

VINCENZO D'ANTONIO

**INDAGINI GEOTECNICHE E METODI DI VERIFICA
DELLE BANCHINE PORTUALI A GRAVITÀ**

ESTRATTO DAL *GIORNALE DEL GENIO CIVILE*

Fascicolo 1° - 2° - 3° - Gennaio - Febbraio - Marzo 1981

ROMA - ISTITUTO POLIGRAFICO E ZECCA DELLO STATO

INDAGINI GEOTECNICHE E METODI DI VERIFICA DELLE BANCHINE PORTUALI A GRAVITÀ

VINCENZO D'ANTONIO (*)

SOMMARIO: Con riferimento ai problemi di progettazione delle banchine portuali a gravità, viene presentata una rassegna sui correnti metodi di programmazione delle indagini geotecniche e sui correnti metodi di verifica della stabilità di tali opere. Si riferisce su esempi di indagini geotecniche, misure, calcoli di stabilità eseguiti in occasione di alcune progettazioni.

Résumé: Cet article passe en revue les méthodes disponibles pour la détermination des paramètres géotechniques nécessaires pour le projet des quais portuaires et les méthodes analytiques pour la vérification de leur stabilité.

On y décrit des exemples de reconnaissance géotechniques, des mesures spéciales et des calculs de stabilité effectués pour quelques projets.

Summary: This paper reviews the available methods of determination of the geotechnical parameters needed for quaywall design, and the analytical methods for evaluating their stability. Examples are described of geotechnical investigations, special measurements, stability computations performed for several projects.

Zusammenfassung: Dieser Artikel befasst sich mit den verfügbaren Untersuchungsmethoden für die Bestimmung der notwendigen geotechnischen Parameter für Hafendamm Projekte und den analytischen Methoden für die Abschätzungen ihrer Stabilität.

Es werden Beispiele über geotechnische Untersuchungen, spezielle Massnahmen, und Stabilitätsberechnungen beschrieben, welche für einige Projekte ausgeführt worden sind.

I - Introduzione

Gli studi necessari per la progettazione di una serie di banchine a gravità in porti italiani hanno fornito lo spunto per la preparazione di una rassegna sui correnti metodi di risoluzione di alcuni problemi di carattere geotecnico, in particolare:

a) Metodi di indagine geotecnica per l'acquisizione di informazioni sulla natura e sulle caratteristiche meccaniche dei terreni.

b) Metodi di verifica della stabilità, dal punto di vista geotecnico, delle banchine portuali a gravità.

Ai due argomenti anzidetti sono dedicati due capitoli della presente nota. In un terzo capitolo si riferisce su esempi di indagini geotecniche, misure, calcoli di stabilità eseguiti in occasione di alcune progettazioni.

2 - Indagini geotecniche e acquisizione dei parametri geotecnici di progetto

Il metodo più noto e diffuso per la determinazione dei parametri geotecnici di progetto è la loro misura in laboratorio su campioni « indisturbati ». Se la natura del terreno indagato permette un campionamento di qualità soddisfacente (ad es. argille sature di media consistenza) e se i prelievi vengono eseguiti con tecniche di buon livello, le misure di laboratorio, effettuate su un adeguato numero di provini, possono essere sufficienti per determinare i parametri geotecnici di progetto.

(*) Dr. Ing. VINCENZO D'ANTONIO, Ingegnere Capo Ufficio Genio Civile OOMM di Roma.

In altri casi la natura del terreno è tale (ad es. argille di consistenza semiliquida, argille molto compatte, sabbie, materiali eterogenei ecc.) da rendere difficoltoso, o non consentire affatto, un campionamento di qualità accettabile, anche se il prelievo viene effettuato con la massima cura. Ad esempio recenti sperimentazioni hanno mostrato che le caratteristiche meccaniche delle sabbie sono fortemente dipendenti dalla loro « struttura » in sito, caratteristica che viene « cancellata » nel campionamento. In tali terreni prove di laboratorio, per quanto raffinate, forniscono determinazioni delle caratteristiche meccaniche poco attendibili, data la differenza tra il materiale provato e il materiale in sito. In tali terreni la determinazione dei parametri geotecnici di progetto deve essere effettuata mediante prove in sito.

Sia nei terreni che consentono un campionamento indisturbato che in quelli che non lo consentono le indagini in sito stanno avendo una forte diffusione, in concomitanza con le seguenti circostanze:

1. Accresciuta consapevolezza della natura disturbata di molti dei campioni provati in laboratorio.

2. Preoccupazione per i costi crescenti per ottenere un profilo continuo dei parametri di progetto, tanto più necessario quanto maggiore è la variabilità del terreno.

3. Esigenza di misurare alcune proprietà in sito non facilmente determinabili in laboratorio, come il coefficiente di spinta orizzontale in sito k_0 .

4. Evitare una lunga catena di operazioni sul terreno (campionamento, decompressione, trasporto, attesa in magazzino, estrusione, fustellazione, ecc.) ciascuna delle quali può causare severe alterazioni del materiale ed il cui effetto varia entro un margine molto ampio, in generale non valutabile dal progettista.

5. Esigenza di ottenere misure ripetibili e non apprezzabilmente dipendenti dal grado di qualificazione dell'operatore.

6. Disponibilità di una varietà di tecniche di indagine in sito, alcune delle quali sviluppate di recente, in grado di consentire la determinazione accurata ed economica di una buona parte dei parametri geotecnici di progetto necessari.

7. Possibilità di ridurre fortemente i tempi di acquisizione dei parametri di progetto.

Un criterio che si va affermando nella pianificazione delle indagini geotecniche consiste nel prevedere una intensa serie di prove in sito, accompagnata da sondaggi in numero minore (ad es. la metà o un terzo). Dai fori di sondaggio viene estratto un numero di campioni limitato ma della migliore qualità consentita dalle moderne tecniche (¹).

La doppia determinazione dei parametri geotecnici in sito e in laboratorio permette un confronto dei risultati e facilita al progettista la scelta dei profili di progetto.

Va notato che le prove in sito di uso corrente non consentono la determinazione, nei terreni argillosi, di c' e φ' (parametro di resistenza al taglio in sforzi efficaci) e di c_v (coefficiente di consolidazione). Per opere la cui progettazione richiede la conoscenza di questi parametri, essi devono essere determinati mediante prove di laboratorio su campioni di ottima qualità.

Di seguito vengono considerate separatamente le prove di laboratorio e le prove in sito che permettono la determinazione dei parametri geotecnici necessari per la progettazione delle banchine portuali.

2. I - PROVE DI LABORATORIO.

Data la grande diffusione di tali prove, vengono qui solo brevemente richiamati i parametri geotecnici che più di frequente intervengono nelle verifiche di stabilità delle banchine portuali, unitamente ai tipi di prove solitamente effettuate per determinarli.

(¹) Va sottolineato che, anche nei terreni che consentono solo un campionamento semidisturbato o disturbato, è comunque importante il prelievo del materiale dal foro. Sul materiale prelevato si possono infatti effettuare utili determinazioni di laboratorio (ad es. analisi granulometriche). Inoltre la conoscenza diretta visiva e tattile del materiale può fornire elementi di giudizio molto utili all'ingegnere esperto.

Nei casi in cui ci si attenda cedimenti considerevoli, specialmente se dilazionati nel tempo, vengono generalmente effettuati anche calcoli di previsione dell'entità complessiva dei cedimenti e del loro decorso nel tempo. I parametri che intervengono in tali calcoli di previsione sono rispettivamente il modulo edometrico M ed il coefficiente di consolidazione c_v , valutati in corrispondenza della pressione media di lavoro. Sia M che c_v vengono determinati in laboratorio mediante prova edometrica.

TABELLA I

Parametri geotecnici necessari per le verifiche di stabilità delle banchine e prove di laboratorio per la loro determinazione.

TIPO DI TERRENO	TERRENI COESIVI		TERRENI INCOERENTI
	Breve termine	Lungo termine	Breve termine Lungo termine
Parametri . . .	c_u (coesione non drenata)	c' e φ' (coesione e angolo di attrito « efficaci »)	φ (angolo di attrito)
Prove di Laboratorio	Triassiale UU Scissometro di laboratorio	Triassiale CU Triassiale D Prova di taglio diretto	Prova di taglio diretto su campioni disturbati o ricostituiti. Si ottengono valori di φ indicativi.

2.2 - PROVE IN SITO ⁽²⁾

Prova penetrometrica statica: Questa prova, molto diffusa in Italia dal 1965, consiste nel misurare la resistenza alla punta del terreno alle varie profondità, mediante una punta conica di forma e dimensioni standard (angolo 60°, sezione 10 cm²). La punta viene spinta nel terreno mediante un martinetto idraulico, alla velocità di 2 cm/sec. Il carico è trasmesso alla punta mediante un'astina che scorre all'interno delle aste di rivestimento, cosicché la misura della resistenza alla punta è locale.

I parametri di progetto desunti dalla resistenza alla punta R_p sono i seguenti:

Terreni coesivi: coesione non drenata c_u , ottenuta mediante la formula $c_u = R_p/n$, con n variabile secondo i diversi autori, tra 15 e 25

Terreni incoerenti: angolo di attrito φ . La correlazione tra R_p e φ non è univoca, ma dipende dalla pressione efficace verticale \bar{p}_v alla quota considerata. Nella fig. 1 è riportata una tra le correlazioni $R_p - \bar{p}_v - \varphi$ più frequentemente impiegate. Dai valori di R_p e \bar{p}_v è possibile ricavare, mediante tali correlazioni, l'angolo di attrito φ .

Un profilo penetrometrico di 30 m, con misura ogni 20 cm, viene ottenuto in circa un'ora.

Viene considerata come profondità limite della prova la profondità di 30 m. ⁽³⁾ Tale limitazione deriva dalla incertezza, crescente con la profondità, sull'entità dell'attrito tra astina di spinta e aste di rivestimento.

Prova scissometrica: Questa prova, largamente diffusa in Italia a partire dagli anni sessanta, viene di regola eseguita solo nei terreni coesivi di bassa o media consistenza ⁽⁴⁾. La prova viene eseguita mediante un attrezzo costituito da 4 rettangoli uguali di lamiera uniti lungo uno dei lati maggiori, avente sezione trasversale a croce greca. L'attrezzo viene spinto a pressione nel terreno fino alla quota prestabilita per la misura, spingendo sulla batteria di aste alla cui punta è collegato l'attrezzo. Mediante

⁽²⁾ Nella presente nota non vengono considerati i terreni contenenti abbondante frazione ghiaiosa o ciottoli, per i quali le prove in sito qui ricordate non sono appropriate. In tali terreni sono possibili solo stime di larga massima delle caratteristiche meccaniche, desumibili da prove penetrometriche dinamiche quali la SPT (Standard Penetration Test) e la prova penetrometrica dinamica a punta conica con rivestimento.

⁽³⁾ A meno che non si operi con penetrometro a punta elettrica con inclinometro incorporato.

⁽⁴⁾ Le raccomandazioni A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana) [1] suggeriscono di limitare la prova ai terreni coesivi teneri aventi resistenza al taglio non drenata $c_u \leq 1$ kg/cm².

apposito strumento di torsione applicato all'estremità superiore viene applicato e misurato un momento torcente crescente fino alla rottura del terreno, che avviene secondo la superficie cilindrica descritta dall'attrezzo nella sua rotazione e secondo le due basi del cilindro.

Il parametro di resistenza utile per la progettazione che viene desunto da questa prova è la coesione non drenata c_u , legata al massimo momento torcente da una costante di proporzionalità dipendente dalla geometria dello scissometro.

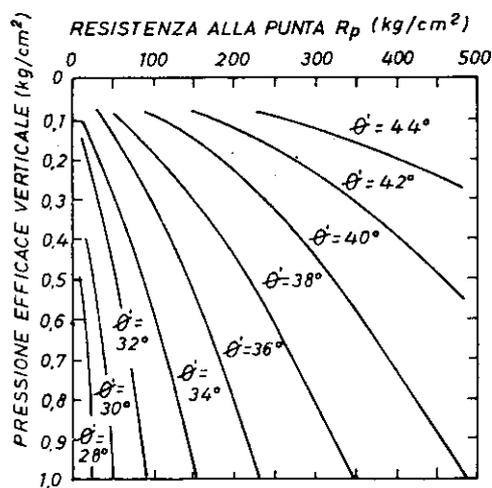


FIG. 1. — Correlazione per la valutazione di φ in funzione della resistenza alla punta R_p (Trofimenzov, 1974).

Dopo l'esecuzione di alcune prove (o meglio ancora dopo ogni prova) l'attrezzo viene estratto in superficie, controllato e liberato dalle eventuali placche di argilla che vi aderissero. Tali placche altererebbero infatti il diametro originario dell'attrezzo e renderebbero dubbie le misure successive.

La prova non fornisce alcun risultato utile nelle sabbie, nelle quali perciò non viene effettuata.

Un profilo di 30 m, con misura ogni metro, viene ottenuto in circa due giorni. Viene considerata come profondità limite della prova la profondità di 30 m.

Prova dilatrometrica: Questa prova, sviluppata in Italia nel periodo 1975-1979, viene eseguita mediante una punta piatta avente forma di lama affilata (spessore 14 mm, larghezza 95 mm, angolo alla punta 20°). La lama è dotata, su una faccia, di una sottile membrana metallica circolare espandibile che, in condizioni di riposo, è sullo stesso piano della superficie circostante. La punta dilatrometrica viene spinta a pressione nel terreno, mediante una batteria di aste. La punta è collegata ad una centralina di misura in superficie mediante un cavetto pneumatico che passa all'interno delle aste. La penetrazione viene effettuata ad avanzamenti di 20 cm alla volta. Terminato ciascun avanzamento, viene inviato gas in pressione alla punta e si rilevano i valori di:

p_0 pressione alla quale la membrana inizia ad espandersi contro il terreno;

p_1 pressione per la quale la membrana ha subito una espansione contro il terreno molto piccola prefissata (1.00 mm).

Dalle letture strumentali p_0 e p_1 , elaborate in base alle correlazioni riportate in [4], si ottengono:

- l'indice di materiale I_D , che indica se il materiale è sabbia, limo o argilla;
- i seguenti parametri geotecnici di progetto:

Terreni coesivi: coesione non drenata c_u , coefficiente di spinta in sito k_0 , modulo edometrico M .

Terreni incoerenti: coefficiente di spinta in sito k_0 , angolo di attrito φ , modulo edometrico M .

Un profilo di 30 m, con letture ogni 20 cm, viene ottenuto in circa 2 ore. Non vi sono limiti di profondità.

Importanti differenze tra la prova penetrometrica statica e la prova dilatrometrica, simili per molti aspetti esecutivi, sono le seguenti:

a) La penetrazione della lama del dilatrometro provoca uno spostamento laterale del terreno inizialmente sull'asse di 7 mm (metà spessore del dilatrometro). Il massimo spostamento laterale è di 18 mm (~ 2.5 volte) nel caso del penetrometro (la cui punta ha diametro 36 mm). Le correlazioni tra

le caratteristiche meccaniche del terreno naturale e le grandezze misurate, tanto più strette quanto minori sono state le deformazioni del terreno prodotte dalla penetrazione, sono meglio definite nel caso del dilatometro.

b) La seconda fase della prova dilatometrica consiste nell'espansione della membrana contro il terreno, del quale viene così misurata anche una caratteristica di deformabilità.

3 - Richiamo delle verifiche di stabilità di carattere geotecnico

Tradizionalmente, vengono effettuate le seguenti verifiche di stabilità: 1) Traslazione. 2) Capacità portante. 3) Ribaltamento. 4) Scivolamento generale.

Operazioni preliminari da effettuare prima delle verifiche di stabilità sono le seguenti:

— calcolo della spinta attiva a monte e della eventuale resistenza passiva a valle.

— composizione vettoriale di tali spinte con gli altri carichi verticali ⁽⁵⁾ e orizzontali agenti sull'opera di sostegno.

Vengono così individuate la componente verticale V ⁽⁵⁾ e la componente orizzontale H della risultante delle forze che si trasmettono attraverso la base dell'opera.

3. 1 - TRASLAZIONE.

Questa verifica prende in esame la sicurezza nei confronti dello scorrimento secondo il piano di appoggio dell'opera. Il corrispondente fattore di sicurezza è fornito dall'espressione:

$$F_s = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \beta} \quad (1)$$

in cui $\operatorname{tg} \beta = H/V$

essendo

β = inclinazione della risultante dei carichi che si trasmettono attraverso la base dell'opera B .

δ = angolo d'attrito al contatto base dell'opera-terreno di appoggio. È sempre $\delta \leq \varphi$. Per contatto calcestruzzo-terreno $2/3 \varphi \leq \delta \leq \varphi$. Quando la base in calcestruzzo poggia su terreni granulari di buona qualità vengono generalmente adottati valori di $\operatorname{tg} \delta$ compresi tra 0.6 e 0.7.

Quando sotto il manufatto di sostegno è presente un imbasamento, viene verificata la sicurezza allo scorrimento anche secondo il piano di appoggio dell'imbasamento stesso. Ai fini di questa verifica, la parte di imbasamento sottostante il manufatto di sostegno, per una larghezza B , viene considerata solidale al manufatto, e i valori di H e V calcolati con riferimento al solo manufatto vanno modificati per tener conto delle spinte attive e passive agenti sul corpo di imbasamento aggiunto, nonché del suo peso.

Se il terreno di appoggio è coesivo, occorre verificare la sicurezza alla traslazione anche a breve termine. Il relativo fattore di sicurezza è fornito dall'espressione

$$F_s = \frac{c_u B}{H} \quad (2)$$

in cui c_u è la coesione non drenata alla quota del piano di scorrimento considerato e H la risultante orizzontale dei carichi agenti sull'opera di sostegno (manufatto più eventuale corpo di imbasamento aggiunto).

In generale i valori di F_s , ottenuti dalle verifiche alla traslazione devono risultare ≥ 1.5 .

3. 2 - CAPACITÀ PORTANTE.

Dai valori della componente verticale V dei carichi e dalla sua eccentricità rispetto alla mezzzeria della base di appoggio vengono ricavati i valori delle tensioni di contatto minime e massime con la formula di Navier, che ipotizza un diagramma di reazioni di contatto di forma trapezia:

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (3)$$

⁽⁵⁾ Nella presente nota si fa sempre riferimento ai carichi verticali efficaci, cioè già depurati della spinta di Archimede.

Tuttavia il valore di σ_{\max} così ricavato è poco utile ai fini della valutazione della sicurezza nei confronti della capacità portante (6). Infatti la tensione ammissibile con cui la σ_{\max} calcolata andrebbe confrontata — in analogia con noti metodi di verifica in campo elastico — non è una caratteristica del materiale, ma dipende anche da altri fattori geometrici e statici, ad es. la larghezza e forma della fondazione, la profondità del piano di appoggio, l'intensità delle tensioni tangenziali simultaneamente agenti ecc.

I metodi di verifica di capacità portante oggi correntemente utilizzati sono sostanzialmente metodi di calcolo a rottura, che conducono al calcolo del carico limite che provoca la plasticizzazione di un volume di terreno sottostante l'opera, tenendo conto delle effettive condizioni geometriche e statiche globalmente imposte.

Qui di seguito si richiama il metodo di verifica di capacità portante di MEYERHOF-BRINCH HANSEN [3], in uso da circa 15 anni, oggi incorporato in numerose Norme e Raccomandazioni internazionali.

Tutti i pesi, spinte, forze orizzontali (7) e verticali agenti sull'opera a quota superiore alla base vengono composti in una forza risultante R , avente componenti verticale e orizzontale rispettivamente V e H . Il punto in cui R interseca la base è il « centro dei carichi ». Viene determinata la larghezza efficace B^* , che è quella parte di B il cui punto mediano coincide con il centro dei carichi. In formule, è $B^* = B - 2e$, s è l'eccentricità della risultante.

Viene quindi calcolata la capacità portante con la formula

$$p_{\text{lim}} = \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} + \bar{q} N_q s_q d_q i_q + c N_c s_c d_c i_c \quad (4)$$

in cui

$N_{\gamma} N_q N_c$ = fattori di capacità portante dipendenti da φ ;

$s_{\gamma} s_q s_c$ = fattori di forma (valgono 1 per fondazioni nastriformi quali quelle qui considerate)

$d_{\gamma} d_q d_c$ = fattori di profondità;

$i_{\gamma} i_q i_c$ = fattori di inclinazione;

\bar{q} = sovraccarico efficace di terreno agente alla quota del piano di appoggio esternamente alla fondazione, lato mare;

c = coesione;

γ = peso di volume sommerso del terreno.

Le espressioni dei vari fattori contenuti nella formula (4) sono contenute e commentate in dettaglio nel Rif. [3].

Terminato il calcolo della p_{lim} , viene calcolata la pressione nominale (verticale) applicata dai carichi previsti al terreno, mediante l'espressione

$$p_{\text{nom}} = \frac{V}{B \times I}$$

Il fattore di sicurezza nei confronti della capacità portante è fornito dall'espressione

$$F_s = p_{\text{lim}} / p_{\text{nom}} \quad (5)$$

In caso di verifica a breve termine in terreni argillosi, nella formula (4) devono introdursi per φ e per c i parametri di resistenza non drenati $\varphi_u = 0$ e c_u . La formula (4) si semplifica nella seguente, già risolta in funzione del carico ammissibile p_{amm}

$$p_{\text{amm}} = \bar{q} + \frac{c_u}{F_s} N_c s_c d_c i_c \quad (6)$$

Deve risultare $p_{\text{amm}} \geq p_{\text{nom}}$

(6) Il diagramma delle reazioni così calcolate viene invece spesso utilmente impiegato per il dimensionamento strutturale del manufatto (ad es. reazioni contro la soletta di base dei muri a mensola) e per il calcolo dei cedimenti.

(7) Tra queste va inclusa anche la eventuale resistenza passiva del terreno contro l'opera lato mare, purché l'altezza di interramento lato mare sia piccola rispetto a B . In caso contrario, l'opera di sostegno risulta parzialmente incastrata, e le verifiche devono essere effettuate con i metodi di calcolo dei pozzi parzialmente incastrati.

Va notato che i metodi di verifica di capacità portante, applicati alle opere di sostegno, hanno in generale solo valore indicativo per i seguenti motivi

— le formule di capacità portante sono valide in caso di terreno di appoggio omogeneo, condizione di rado verificata per il tipo di opera considerata. La scelta « parametri medi equivalenti », necessaria per poter impiegare le formule, è soggettiva ed introduce un ampio margine di variabilità;

— se le reazioni di contatto sono massime presso il lembo di valle della base del manufatto, come in generale accade, la verifica di capacità portante sottintende un cinematismo di rottura con spostamento verso valle della sommità dell'opera e rifluimento verso monte della zona di terreno plasticizzato sotto la base. Nel presente caso tale cinematismo è in generale precluso dalla presenza del carico di terreno a monte, sicché un eventuale rifluimento del terreno avverrebbe verso valle. La impossibilità del cinematismo implicito nella verifica di capacità portante conduce ad un valore calcolato di F_s , in difetto rispetto al reale e quindi cautelativo.

Malgrado le limitazioni segnalate, la verifica di capacità portante deve essere comunque effettuata e soddisfatta, sia pure accettando valori di F_s , modesti.

3.3 - RIBALTAMENTO.

Il fattore di sicurezza al ribaltamento si ottiene come rapporto

$$F_s = \frac{M_s}{M_r} \quad (7)$$

essendo

M_s = momento delle forze stabilizzanti agenti sul manufatto rispetto all'estremità inferiore lato mare del manufatto stesso;

M_r = momento rispetto allo stesso punto delle forze ribaltanti agenti sul manufatto.

In generale l'esito positivo di questa verifica è scontato se è soddisfatta la verifica di capacità portante. Perciò questa verifica è in generale superflua, a meno che l'appoggio non sia su terreno di resistenza molto elevata.

3.4 - SCIVOLAMENTO GENERALE.

La sicurezza nei confronti dello scivolamento generale viene esaminata prendendo in considerazione la più sfavorevole tra diverse possibili superfici di scivolamento. Il fattore di sicurezza relativo a ciascuna superficie viene in generale calcolato con il « metodo delle strisce », del quale sono disponibili diverse versioni. Uno tra i metodi più soddisfacenti per accuratezza dei risultati e relativa semplicità di calcolo è il metodo di BISHOP [2], che ipotizza una superficie di scivolamento circolare (8). Il terreno compreso entro la superficie di scorrimento viene diviso in strisce mediante linee di suddivisione verticali. Il metodo assume che le forze trasmesse a ciascuna striscia dalle due strisce adiacenti abbiano risultante nulla secondo la verticale.

Il valore del fattore di sicurezza è fornito dall'espressione

$$F_s = \frac{R}{M_0 + \sum W_i \cdot x_i} \sum \frac{b_i c_i + \operatorname{tg} \varphi_i \cdot W_i}{m_{a,i}} \quad (8)$$

con $m_{a,i} = \cos \alpha_i (1 + \operatorname{tg} \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i / F_s)$

essendo

R = raggio del cerchio;

M_0 = momento rispetto al centro del cerchio delle eventuali forze esterne agenti sul terreno compreso entro la superficie circolare (positivo se favorisce lo scivolamento);

W_i = peso della striscia i .ma, calcolato utilizzando il peso di volume naturale del materiale per la parte di striscia sopra il livello dell'acqua, il peso di volume sommerso per la sottostante parte di striscia. Nel termine W_i va incluso il peso della eventuale porzione di manufatto di sostegno sovrastante ciascuna striscia e l'eventuale sovraccarico;

(8) Se la superficie di scivolamento esaminata non è circolare, è in generale possibile escludere una parte di essa in modo che la restante sia approssimabile con una superficie circolare. Il corpo di terreno sovrastante la parte di superficie esclusa (spesso il cuneo di monte e/o il cuneo di valle) non viene considerato, e la sua presenza viene sostituita dalla spinta esercitata, calcolabile con la teoria delle spinte.

- x_i = distanza in orizzontale tra il baricentro della striscia i.ma e il centro del cerchio, positiva se favorisce lo scivolamento;
 α_i = angolo che la tangente geometrica all'arco che delimita inferiormente la striscia i.ma forma con l'orizzontale (positivo per le strisce di monte);
 C_i, φ_i = coesione e angolo di attrito del terreno lungo l'arco che delimita inferiormente la striscia i.ma.

La relazione (8) definisce il fattore di sicurezza in forma implicita, poiché F_s compare anche a secondo membro. Il valore di F_s viene ricavato per successive iterazioni, sostituendo ad ogni iterazione ad F_s che compare a secondo membro il valore ricavato dalla precedente iterazione. Normalmente il valore di F_s si stabilizza dopo qualche iterazione.

In caso di verifica a breve termine in terreni argillosi, nella formula (8) devono essere introdotti come parametri di resistenza del terreno i parametri di resistenza non drenati $\varphi_u = 0$ e c_u . In tal caso la formula (8) si semplifica nella seguente:

$$F_s = \frac{R \sum c_{u,i} \cdot l_i}{M_0 + \sum W_i \cdot x_i}$$

con l_i = lunghezza dell'arco i.mo.

4 - Esempi di indagini geotecniche e di criteri di progettazione

L'esposizione che segue, necessariamente sintetica, si limita a descrivere in qualche dettaglio alcuni aspetti e metodologie che si è ritenuto potessero essere di qualche interesse per il lettore.

4.1 - DARSENA TOSCANA A LIVORNO.

La Darsena Toscana è una tra le infrastrutture più importanti attualmente in corso di realizzazione nel Porto di Livorno, per far fronte alla rapida espansione del movimento merci e in particolare del traffico containers, per il quale il Porto di Livorno è il primo nel Mediterraneo. Le dimensioni della Darsena, a lavori ultimati, saranno le seguenti: lunghezza m 1500, larghezza m 200, battente d'acqua m. 13,50.

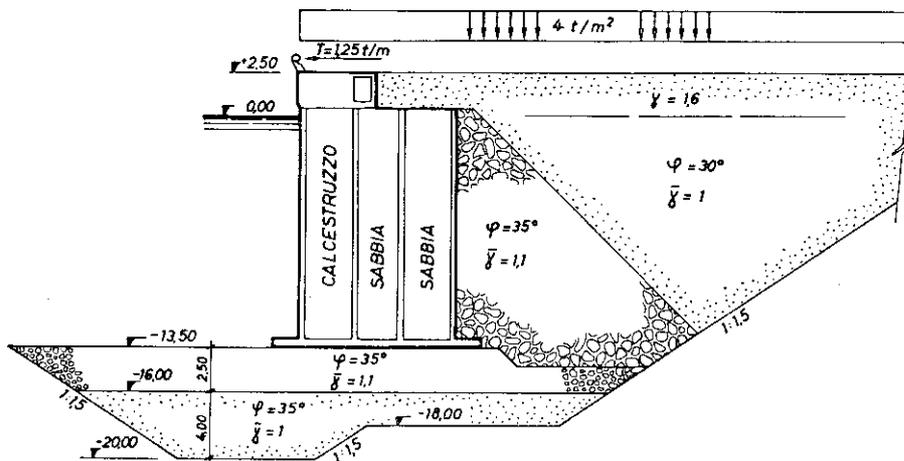


FIG. 2. — Sezione tipo della banchina della Darsena Toscana (II e III Lotto).

La sezione della banchina alla quale i calcoli di progetto hanno condotto è schematizzata nella fig. 2. La banchina è costituita da cassoni cellulari prefabbricati costruiti in una darsenetta appositamente allestita presso una estremità del cantiere. I cassoni hanno le seguenti dimensioni: altezza metri 13,90, sezione orizzontale del fusto $23,34 \times 9$, sbalzi della soletta di base m 1. I cassoni vengono trasportati via mare e successivamente affondati. Delle tre file di celle, quelle lato mare vengono zavorrate con calcestruzzo, le rimanenti due con sabbia. Viene quindi messo in opera il materiale di rinfiacco. Infine l'opera viene completata mediante il getto in opera della sovrastruttura.

Indagini.

Trattandosi di un problema con incremento dei carichi su terreni prevalentemente coesivi, e raggiungendo quindi i fattori di sicurezza i valori minimi a fine costruzione (ovvero in condizioni non drenate), il parametro geotecnico di progetto di importanza primaria per le verifiche di stabilità è la coesione non drenata c_u .

La scelta del profilo di progetto di c_u determina il dimensionamento dell'opera, data la quasi proporzionalità (a parità di sezione) tra i valori assegnati a c_u e quelli dei fattori di sicurezza calcolati. Il profilo di c_u deve quindi essere stabilito con la massima accuratezza possibile e con continuità.

Sono state eseguite le seguenti indagini ⁽⁹⁾:

— prove dilatometriche continue (con misure ogni 20 cm) ad interasse di 75 m, per la determinazione dei profili di c_u e, subordinatamente, dei moduli edometrici M ;

— prove scissometriche continue (con misura ogni metro) ad interasse di 150 m, per la determinazione dei profili di c_u ;

— sondaggi con estrazione continua del materiale prelevato, ad interasse di 150 m, con estrazione di un numero limitato di campioni indisturbati, prelevati con la massima cura in strati che, in base alle prove in sito, risultavano relativamente omogenei e dello spessore di almeno qualche metro. Tali campioni sono stati inviati a due diversi laboratori per la determinazione di c_u e per ottenere elementi di valutazione del margine di variabilità inerente a tale determinazione;

— prove penetrometriche statiche continue (con misura ogni 20 cm) ad interasse di 150 m, a scopo di documentazione e confronto.

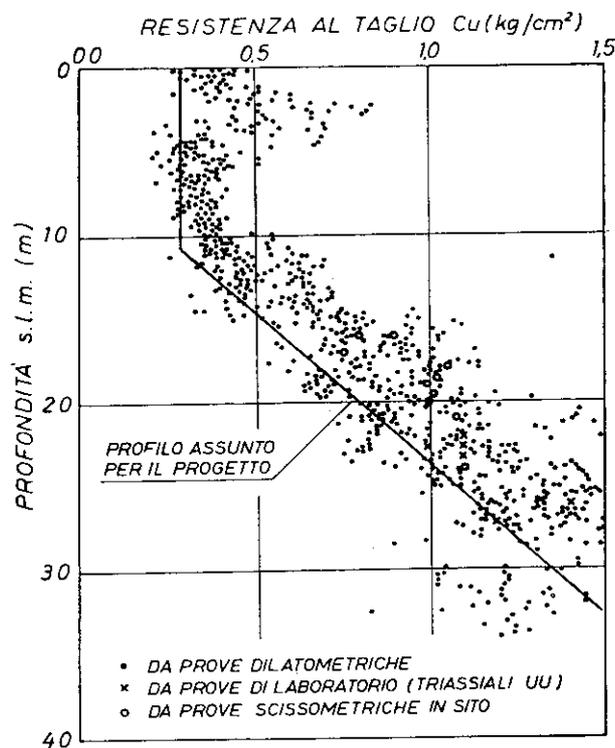


FIG. 3. — Grafico riassuntivo di tutte le determinazioni di C_u nella Darsena Toscana-III Lotto.

Le indagini anzidette sono state arrestate in generale tra i 30 e i 35 m, ad eccezione delle prove scissometriche, arrestate prima dei 25 m per raggiungimento del valore $c_u = 1 \text{ kg/cm}^2$.

Le proprietà del terreno sono risultate piuttosto uniformi nelle diverse ubicazioni. Tutte le determinazioni di c_u ottenute nelle diverse ubicazioni sia dalle prove di laboratorio che da quelle in sito sono diagrammate nella fig. 3.

(9) Si fa riferimento al terzo Lotto dell'opera.

Dall'esame della figura si osserva:

— i valori di c_u determinati mediante le diverse prove risultano in buon accordo tra loro. Forse i valori determinati mediante prova dilatometrica sono leggermente cautelativi, fig. 4;

— la spezzata tracciata rappresenta una « media cautelativa » dei valori ottenuti. Essa è stata adottata come profilo di progetto di c_u .

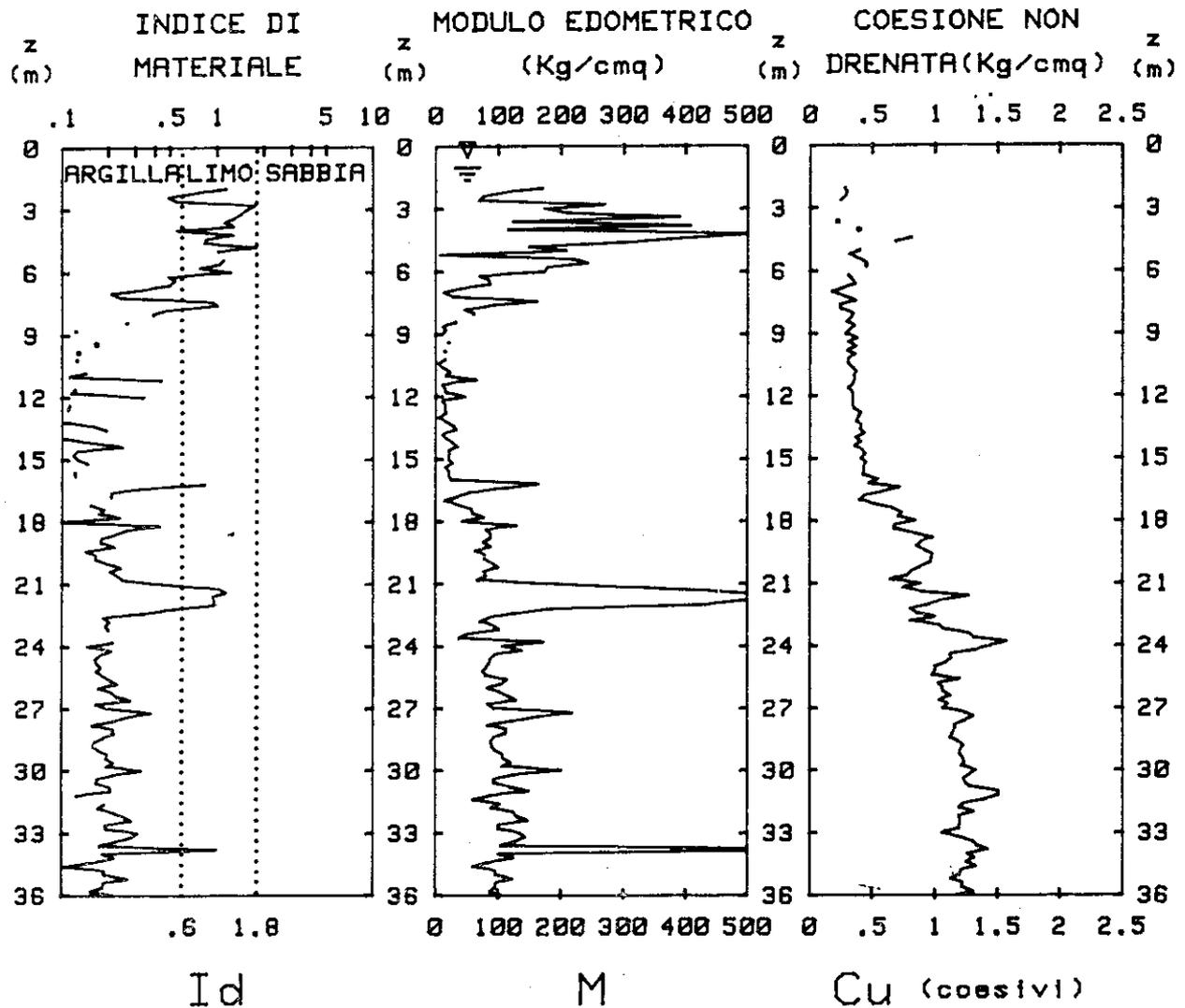


FIG. 4. — Tipici risultati di una prova dilatometrica eseguita nei terreni della Darsena Toscana—III Lotto.

Sono anche stati determinati, in laboratorio, contenuti in acqua, pesi di volume, limiti di Atterberg, parametri di resistenza drenati c' e φ' , modulo edometrico M , grado di sovraconsolidazione Ocr ⁽¹⁰⁾. Di questi ultimi due parametri, M e Ocr , sono state disponibili valutazioni indipendenti, ottenute mediante prova dilatometrica. La fig. 4 mostra profili di M e c_u tipici per i terreni della Darsena Toscana, ottenuti mediante una prova dilatometrica.

⁽¹⁰⁾ Nella presente nota non si riferisce, per motivi di spazio, su una serie di ulteriori considerazioni desunte dall'esame approfondito dei risultati dell'indagine, alcune delle quali di notevole importanza pratica. Ad esempio è stato constatato che il carico di sovraconsolidazione delle argille di appoggio (desumibile da Ocr) era maggiore del carico finale destinato a gravare su di esse ad opera ultimata. Da questa constatazione è stato desunto che la consolidazione delle argille di appoggio avverrà in ricomprensione, e che i relativi cedimenti saranno quindi modesti e a decorso rapido.

La fig. 5 mostra il diagramma riassuntivo dei valori di c_u relativi al secondo Lotto. Anche per questo Lotto il profilo di progetto di c_u è stato scelto come involucro inferiore (escludendo un numero ristretto di valori più bassi) dei valori di c_u determinati mediante prova dilatometrica.

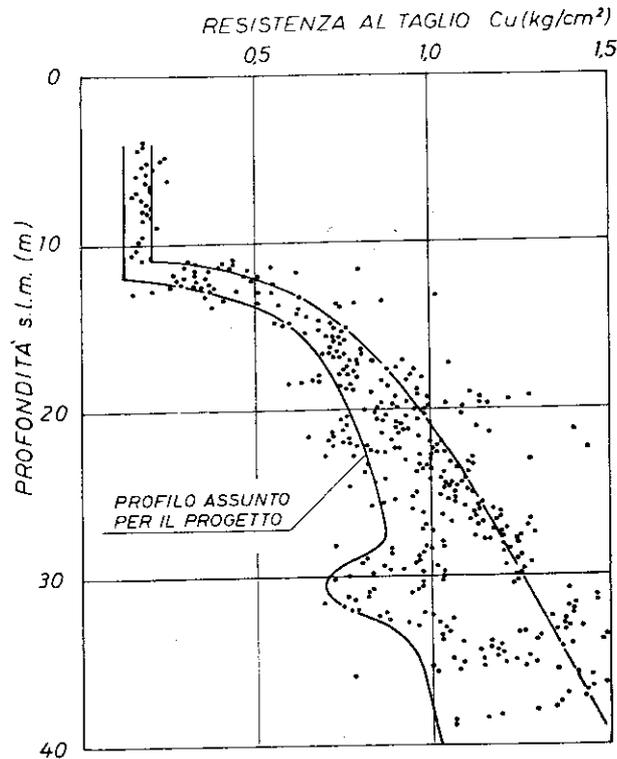


FIG. 5. — Grafico riassuntivo dei valori di C_u determinati mediante prove dilatometriche in tutte le ubicazioni di prova del II Lotto della Darsena Toscana.

Verifiche di stabilità.

Le verifiche di stabilità più critiche sono risultate, come prevedibile, quelle in condizioni non drenate.

Traslazione: Una volta accertata l'adeguatezza del fattore di sicurezza allo scorrimento tra la base del cassone e l'imbasamento ($F_s \cong 2,2$), sono state effettuate verifiche di traslazione a quote inferiori. Una di queste verifiche è rappresentata schematicamente in fig. 6. È stato considerato l'equilibrio alla traslazione orizzontale del corpo indicato a linea spessa. Si nota che le spinte S_a ed S_p sono

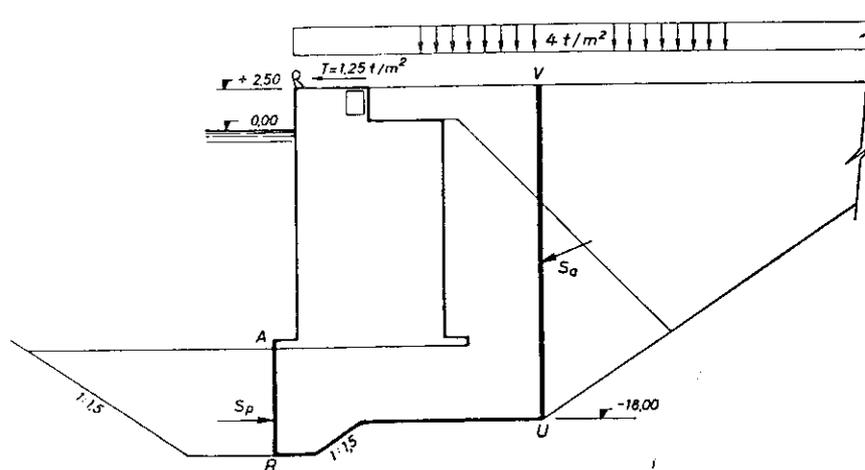


FIG. 6. — Schema di verifica di stabilità nei confronti della traslazione orizzontale.

state calcolate in doppio modo. Una volta utilizzando i classici coefficienti di spinta relativi al terreno adiacente, un'altra volta considerando i poligoni delle forze agenti sul cuneo a tergo di VU (lato terra) e sul trapezio resistente contro AR (lato mare). I corpi di terreno menzionati hanno uno o più lati a contatto con il terreno naturale. Secondo tali lati la resistenza al taglio a breve termine è pari al valore di c_u alla quota considerata. La spinta attiva è risultata massima quando calcolata considerando l'equilibrio del cuneo. La resistenza passiva è risultata minima quando calcolata mediante i coefficienti di spinta passiva. Utilizzando i sopradetti valori più sfavorevoli delle spinte è stato ottenuto $F_s \cong 1.4$.

Capacità portante: Questa verifica è stata effettuata sul piano di appoggio alla quota — 18 s.l.m. Ai fini di questa verifica è stata considerata come opera di sostegno il manufatto più la parte di imbasamento tra le quote — 13.50 e — 18 delimitata dalle due inclinate a 20° tracciate a partire dalla base del cassone. A favore della sicurezza, si è supposto il terreno di fondazione al di sotto della quota — 18 s.l.m. omogeneo, dotato di un valore di c_u pari a quello che, secondo il profilo di progetto, compete alla quota — 18 s.l.m. È stato ottenuto $F_s \cong 1.4$.

Scivolamento generale (fig. 7): La verifica è stata effettuata con il metodo di Bishop, utilizzando la formula (9). I valori di resistenza $c_{u,i}$ attribuiti al terreno lungo ciascun arco di cerchio sono stati ricavati dal profilo di progetto di c_u . Il fatto che l'arco tracciato passi attraverso il materiale di bonifica in più di una striscia e che lungo gli archi sia stato comunque adottato il valore di resistenza al taglio che compete all'argilla comporta evidentemente un margine di sicurezza aggiuntivo.

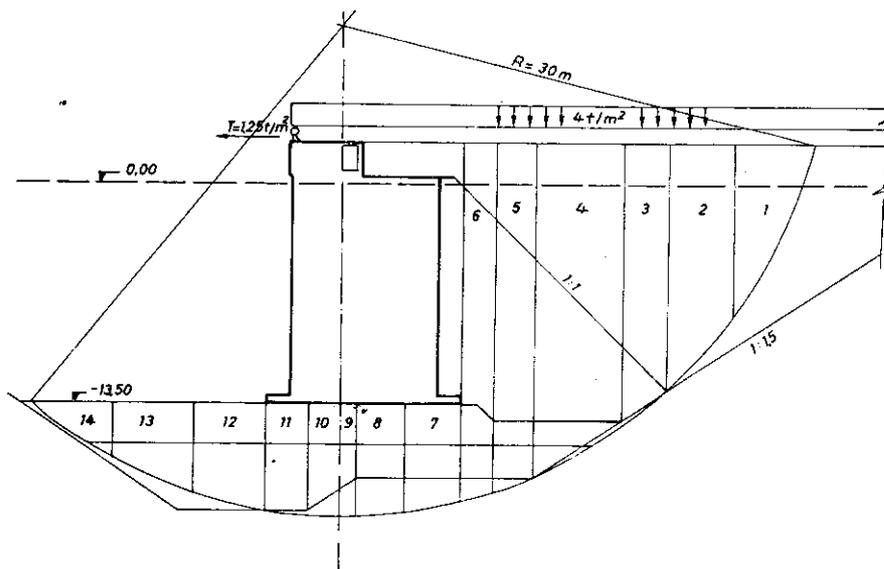


FIG. 7. — Schema geometrico e statico per la verifica di stabilità generale.

I valori di F_s ottenuti per il cerchio di scorrimento più sfavorevole sono risultati i seguenti:

$F_s = 1.57$ in assenza del sovraccarico;

$F_s = 1.20$ in presenza del sovraccarico $q = 4t/m^2$ sul piazzale.

4.2 - INDAGINI BANCHINA SINTEMAR E BANCHINA LEONARDO DA VINCI A LIVORNO.

Queste banchine sono di imminente realizzazione nel canale industriale del Porto di Livorno. L'opera di sostegno prevista è costituita da blocchi di calcestruzzo sovrapposti (fig. 8) in un tirante d'acqua di 10 m. La natura del terreno presenta alcune analogie con quella dei terreni della Darsena Toscana (distante circa 1 km in linea d'aria), con la principale differenza che, in questa ubicazione, è presente, a partire dalla quota — 12 s.l.m., un banco di sabbia di discreto spessore.

In questo caso il parametro critico ai fini delle verifiche di stabilità dell'opera, e quindi del suo dimensionamento, è l'angolo di attrito della sabbia, sulla quale è destinato a poggiare l'imbasamento del muro.

SOIL-TEST AREZZO

PROVA DILATOMETRICA N. D3

MISURA DEL 4 Ottobre 1979

COMPAGNIA LAV. PORTUALI
BANCHINA LEONARDO DA VINCI

PORTO DI LIVORNO
CANALE INDUSTRIALE

Da mt 1 a mt 30
Falda a mt 1.5

Po = Lettura A corretta
Pi = Lettura B corretta
Gamma = Peso volume naturale
Sigma' = Press. efficace vertic.
U = Pressione neutra(H2O)
Id = Indice di materiale
Kd = Indice spinta orizzontale
Ed = Modulo dilatometrico

Kg/cmq
Kg/cmq
t/Mc
Kg/cmq
Kg/cmq
(-)
(-)
Kg/cmq

PARAMETRI GEOTECNICI INTERPRETATI

Ko = Coeff. spinta orizz. in sito (-)
Ocr = Grado di sovraconsolidazione (-)
q = Carico di superficie eroso Kg/cmq
M = Modulo edometrico(per Sigma')Kg/cmq
Cu = Coesione non drenata(coesivi)Kg/cmq
Fi = Angolo di attrito(incoerenti) (-)

mt	Po	Pi	Gamma	Sigma'	U	Id	Kd	Ed	Ko	Ocr	q	M	Cu	Fi	DESCRIZIONE
1.0	1.2	3.5	1.80	.18	0.0	1.89	7.0	85	1.5	16.6	2.7	185		30	SABBIA LIM POCO RIGIDA
1.2	1.6	3.4	1.70	.21	0.0	1.09	7.8	66	1.6	8.4	1.6	149	.25		LIMO POCO DENSO
1.4	2.1	3.2	1.70	.25	0.0	.56	8.5	43	1.7	9.5	2.1	180	.33		ARG LIM BASSA CONSIST
1.6	2.2	3.3	1.70	.27	0.0	.53	8.0	43	1.6	8.8	2.1	97	.34		ARG LIM BASSA CONSIST
1.8	2.4	3.0	1.60	.28	0.0	.27	8.4	23	1.6	9.3	2.4	54	.37		ARGILLA TENERA
2.0	2.4	2.8	1.60	.30	0.1	.19	8.0	16	1.6	8.7	2.3	35	.37		ARGILLA TENERA
2.2	2.2	2.5	1.50	.31	0.1	.15	7.0	12	1.5	7.0	1.9	25	.32		FANGO
2.4	1.9	3.8	1.70	.32	0.1	1.02	5.8	70	1.3	5.3	1.4	137	.27		LIMO POCO DENSO
2.6	2.0	3.2	1.70	.33	0.1	.68	5.6	47	1.3	5.8	1.3	89	.26		LIMO ARG POCO DENSO
2.8	1.9	2.7	1.60	.35	0.1	.48	5.1	31	1.2	4.3	1.1	56	.24		ARGILLA LIMOSA TENERA
3.0	1.6	3.4	1.70	.36	0.2	1.19	4.2	66	1.0	3.2	.8	108	.20		LIMO POCO DENSO
3.2	2.3	6.0	1.80	.37	0.2	1.82	5.6	140	1.3	10.1	3.4	273		29	SABBIA LIM POCO RIGIDA
3.4	2.0	3.8	1.70	.39	0.2	.96	4.8	66	1.1	3.9	1.1	116	.25		LIMO POCO DENSO
3.6	2.0	5.4	1.80	.40	0.2	1.97	4.4	128	1.1	7.6	2.6	221		29	SABBIA LIM POCO RIGIDA
3.8	2.5	6.8	1.90	.42	0.2	1.88	5.5	159	1.2	10.5	3.9	309		29	SABBIA LIM MED RIGIDA
4.0	2.2	5.0	1.70	.44	0.3	1.46	4.5	105	1.1	4.6	1.6	180		28	LIMO SAB POCO DENSO
4.2	2.3	5.9	1.80	.45	0.3	1.85	4.4	136	1.1	6.8	2.6	235		29	SABBIA LIM POCO RIGIDA
4.4	2.7	6.8	1.80	.47	0.3	1.67	5.3	152	1.2	7.6	3.1	286		29	LIMO SAB MEDIAM DENSO
4.6	2.5	6.4	1.70	.48	0.3	1.74	4.6	144	1.1	6.6	2.7	255		29	LIMO SAB POCO DENSO
4.8	2.7	7.2	1.90	.50	0.3	1.89	4.8	167	1.1	8.3	3.6	303		29	SABBIA LIM MED RIGIDA
5.0	2.5	6.5	1.80	.51	0.4	1.82	4.3	148	1.0	6.2	2.6	250		29	SABBIA LIM POCO RIGIDA
5.2	3.1	6.7	1.80	.53	0.4	1.37	5.1	136	1.2	5.1	2.2	250		28	LIMO SAB MEDIAM DENSO
5.4	3.1	7.6	1.80	.55	0.4	1.66	5.0	167	1.2	6.9	3.2	367		29	LIMO SAB MEDIAM DENSO
5.6	3.2	3.8	1.70	.56	0.4	.23	5.0	23	1.2	4.1	1.8	42	.39		ARGILLA BASSA CONSIST
5.8	2.8	5.4	1.70	.58	0.4	1.11	4.1	97	1.0	3.1	1.2	158	.31		LIMO POCO DENSO
6.0	2.7	6.6	1.80	.59	0.5	1.69	3.9	144	1.0	4.6	2.1	230		28	LIMO SAB MEDIAM DENSO
6.2	3.1	4.6	1.70	.61	0.5	.61	4.3	58	1.0	3.3	1.4	95	.34		LIMO ARG POCO DENSO
6.4	3.1	3.8	1.70	.62	0.5	.28	4.2	27	1.0	3.2	1.4	44	.35		ARGILLA BASSA CONSIST
6.6	3.1	5.6	1.70	.63	0.5	.97	4.1	93	1.0	3.1	1.3	150	.34		LIMO POCO DENSO
6.8	3.1	6.2	1.70	.65	0.5	1.24	3.9	117	1.0	3.0	1.3	185		27	LIMO SAB POCO DENSO
7.0	2.8	5.7	1.70	.66	0.6	1.31	3.4	109	.9	2.5	1.0	157		27	LIMO SAB POCO DENSO
7.2	2.9	4.4	1.70	.68	0.6	.69	3.4	58	.9	2.3	.9	81	.29		LIMO ARG POCO DENSO
7.4	3.1	5.8	1.70	.69	0.6	1.09	3.6	101	.9	2.5	1.1	151	.32		LIMO POCO DENSO
7.6	3.0	5.3	1.70	.70	0.6	.96	3.4	85	.9	2.3	.9	122	.30		LIMO POCO DENSO
7.8	3.0	5.0	1.70	.72	0.6	.83	3.4	74	.9	2.2	.9	103	.30		LIMO POCO DENSO
8.0	3.1	4.0	1.70	.73	0.7	.39	3.3	35	.9	2.2	.9	48	.30		ARG LIM BASSA CONSIST
8.2	3.1	4.2	1.70	.75	0.7	.48	3.2	43	.8	2.1	.8	57	.30		ARG LIM BASSA CONSIST
8.4	3.2	4.0	1.70	.76	0.7	.34	3.3	31	.8	2.2	.9	42	.31		ARG LIM BASSA CONSIST
8.6	3.4	4.2	1.70	.77	0.7	.31	3.5	31	.9	2.4	1.1	44	.34		ARGILLA BASSA CONSIST
8.8	3.4	4.2	1.70	.79	0.7	.32	3.4	31	.9	2.3	1.0	43	.33		ARGILLA BASSA CONSIST
9.0	3.3	4.0	1.70	.80	0.8	.29	3.2	27	.8	2.1	.8	36	.31		ARGILLA BASSA CONSIST
9.2	3.3	4.0	1.70	.82	0.8	.29	3.1	27	.8	2.0	.8	35	.31		ARGILLA BASSA CONSIST
9.4	3.3	4.0	1.70	.83	0.8	.29	3.0	27	.8	1.9	.7	35	.31		ARGILLA BASSA CONSIST
9.6	3.3	4.0	1.70	.84	0.8	.30	2.9	27	.8	1.8	.7	34	.30		ARGILLA BASSA CONSIST
9.8	3.3	4.0	1.70	.86	0.8	.30	2.9	27	.8	1.8	.7	33	.30		ARGILLA BASSA CONSIST
10.0	3.4	4.2	1.70	.87	0.9	.33	2.9	31	.8	1.8	.7	38	.31		ARG LIM BASSA CONSIST
10.2	3.5	4.4	1.70	.89	0.9	.36	3.0	35	.8	1.8	.7	44	.32		ARG LIM BASSA CONSIST
10.4	3.3	5.6	1.70	.90	0.9	.95	2.7	85	.7	1.6	.5	102	.29		LIMO POCO DENSO
10.6	3.9	5.0	1.70	.91	0.9	.39	3.2	43	.8	2.1	1.0	58	.37		ARG LIM BASSA CONSIST
10.8	4.3	6.2	1.70	.93	0.9	.55	3.7	70	.9	2.6	1.5	103	.44		ARG LIM BASSA CONSIST
11.0	4.4	6.4	1.80	.94	1.0	.57	3.7	74	.9	2.6	1.5	109	.45		ARG LIM MEDIAM CONSIST
11.2	4.9	6.2	1.70	.96	1.0	.35	4.1	51	1.0	3.0	1.9	80	.51		ARG LIM BASSA CONSIST
11.4	5.2	6.7	1.80	.97	1.0	.38	4.3	58	1.0	3.3	2.2	95	.55		ARG LIM MEDIAM CONSIST
11.6	5.4	7.2	1.80	.99	1.0	.40	4.5	66	1.1	3.5	2.5	111	.60		ARG LIM MEDIAM CONSIST
11.8	5.5	7.4	1.80	1.00	1.0	.42	4.5	70	1.1	3.5	2.5	118	.61		ARG LIM MEDIAM CONSIST
12.0	5.6	7.0	1.80	1.02	1.1	.33	4.4	54	1.1	3.5	2.5	91	.61		ARGILLA MEDIAM CONSIST
12.2	5.1	6.5	1.70	1.04	1.1	.37	3.9	54	1.0	2.8	1.8	83	.52		ARG LIM BASSA CONSIST
12.4	4.5	5.6	1.70	1.05	1.1	.34	3.2	43	.8	2.1	1.2	57	.42		ARG LIM BASSA CONSIST
12.6	4.1	5.0	1.70	1.06	1.1	.32	2.8	35	.7	1.7	.7	42	.36		ARGILLA BASSA CONSIST
12.8	4.6	10.8	1.80	1.08	1.1	1.77	3.3	229	.8	3.6	2.8	329		28	LIMO SAB MEDIAM DENSO
13.0	3.7	8.4	1.90	1.09	1.2	1.85	2.3	175	.6	2.1	1.2	197		28	SABBIA LIM MED RIGIDA

Fig. 9 a. — Tipici risultati di una prova dilatometrica eseguita nei tesseni di sponda del Canale Industriale a Livorno. Tabulato.

COMPAGNIA LAV. PORTUALI

PORTO DI LIVORNO

mt	Po	Pi	Gamma	Sigma'	U	Id	Kd	Ed	Ko	Ocr	q	M	Cu	Fi	DESCRIZIONE
13.2	4.1	10.2	1.90	1.11	1.2	2.05	2.7	225	.7	3.0	2.3	287	28		SABBIA LIM MED RIGIDA
13.4	4.3	13.3	1.90	1.13	1.2	2.90	2.8	334	.7	3.2	2.5	458	30		SABBIA LIM MED RIGIDA
13.6	4.5	13.8	1.90	1.15	1.2	2.85	2.9	346	.8	3.5	2.8	484	30		SABBIA LIM MED RIGIDA
13.8	5.3	13.9	1.90	1.17	1.2	2.11	3.5	319	.9	5.1	4.8	487	29		SABBIA LIM RIGIDA
14.0	4.7	13.2	1.90	1.19	1.3	2.45	2.9	315	.8	3.6	3.1	438	29		SABBIA LIM MED RIGIDA
14.2	4.7	13.6	1.90	1.20	1.3	2.60	2.9	330	.8	3.5	3.0	455	29		SABBIA LIM MED RIGIDA
14.4	7.1	20.8	2.00	1.22	1.3	2.38	4.7	509	1.1	9.1	9.9	927	30		SABBIA LIM RIGIDA
14.6	8.9	21.6	1.95	1.24	1.3	1.67	6.1	470	1.3	10.0	11.1	956	29		LIMO SABBIOSO DENSO
14.8	7.9	18.4	1.95	1.26	1.3	1.59	5.2	389	1.2	6.9	7.4	730	29		LIMO SABBIOSO DENSO
15.0	6.4	15.2	1.95	1.28	1.4	1.74	4.0	326	1.0	5.0	5.1	528	28		LIMO SABBIOSO DENSO
15.2	5.8	13.2	1.95	1.30	1.4	1.69	3.4	276	.9	3.6	3.4	405	28		LIMO SABBIOSO DENSO
15.4	5.4	11.4	1.80	1.32	1.4	1.48	3.1	221	.8	2.5	2.0	301	27		LIMO SAB MEDIUM DENSO
15.6	5.1	10.6	1.80	1.33	1.4	1.52	2.7	206	.7	2.1	1.5	258	27		LIMO SAB MEDIUM DENSO
15.8	5.6	13.2	1.90	1.35	1.4	1.85	3.1	284	.8	3.5	3.3	393	28		SABBIA LIM MED RIGIDA
16.0	5.2	11.6	1.80	1.37	1.5	1.70	2.2	237	.7	2.5	2.0	302	28		LIMO SAB MEDIUM DENSO
16.2	4.6	11.5	1.90	1.38	1.5	2.21	2.3	256	.6	2.2	1.7	291	28		SABBIA LIM MED RIGIDA
16.4	4.9	12.4	1.90	1.40	1.5	2.24	2.4	280	.7	2.5	2.1	334	28		SABBIA LIM MED RIGIDA
16.6	4.6	11.4	1.90	1.42	1.5	2.21	2.2	253	.6	2.1	1.5	277	28		SABBIA LIM MED RIGIDA
16.8	4.9	9.8	1.80	1.44	1.5	1.47	2.3	183	.6	1.6	.8	200	27		LIMO SAB MEDIUM DENSO
17.0	4.2	9.2	1.90	1.45	1.6	1.91	1.8	186	.5	1.4	.5	167	27		SABBIA LIM MED RIGIDA
17.2	4.4	10.2	1.90	1.47	1.6	2.12	1.9	218	.5	1.6	.9	208	28		SABBIA LIM MED RIGIDA
17.4	4.4	10.9	1.90	1.49	1.6	2.30	1.9	241	.5	1.6	.9	237	28		SABBIA LIM MED RIGIDA
17.6	4.6	11.4	1.90	1.51	1.6	2.28	2.0	253	.5	1.7	1.1	258	28		SABBIA LIM MED RIGIDA
17.8	4.7	13.8	1.90	1.53	1.6	2.98	2.0	338	.5	1.8	1.1	373	29		SABBIA LIM MED RIGIDA
18.0	4.9	15.8	1.90	1.54	1.7	3.35	2.1	404	.6	1.9	1.5	465	30		SABBIA MEDIUM RIGIDA
18.2	6.5	19.8	2.00	1.56	1.7	2.76	3.1	493	.8	4.0	4.7	721	30		SABBIA LIM RIGIDA
18.4	6.8	19.6	2.00	1.58	1.7	2.50	3.2	474	.8	4.4	5.4	704	30		SABBIA LIM RIGIDA
18.6	6.7	19.3	2.00	1.60	1.7	2.51	3.1	466	.8	4.1	5.0	679	30		SABBIA LIM RIGIDA
18.8	7.8	21.0	2.00	1.62	1.7	2.18	3.7	490	.9	5.8	7.0	780	29		SABBIA LIM RIGIDA
19.0	7.9	19.1	2.00	1.64	1.8	1.83	3.7	416	.9	4.9	6.4	653	28		SABBIA LIM RIGIDA
19.2	7.5	18.2	2.00	1.66	1.8	1.86	3.5	396	.9	4.4	5.6	594	28		SABBIA LIM RIGIDA
19.4	6.2	17.4	2.00	1.68	1.8	2.04	3.1	389	.8	4.9	4.9	543	28		SABBIA LIM RIGIDA
19.6	6.2	16.9	2.00	1.70	1.8	2.43	2.6	396	.7	2.9	3.2	506	29		SABBIA LIM RIGIDA
19.8	9.1	22.2	2.00	1.72	1.8	1.80	4.2	486	1.0	5.9	8.5	818	29		SABBIA LIM RIGIDA
20.0	12.3	17.6	1.90	1.74	1.9	.51	6.0	198	1.3	5.5	7.9	391		1.51	ARG LIM BUONA CONSIST
20.2	11.4	14.7	1.90	1.76	1.9	.35	5.4	124	1.2	4.7	6.5	232		1.34	ARG LIM BUONA CONSIST
20.4	10.5	14.8	1.90	1.78	1.9	.50	4.9	159	1.1	4.0	5.3	280		1.19	ARG LIM BUONA CONSIST
20.6	10.4	15.2	1.90	1.80	1.9	.57	4.7	179	1.1	3.8	5.1	310		1.16	ARG LIM BUONA CONSIST
20.8	10.7	15.0	1.90	1.81	1.9	.49	4.9	159	1.1	4.0	5.4	280		1.21	ARG LIM BUONA CONSIST
21.0	10.5	14.4	1.90	1.83	2.0	.45	4.7	144	1.1	3.8	5.1	248		1.17	ARG LIM BUONA CONSIST
21.2	10.4	13.7	1.90	1.85	2.0	.40	4.5	124	1.1	3.6	4.8	210		1.13	ARG LIM BUONA CONSIST
21.4	10.8	14.1	1.90	1.87	2.0	.38	4.7	124	1.1	3.8	5.2	215		1.20	ARG LIM BUONA CONSIST
21.6	10.8	14.1	1.90	1.89	2.0	.38	4.6	124	1.1	3.7	5.1	213		1.19	ARG LIM BUONA CONSIST
21.8	10.7	14.0	1.90	1.90	2.0	.39	4.5	124	1.1	3.6	4.9	210		1.17	ARG LIM BUONA CONSIST
22.0	11.0	14.2	1.90	1.92	2.1	.36	4.6	120	1.1	3.7	5.2	206		1.21	ARG LIM BUONA CONSIST
22.2	9.3	18.8	1.95	1.94	2.1	1.33	3.7	354	.9	3.0	3.8	542		1.00	LIMO SABBIOSO DENSO
22.4	9.8	17.6	1.95	1.96	2.1	1.03	3.9	291	1.0	2.9	3.6	456		1.00	LIMO DENSO
22.6	10.5	14.9	1.90	1.98	2.1	.52	4.3	163	1.0	3.2	4.4	265		1.12	ARG LIM BUONA CONSIST
22.8	10.4	13.7	1.90	2.00	2.1	.41	4.1	124	1.0	3.1	4.2	198		1.09	ARG LIM BUONA CONSIST
23.0	10.6	13.6	1.90	2.01	2.2	.36	4.2	113	1.0	3.2	4.4	181		1.12	ARG LIM BUONA CONSIST
23.2	11.0	14.6	1.90	2.03	2.2	.42	4.3	136	1.0	3.3	4.7	223		1.17	ARG LIM BUONA CONSIST
23.4	10.8	13.9	1.90	2.05	2.2	.37	4.2	117	1.0	3.2	4.5	188		1.14	ARG LIM BUONA CONSIST
23.6	10.8	14.0	1.90	2.07	2.2	.38	4.1	120	1.0	3.1	4.4	192		1.13	ARG LIM BUONA CONSIST
23.8	10.5	13.7	1.90	2.09	2.2	.38	4.0	117	1.0	3.0	4.1	182		1.09	ARG LIM BUONA CONSIST
24.0	10.8	13.8	1.90	2.10	2.2	.36	4.1	113	1.0	3.0	4.2	178		1.12	ARG LIM BUONA CONSIST
24.2	11.0	13.6	1.90	2.12	2.3	.38	4.1	97	1.0	3.1	4.4	155		1.15	ARGILLA BUONA CONSIST
24.4	11.0	13.6	1.90	2.14	2.3	.30	4.1	97	1.0	3.0	4.4	153		1.15	ARGILLA BUONA CONSIST
24.6	11.4	14.2	1.90	2.16	2.3	.31	4.2	105	1.0	3.2	4.7	169		1.20	ARGILLA BUONA CONSIST
24.8	10.6	13.2	1.90	2.18	2.3	.32	3.8	97	.9	2.7	3.8	147		1.07	ARGILLA BUONA CONSIST
25.0	10.7	14.8	1.90	2.19	2.4	.49	3.8	152	1.0	2.7	3.8	229		1.08	ARG LIM BUONA CONSIST
25.2	11.2	13.8	1.90	2.21	2.4	.30	4.0	97	1.0	2.9	4.3	151		1.16	ARGILLA BUONA CONSIST
25.4	10.9	16.0	1.95	2.23	2.4	.61	3.8	190	1.0	2.7	3.9	288		1.10	LIMO ARG DENSO
25.6	12.2	16.6	1.90	2.25	2.4	.45	4.4	163	1.1	3.4	5.3	269		1.31	ARG LIM BUONA CONSIST
25.8	12.2	16.6	1.90	2.27	2.4	.45	4.3	163	1.0	3.3	5.3	268		1.31	ARG LIM BUONA CONSIST
26.0	12.3	17.8	1.90	2.28	2.5	.57	4.3	206	1.0	3.3	5.2	337		1.31	ARG LIM BUONA CONSIST
26.2	13.6	19.8	1.90	2.30	2.5	.55	4.9	229	1.1	4.0	6.9	403		1.53	ARG LIM BUONA CONSIST
26.4	13.4	15.7	1.90	2.32	2.5	.21	4.7	85	1.1	3.8	6.5	148		1.49	ARGILLA BUONA CONSIST
26.6	12.2	15.4	1.90	2.34	2.5	.34	4.1	120	1.0	3.1	4.9	192		1.27	ARG LIM BUONA CONSIST
26.8	12.2	15.4	1.90	2.36	2.5	.34	4.1	120	1.0	3.1	4.8	191		1.27	ARG LIM BUONA CONSIST
27.0	12.6	15.4	1.90	2.37	2.6	.28	4.2	105	1.0	3.2	5.3	170		1.33	ARGILLA BUONA CONSIST
27.2	11.6	14.4	1.90	2.39	2.6	.31	3.8	105	.9	2.7	4.0	157		1.16	ARGILLA BUONA CONSIST
27.4	11.8	14.7	1.90	2.41	2.6	.32	3.8	109	1.0	2.7	4.2	165		1.19	ARGILLA BUONA CONSIST
27.6	11.8	14.7	1.90	2.43	2.6	.32	3.8	109	.9	2.7	4.1	164		1.18	ARGILLA BUONA CONSIST

FIG. 9 a. — Continuazione.

4.3 - PROGRAMMAZIONE INDAGINI PROLUNGAMENTO ANTEMURALE NEL PORTO DI CIVITAVECCHIA.

Una tipica sezione dell'antemurale C. Colombo è schematizzata nella fig. 10. L'opera sarà costituita da un rilevato di altezza circa 10 m, sul quale poggeranno cassoni prefabbricati di altezza circa 20 m. La lunghezza complessiva dell'opera sarà di circa 1500 m. Nell'ubicazione dell'antemurale il fondale è a circa 30 m di profondità.

Sotto il fondale sono presenti, per uno spessore di alcuni metri, materiali sabbioso-limosi di scarsa consistenza, seguiti da materiali limoso-sabbiosi mediamente consistenti.

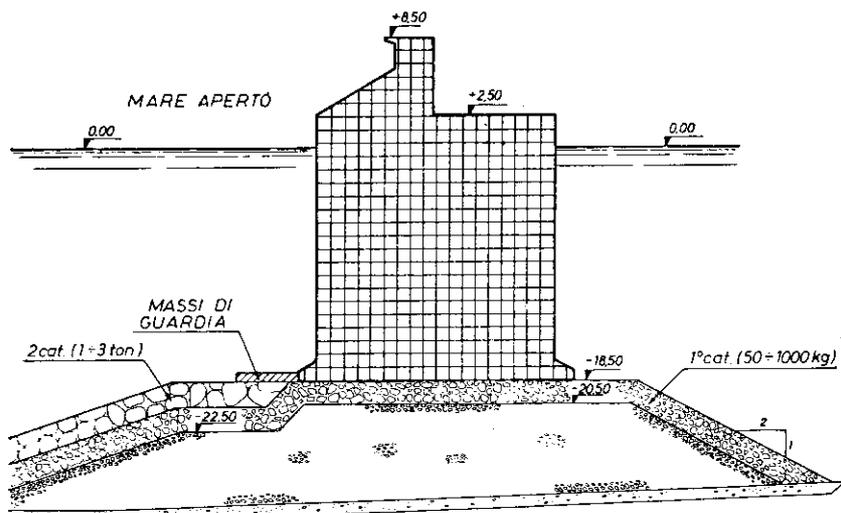


FIG. 10. — Sezione tipo prevista per il prolungamento antemurale C. Colombo nel porto di Civitavecchia.

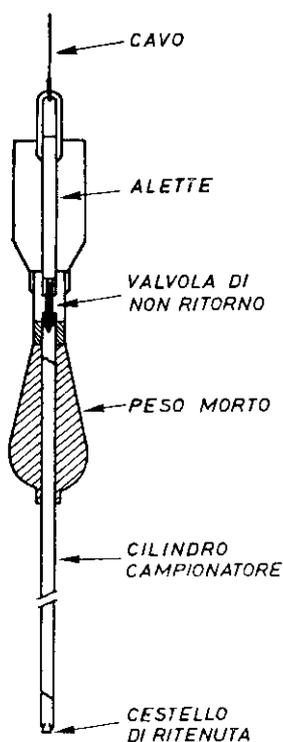


FIG. 11. — Campionatore di superficie a gravità.

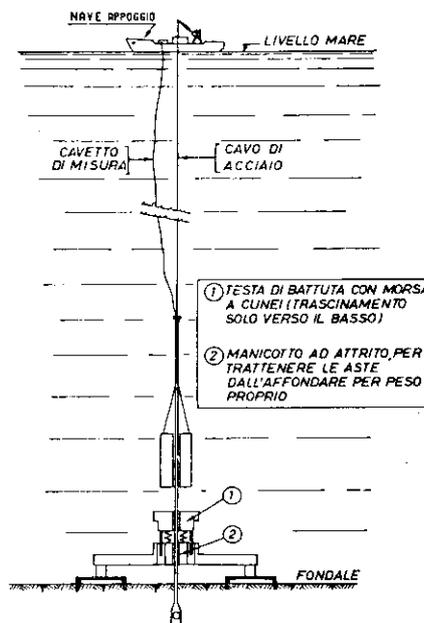


FIG. 12. — Schema di attrezzatura per la esecuzione di prove dilatometriche nella coltre molle nei fondali al largo di Civitavecchia.

La campagna di indagine è stata programmata tenendo presente la necessità di determinare sia i parametri di resistenza della coltre di materiale scadente, sia quelli del materiale sottostante. Infatti, essendo l'asportazione della coltre una operazione difficoltosa e onerosa, data la profondità del fondale,

è previsto che essa venga lasciata in posto. Assume così importanza critica la verifica alla traslazione secondo una superficie di scorrimento passante attraverso la coltre stessa. Il materiale sottostante deve essere in grado di sopportare il peso dell'opera, attitudine da controllare mediante verifiche di capacità portante. Inoltre deve essere soddisfatta la verifica di stabilità generale con riferimento a cerchi di scivolamento profondi che interessano il materiale sottostante.

Indagini nella coltre superficiale: L'impossibilità di prelevare campioni indisturbati da questi materiali, di consistenza molto bassa, ha reso necessario prevedere prove in sito per la determinazione delle caratteristiche meccaniche. Unitamente alle prove in sito sono stati previsti campionamenti disturbati per l'acquisizione di tutte quelle informazioni che da tali campioni è possibile ottenere mediante esame diretto e prove di laboratorio.

Il campionamento disturbato è stato previsto mediante campionatori di superficie a gravità di varie lunghezze (fig. 11).

Le prove in sito sono state previste mediante punta dilatometrica, infissa nel terreno a mezzo di apposita attrezzatura poggiante sul fondale e in grado di trattenere le aste dall'affondare per peso proprio nella coltre (fig. 12).

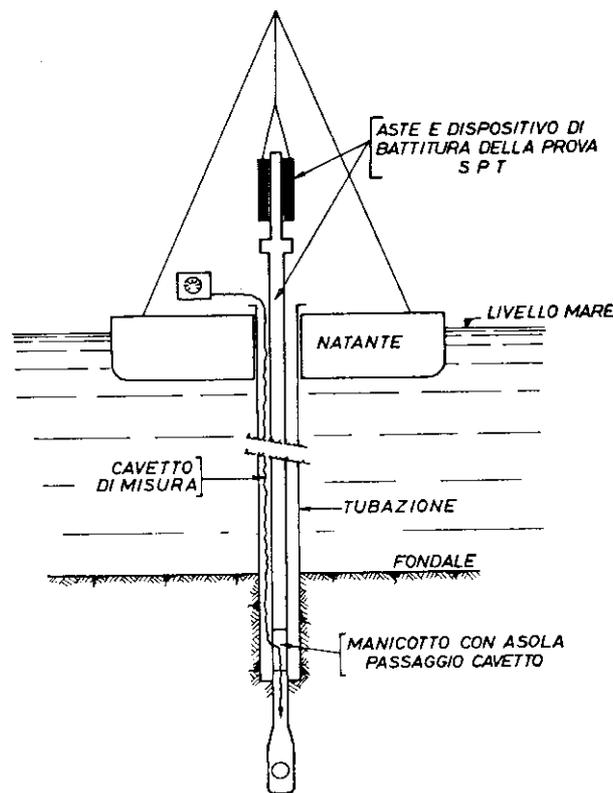


FIG. 13. — Schema di esecuzione in mare di prove dilatometriche profonde entro i fori di sondaggio.

Indagini nel terreno sottostante: Sono stati previsti fori di sondaggio fino a 30-35 m sotto il fondale. Dato il tirante d'acqua, le indagini verranno eseguite da natante. Perciò non si può contare su un campionamento di alta qualità. Verranno perciò intercalate alle operazioni di campionamento, previsto ad intervalli di 5 m, prove dilatometriche a fondo foro, per la valutazione in sito delle caratteristiche meccaniche. La punta dilatometrica verrà infissa a percussione, utilizzando il dispositivo di battitura e le aste della prova SPT (Standard Penetration Test), come illustrato in fig. 13. Il cavetto pneumatico passa dall'interno all'esterno delle aste attraverso un apposito raccordo dotato di un'asola, a breve distanza dalla punta.

4.4 - DETERMINAZIONE DEL MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE PALI MOLO SOPRAFLUTTO - PORTO DI GAETA.

Ci si limita in questa sede a riferire sulle modalità della prova di carico orizzontale e sulle prove in sito per la valutazione del modulo di reazione orizzontale del terreno contro i pali affiancati $\varnothing = 1500$ mm della paratia costituente la banchina.

Come è noto la scelta del modulo di reazione costituisce una delle fasi più critiche della progettazione dei pali soggetti a carichi orizzontali. Infatti, mentre per il calcolo si dispone di raffinati metodi di analisi numerica, la valutazione del modulo resta spesso affidata alla sensibilità del progettista. Sono perciò di interesse i metodi che permettono di basare tale scelta su dati oggettivi. Tali metodi sono raggruppabili in due categorie:

— determinazione del modulo a posteriori, in base alle deformate osservate di pali in vera grandezza, sottoposti a prova di carico orizzontale;

— correlazioni tra il modulo di reazione orizzontale e il modulo ricavato da prove di laboratorio o da prove in sito che consentono l'applicazione del carico orizzontale al terreno alle diverse quote (prove di carico orizzontale su piastra effettuate entro pozzi, prove pressiometriche, prove dilatometriche).

Descrizione della prova di carico orizzontale.

Il carico è stato applicato mediante un martinetto idraulico interposto tra le sommità di due pali (fig. 14). Nel palo di prova è stato installato un tubo inclinometrico in alluminio, dotato di quattro scanalature guida per la sonda inclinometrica. Le letture inclinometriche sono state effettuate dopo ogni incremento di carico. Inoltre sono stati misurati indipendentemente gli spostamenti in testa me-

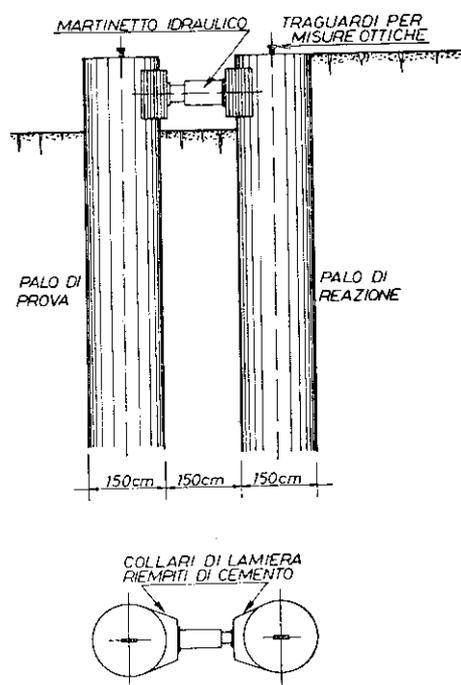


FIG. 14. — Schema della prova di carico orizzontale sul palo di prova a Gaeta.

dante teodolite. Il tubo inclinometrico è stato installato dopo l'esecuzione del palo, cementandolo entro un tubo di ferro chiuso alla punta, saldato all'armatura metallica. La cementazione è stata realizzata iniettando l'intercapedine con malta cementizia. Le letture inclinometriche sono state effettuate lungo l'intero tubo ad intervalli di profondità di 50 cm. Le prime letture (letture di zero) sono state effettuate con la massima accuratezza e ripetute più volte, poiché ad esse vengono riferite tutte le letture successive.

Sono stati effettuati due cicli di carico e scarico, seguiti da alcune serie di cicli rapidi di carico e scarico. Il carico massimo è stato prefissato pari a 50 t, cui corrispondono tensioni massime nella sezione del palo pari ai valori ammissibili, secondo calcoli preliminari cautelativi. Durante i primi due cicli di carico ciascun incremento, pari a 5 t, è stato applicato dopo aver constatato la raggiunta stabilizzazione degli spostamenti orizzontali sotto il carico raggiunto.

Dalle letture inclinometriche $i(z)$ vengono ricavati, per ogni valore del carico orizzontale applicato:

- Deformata del palo $y(z)$, integrando la $i(z)$;
- momento flettente $M(z) = (di/dz) / EJ$;
- modulo di reazione orizzontale del terreno, procedendo come segue: vengono attribuite diverse leggi di variabilità al modulo di reazione del terreno e vengono determinate mediante calcolo le corrispondenti $i(z)$. Viene scelta quella legge di variazione del modulo che, attribuita al terreno, rende migliore l'accordo tra le $i(z)$ calcolate e quelle misurate.

Prove in sito.

Sono state effettuate prove dilatometriche, prescelte tra quelle dei tipi sopra richiamati per la maggiore semplicità della prova e per la particolare somiglianza tra il tipo di carico applicato al terreno durante la prova stessa e quello applicato al terreno dal palo soggetto al carico orizzontale di prova.

Le condizioni logistiche hanno consentito in questa circostanza l'esecuzione delle prove solo a qualche distanza dal palo. Essendo le proprietà del terreno molto variabili sia in orizzontale che in verticale, non è stato possibile istituire confronti quantitativi tra i moduli ottenuti dalle prove in sito e quelli ottenuti dalle prove di carico, sicché l'esperienza ha fornito soprattutto indicazioni di carattere metodologico. In particolare possono suggerirsi le seguenti raccomandazioni per prove future:

- è necessario che le prove in sito vengano eseguite nelle immediate vicinanze del palo di prova, in almeno due o tre ubicazioni, con inizio quanto più possibile prossimo alla superficie del terreno;
- le misure mediante sonda inclinometrica, che nel processo di elaborazione per ottenere il modulo devono subire una doppia derivazione, hanno una precisione che permette di risalire solo a valori medi del modulo di reazione su tratte di palo lunghi 50-150 cm (a seconda del diametro del palo). In terreni di consistenza molto variabile il confronto locale tra i moduli ricavati mediante prova di carico e i profili continui del modulo ottenuti dalle prove in sito è possibile solo ricorrendo a metodi di osservazione della deformata del palo circa un ordine di grandezza più precisi (ad es. mediante catena di inclinometri fissi);

— è opportuno che il palo di prova e il palo di reazione siano quanto più possibile distanti, in modo da eliminare o ridurre l'incertezza circa gli effetti della reciproca interazione. Per motivi analoghi è preferibile che la reazione sia fornita da più pali collegati tra loro piuttosto che da un palo singolo

BIBLIOGRAFIA

- [1] A.G.I. ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA (1977): *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.*
- [2] BISHOP, A.W. (1955): *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes.* « Géotechnique », N. 1.
- [3] BRINCH HANSEN, J. (1970): *Revised and extended formula for bearing capacity.* The Danish Geotechnical Institute, « Bulletin » N. 28, Copenhagen.
- [4] MARCHETTI, S.: *In situ test by Flat Dilatometer.* Articolo che verrà pubblicato nei Proceedings ASCE, Geotechnical Engineering Division, Vol. 106, N. GT3.
- [5] TROFIMENKOV, J.B. (1974): *Penetration testing in USSR.* Proc. European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Vol. 1.