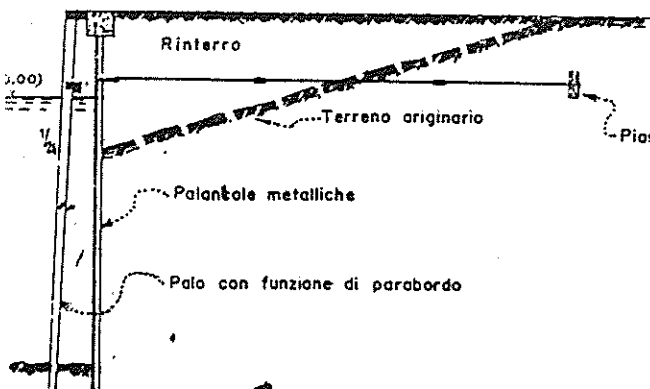


Fig. 31 ANCORAGGIO REALIZZATO CON PALANCOLE

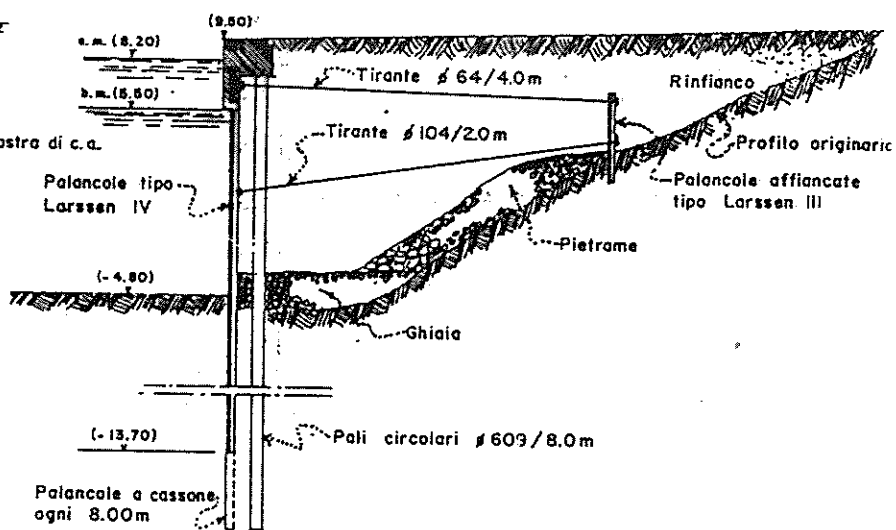


Fig. 32 ANCORAGGIO REALIZZATO CON BLOCCO A GRAVITÀ

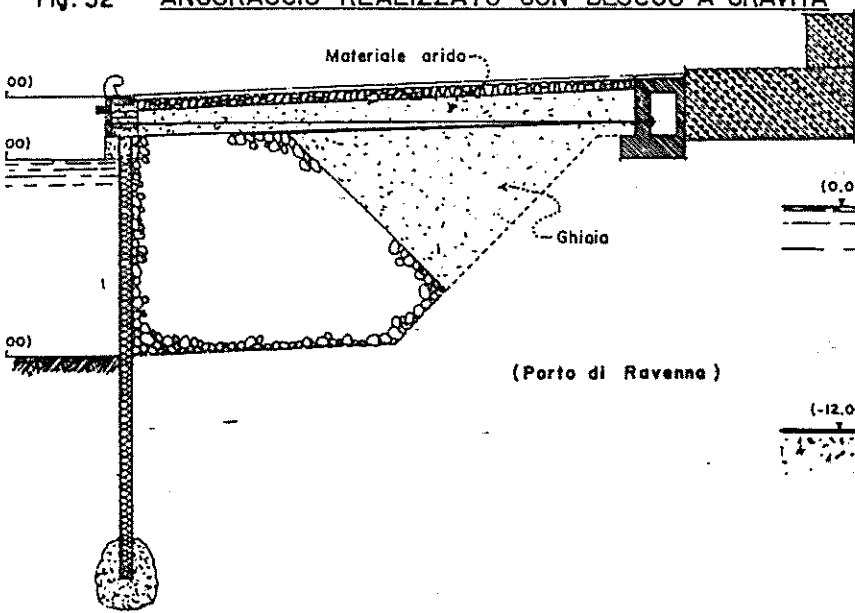
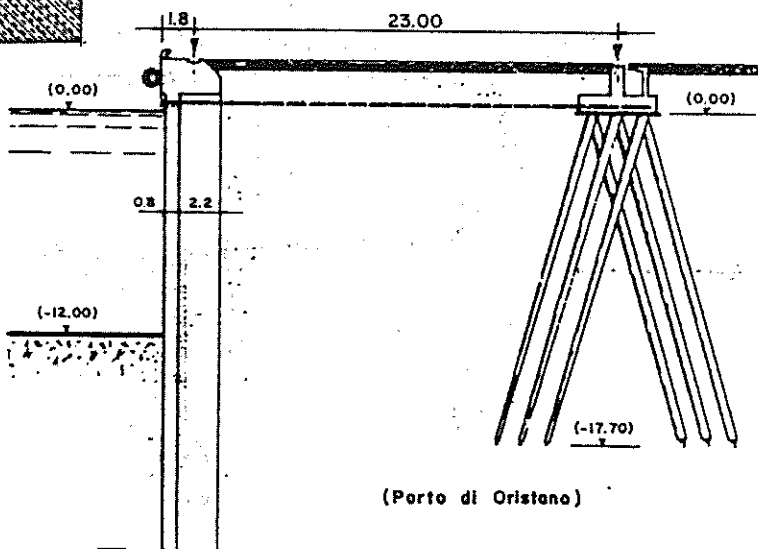


Fig. 33 ANCORAGGIO REALIZZATO CON PALI INCLINATI



ANCORAGGIO REALIZZATO CON PALI OBLIQUI ANCORATI

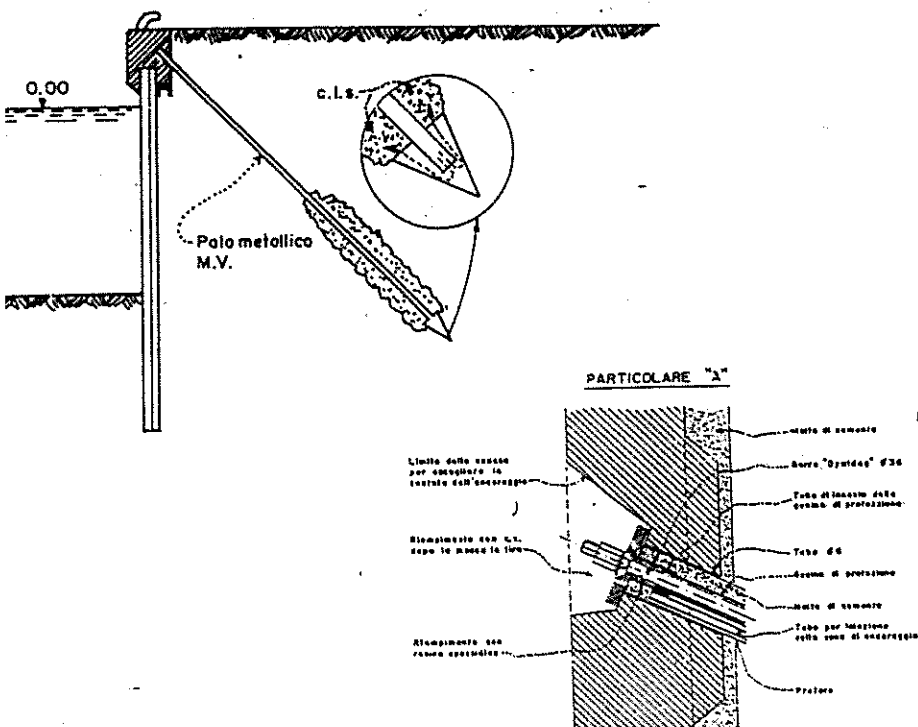
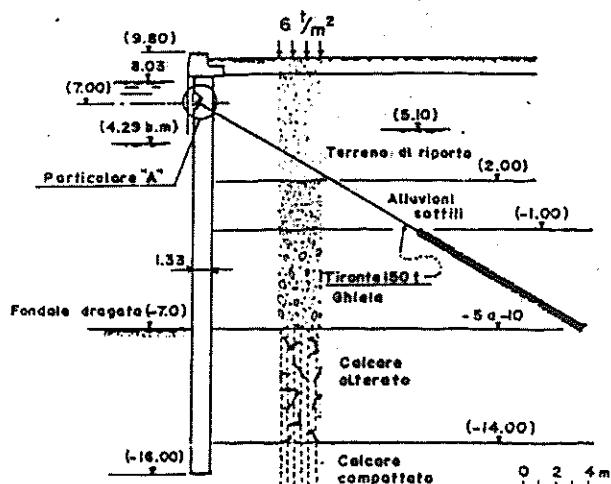


Fig. 36 TIRANTI OBLIQUI PRECOMPRESSI (Porto di Moulineaux)



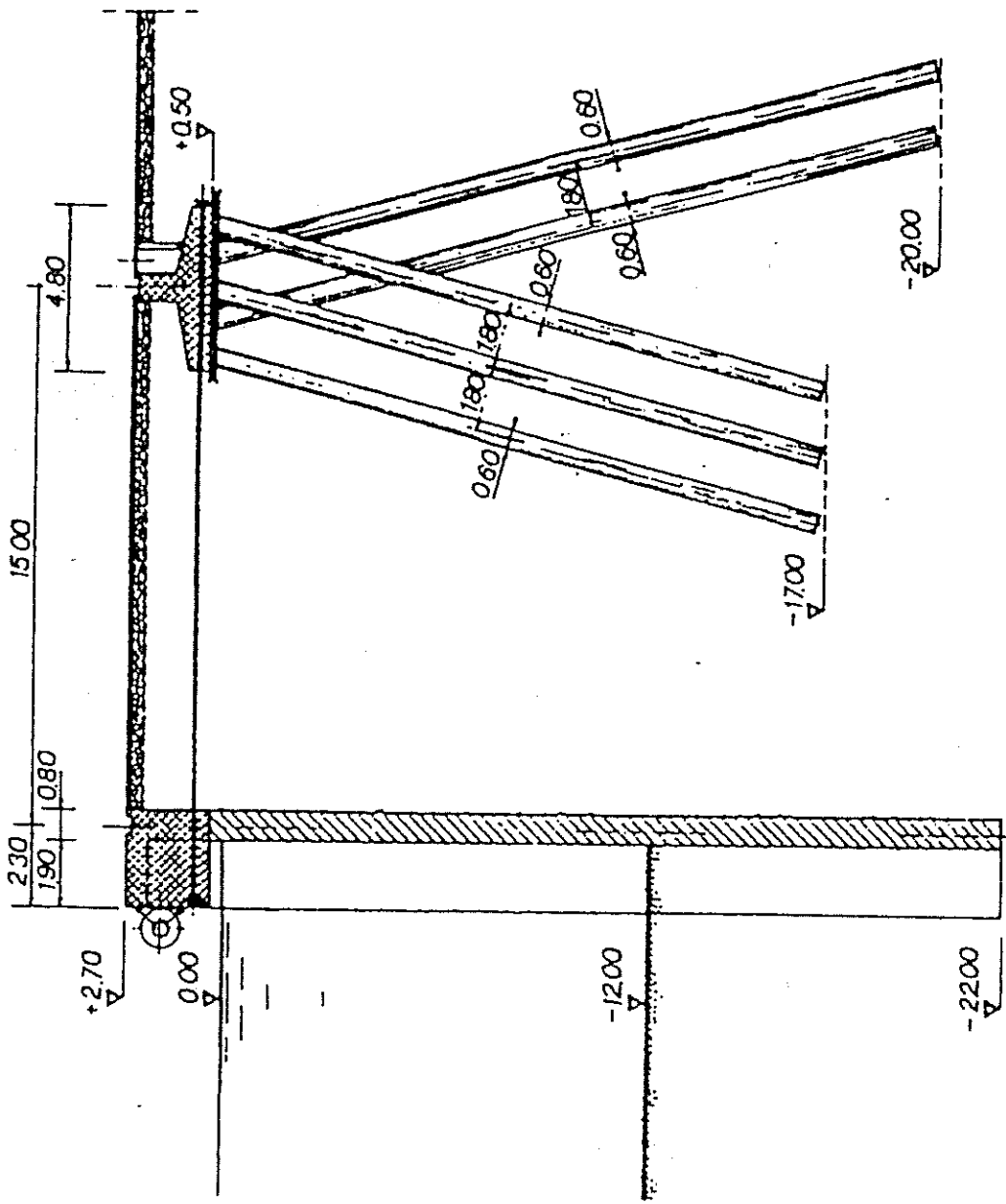
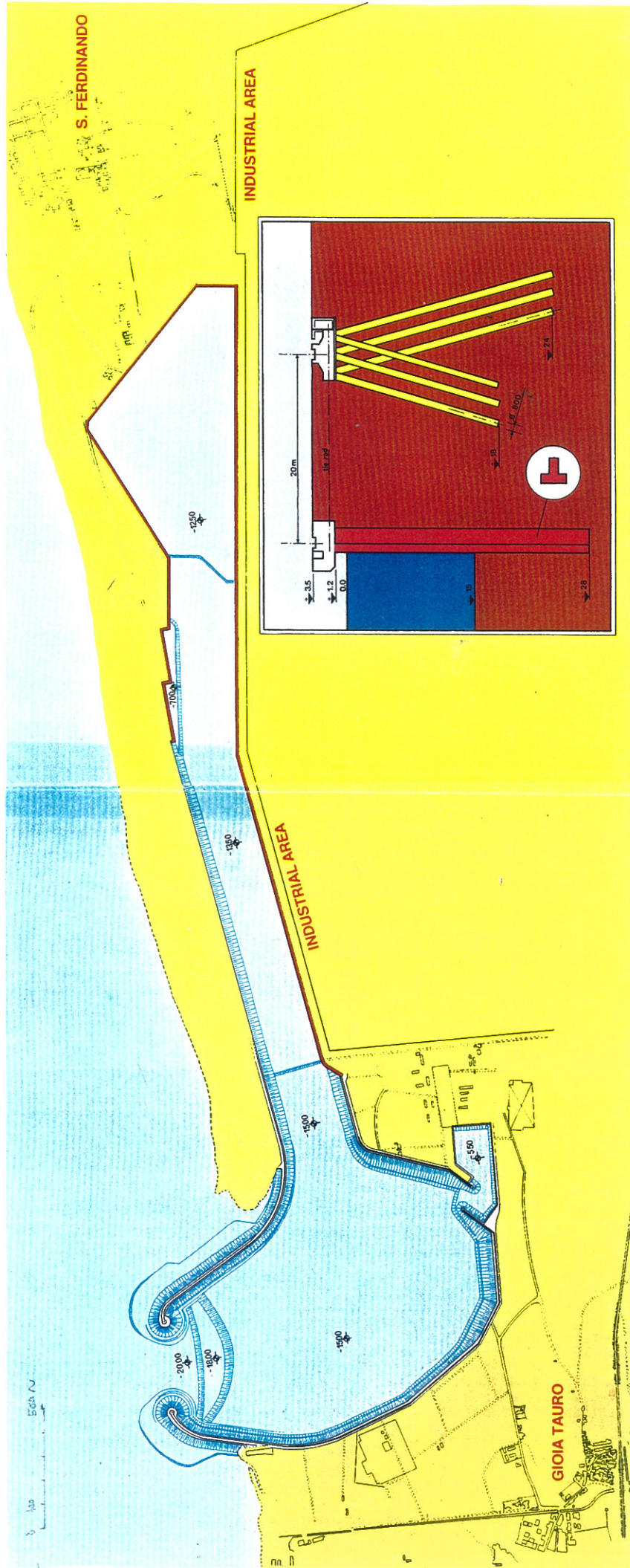


Fig. 65 - Porto di Bandar 'Abbas (Iran). Banchina con diaframma a T di c.a. gettato in sito.



La costruzione del porto risulta un elemento basilare per l'insediamento dell'area industriale in progetto. Il porto è costruito nell'entroterra con sbocco diretto al mare ed è protetto dai moli foranei; una volta completato, avrà a disposizione oltre 5 chilometri di banchine per attracco di navi di notevoli dimensioni. Il canale di ingresso al porto infatti, ha un fondale di 15 metri, idoneo al transito di navi fino a 300.000 tonnellate. Come si può

osservare dagli schemi, le banchine sono costituite da un diaframma impermeabile con pannelli a T in calcestruzzo armato, dello spessore di 80 cm e della profondità di 30 m. I tiranti di ancoraggio della banchina sono collegati ad un cavalletto di pali trivellati di 800 mm di diametro ed inclinati di 16°.

Il palo a trazione ha una profondità media di 24 m, mentre quello a compressione una profondità di 18 m.

I lavori di costruzione dell'intero porto, compreso le dighe foranee ed i dragaggi, sono stati affidati dalla Cassa del Mezzogiorno alla CO.GI.TAU. Concorzio fra le imprese Astaldi, Di Penta, Lodigiani, Sogene, Gambogi, Grassetto e Cragi.

Tutti i lavori di costruzione dei diaframmi e dei pali sono stati subappaltati alla TREVI S.p.A. In totale sono stati eseguiti 220.000 m² di diaframmi e 110.000 m di pali trivellati.

A basic requirement for the installation of the industrial area, is the construction of the port. Once completed, this port, built in the hinterland, with direct access to the sea and protected to seaward by moles, will provide over 5 Km of wharves for the mooring of very large ships of up to 300,000 tons.

The diagrams illustrate the construction of the wharves.

They are constructed with watertight T shaped diaphragm walls, in reinforced concrete, 80 cm thick and 30 m deep. The wharf anchor rods are connected to anchor blocks of bored piles 800 mm in diameter raked at 16° to the vertical.

The tension piles have an average depth of 24 m, and the compression piles a depth of 18 m.

The construction works of the entire Port, breakwater and dredging

included, have been entrusted by the Cassa del Mezzogiorno to CO.GI.TAU a Consortium formed by the following companies: Astaldi, Di Penta, Lodigiani, Sogene, Gambogi, Grassetto and Cragi.

The construction of all diaphragms and piles was subcontracted to TREVI S.p.A., and a total of 220,000 sq m of diaphragm walls, and 110,000 m of bored piles was installed.

BH-S, ha consentito di raggiungere un ritmo di scavo di 47 m³ all'ora per ogni singola attrezzatura.

Il dispositivo di controllo della verticalità durante la fase di perforazione ha permesso un'accurata esecuzione dei diaframmi. Infatti, i risultati delle letture di inclinometri posti in pannelli-campione hanno dimostrato che l'inclinazione degli stessi non ha mai superato il limite dello 0,8%.

Come accennato, prima della fase di getto si è provveduto al disassamento del fango bentonitico al fine di riportare il contenuto di sabbia entro i valori consentiti dalla tecnologia impiegata.

Allo scopo sono stati impiegati potenti disabbiatori a ciclone, capaci di depurare 120 mc di fango all'ora. In un attrezzatissimo parco-ferro, venivano assemblate le armature a T dei pannelli in un unico elemento di 25-30 di lunghezza. Per il loro sollevamento sono state utilizzate due gru che operavano

contemporaneamente. Sicuramente questa è stata la più spettacolare e difficile operazione dell'intero ciclo produttivo. Il calcestruzzo era fornito da una modernissima centrale automatica e veniva posto in opera attraverso i tubi del sistema Contractor.

È stata particolarmente curata l'impermeabilità dei giunti fra un pannello e l'altro. Al fine è stato adottato un sistema di posa di palancole a forma di canne d'organo, appositamente studiato dai tecnici della TREVI.

Le palancole venivano immerse nello scavo prima del getto. Una volta iniziata la fase di indurimento del calcestruzzo, esse venivano recuperate con procedure e tempi diversi in base alla temperatura atmosferica ed ai tempi di posa del calcestruzzo.

The device for checking vertically during the drilling stage allowed the panels to be very accurately positioned. In fact, the readings of inclinometers located in sample panels, showed that their inclination did not at any time exceed the limit of 0,8%.

As indicated above, before the phase of concreting, desanding of bentonite mud was carried out to bring the sand content to within the limits required by the techniques being used. For this purpose, powerful centrifugal desanders were used which were able to clean 120 cu m of mud per hour.

In a very well equipped yard the T-shaped reinforcement cages for the panels were assembled in single pieces 26 m to 30 m long. Two cranes working together were used to lift the reinforcement cages. It was the most spectacular and difficult operation of the whole production cycle.

The concrete, supplied by a modern automated system, was placed by tremie pipes.

Special care was taken in waterproofing of joints between panels. For this purpose, a system was adopted of installing organ-pipe-sheet piles specifically designed by TREVI engineers. The sheet piles were placed in the excavation before concreting and were withdrawn while the concrete was hardening using various procedures and at varying rates, depending on the temperature and the concreting time.

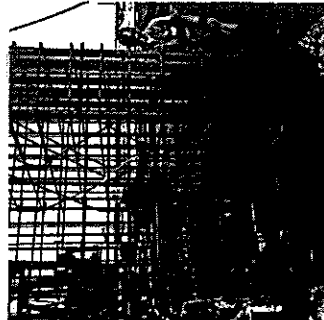
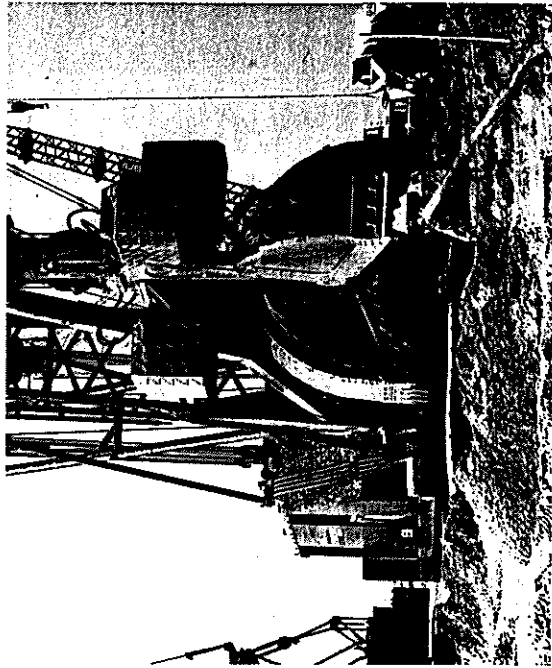
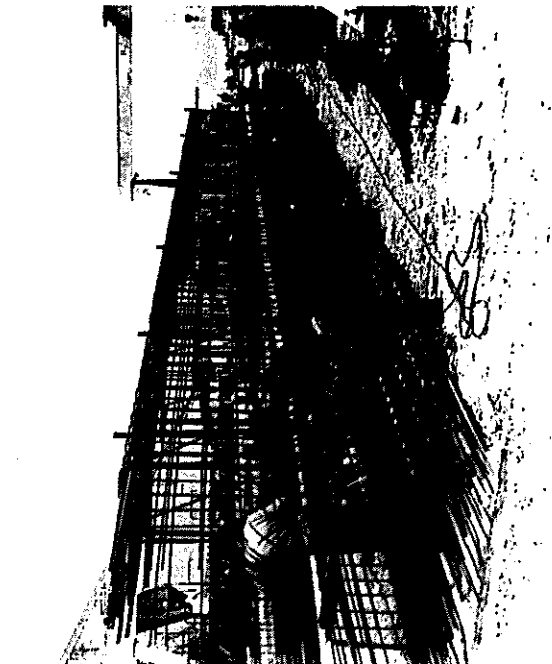
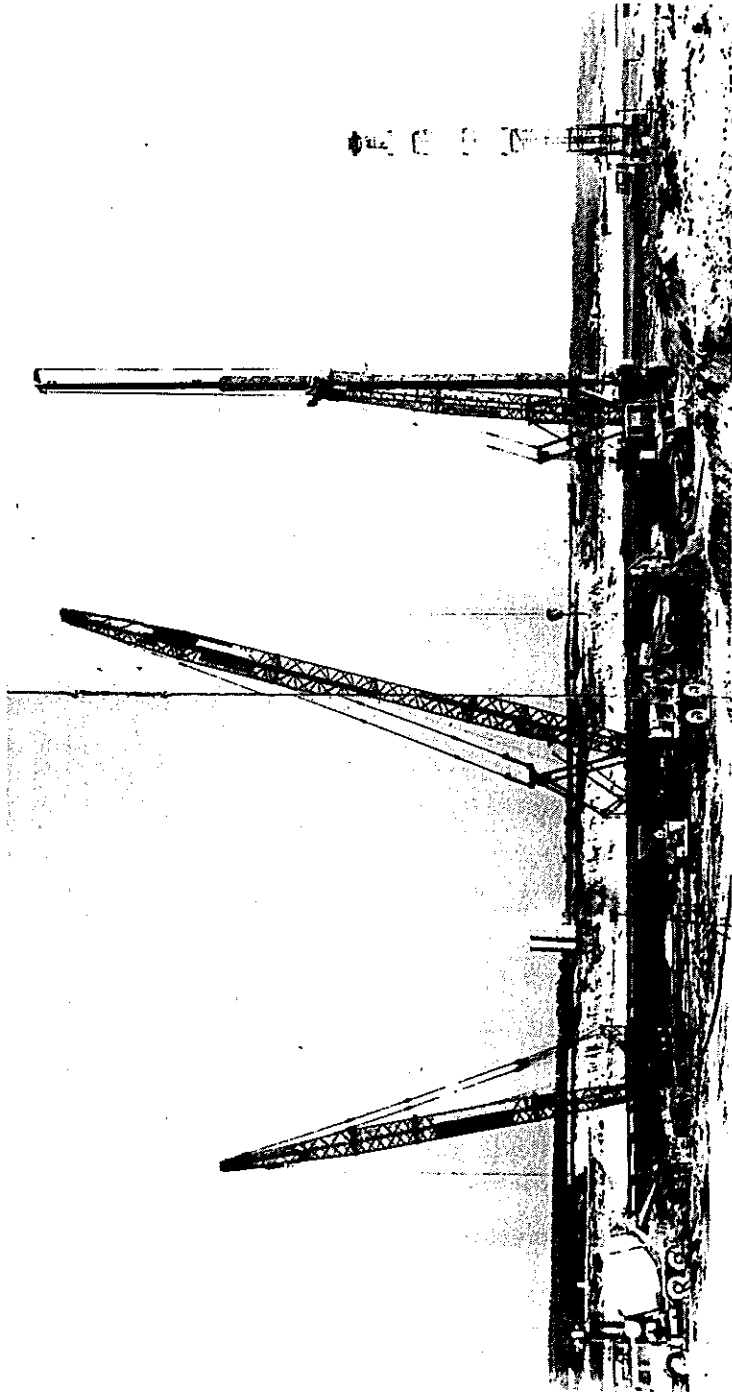


Fig. 44 ESEMPI DI MURI DI SPONDA A PARATIE

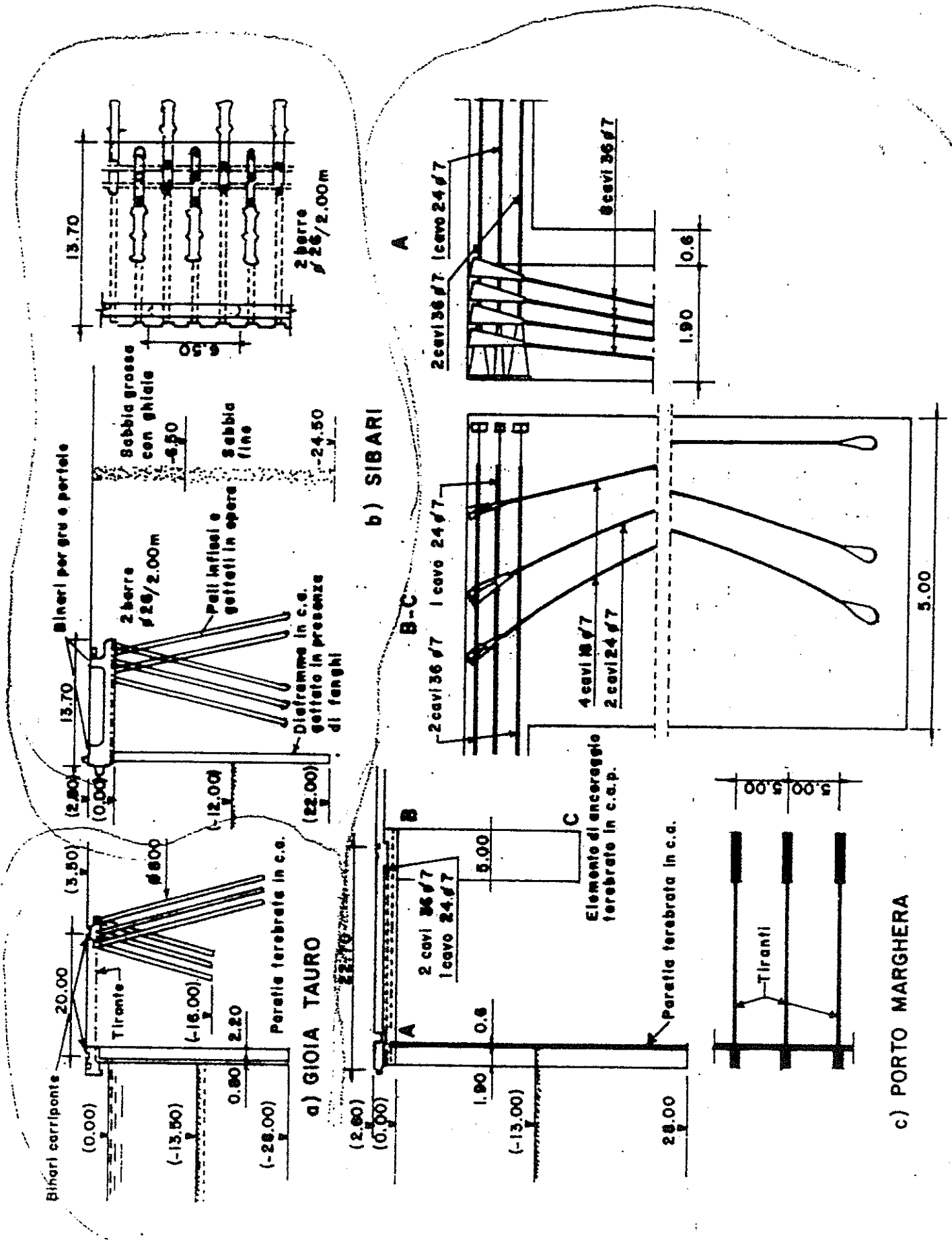


Fig.37 MURO DANESE (Porto di Gent)

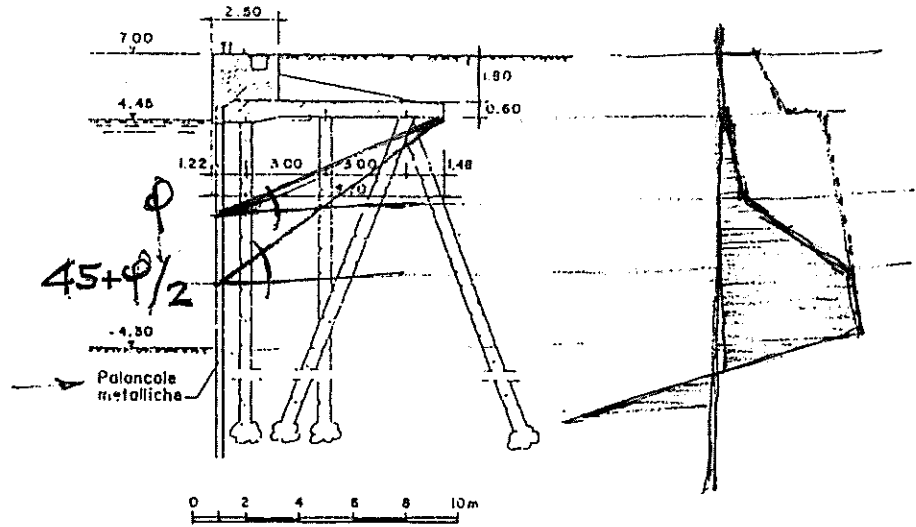
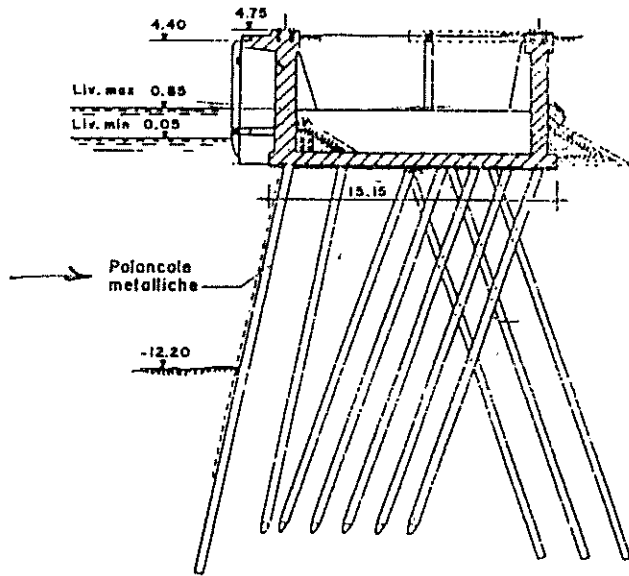


Fig.38 MURO DANESE (Porto di Rotterdam, Waaihaven)



CROSS-SECTION KRONPRINZKAI

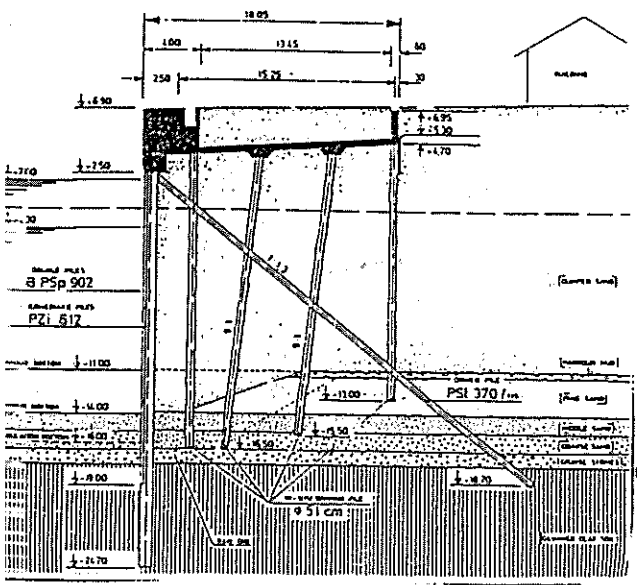
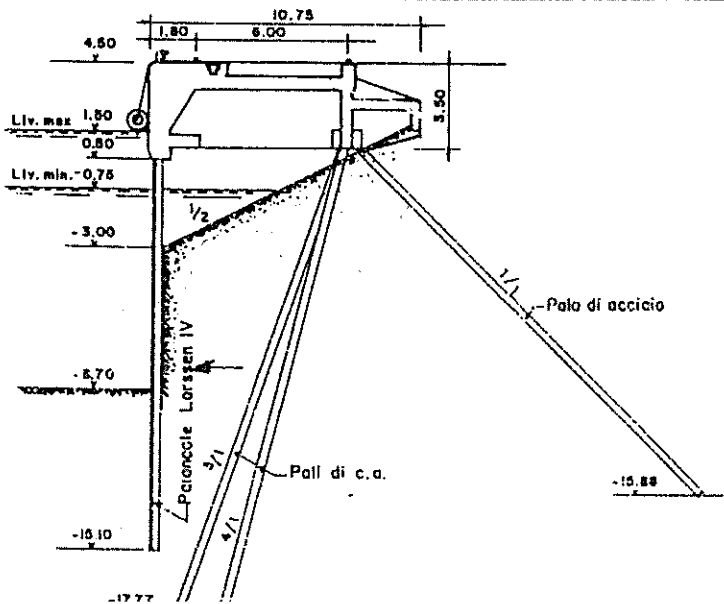
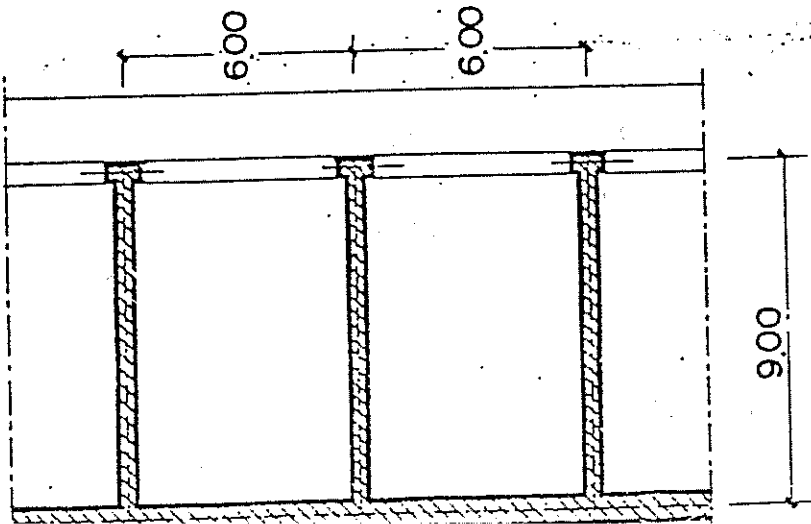


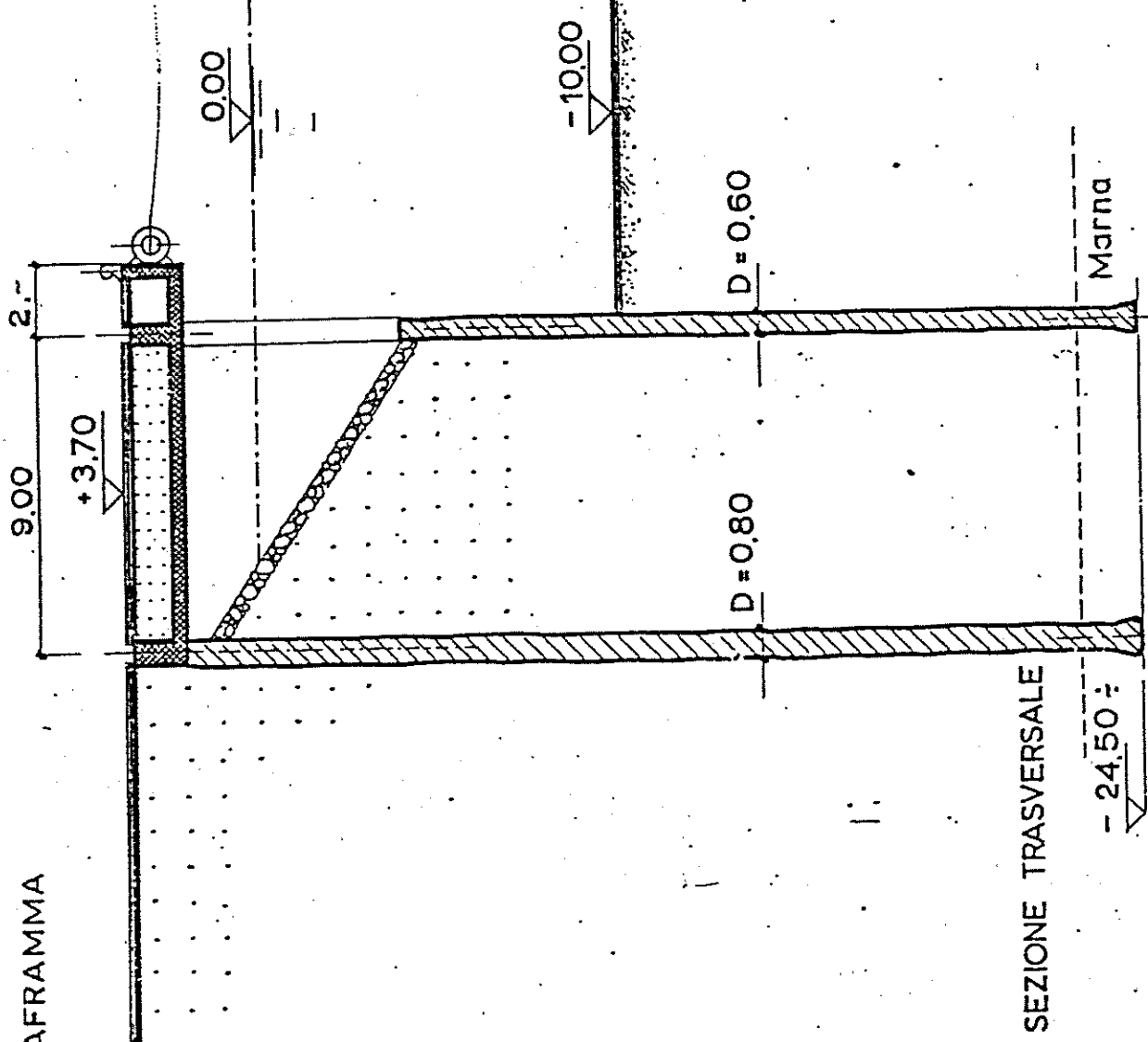
Fig.39 MURO DEL TIPO DANESE (Porto di Amburgo)



BANCHINA
SOLUZIONE CON DOPPIO DIAFRAMMA
E SPERONI



PIANTA



SEZIONE TRASVERSALE

Sond. 9.

13	limo sabbioso con conchiglie
15	sabbia limosa con ghiaia
21.2	limo argilloso e sabbioso grigio scuro
22.7	sabbia limosa
24	marna

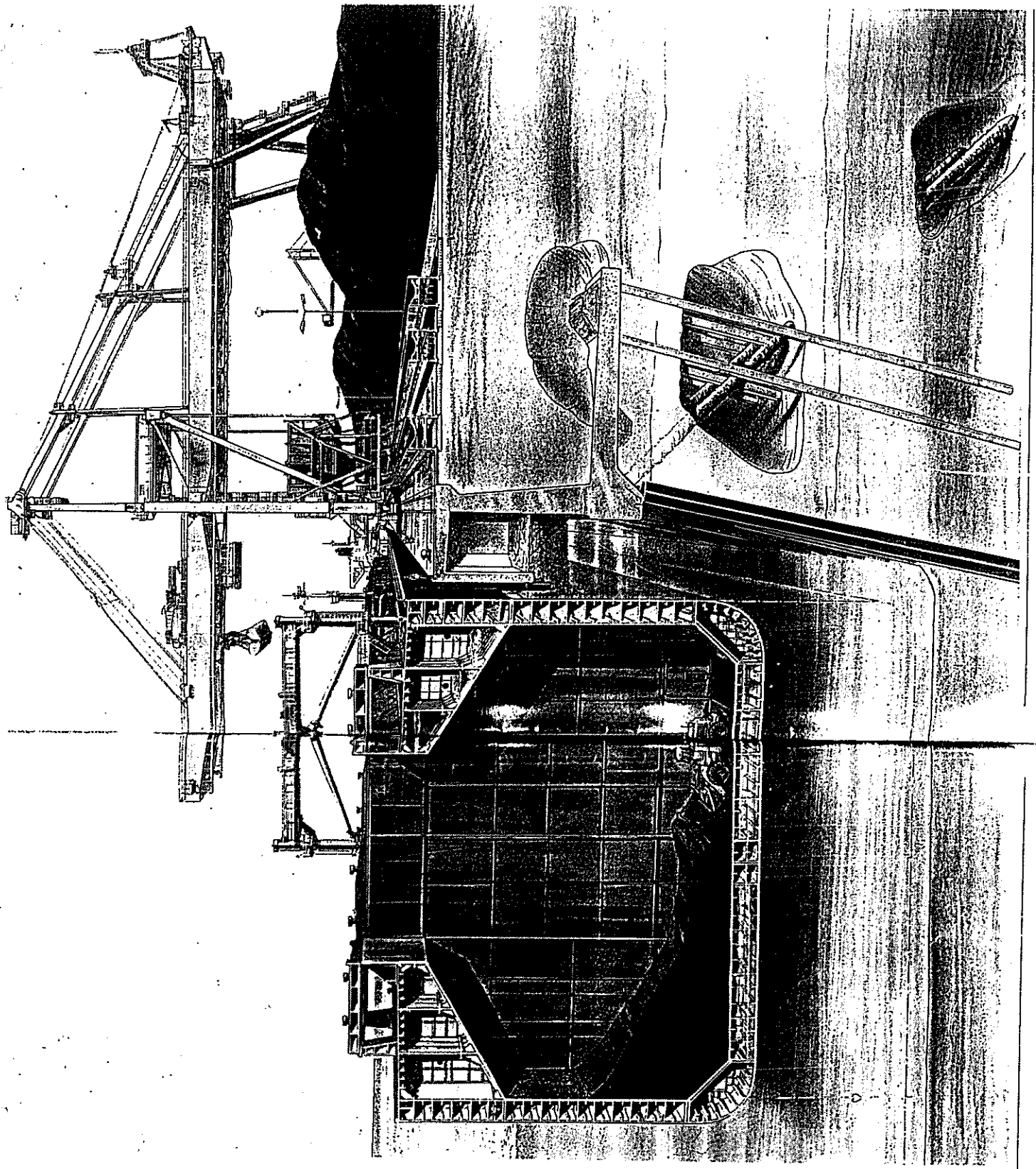
- 24.50 ±

Europees Missagoet-Overlagbedrijf (bulk and transshipments) at Mississippihaven (Mausvlakte) in the coming years; it is due to be completed in 1985. At the front the very large L-shaped superstructure rests on a steel wall of heavy hollow beams, while the back will rest on concrete piles. Additional "tension piles" are to anchor the entire construction and ensure that the tremendous ground pressure from the field beyond will not move the wall.

This quay, too, will get an "inbuilt overcapacity". The superstructure will be 5 m. above ordnance datum, while the depth of the berth will be at 23 m. below ordnance datum. This will make the facility accessible to ships of about 300,000 dwt.

If the Euro Channel should still be made accessible to ships drawing 75 feet, it will be possible to increase the depth of Mississippihaven also by another metre; the quay pictured here is up to this.

In this port sector - for dry bulk - everything is large and heavy. The bridge cranes ashore are enormous machines; wide conveyor belts run to every corner of the backing sites, which are covered with coal and ores from a great many different origins. The company is largely automated.



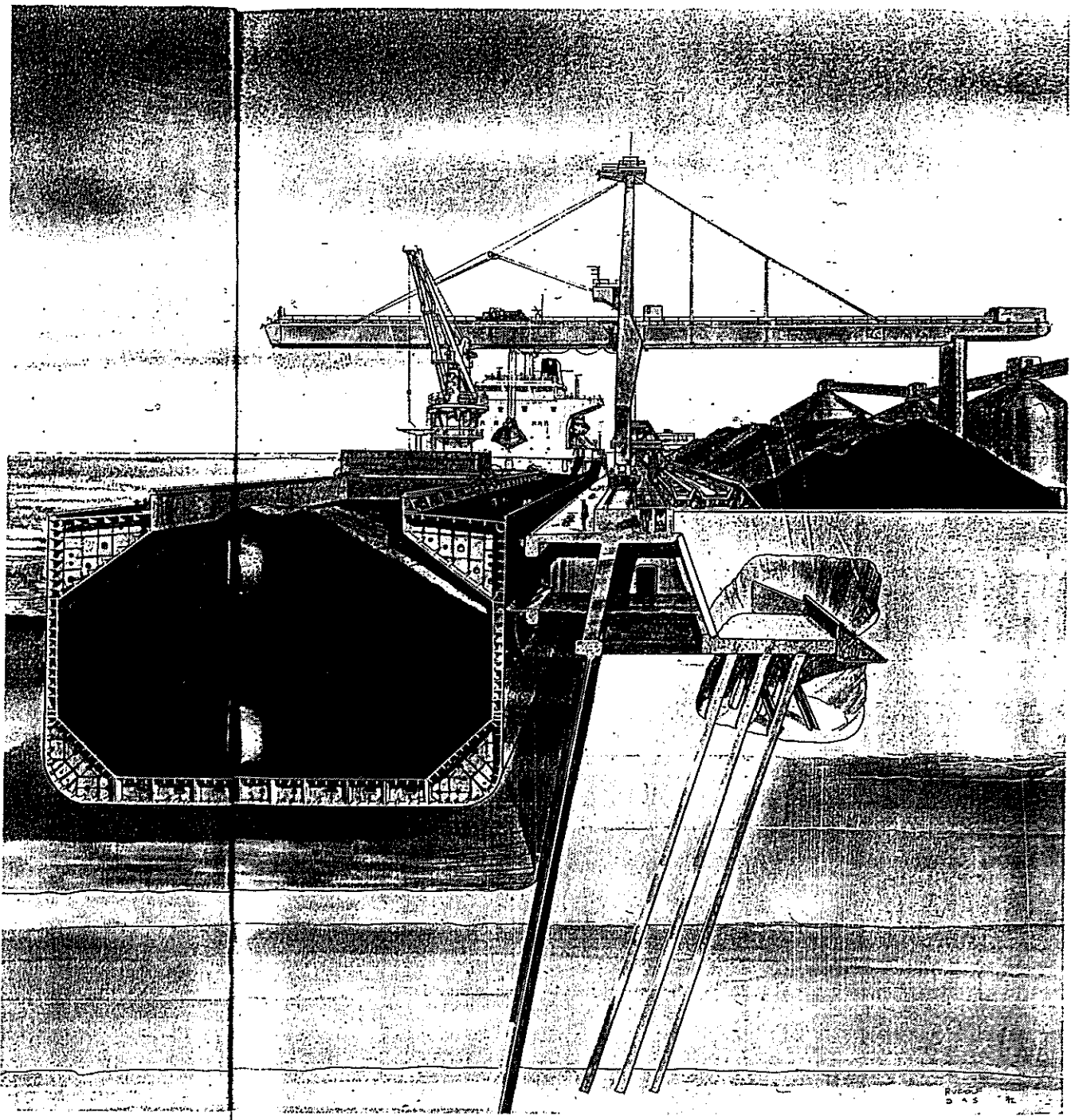
Sint Lau-
superstruc-
steel piling
the piles.
as well as
the quay is
the bottom
nificance

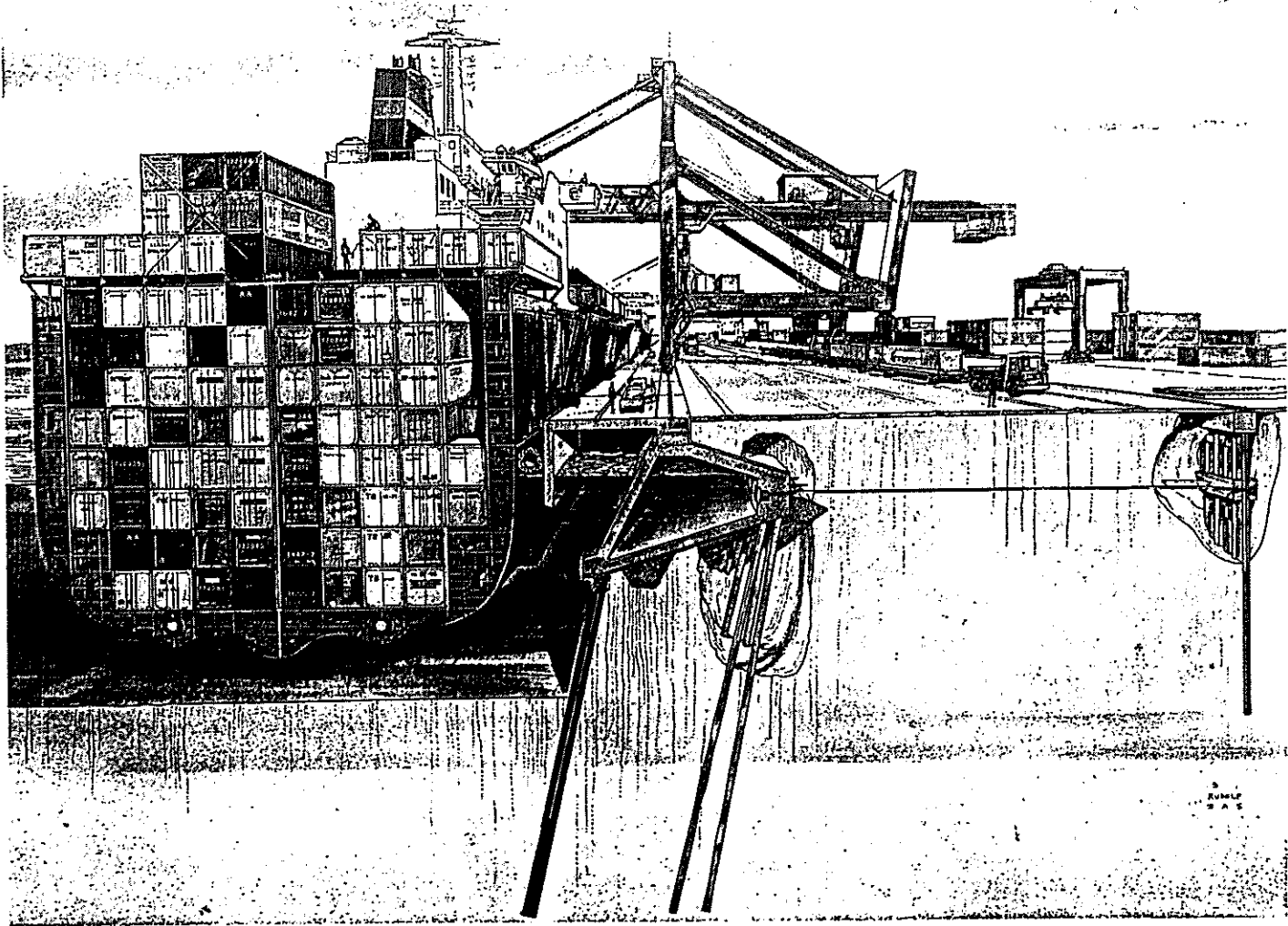
ossible to
at high tide
ll be able to
in the latter
ly.
ravelling
h automa-
the har-

les of quay
ved to be re-
century. They
tions became
the harbour
ne larger and
take account
ight of the
ights stored
the forces
when gale-
to carry off
the stronger

the first quays
which were
soft peat and
picture 1).
provided with
to bear a
to be that the
ion always re-
er to prevent

ossible;
was never
vel. This
harbour was
ould mean
small would
the harbour.
ntage a num-
the bottom of
from the





This quay-wall under construction for ECT's new container terminal planned in Maasvlakte is meant for container ships of about 50,000 dwt. Part of it is due to be operational in the spring of 1984.

The quay will be made of concrete piles and a ground-stemming steel sheet-piling wall with hollow beams; the superstructure

to be built on top of this will be anchored backward in a steel wall-screen which will also bear the back rail of the crane track.

The quay-wall will be 3.5 m. above ordnance datum, while the depth at the berths will be 13.65 m. below ordnance datum. However, the construction of the quay will allow for deepening the port by

another two metres if this should become desirable.

The picture shows a container ship of about 25,000 dwt. On the quay: heavy bridge cranes and much rolling equipment.

made and carried out in part, resulting in the construction of ultramodern port facilities. At one stroke Rotterdam became the best equipped port in Europe. Ships berthing in the new docks on the south bank of the river were loaded and unloaded by the latest types of steam cranes. Smooth onward transport of freight in all directions was assured, as Rotterdam-South had meanwhile got two major links across the river, a road bridge and a railway bridge.

As so often happens there was a fly in the ointment and unfortunate manipulations by one of its founders got the Rotterdam Trading Association into financial trouble. The City of Rotterdam which, true to form, had been happy to leave things to private enterprise, now woke up and took over the Association's assets. The city decided to operate the facilities for its own account and set up a new organisation for that purpose in 1882. It was called Municipal Commercial Facilities and was slated to join the Rotterdam Municipal Port Administration exactly half a century later, in 1932.

The foundation of the Rotterdam Trad-

ing Association in 1871 was closely linked to the decision to cut a new waterway through the Hook of Holland dunes. The new outlet was not an immediate success, but when teething troubles had been overcome after a few years, engineering proved to be a match for the elements, and the new river mouth functioned perfectly.

Soaring flight

The new port in Rotterdam-South was given a so-called Free Entrepot, a large complex of buildings with huge stores where the most diverse products could be stored under special customs facilities pending transit.

Transshipment and transit really took off. The port of Rotterdam was generally very well equipped for moving cargoes from ships' holds into railway vans, but facilities for handling goods from seagoing ships into inland vessels and vice versa were not too good at first. It was endeavoured to solve the problem in 1874 by placing buoys in the river and as this proved a good solution,

more buoys were added. More quays were built as well, including in the new Rhine Dock.

Things went so swiftly that the city and the port burst out of their coat. Neighbouring towns were swallowed up. Delfshaven in 1886 and Charlois and Kralingen in 1895. This made it possible to dig new docks, closer to the sea. In 1906 a start was made with the construction of the biggest dock basin up to World War II - Waalhaven. It was built in stages and finally came to cover 540 acres.

There is every reason to look back respectfully at past achievements, especially those between 1870 and 1930, which we have been able to sketch only in very general outline. One interesting detail, however, needs mentioning. We read in old papers that Rotterdam spent more than 200 million guilders on port construction over those sixty years. The mind boggles when converting this sum into our present-day guilders.

Sieny Engelsman