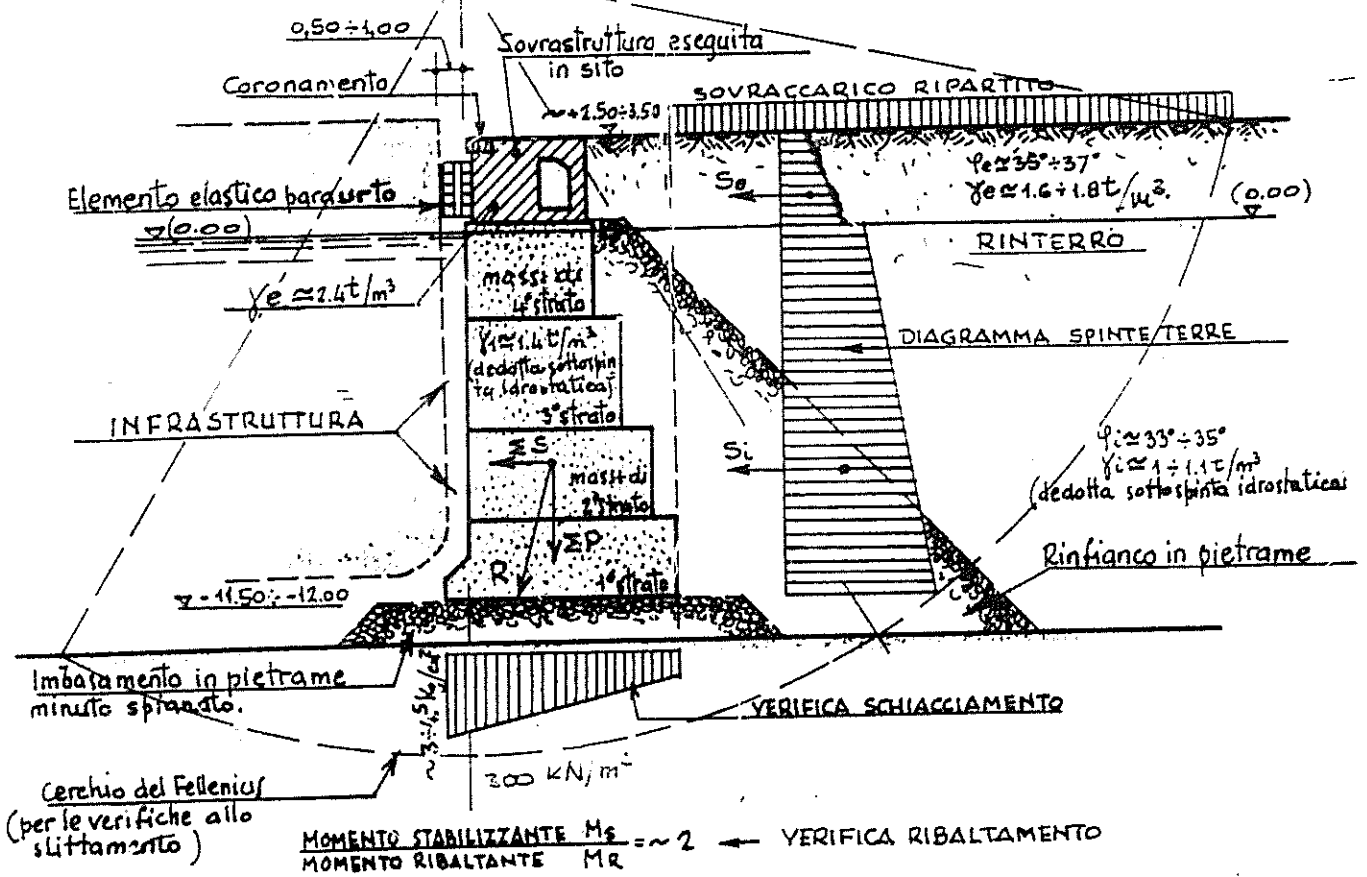


# BANCHINE A PARAMENTU VERTICALE, TIPO PESANTE A PILONI DI MASSI - Sezione schematica e dati per le verifiche di stabilità

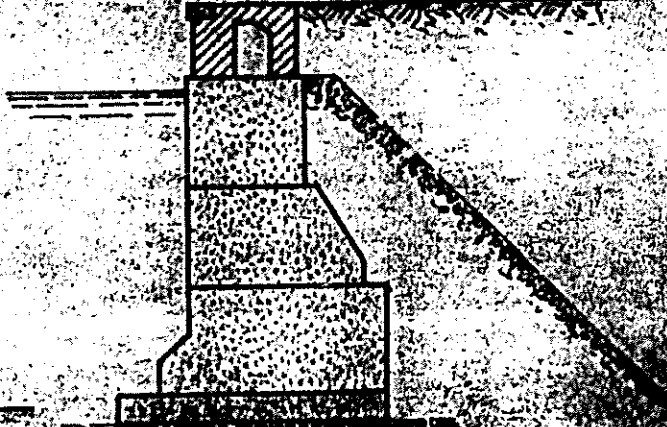
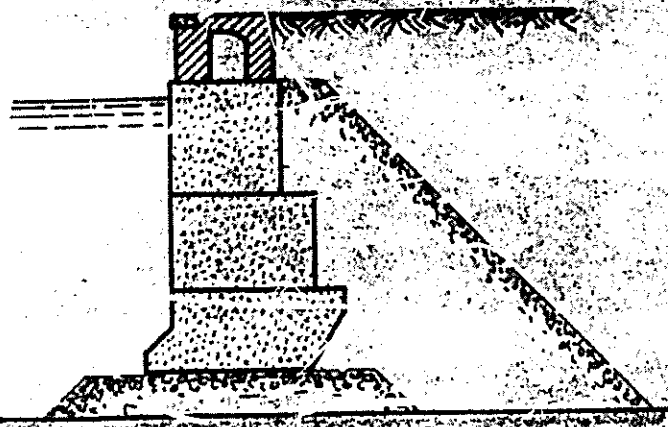
(Polo del cerchio del Fellenius) O



$ES < f \cdot N \leftarrow \text{VERIFICA SCORRIMENTO } (f \approx 0.60)$

## BANCHINA CON MASSO DI PRIMO STRATO A "SEGGIOLA"

## BANCHINA CON SOTTOPIASTRA IN C.A.



When the subgrade reaction has trapezoidal distribution

When the subgrade reaction has triangular distribution

$$q = \frac{(p_1 + p_2) B}{4 b'}$$

$$q = \frac{p_1 b}{4 b'}$$

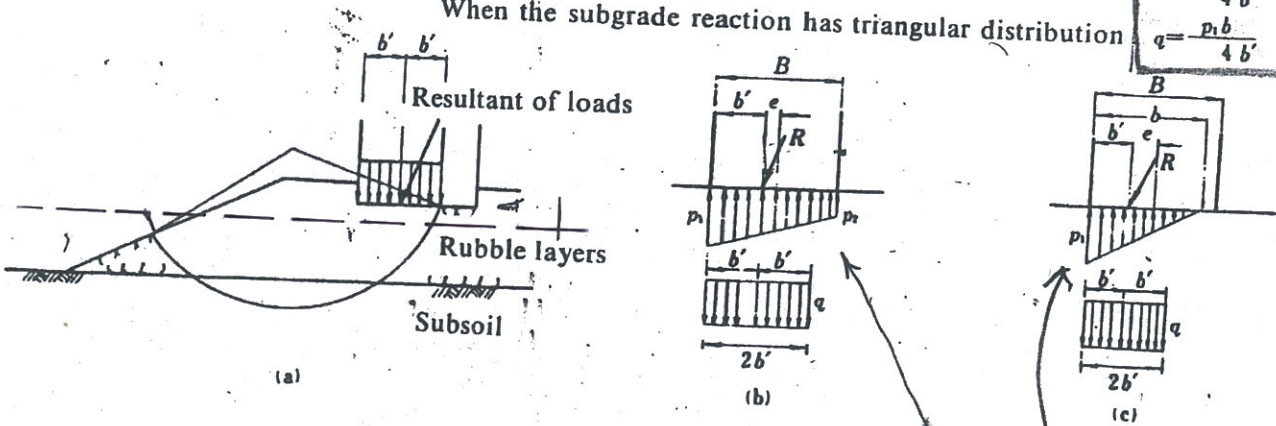
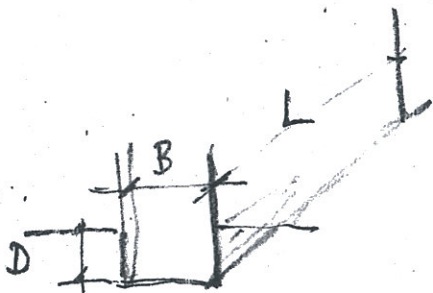


Fig. 2.4 Loading Conditions by Bishop Method

$$p_1 = \frac{2N}{3b'}$$

$$p_{1,2} = \frac{N}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$



↓ subbase ment  
+ bouffice

$$q_{amm} = q_{ult} / 1.5 ; \text{Hyp} : C=0 \quad * S_y$$

conco vert ( $\delta=0$ )

$$q_{ult} = 0.5 \gamma B N_x dx \quad + i_x$$

conco incl ( $\delta \neq 0$ )

$$\gamma = \gamma'$$

$$dx = 1 + \alpha_1 \sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad (D=0; dx=1)$$

tg  $\delta = 0.4$

$B/L : 0$	$m : 2$	$i_x : 0.22$
$B/L : 1$	$m : 1.5$	$i_x : 0.28$

$$S_y = 1 - \alpha_1 k_p \frac{B}{L} \quad (L \gg B \quad S_y = 1)$$

$$i_x = (1 - \delta/\phi)^2 \quad i_x = (1 - \tan \delta)^{m+1}$$

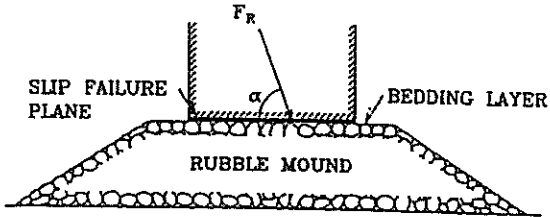
$\sim 0.25$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

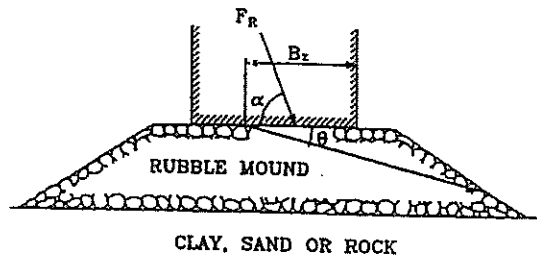
$$N_x = (N_q - 1) \tan (1.4 \phi)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} k_p ; [k_p = \tan^2 (45 + \phi/2)]$$

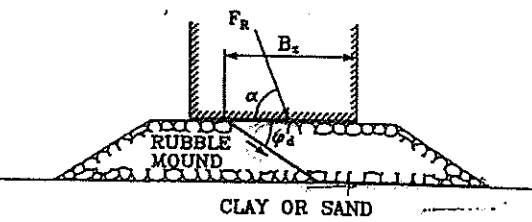
① SLIDING BETWEEN STRUCTURE AND BEDDING LAYER/RUBBLE FOUNDATION



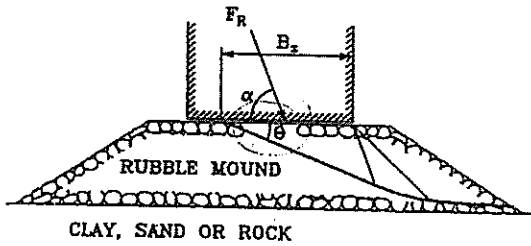
② FAILURE IN RUBBLE MOUND



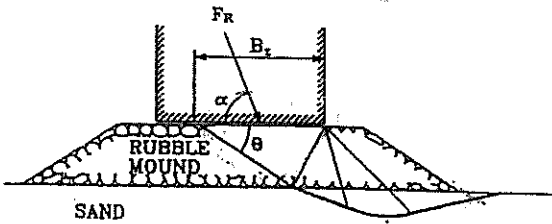
③ FAILURE IN RUBBLE AND SLIDING BETWEEN RUBBLE AND CLAY/SAND



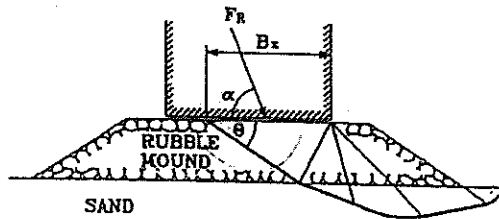
④ FAILURE IN RUBBLE MOUND



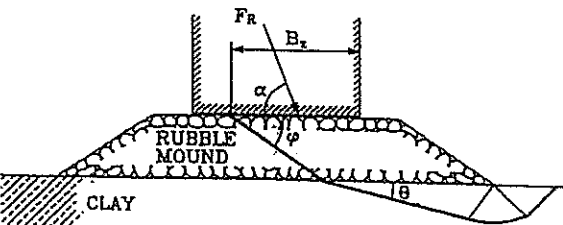
⑤ FAILURE IN RUBBLE AND SAND



⑥ FAILURE IN RUBBLE AND SAND



⑦ FAILURE IN RUBBLE AND CLAY (ROTATION)



⑧ FAILURE IN RUBBLE AND CLAY (CIRCULAR)

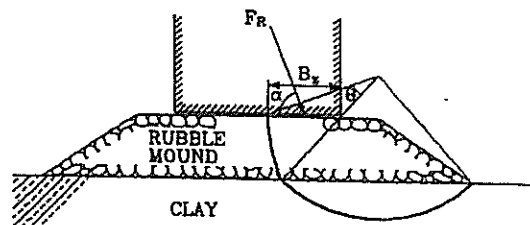


Figure 1. Various kinematically admissible foundation failure modes.

dati riportati in Tabella 12.1.

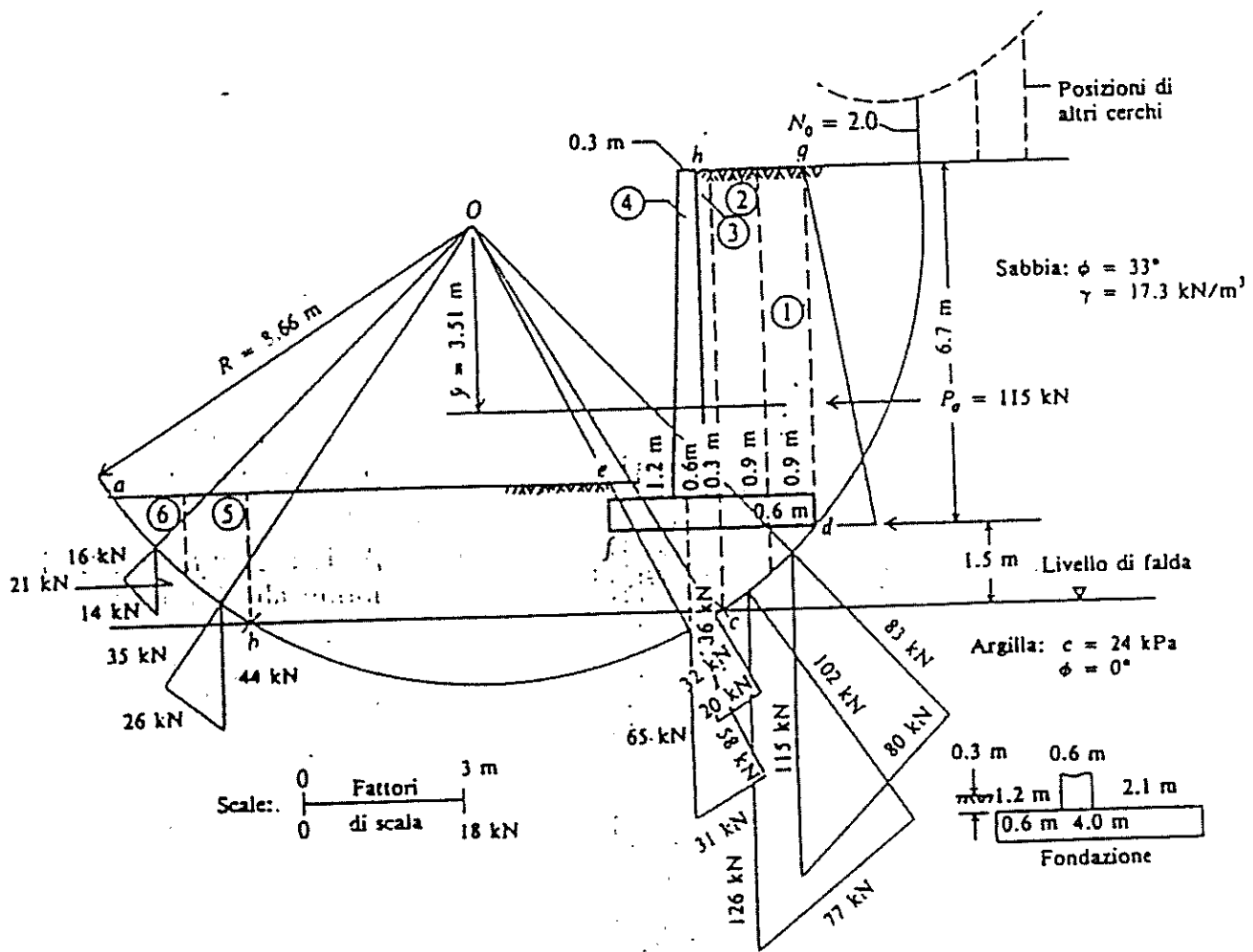


Figura 12.22

Tabella 12.1

Blocco	Peso del blocco, kN/m	$N$ , kN/m	$T$ , kN/m
1	$0.9(6.6)(17.3) + 0.6(0.9)(23.5) = 115$	83	80
2	$0.9(7.3)(17.3) + 0.6(0.9)(23.5) = 126$	102	77
3	$0.3(6.1)(17.3) + 0.3(0.6)(23.5) = 36$	32	20
4	$0.45(6.1)(23.5) = 65$	58	31
5	$2.1(1.2)(17.3) = 44$	35	-26
6	$0.8(1.5)(17.3) = 21$	16	-14
		$\Sigma N = 326$	$\Sigma T = 168$

Poiché il tratto  $bc$  è simmetrico rispetto a  $O$ , non è necessario suddividerlo in fette per ricavare  $T$ . Sono state fatte alcune modifiche per mettere in conto il peso del calcestruzzo del muro nelle fette 3 e 4. L'angolo  $bOc$  è di  $65^\circ = 1.13$ , rad.

$$f = \tan \phi = \tan 33^\circ = 0.65$$

$$\int \Sigma N = 0.65(326) = 212 \text{ kN/m}$$

$$bc = R\theta = 8.7(1.13) = 9.8 \text{ m}$$

$$1(bc)c = 1(9.8)(24) = 235 \text{ kN/m}$$

$$R\Sigma T = 8.7(168) = 1462 \text{ kN m/m}$$

$$P_d \bar{y} = 115(3.5) = 403 \text{ kN m/m}$$

Il coefficiente di sicurezza  $N_0$  vale

$$N_0 = \frac{\Sigma M_i}{\Sigma M_0} = \frac{\int \Sigma N + bc)cR}{R\Sigma T + P_d \bar{y}}$$

$$N_0 = \frac{(212 + 235)(8.7)}{(1462 + 403)} = 2.09 \quad (2.02 \text{ usando un programma di calcolo})$$

Bisognerebbe considerare anche altri cerchi di tentativo per vedere se si ottiene un valore di  $N_0$  più piccolo. Con un'analisi al calcolatore, si è trovato un minimo pari a  $N_0 = 1.0$  alla quota del punto  $O$ , ma spostato di 1.80 m a destra di questo. Per la risoluzione di questo problema, si è utilizzato il Programma di calcolo automatico B.22 dell'Appendice B, riveduto da Bowles (1974a). Al posto del muro  $efgh$  si mette in conto una forza verticale equivalente. La spinta attiva viene calcolata determinandone il punto di applicazione e l'inclinazione; il minimo valore di  $N_0$  viene ricavato prendendo in esame una serie di cerchi di tentativo caratterizzati da diverse coordinate  $x, y$  del punto  $O$ , imponendo a tutti il passaggio per il punto  $d$ .

### 12.16.2 STABILITÀ DEI MURI DI SOSTEGNO

L'esempio successivo ha lo scopo d'illustrare il metodo di verifica della stabilità di un muro di sostegno nei riguardi del ribaltamento e dello scorrimento. Gli aspetti salienti del problema sono riassunti in Figura 12.13b. I dettagli del problema richiedono il calcolo dei vari vettori peso e dei bracci delle forze  $x_i$  che provocano ribaltamento. Data la laboriosità dei calcoli necessari, può risultare conveniente (se non si fa uso di programmi di calcolo) disegnare il sistema usando una scala grande e determinare graficamente i valori cercati.

Si noti che, quando entrano in gioco molti vettori peso e nel caso in cui il terreno abbia una pendenza  $\beta$  e/o il muro è rastremato, i calcoli diventano talmente complicati che è opportuno tabulare i dati per non tralasciarne nessuno.

Esempio 12.3 Con riferimento al muro di sostegno mostrato in Figura 12.22 sovrastante un deposito di argilla molle, determinare il minimo valore di  $N_0$  (o fattore di sicurezza) nei riguardi dello scorrimento per taglio in profondità, considerando cerchi di tentativo passanti per lo spigolo interno della base. Si può notare che, come muro di sostegno in cemento armato, si tratta di un muro molto alto; esistono tuttavia situazioni e casi particolari in cui non è possibile ricorrere a una soluzione in terra armata. Si supponga pertanto che il caso in esame sia uno di questi.

**Soluzione**  
 Disegnare il sistema in scala, come accennato in precedenza, tracciando il cerchio di tentativo, dividendolo in settori come illustrato e calcolando quindi i pesi (per unità di spessore) e gli altri dati riportati in Tabella 12.1.

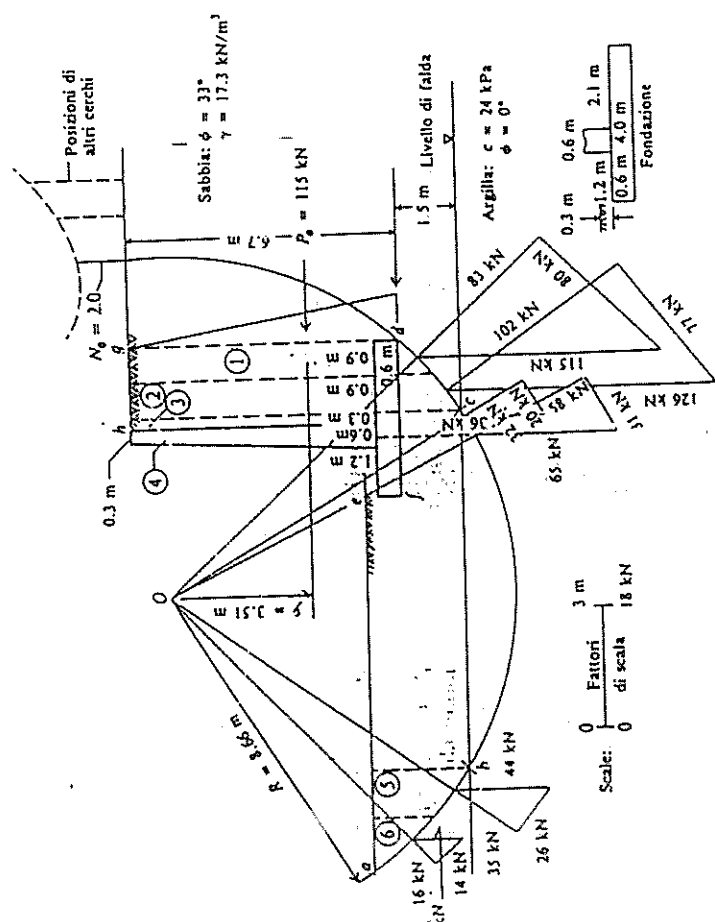


Figura 12.22

Tabella 12.1

Settore	Peso del blocco, kN/m	$N_i$ , kN/m	$T_i$ , kN/m
1	$0.9(6.6)(17.3) + 0.6(0.9)(23.5) = 115$	83	80
2	$0.9(7.3)(17.3) + 0.6(0.9)(23.5) = 126$	102	77
3	$0.3(6.1)(17.3) + 0.3(0.6)(23.5) = 36$	32	20
4	$0.45(6.1)(23.5) = 65$	58	31
5	$2.1(1.2)(17.3) = 44$	35	-26
6	$0.8(1.5)(17.3) = 21$	16	-14
		$\Sigma N = 325$	$\Sigma T = 168$

# Barchine a parete continua di tipo pesante (gravità)

1. Con fondazione superficiale (tenere superficialmente di buone caratteristiche)

- piloni di massi pieni
- piloni di massi cavi o speciali
- canoni (con ~~o senza~~ fondo)
- muri di calcestruzzo gettato in opera all'asciutto
- m. di calce. armato gettato in opera all'asciutto
- m. di calce. armato prefabbricati e portati in opera con pontoni o impalcature

2. Con fondazione profonda (tenere di buone caratteristiche superficiali ma poco profonde).

- canoni autoaffondanti
- canoni costruiti con l'ausilio dell'aria compressa

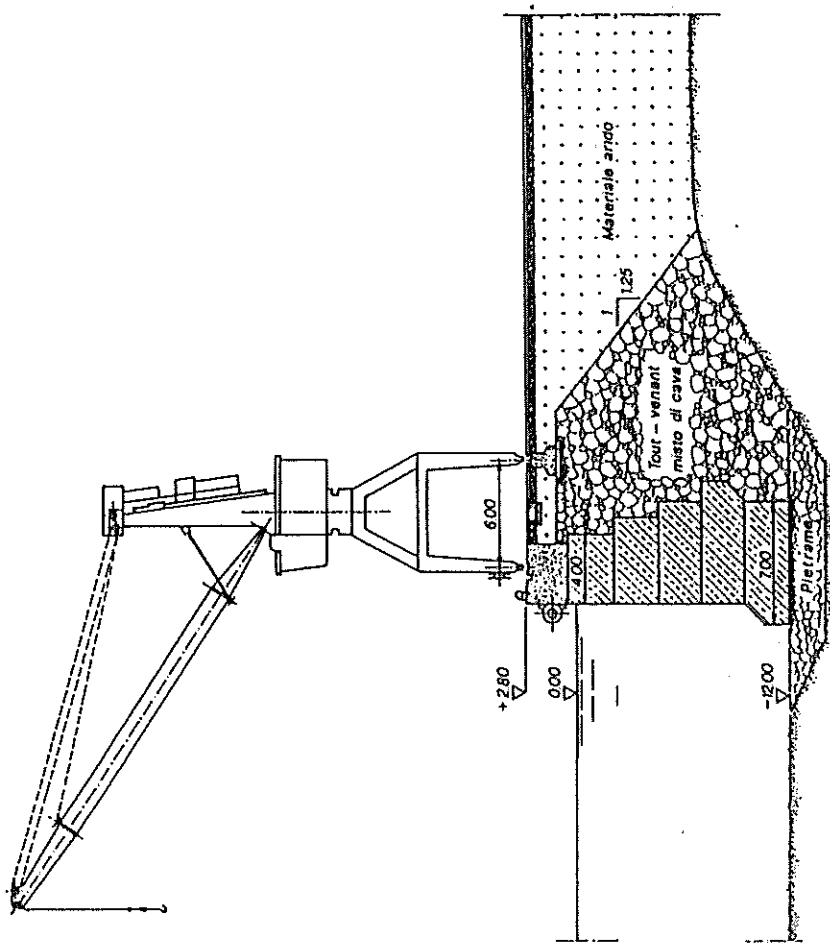


Fig. 62 - Porto di Oristano. Banchina a massi.

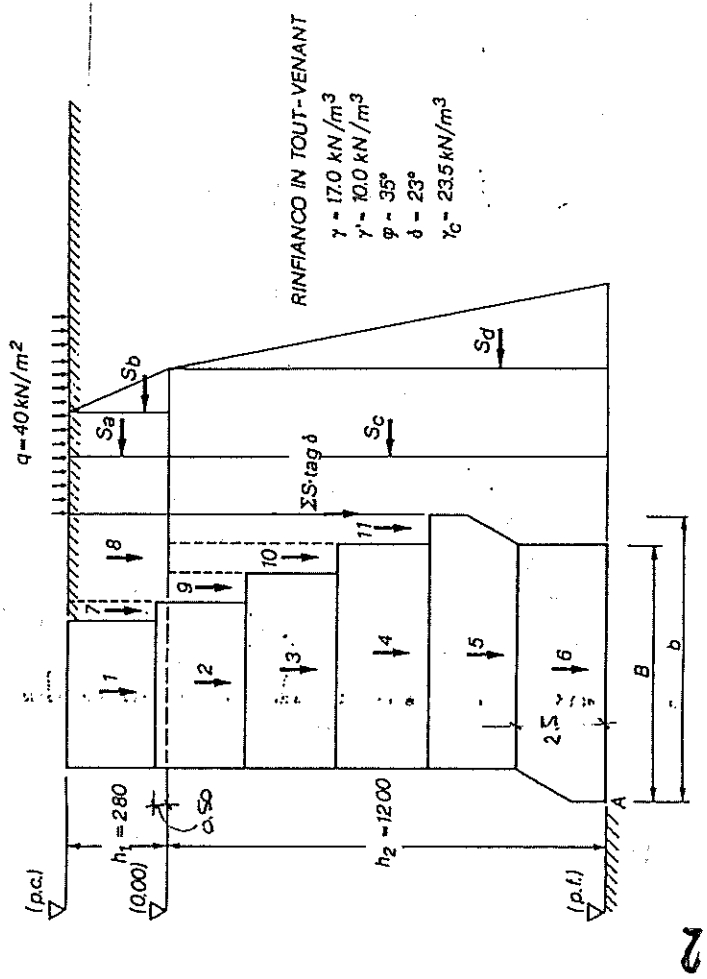
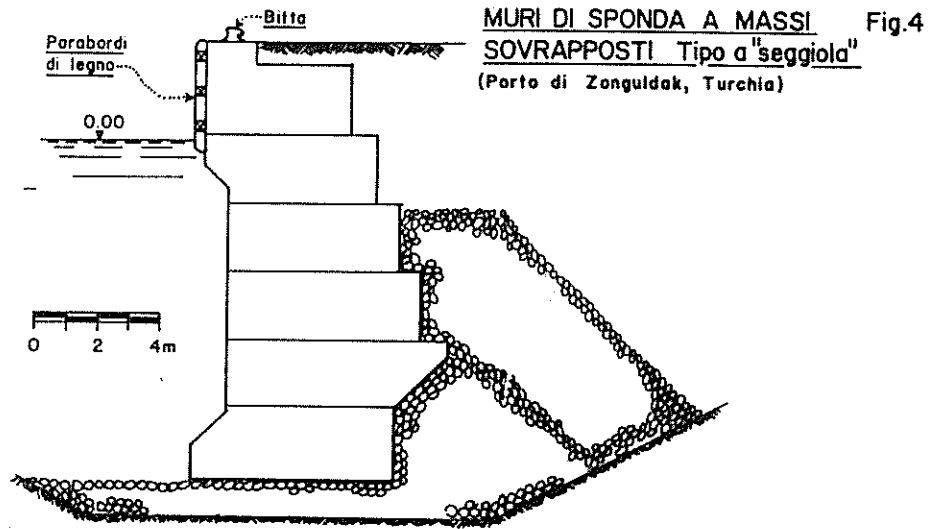


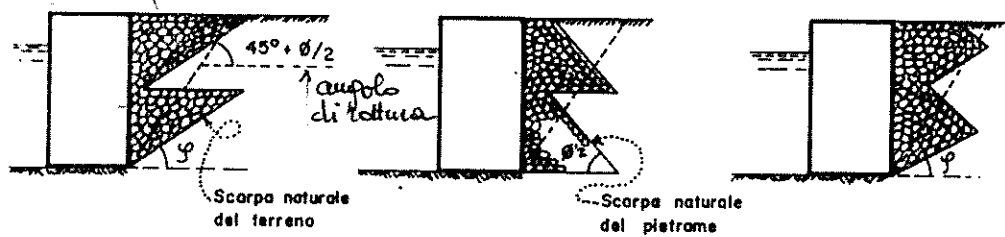
Fig. 72 - Muro di banchina a massi. Verifica di stabilità.

$\frac{1}{m}$

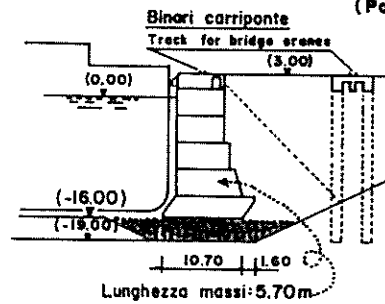
neata nel  
 ano dalle  
 zo mante-  
 centri di  
 posti nel  
 npre ese-  
 il tempo  
 titi" at  
 lli a vol



**Fig.5 POSSIBILI DISPOSIZIONI DEL MATERIALE DI RINFIANCO**



**Fig.6 ESEMPIO DI SCANNO DI FONDAZIONE DI PIATRAME**  
(Porto di Taranto)



uarsi a  
 e di so  
 amente  
 per l'one  
 nno d'o-  
 cantiere  
 e, per  
 anco di  
 eriale



Fig.7 MASSI CAVI RIEMPI TI DI MATERIALE INERTE

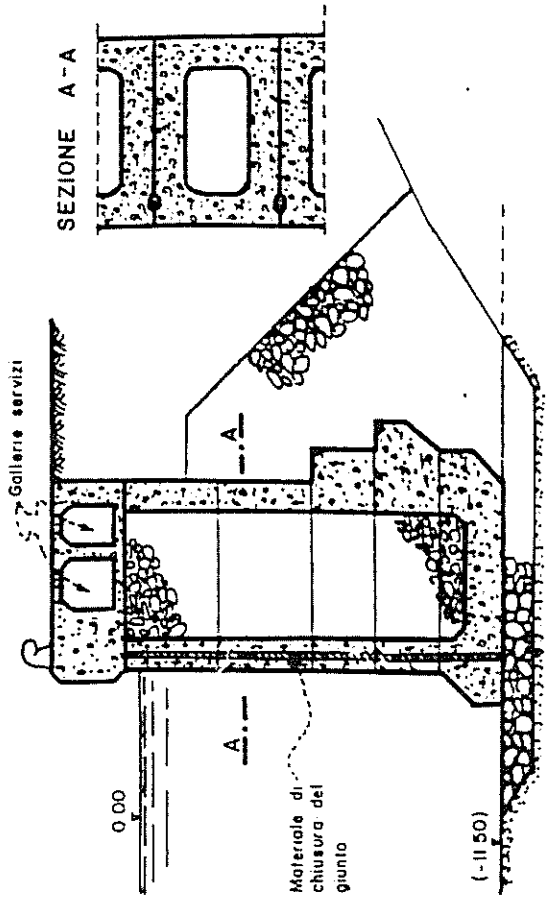


Fig. 8 MASSI CON SEZIONE TRASVERSALE A DOPPIO T  
Porto di Dakar (Senegal)

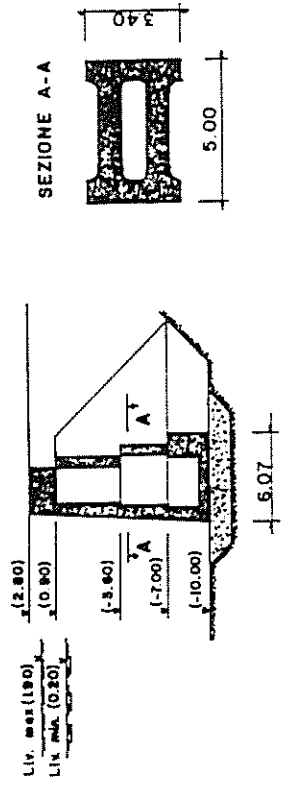


Fig.11 MURO DI SPONDA AD ELEMENTI SOVRAPPosti DI C.A. DI SEZIONE ANULARE (Porto di FOS)

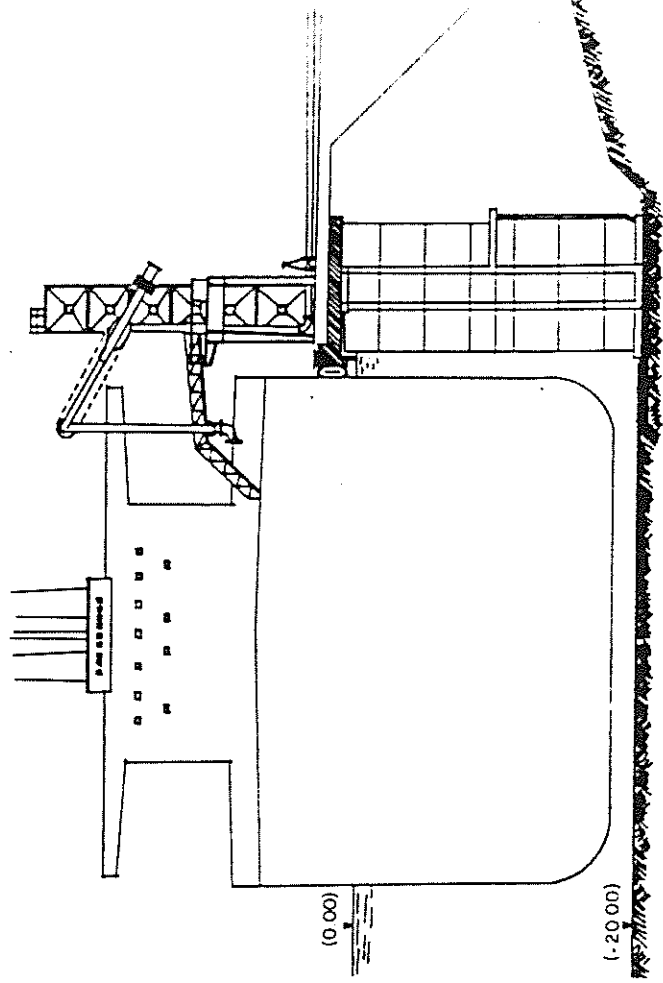
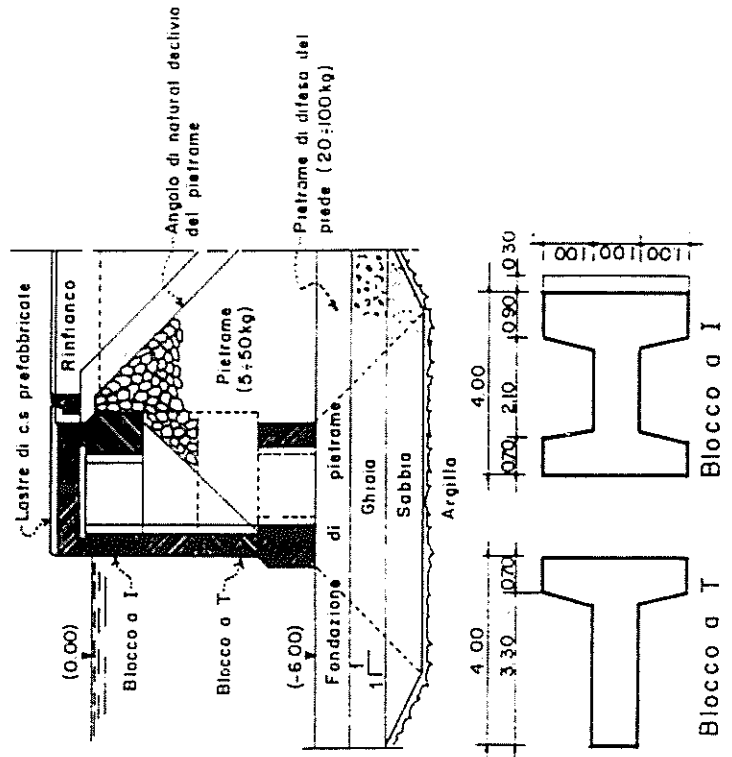


Fig.9 MURI DI SPONDA DEL TIPO RAVIER



In caisson quays the berth front is established by the placing of precast concrete caissons in a row corresponding to the planned alignment of the new quay. The caissons may be differently shaped and dimensioned, depending on the site conditions and the available construction equipment. Rectangular caissons are the most usual. See figure 3.5.2.2.A.

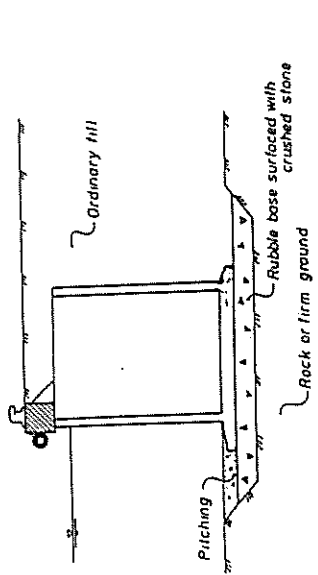


Fig. 3.5.2.2.A Caisson quay

The caissons are usually made ashore and then launched, towed out and sunk in position on a prepared gravel and/or rubble base. Thus the underwater work is reduced to a minimum. It is both very economic and convenient if the caissons can be made on an existing slipway or in a dry dock, from which they can easily be launched. For economic reasons, the caissons should also preferably be made in a considerable number so that the production can be arranged in a rational way with multi-employment of the formwork units.

For convenience of construction, launching, towing, placing etc. of the caissons, experience has shown that the caisson dimension for economic reasons usually should not be larger than about 30 m long, 25 m wide and 20 m high.

The caissons are usually placed on a firm base of gravel and/or rubble, well compacted and accurately levelled. It is very important that before placing of the caissons, most of the settlements are brought to a minimum, particularly any uneven settlement. If the site is exposed to waves and currents, the base and the caissons should be designed in such a way that the time required for launching, towing and placing of the caissons is as short as possible. After the placing of the caissons they are filled with suitable material, and a reinforced concrete cap is provided on top, as it is done on block wall quays.

In caisson quays it is easier to reduce the stresses at the outer edge of the caisson foot than is the case for block wall quays. The stresses can be reduced by increasing the width of the caisson or by providing it with two or three chambers of which only the rear chambers are filled as shown in figure 3.5.2.2.B. The caissons must be dimensioned to resist also the loads and stresses occurring during production, launching, towing, placing and filling.

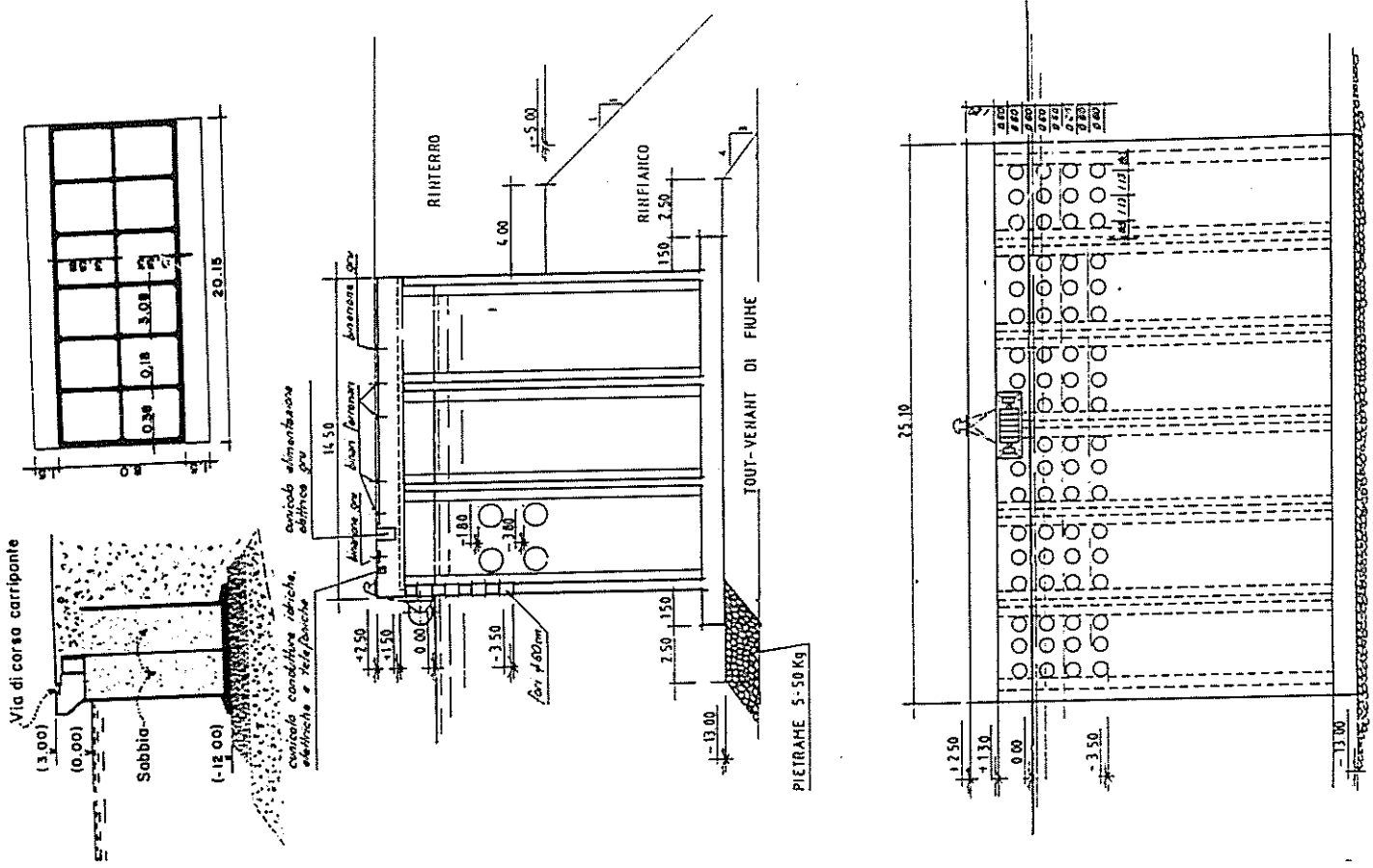
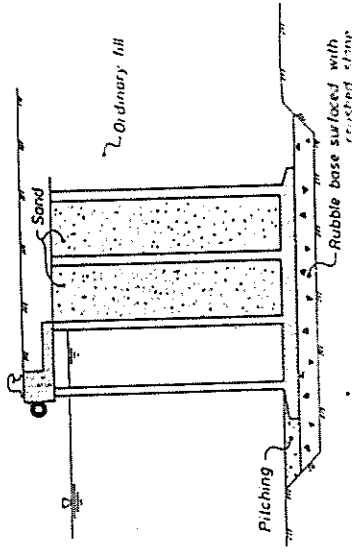


Figura 3. Sezione trasversale e vista frontale di uno dei caisson impiegati per la realizzazione dei muri di sponda.

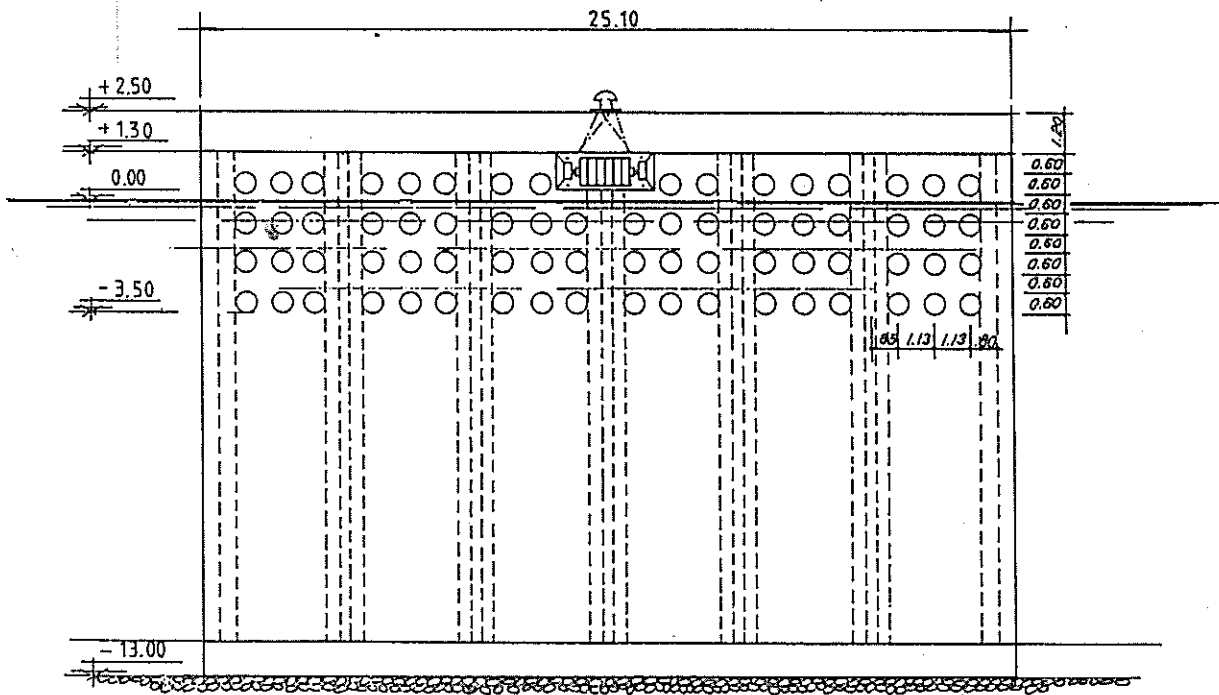
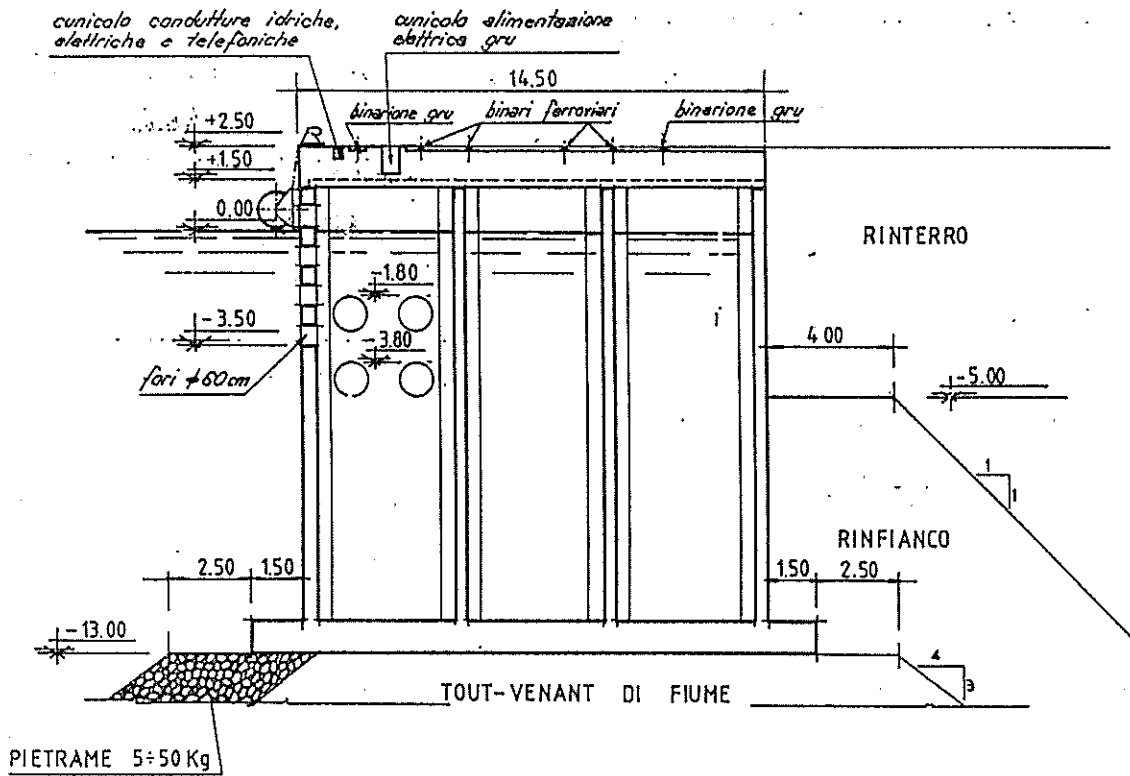
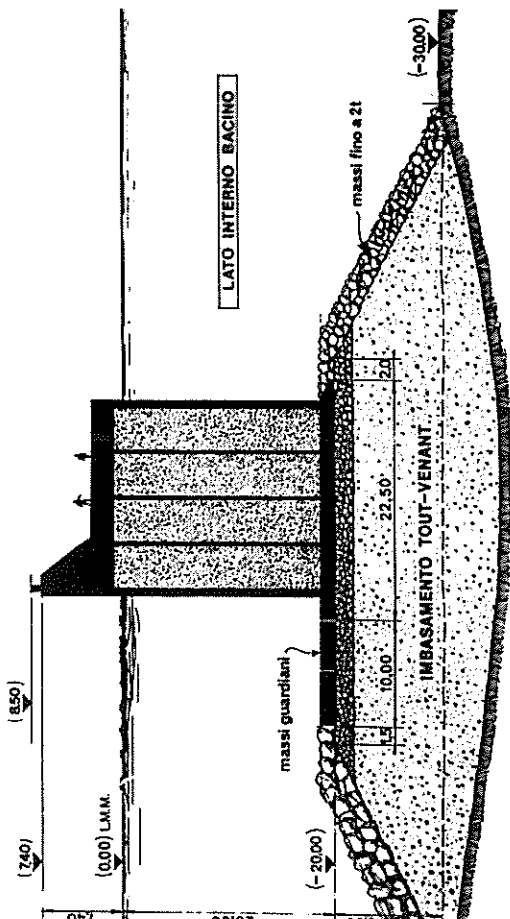


Figura 3. Sezione trasversale e vista frontale di uno dei cassoni impiegati per la realizzazione dei muri di sponda.

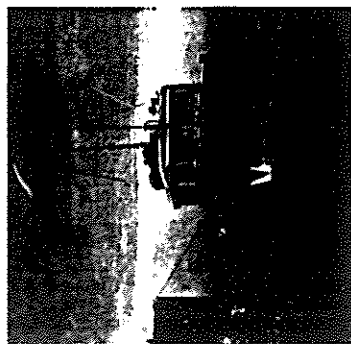
LA SPEZIA SPORGENTE FORNELLI

## LE STRUTTURE

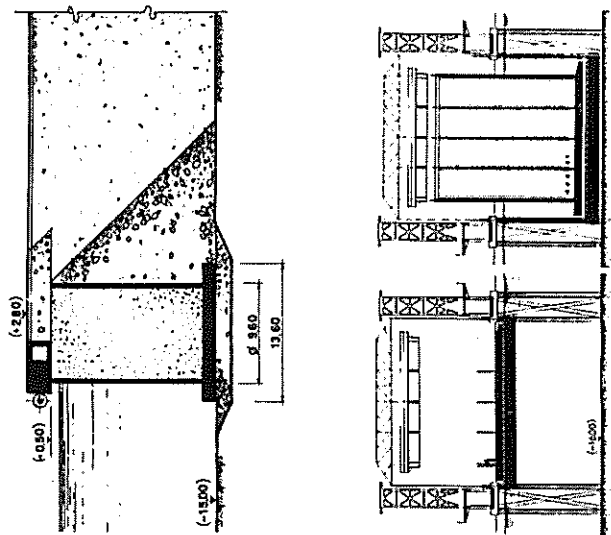
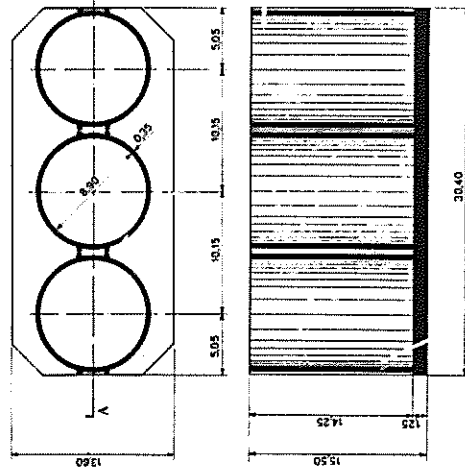
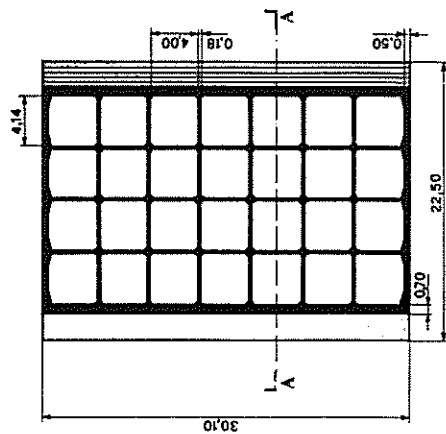
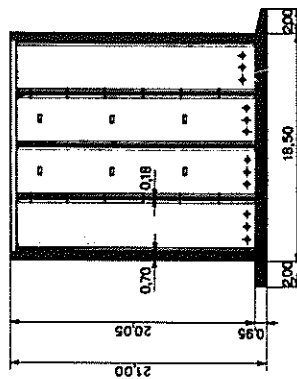


nuovo porto di Prà-Voltri è stata decisa negli sviluppi del porto di Genova che, stretto dalla ricchezza di spazi, la facilità di collegamenti per operare in concorrenza con i magazzini di Voltri, definito nel 1964, si articolava prima prevede la realizzazione di ampi abitati di Prà, la seconda punta all'estensione, compreso tra Prà e Voltri.

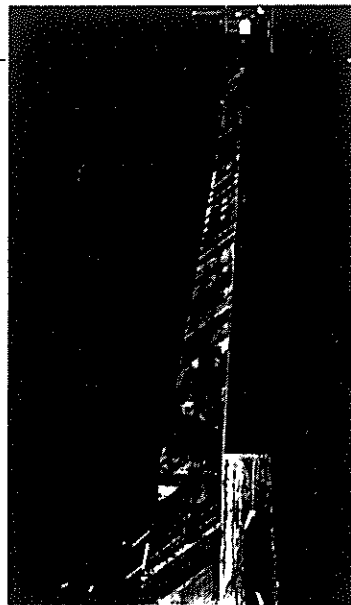
La configurazione delle banchine è stata modificata e all'evoluzione delle ospitalità commerciali



no. Tendenzialmente si è passati dalle banchine a sporgenti di maggiori dimensioni, con l'adozione di banchine lineari, con superfici dei piazzali ml/mq di circa



Schema della prefabbricazione dei cassoni, messa a punto dall'impresa Mantelli. A sinistra, dall'alto, pianta e sezione dei cassoni della diga e della banchina del porto. Sopra, sezione della banchina e, sotto, posa delle sovrastrutture della diga foranea. Nella pagina accanto, sezione della diga foranea di Voltri e un momento del traino in luogo dei cassoni in c.a.



1/500. Il progetto ha preso corpo però solo dopo molti anni: il primo finanziamento è infatti del 1981, con legge 119, per le opere marittime relative alla prima fase e precisamente: il molo di sottolito di levante, lungo 1.490 metri; la diga foranea, 2.320 metri, che posandosi su fondali di circa 30 metri rappresenta l'opera più impegnativa e complessa; la banchina di accosto, 1.400 metri su fondali di 15 metri; una parte cospicua dei riempimenti, nel piazzale, per circa 3,6 milioni di metri cubi. Nel 1984, con i fondi Fio, stanziati in parte dalla Banca Europea per gli investimenti, sono state finanziate le opere terrestri, consistenti nel completamento dei terrapieni per un totale di 1,2 milioni metri quadrati: la canalizzazione a mare dei fiumi interferenti con i terrapieni; i collegamenti stradali, autostradali e ferroviari; i piazzali e gli edifici operativi; impianti e attrezzature principali (quattro gru di banchina, due gru a cavalletto per il parco ferroviario e nove gru a cavalletto per la movimentazione dei container nel parco di stoccaggio). Strutturalmente, le opere più complesse riguardano innanzitutto la diga foranea, che per l'altezza dei fondali presenta significative difficoltà di progettazione e posa. La diga, capace di resistere a un'ondata di 7,80 metri di altezza e 197 di larghezza, è composta di 60 cassoni prefabbricati in cemento armato, di circa 18 metri per 30; la loro posa è stata eseguita trainando i cassoni, galleggianti, sulla zona di posa e poi affondati mediante allungamento e successivamente riempiti con sabbia. Un altro aspetto riguarda la costituzione dei terrapieni, oltre nove milioni di metri cubi in un'area quale quella ligure con un limitato numero di cave e rilevanti problemi di viabilità. In tale situazione si è provveduto a utilizzare oltre 4,5 milioni di metri cubi di sabbie fini, ottenute mediante dragaggio di fondali marini di 35-40 metri, con la necessità di dover accelerare la compattezza naturale del terreno così formato con l'azione dinamica di magli cadenti da un'altezza di oltre 10 metri.

Paolo Grimaldi

Fig.3 ESEMPIO DI MURO DI C.A. A SPERONI REALIZZATO ALL'ASCIUTTO (Porto di Gand)

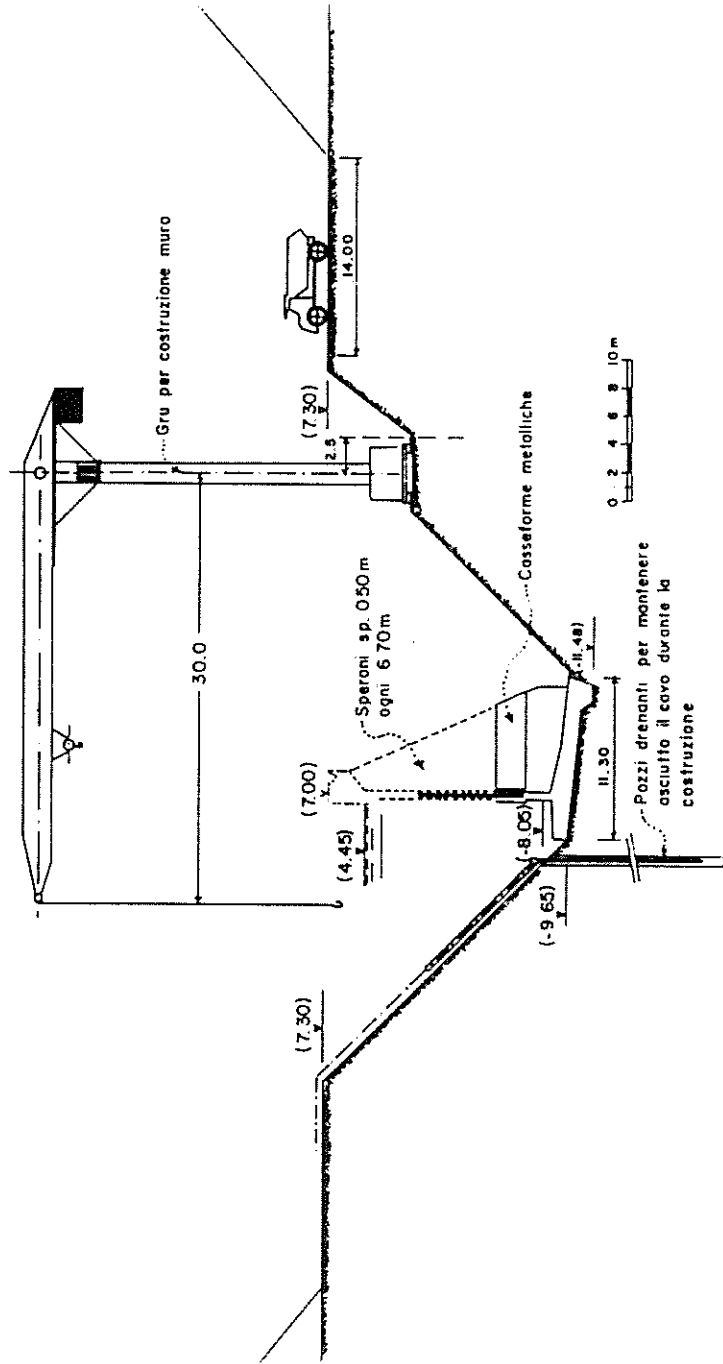


Fig.2 MURO DI SPONDA DI CALCESTRUZZO SEMPLICE GETTATO ALL'ASCIUTTO Tipo a gravità massicci (Porto di Anversa, anno di costruzione 1963)

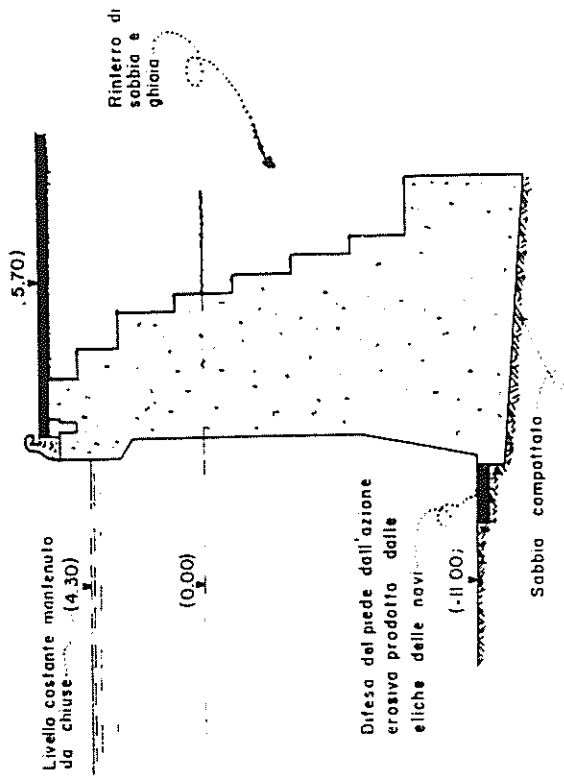


Fig.12 MURO "DUMEZ"

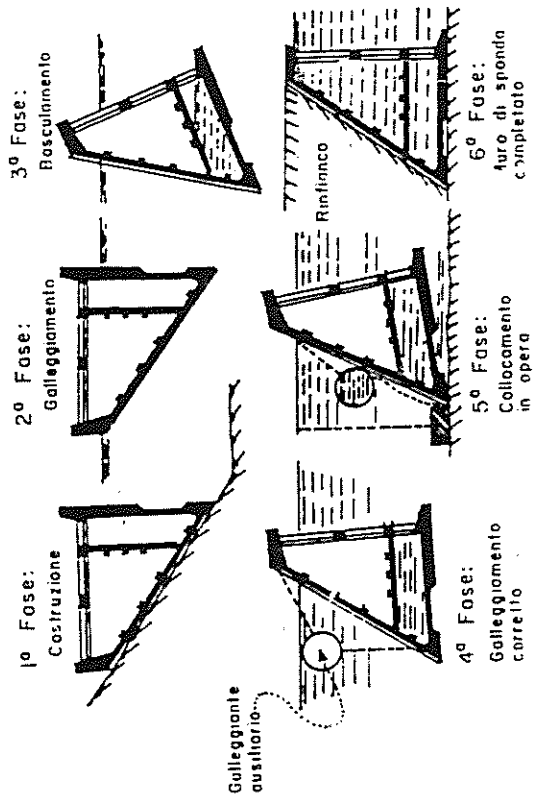


Fig.10 MURO DI CALCESTRUZZO ARMATO DEL TIPO A "L" (Porto di Botany Sud Africa)

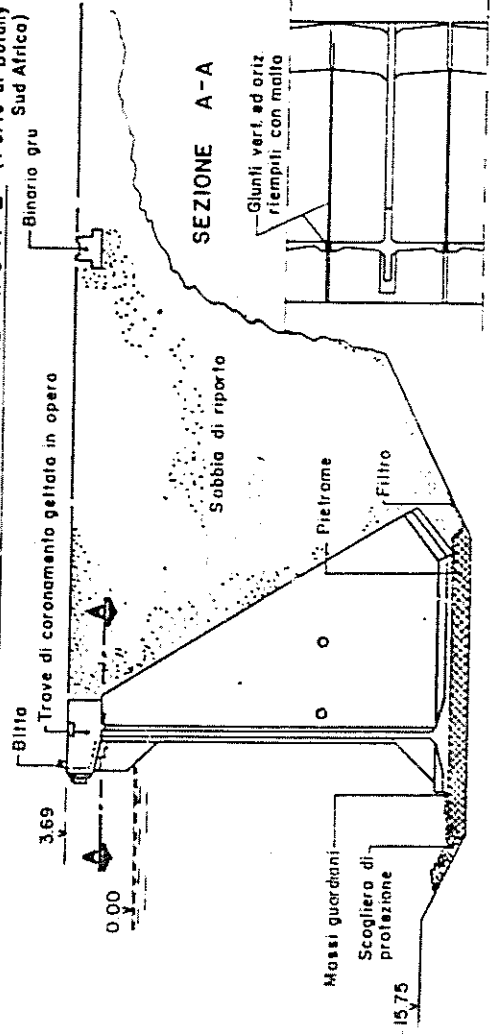


Figure 3.5.2.1.B shows a method to improve the ground condition by dredging the clay layer above the rock and then replacing the dredged clay with a layer of sand or gravel. To reduce the settlement in the sand, a vibration method is used. Vibro-compaction is an in situ method of compaction of loose cohesionless granular soils like sand and gravel. The process is based on the principle that granular soils below maximum density are compacted under the influence of vibration motion.

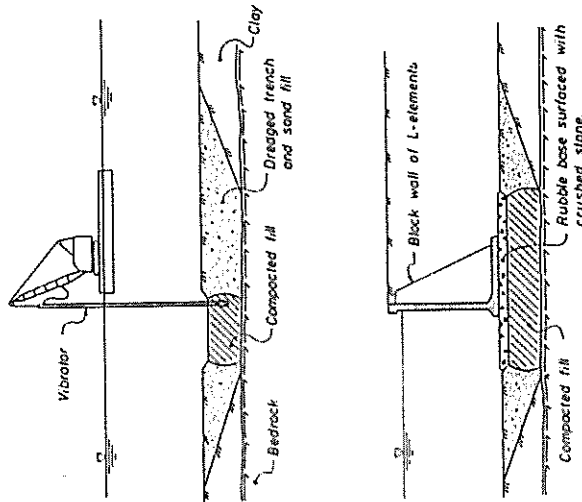


Fig. 3.5.2.1.B Improving the ground condition by vibro-compaction

Another method to achieve improvement and reinforcement of soft cohesive soil is by installation of stone columns to carry structural loads as shown in Figure 3.5.2.1.C. The stone columns will improve the bearing capacity of the foundation and will reduce the overall settlement as they are stiffer than the soil which they have replaced. This method is called vibro-replacement, and it generally uses the same basic vibratory equipment as in the vibro-compaction method.

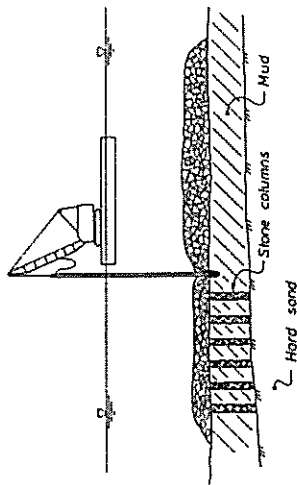


Fig. 3.5.2.1.C Improving the ground condition by vibro-replacement

A modified method of constructing block wall quays has been developed during the last 10 to 15 years. Instead of using concrete blocks, reinforced concrete retaining wall elements have been developed. These L-elements or L-blocks have been constructed in the same way as concrete caissons on the shore, but transferred and installed at the berth site by cranes. The quay wall is made by installing the L-elements side by side in position on a prepared gravel and/or rubble base at the sea bottom. The elements are shown in Figure 3.5.2.1.D. Elements without ribs are constructed with a maximum height of about 7 m, and with ribs the height of the elements has been up to about 20 m. The length of the elements has varied between 3 to 12 m, depending on the crane capacity which can be mobile or floating cranes. Mobile cranes can

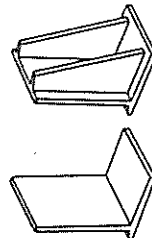


Fig. 3.5.2.1.D L-elements

have a lifting capacity of up to 100 tons, but due to the availability of equipment, a more practical limit is about 30 tons. Floating port cranes can have a lifting capacity of about 200 tons, but special heavy floating cranes exist with a lifting capacity of about 800 tons.

An article by Mr. Lauri Pukala, Finland, printed in PIANC Bulletin No. 54-1986, describes in detail the construction of berth structures with L-elements. The typical building order of a berth structure with L-elements is shown in Figure 3.5.2.1.E. The usual tolerances for element installation are a deviation in the x-y and z direction of 50 mm, inclinations 1'-400 and the angular misalignment of 0.5°.

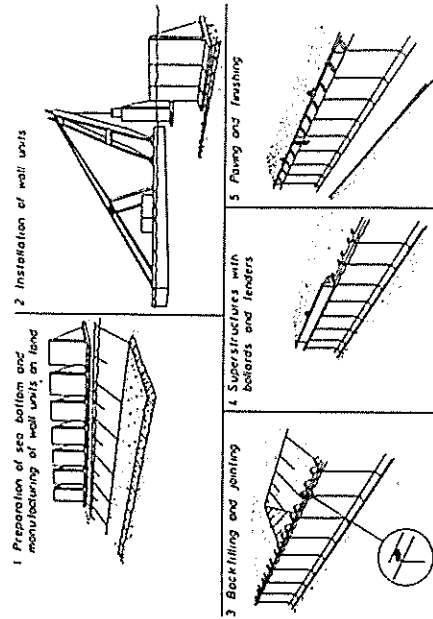


Fig. 3.5.2.1.E Construction of L-element wall

The fill placed in the back of the wall ought to have as great a frictional angle as possible in order to reduce the lateral earth pressure. Nearest to the wall the fill should consist of stone or crushed rock, while finer or mixed fill can be used further back. Between the coarser and the finer masses there must be a filter preventing the penetration of the finer material into the rock fill. Above the low water level all the fill should be compacted.

When the placing of the blocks or elements has been completed, the wall should be left for a while to settle before an in-situ reinforced concrete cap (capping beam) is placed on top of the wall. This cap will keep the blocks of the top course in place and also provide a base for the installation of bollards, quay front kerb and other equipment.

Fig.13 BANCHINA REALIZZATA CON CASSONI AUTOAFFONDANTI  
(Porto di Livorno)

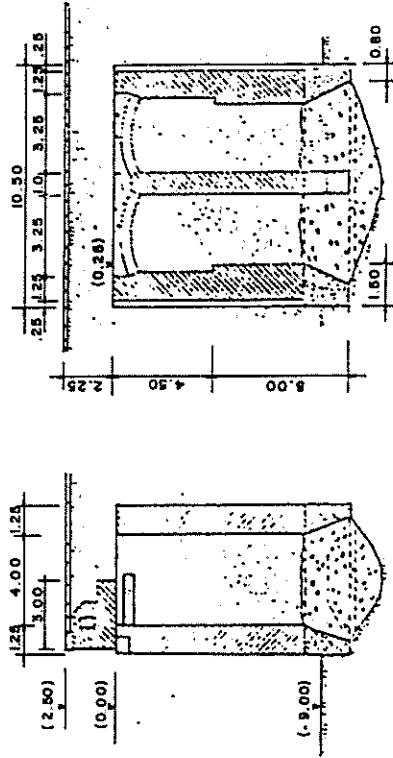
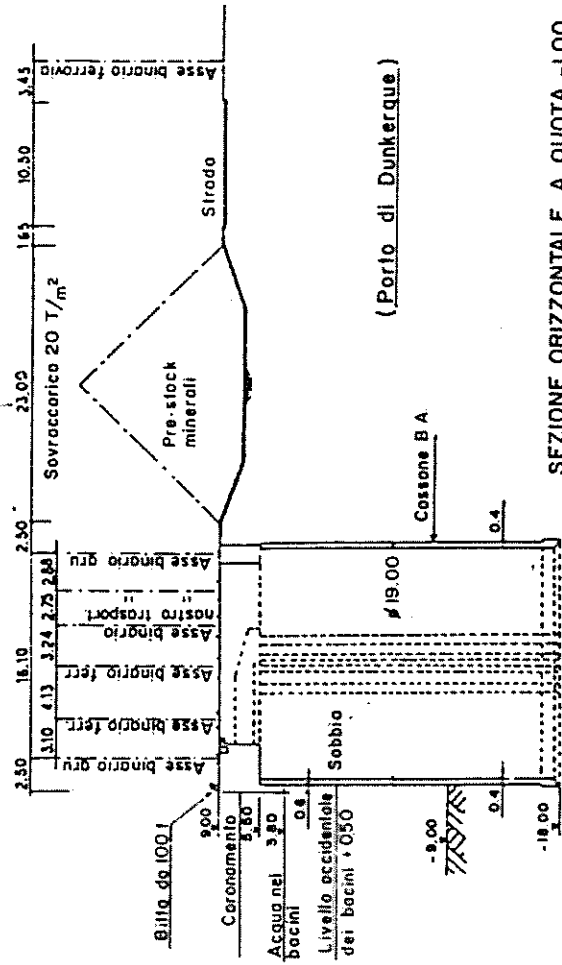


Fig.14 CASSONI AUTOAFFONDANTI A PIANTA CIRCOLARE  
(Porto di Livorno)



SEZIONE ORIZZONTALE A QUOTA -1.00

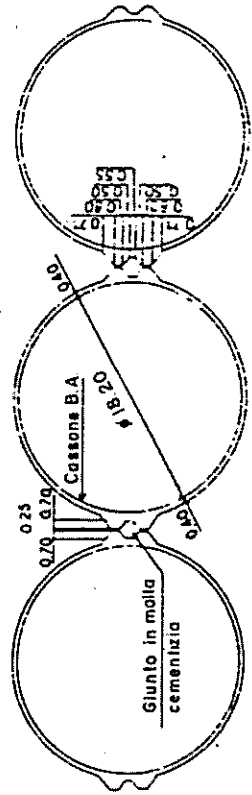
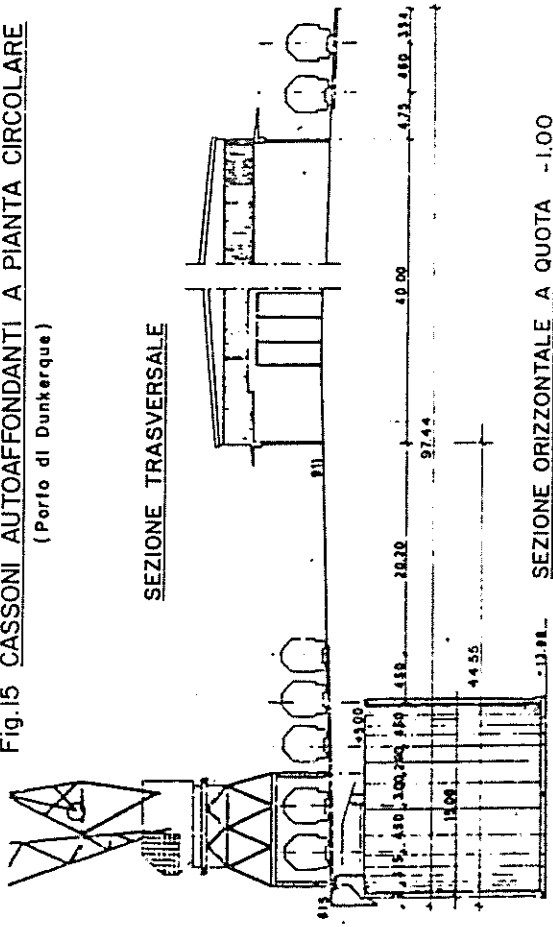


Fig.15 CASSONI AUTOAFFONDANTI A PIANTA CIRCOLARE  
(Porto di Dunkerque)



SEZIONE TRASVERSALE

SEZIONE ORIZZONTALE A QUOTA -1.00

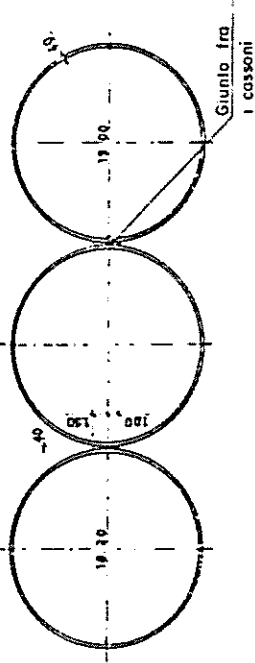
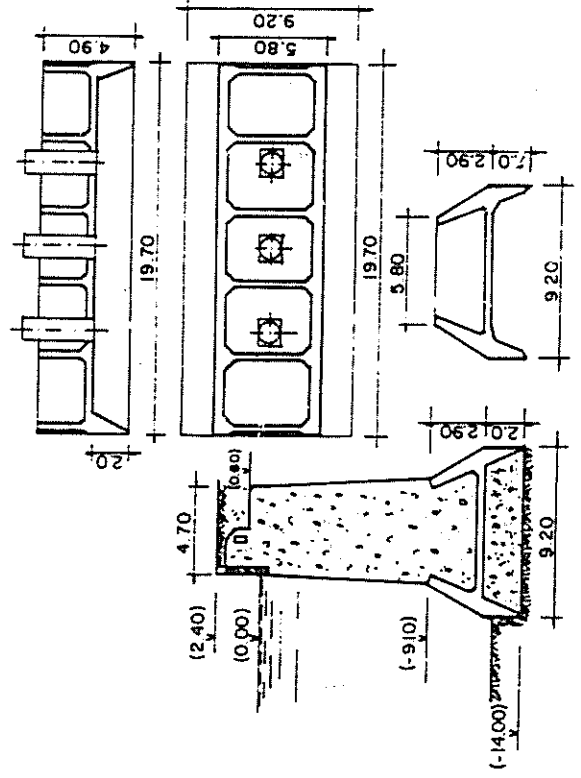
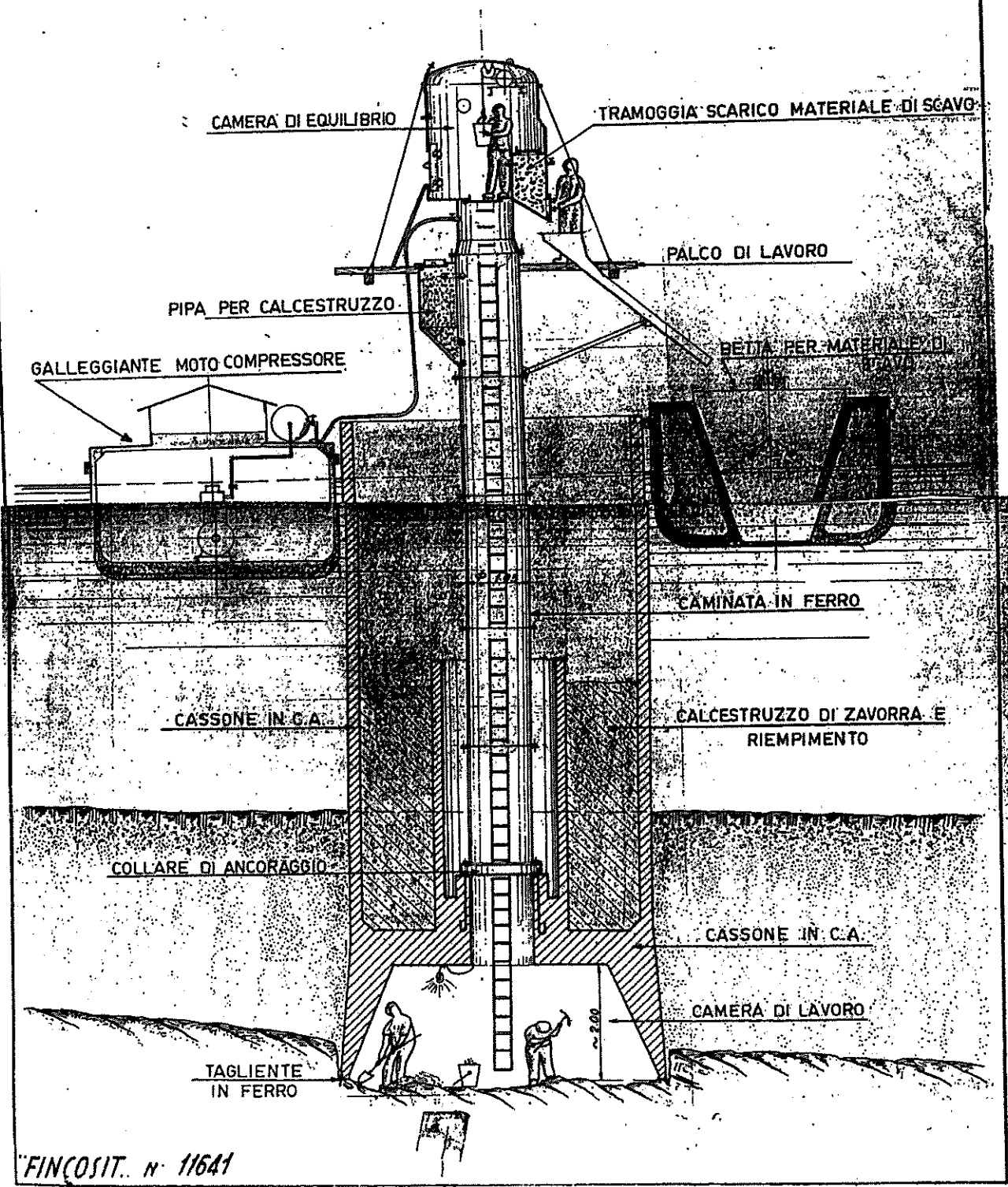


Fig.17 CASSONI AD ARIA COMPRESSA (Molo Angiolino, Napoli)



# SEZIONE SCHEMATICA AFFONDAMENTO AD ARIA COMPRESSA DI UN CASSONE IN C.A.



FINCOSIT. n. 11641