



**gasNatural**

**ITALIA - TARANTO**

Terminale GNL

Offshore

*Rapporto Geotecnico Finale*

Our Ref.: 0797-X-TA-RE-001-A-11			Page number 205		
A	25/01/05	First issue	PM	LA	LA
Rev.	Date	Description	Prepared	Checked	Approved



## Indice

1.	PREFAZIONE	3
1.1	Classificazione sismica della zona	3
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1	Norme e raccomandazioni	4
2.2	Documenti di progetto	4
2.3	Letteratura	4
3.	INDAGINI DIRETTE	6
3.1	Indagini locali	6
3.2	Analisi di Laboratorio Geotecnico	6
4.	ANALISI DEI DATI	8
4.1	Profilo del terreno	8
4.2	Prove in situ	8
4.2.1	Standard Penetration Tests (SPT)	8
4.2.2	Prove con penetrometro tascabile e scissometro portatile	9
4.3	Analisi di Laboratorio	11
4.3.1	Strato di copertura, carotaggi BH15 ÷ BH20	11
4.3.2	Strato di copertura, carotaggi BH25 ÷ BH26	12
4.3.3	Formazione di base	13
4.4	Profilo e parametri del terreno di progetto	13
4.4.1	Strato di copertura	14
4.4.2	Formazione di base	15
5.	VALUTAZIONE DI PORTATA ASSIALE DEI PALI	17
5.1	Metodo di analisi	17
5.2	Portata assiale	18
6.	INTERAZIONE PALO-TERRENO	20
6.1	Generale	20
6.3	Carichi orizzontali	21
6.4	Effetto di gruppo	23
7.	ANALISI DI STABILITÀ PER I DRAGAGGI	24
	TABELLE	24
	FIGURE	57
	APPENDICI	114

Our Ref.: 0797-X-TA-RE-001-A-11			Page number: 205		
A	25/01/05	First issue	PM	LA	LA
Rev.	Date	Description	Prepared	Checked	Approved

## 1. Prefazione

Il presente documento dà raccomandazioni per il progetto di fondazioni offshore per l'installazione del proposto Terminale GNL di Taranto.

La parte offshore del terminale consiste in un molo di 590 m di lunghezza, una piattaforma di attracco con i rispettivi bracci di carico e bitte di ormeggio, più una piccola piattaforma con una torcia.

Le suddette strutture saranno sostenute dalle teste dei pali d'acciaio; i pali hanno un diametro di 760 mm sia per i moli che per le piattaforme, mentre quelli per bracci di carico e bitte di ormeggio hanno un diametro di 1219 mm (rif.2.2.1).

I pali dei bracci di carico e delle bitte di ormeggio sono in pendenza di modo che le forze orizzontali che agiscono su di essi saranno scaricate per effetto di compressione e tensione assiale. Lo stesso avviene per i moli e le piattaforme. Di conseguenza l'attenzione principale sarà prestata alla capacità di carico assiale dei pali. Sarà analizzato anche il comportamento dei pali sotto l'effetto del carico laterale.

Intorno alla piattaforma di attracco, il fondo attuale del mare (oggi a circa -6.4 m sotto il livello medio del mare) sarà dragato fino a -14.4 m, ed è previsto un dragaggio anche nelle vicinanze dei carotaggi BH25 e BH26; i relativi problemi saranno brevemente richiamati.

### 1.1 Classificazione sismica della zona

La zona di Taranto di interesse è classificata come zona sismica di classe "3" secondo la Normativa vigente (ref. 2.1.3).

## 2. Documenti di riferimento

### 2.1 Norme e raccomandazioni

- 2.1.1 American Petroleum Institute (2000) "Pratica suggerita per la Pianificazione, Progetto e Costruzione di piattaforme fisse in mare aperto". RP 2A 21<sup>th</sup> edizione, Dicembre, 2000
- 2.1.2 D.M. 11 marzo 1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione", edito da G.U. 1 giugno 1988.
- 2.1.3 O.P.C.M 20 marzo 2003: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica" (ordinanza 3274)

### 2.2 Documenti di progetto

- 2.2.1 MEDEA-GasNatural, disegni di progetto preliminare terminale di ricezione e rigasificazione gas naturale liquefatto (GNL), documento n° 03255-CIV-0-017, n° 03255-CIV-0-D-0-022, n° 03255-CIV-0-D-023.
- 2.2.2 Foster Wheeler Iberia (2004): "ITB for Geotechnical and Geological Study", Richiesta n° DD1042G - 9142A/02, datata 02/07
- 2.2.3 Soil Srl (2005): "LNG Taranto Terminal, site investigation area", n° 0797-X-TA-PA-001-E-22, datata 04/12.
- 2.2.4 Soil Srl (2005): "LNG Taranto Terminal, Offshore, Section 1-2 off-shore ", n° 0797-X-TA-SA-002-A-11, datata 05/01.

### 2.3 Letteratura

- 2.3.1 LPILE PLUS 4.0 for Windows, Copyright ENSOFT, INC., October 2000.
- 2.3.2 MATLOCK H. (1970): "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay" Proc. 2nd Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Vol. 1, pp. 577-594

- 2.3.3 O'NEILL M.W. and MURCHISON J.M. (1983): "An Evaluation of p-y Relationships in Sands", a report to the American Petroleum Institute, PRAC 82-41-1, The University of Houston-University Park, Houston, Texas.
- 2.3.4 REESE L. C., COX W. R. and KOOP F. D. (1975): "Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay" Proc. 7th Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Vol. 1, pp. 671-690.

## 3. Indagini dirette

### 3.1 Indagini locali

Per definire le principali caratteristiche geologiche e geotecniche dell'area in esame è stata eseguita una campagna geognostica consistente in :

- n. 6 carotaggi (BH15÷BH20) effettuati in corrispondenza del molo proposto, spinti sino a 40 m di profondità. Durante le perforazioni sono state eseguite alcune prove SPT (Standard Penetration Test) in foro in corrispondenza dei materiali sabbiosi superficiali (dove presenti), mentre i campioni indisturbati sono stati prelevati negli strati coesivi.
- n. 2 carotaggi (BH25÷BH26) effettuati nella zona di dragaggio (vedere Fig. 3.1), spinti sino a 7 m di profondità. Le prove SPT sono state eseguite in corrispondenza dei materiali sabbiosi unitamente ai campioni indisturbati prelevati.

L'ubicazione dei sondaggi eseguiti in corrispondenza del molo e della torcia è evidenziata nella Tabella 0797-X-TA-SA-002–A-11 allegata, Progetto di base.

Le informazioni così acquisite sono state integrate con i dati assunti nell'area onshore, parte integrante del Terminale stesso; sono stati altresì analizzati alcuni sondaggi precedentemente eseguiti in un'area finitima all'Autorità Portuale di Taranto.

### 3.2 Analisi di Laboratorio Geotecnico

Sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati durante la campagna geognostica, sono state eseguite alcune analisi di laboratorio geotecnico, elencate per tipologia e quantità nella tabella successiva:

Tipo di test	Numero
Apertura e descrizione dei campioni indisturbati	39
Classificazione dei terreni (contenuto in acqua, peso di volume, limiti di Atterberg)	32
Analisi granulometrica(setacci e aerometro)	20
Prova di compressione non confinata	5
Prova triassiale non drenata non consolidata (UU)	9

Tabella 3.1 mostra la posizione dei campioni ed un sommario dei risultati ottenuti.

I risultati di tali test saranno forniti in un rapporto specifico, oggi in preparazione.

## 4. Analisi dei dati

### 4.1 Profilo del terreno

I profili del terreno di riferimento sono indicati nelle sezioni allegate 1 e 2 della Tabella 1, 0797-X-TA-SA-002-A-11, e la loro posizione è disegnata nel progetto di base allegato.

Le condizioni locali del terreno possono essere descritte come di seguito:

- (strato 1 o) *strato di copertura*: formato da alternanze casuali di strati di sabbie melmose e limi sabbiosi (a volte argillosi). La Sezione 1 indica che la sabbia è concentrata vicino alla superficie in prossimità di BH16 ma il suo spessore diventa trascurabile verso il mare aperto, sebbene siano presenti strati con alto contenuto sabbioso anche in profondità;
- (strato 2 o) *formazione base*: consistente in limo argilloso compatto diventato molto rigido, che raggiunge la profondità massima di interesse nella zona esplorata. La parte superiore dello strato (fino a 3÷5m di profondità) è esposta all'aria (molto spesso di colore verde o giallo verde) e più morbida della (generalmente grigia) parte sottostante.

### 4.2 Prove in situ

#### 4.2.1 Standard Penetration Tests (SPT)

##### 4.2.1.1 Area del Terminale

Le prove SPT sono state eseguite nella parte superiore dei materiali sabbiosi/limosi, a diverse profondità: i risultati ottenuti lungo il molo principale (BH16÷20) sono indicati nella figura 4.1. Scala di misura dinamica di resistenze da 5 a 13 blows/0.30 m.

Nella figura 4.2 sono tracciati valori normalizzati  $(N_1)_{60}$ ; la "normalizzazione" si riferisce all'energia reale applicata dall'attrezzatura impiegata per l'esecuzione dei test ed alla pressione verticale effettiva alla profondità considerata. Infatti:

$$(N_1)_{60} = C_N (ER / 60) N_{SPT}$$



dove:

$CN = 1 / \sigma'_{v0}{}^{(0.5)}$  = coefficiente di correzione dipendente dal valore verticale effettivo della pressione locale ( $\sigma'_{v0}$ )

ER = efficienza media dell'attrezzatura di penetrazione usata per l'esecuzione dei test, nel presente caso pari al 60 %

Le correlazioni adottate per valutare la densità relativa  $D_r$  e l'angolo massimo di resistenza al taglio,  $\phi'_p$ , sono riportate nella tabella 4.1.

$D_r$  valori ottenuti dall'interpretazione dei test SPT sono riportati nella figura 4.3; sono stati riscontrati valori minimi  $D_r = 50\div 55\%$ .

I valori corrispondenti all'angolo massimo di resistenza al taglio sono tracciati nella figura 4.4. con  $\phi_{peak} \geq 35^\circ$ .

#### 4.2.1.2 Area di dragaggio

I carotaggi BH25 e 26 sono situati all'interno della zona di dragaggio, come mostrato dalla figura 3.1. Durante la perforazione, sono state eseguite prove SPT sistematiche.

I risultati ottenuti sono rappresentati nella figura 4.5; sono successivamente stati interpretati in termini di densità relativa (figura 4.6) e con un angolo massimo di resistenza al taglio (figura 4.7), con le stesse procedure già discusse nel paragrafo precedente.

In questa posizione  $D_r$  sembra aumentare con la profondità, da  $\cong 50\%$  in corrispondenza della superficie fino a  $\cong 75\%$  a 3m dal fondo del mare (figura 4.6); i valori corrispondenti di  $\phi_{peak}$  crescono da  $\cong 35^\circ$  vicino al fondo del mare fino a  $\cong 38^\circ$  in profondità (figura 4.7).

#### 4.2.2 Prove con penetrometro tascabile e scissometro portatile

I test con penetrometro tascabile e con il scissometro portatile sono stati effettuati sistematicamente in corrispondenza della sommità e del fondo e lungo i lati delle carote estratte durante i carotaggi.

I dati ottenuti sono indicati sulle stratigrafie dei carotaggi e sono stati indicati dalla figura 4.8 alla figura 4.14 in termini di coesione non drenata ( $c_u$ ).

Si noti che i risultati del penetrometro tascabile (PP) sono stati interpretati come:

$$c_u = 0.5 \times PP$$

Le suddette informazioni sono state suddivise per ogni strato descritto nel par. 4.1:

- Figura 4.8: dati raccolti nello strato di copertura, all'interno dell'area del molo. A causa della significativa percentuale di sabbia, i materiali di interesse hanno un comportamento fra il "drenato" e "non drenato".

La distribuzione dei risultati indica che probabilmente il materiale è naturalmente consolidato (la sua resistenza drenata teorica sarebbe:  $c_u = 0.22 \times \sigma'_{v0}$ ); valori che ricadono sopra la linea N.C. sono probabilmente influenzati dalla presenza dei grumi della sabbia, mentre quelli sotto la stessa linea rispecchiano la contaminazione del campione (la grande percentuale di limo e di sabbia rende molto difficile ottenere un campione indisturbato; inoltre, l'alta permeabilità del materiale ha favorito la ridistribuzione dell'aumento di pressione nei vuoti causata dalle operazioni di campionamento). Al fine di poter effettuare un confronto, i risultati delle prove di compressione non confinata di laboratorio sono stati tracciati anche nella stessa figura. Essi mostrano una dispersione dei valori simile ed una sostanziale corrispondenza;

- figure da 4.9 a 4.14: sono relative alla raccolta di dati all'interno della formazione base, tracciato come funzione della profondità a partire dalla sommità.

Si osservi di seguito:

- si ha un sostanziale corrispondenza fra i due tipi di misure;
- la tensione minima drenata ( $c_u$ ) è generalmente compresa tra i 150 ÷ 200 kPa, localizzata nella parte superiore, parte della formazione esposta agli agenti atmosferici. Risultati ottenuti con valori nettamente al di sotto del suddetto limite, sono ritenuti causati dalla contaminazione locale del nucleo. Questo è confermato sia dai risultati dei test di compressione di laboratorio non drenati eseguiti su campioni ottenuti su una stessa scala di profondità (vedere per esempio figure: 4.9 - 4.11 - 4.13 e 4.14) sia dai risultati dell'andamento verticale della resistenza del punto del cono ( $q_c$ ) forniti dalle prove di penetrazione statiche effettuate onshore (all'interno della stessa area del terminale GNL) ed offshore dall'Autortà Portuale di Taranto, dove  $q_c$  aumenta sempre con la profondità. Sezioni degli schemi della figura 4.11 tra  $\cong 2$  e 6 m sotto la sommità della formazione e della figura 4.12 (tra -2 e 4 m) sono state indicate come influenzate da "contaminazione di nucleo";

- lo sforzo di taglio interno del materiale aumenta significativamente con la profondità, raggiungendo spesso il limite massimo di misurazione del penetrometro tascabile ( $c_u \cong 200$  kPa) e del scissometro portatile ( $c_u \cong 300$  kPa).

Questi dati sono stati considerati con attenzione nella definizione della distribuzione dello sforzo di taglio verticale in corrispondenza della formazione base.

### 4.3 Analisi di Laboratorio

La tabella 3.1 mostra la posizione dei campioni (carotaggio e profondità), tipi di prove eseguite e risultati ottenuti; sono stati suddivisi tra strato di copertura (o strato 1) e formazione base (strato 2).

La maggior parte dei dati ottenuti è stata tracciata in figure specifiche.

#### 4.3.1 Strato di copertura, carotaggi BH15 ÷ BH20

La fig. 4.15 mostra i risultati dell'analisi granulometrica e dovrebbe essere considerata unitamente alla figura 4.16, dove appare chiaramente la stratificazione del deposito, con la frequente alternanza di strati di materiali prevalentemente coesivi e granulari. Il contenuto di argilla (sempre piuttosto limitato), limo, sabbia e ghiaia in percentuale è evidenziato nel dettaglio nella figura 4.15.

A causa del contenuto sopra discusso (argilla + limo), alcuni dei campioni sono risultati "plastici" ed è stato possibile effettuare le misurazioni dei limiti di Atterberg (figura 4.17); nella tabella della plasticità di Casagrande (figura 4.18) il materiale viene individuato come terreno con bassa plasticità con resistenza drenata variabile da "molto bassa" (ML soils) a "media" (OL soils); per ulteriori chiarimenti vedere la definizione dei materiali nella Plasticità Modificata (Tabella in uso con il sistema di classificazione unificato del terreno, USBR 1963).

Questi risultati sono coerenti con i valori di resistenza molto bassi ottenuti dallo scissometro, dal penetrometro tascabile e dalle prove di compressione in laboratorio.

Il contenuto d'acqua misurato (W%) è dato dalla figura 4.19; risulta variabile compatibilmente con il profilo esplorato ed è molto probabilmente influenzato dal contenuto locale (W% diminuisce dove la percentuale di sabbia è più alta).

Le misure del peso specifico sono tracciate nella figura 4.20 e sono generalmente comprese tra  $18 \div 19$  kN/m<sup>3</sup>, con tendenza a crescere con la profondità. A causa del possibile effetto di

“densificazione” dovuto al campionamento, in via cautelativa sarà mantenuto per i calcoli un valore di  $\gamma_{tot} = 18 \text{ kN/m}^3$ .

Basandoci sulle suddette informazioni e sui carotaggi è possibile capire meglio il comportamento dei materiali che formano lo strato 1; risultando la frazione granulometrica definita “fine” sempre significativa, in presenza di carichi esterni applicati per un breve periodo ci si aspetterà un comportamento di tale deposito riconducibile ad un terreno “non drenato”, verificando comunque che i campioni dello stesso materiale, con presenza prevalente di sabbia e ghiaia, reagiscano in qualità di terreno “drenato”. Inoltre, la presenza di argilla e limo forniscono una componente coesiva al materiale durante, ad esempio, l’esecuzione delle prove SPT; i risultati ottenuti devono pertanto essere considerati attentamente.

#### 4.3.2 Strato di copertura, carotaggi BH25 ÷ BH26

L’area di interesse é situata a distanza maggiore dalla costa (vedere figura 3.1) rispetto al molo. Le Figure 4.21 e 4.22 si riferiscono alla distribuzione granulometrica del materiale raccolto.

Anche in questo caso il componente di granulometria fine (argilla e limo) é sempre presente ed il deposito risulta stratificato (figura 4.22); comunque, la frazione grossolana (sabbia e ghiaia) risulta sempre preponderante ( da 60% a 80%), assicurando un drenaggio relativamente rapido, ad esempio durante uno scavo.

I limiti di Atterberg ed il contenuto di acqua sono tracciati nella figura 4.23; essi sono simili ai dati ottenuti dai carotaggi BH15 ÷ BH20; anche in questo caso la carta di plasticità (figura 4.24) indica la presenza di materiali di bassa plasticità (ML e OL).

Il peso unitario totale (figura 4.25) relativo allo strato superficiale risulta compreso tra 16.5 e 17  $\text{kN/m}^3$  (depositi molto recenti), aumentando a 18 ÷ 19  $\text{kN/m}^3$  ad una profondità maggiore.

I pochi dati ottenuti da tests triassiali di compressione non consolidata e non drenata confermano che il materiale é da considerare come normalconsolidato, con:

$$c_u \cong 0.22 \times \phi'_{v0}$$

nei livelli piú coesivi.

### 4.3.3 Formazione di base

L'analisi granulometrica dei dati offshore ed onshore é rappresentata in figura 4.27 e indica una percentuale costante di argilla ( $\cong 40\%$ ) con  $\cong 60\%$  di limo attraverso l'intero spessore esplorato.

La Fig. 4.28 mostra i limiti di Atterberg ed il contenuto di acqua di alcuni campioni. Il materiale ha un contenuto di plasticità da basso a medio (vedere anche figura 4.30 dove i dati sono tracciati sulla carta di plasticità), con un contenuto d'acqua (W) al limite plastico nella parte superiore del deposito e leggermente inferiore a profondità maggiori. Questo andamento è compatibile con quello misurato con alcuni campioni sui quali non erano state effettuate le misurazioni dei limiti di Atterberg; tutti i dati sono rappresentati in Figura 4.29.

Le misurazioni del peso unitario totale sono indicate nella figura 4.31; un valore prestabilito di  $19.5 \text{ kN/m}^3$  può essere assunto ragionevolmente sebbene  $\gamma$  sembri crescere leggermente con la profondità ( $a \cong 20 \text{ kN/m}^3$  below  $\cong 15 \text{ m}$  penetrazione).

Sono stati eseguiti numerosi prove triassiali UU e di compressione ad espansione laterale libera; i risultati ottenuti sono tracciati nella figura 4.32. Essi appaiono molto verosimili ai dati dell'indagine del sito offshore (vedere figura 4.33), permettendo una scelta ben supportata e sicura del profilo di disegno per lo sforzo di taglio "non drenato" dello strato.

## 4.4 Profilo e parametri del terreno di progetto

La tavola seguente indica le profondità sotto la linea del fango dove lungo il molo (e torcia) la parte superiore dell'argilla pliocenica compatta è stata trovata e la corrispondente quota assoluta.

Posizione	BH15	BH16	BH18	BH19	BH20
Top of base formation below mud level (m)	-19.00	-15.40	-10.40	-3.05	-6.05
Absolute elevation of top of base formation (m below m.s.l.)	-16.30	-21.10	-16.80	-9.45	-12.60

Le informazioni dettagliate relative al profilo del suolo da considerare per i calcoli possono anche essere ottenute dalla Tavola 1, 0797-X-TA-SA-002-A-11, dove sono state disegnate due sezioni precedentemente quotate.

Considerando le caratteristiche particolari dello strato di copertura, dove le lenti di materiale coesivo sono mescolate a strati di granulometria maggiore, si è deciso di allineare il modello del terreno (ed i relativi parametri) all'attuale problema, per assicurare in ogni caso un approccio ragionato dal punto di vista della sicurezza.

Lo schema ed i parametri di riferimento seguenti sono suggeriti:

#### 4.4.1 Strato di copertura

##### 4.4.1.1 Zona di BH15 ÷ BH20 (molo, vicino alla banchina)

- $\gamma$  = peso di volume totale  $\geq 18 \text{ kN/m}^3$  (vedere Fig. 4.20);
- $\gamma'$  = peso di volume sommerso  $\geq 8 \text{ kN/m}^3$ ;

a) portata assiale dei pali:

considerare lo strato come normalconsolidato, deposito con coesione "non drenata" pari a:

$$c_u: 0.22 \times \phi'_{v0} = 0.22 \times 8 \times z \text{ kPa}$$

$\phi'_v$  = pressione verticale effettiva alla profondità considerata;

z = profondità dalla linea del fango.

Questo presupposto conduce ad un attrito palo-terreno leggermente superiore rispetto al caso di sabbia limosa;

b) carico orizzontale dei pali:

suppone che la parte superiore (2÷) 3 m dello strato sia formata da argilla N.C. con resistenza non drenata come sopra, seguita da sabbia limosa caratterizzata da:

$$\phi = \text{angolo di resistenza a taglio} \geq 28^\circ$$

c) scavo sul fondo del mare:

suppone che lo strato sia formato da sabbia limosa caratterizzata da:

$$\phi \geq 28^\circ$$

##### 4.4.1.2 Zona di >BH25 e BH26

Per ipotesi di dragaggio, si suppone che il terreno sia formato da sabbia debolmente limosa con:

$$\gamma = 17 \div 18 \text{ kN/m}^3; \gamma' = 7 \div 8 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi \geq 28^\circ$$

#### 4.4.2 Formazione di base

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3; \gamma' = 9.5 \text{ kN/m}^3$$

$c_u$  = in accordo al profilo disegnato nella figura 4.33

angolo di resistenza al taglio drenata dell'indice critico dei vuoti:

$$\sin \varphi_{cv} \cong 0.8 - 0.094 \ln PI \quad (\text{Mitchell, 1976})$$

Per indice di plasticità:  $PI = 22 \div 26$

$$\sin \varphi_{cv} = 0.49 \div 0.51; \quad \varphi_{cv} = 29^\circ \div 31^\circ$$

$c'$  = intercetta della coesione in termini effettivi di sforzi nella parte esposta all'aria della formazione dove é previsto il dragaggio.

Si fa riferimento alla figura 4.34 ed al carotaggio BH19, sezione 1 Tavole 1.

Lo scavo raggiungerà una profondità di - 14.4 m sotto il livello del mare e penetrerà  $\cong 14.4 - 3.5 - 6.4 = 4.5$  m nell'argilla (6.4 m é la profondità locale a BH19 e 3.5 m é lo spessore dello strato di copertura). Ad un'altezza media dello strato di argilla, l' effettiva pressione verticale risulta:

$$(\sigma'_{v0})_{av} = 3.5 \times \gamma' + 0.5 \times 4.5 \times \gamma'_2 = 3.5 \times 8 + 0.5 \times 4.5 \times 9.5 = 49.4 \text{ kPa}$$

Dalla correlazione conosciuta (Ladd, Foote, Ishihara, Schlosser e Poulos, 1977):

$$(c_u / (\sigma'_{v0})_{OC}) = (c_u / \sigma'_{v0}) \times OCR^m$$

dove

$(c_u / (\sigma'_{v0})_{OC})$  = rapporto per uno sforzo non drenato per materiale sovraconsolidato (nello strato superiore dell'area d'interesse risulta:  $c_u = 160 \text{ kPa}$ ):

$(c_u / (\sigma'_{v0})_{OC})$  = rapporto (come il precedente) per un terreno consolidato =  $0.2 \div 0.22$ ;

$OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$  = rapporto di sovraconsolidazione;

$m \cong 0.8$  = esponente;

$\sigma'_p$  = pressione preconsolidata per terreni sovraconsolidati;

$\sigma'_{v0}$  = pressione effettiva verticale.

Risulta quindi:

$$(160 / 49.4) = (0.2 \div 0.22) \times OCR^{0.8};$$

$$OCR = 33 \div 29$$

$$\sigma'_p = \sigma'_{v0} \times OCR = 1431 \div 1629 \text{ kPa}$$

Per un valore di  $(\sigma'_p/\sigma_n) = \text{OCR}$  compreso fra 10 e 20 si ottiene:

$$c' = 0.024 \times \sigma'_p = 34 \div 39 \text{ kPa}$$

Un valore assegnato pari a:  $c' = (15\div) 20\text{kPa}$  risulta consigliato.



## 5. Valutazione di portata assiale dei pali

### 5.1 Metodo di analisi

Capacità ultima portata assiale dei pali d'acciaio in compressione si determina con la seguente equazione:

$$Q_u = Q_s + Q_b = \sum (f_s A_s) + q_b A_b \quad [1]$$

dove :

$Q_u$  = capacità ultima portata assiale dei pali;

$Q_s$  = portata ultima laterale;

$Q_b$  = portata ultima di base;

$f_s$  = attrito laterale esterno;

$A_s$  = superficie laterale del palo;

$q_b$  = resistenza unitaria;

$A_b$  = base lorda del palo.

I risultati dell'equazione sopraindicata, relativa ad un caso di palo battuto, sono comparati con quelli relativi ad un caso di non battuto, ottenuti con l'equazione :

$$Q_u = \sum (f_s A_s) + \sum (f_i A_i) + q_b A_w$$

dove  $f_i$  e  $A_i$  sono rispettivamente l'attrito interno e l'area del fusto, e  $A_w$  è la sezione d'acciaio rappresentativa alla punta del palo. Il valore più basso delle due espressioni è presupposto come ultima portata assiale del palo.

L'attrito interno è stato presupposto :

$$f_i = 0.9 f_s$$

L'attrito laterale del palo e la resistenza unitaria del terreno a lunga durata sono valutati secondo i parametri del terreno indicati nella sezione 4.4 in accordo a API RP2A (edizione 1993)

[ref.2.1.1] raccomandazioni (di seguito "Commento su capacità assiale del palo in argilla. Sezione 6.4" per strati coesivi).

La capacità del palo in tensione è valutata come sopra, naturalmente trascurando il contributo della base (secondo il termine di equazione 1).

Si noti che la norma Italiana (ref. 2.1.2) chiede un fattore minimo di sicurezza di 2.5 sia in compressione che in tensione, da valutare come di seguito:

- compressione:

$$N_{all} \leq (Q_u/2.5) - W_p$$

essendo:

$N_{all}$  = carico assiale permissibile alla testa del palo;

$W_p$  = "effettivo" peso del palo in acciaio (i.e. incluso il peso sommerso del palo nella zona dove il palo è sott'acqua)

- tensione:

$$T_{all} \leq \{ [\Sigma(f_s \times A_s)]/2.5 \} + W_p$$

essendo:

$T_{all}$  = tensione ammissibile alla testa del palo

## 5.2 Portata assiale

Le analisi della portata assiale sono state prodotte per i pali del molo,  $\phi$  760 mm, in diversi punti lungo il molo (in funzione dello spessore locale dello strato sabbioso del limo di copertura), per i pali della piattaforma di attracco, anche di  $\phi$  760 mm, posizionati nell'area di dragaggio (-14.4 m sotto il livello del mare) che interessano anche la parte finale del molo, e per l'area dei bracci di carico e delle bitte d'ormeggio sono presupposti avere un diametro di 1219 mm (anch'essi situati nell'area di dragaggio).

Per i pali del molo la profondità dell'acqua varia tra 5.1 e 6.4 m.

Per i pali della piattaforma d'attracco sono stati effettuati due calcoli, nel primo si suppone che il fondo del mare sia nella situazione presente, i.e.  $a \cong -6.4$  m mentre nel secondo si fa riferimento alla situazione dopo il dragaggio, con una profondità locale dell'acqua a -14.4 m.

I risultati delle analisi, in termini di portata ultima contro la penetrazione, sono indicati nella figura 5.1 fino alla figura 5.5

I valori di ultima portata assiale in funzione della penetrazione inoltre sono dati nelle tabelle da 5.1 a 5.5.

Le figure da 5.6 a 5.10 mostrano la capacità assiale permissibile del palo in compressione ed in tensione.

I dati dettagliati circa i valori di attrito dell'albero di limite e di resistenza del punto dell'unità sono dati all'interno delle citate tabelle 5.1÷5.3.

## 6. Interazione Palo-terreno

### 6.1 Generale

La presenza di pali battuti sia lungo il molo che all'interno dell'attracco e delle bitte implica che il calcolo di interazione del terreno-struttura debba essere effettuato con i programmi a elementi finiti, dove il comportamento del terreno intorno ai pali sarà modellato da:

- Carichi assiali (ref 2.1.1):
  - t-z curva, per resistenza del fusto;
  - q-z curva, per resistenza di base
- Carichi orizzontali: p-y curva (vedere ref.2.1.1)

Sarebbe in effetti praticamente impossibile definire in questo caso tabelle "rappresentative" di rigidità per ogni singolo palo considerando:

- La non linearità di comportamento del terreno, con particolare riferimento agli effetti di (crescita) spostamento orizzontale del palo (certamente dipendente dall'intensità dei carichi esternamente applicati);
- in presenza di pali battuti, cambiare la direzione della risultante cambierà significativamente "la rigidità" della risposta del palo. Per esempio: se una forza orizzontale agisce nel piano verticale che contiene l'asse del palo, la deformazione orizzontale del palo sarà molto più bassa che per il caso dello stesso carico orizzontale agente in una direzione perpendicolare alla superficie precedentemente considerata.

### 6.2 Carichi assiali

Le Tavole da 6.1 a 6.9 mostrano il modello base di risposta (q-z curve) per la base dei pali ed il t-z curve da usare lungo il fusto del palo in diversi punti, per diametri del palo pari a 760 e 1219 mm e per il caso del palo che penetra nel terreno alla linea locale del fango ed a -14.4 m di profondità, dopo il dragaggio.

Naturalmente l'adesione laterale limite e le capacità unitaria di base sono le stesse già indicate nelle tavole da 5.1 a 5.5, usate per la valutazione della capacità assiale del palo.

### 6.3 Carichi orizzontali

Per avere una visione migliore delle condizioni del terreno , sono stati prodotti alcuni esempi di calcolo per i seguenti pali:

#### 1. BRACCI DI CARICO E BITTE D'ORMEGGIO

- Profondità dell'acqua: 14.4 m (zona dei bracci di carico e delle bitte d'ormeggio);
- Geometria del palo:
  - Elevazione della testa del palo: +7.10 m sopra il livello del mare (vedere ref.2.2.1);
  - lunghezza totale del palo:  $7.1 + 14.4 + 15.5 = 37$  m
  - penetrazione: 15.5 m
  - diametro:  $D = 1219$  mm (48'');
  - spessore del muro:  $s = 25.4$  mm (1'');
- palo infisso in testa contro eventuali rotazioni;
- palo verticale.

#### 2. MOLO

- POSIZIONE BH16;
- Geometria del palo:
  - Elevazione della testa del palo: +3.30 m sopra il livello del mare (vedere ref.2.2.1);
  - lunghezza totale del palo:  $3.30 + 6.4 + 25.3 = 35.0$  m
  - penetrazione: 25.3 m
  - diametro:  $D = 760$  mm (30'');
  - spessore del muro:  $s = 25.4$  mm (1'');
- palo infisso in testa contro eventuali rotazioni;

- palo verticale.
  
- POSIZIONE BH18;
- Geometria del palo:
  - Elevazione della testa del palo: +3.30 m sopra il livello del mare (vedere ref.2.2.1);
  - lunghezza totale del palo:  $3.30 + 6.4 + 20.3 = 30.0$  m
  - penetrazione: 20.3 m
  - diametro:  $D = 760$  mm (30'');
  - spessore del muro:  $s = 25.4$  mm (1'');
  
- POSIZIONE BH20;
- pile geometry:
  - Elevazione della testa del palo: +3.30 m sopra il livello del mare (vedere ref.2.2.1);
  - lunghezza totale del palo:  $3.30 + 5.5 + 17.2 = 26.0$  m
  - penetrazione: 17.2 m
  - diametro:  $D = 760$  mm (30'');
  - spessore del muro:  $s = 25.4$  mm (1'');

I carichi orizzontali applicati alla testa del palo sono stati aumentati da 50 a 250kN; le figure da 6.1 a 6.8 mostrano:

- distribuzione del momento di flessione con la profondità
- rimozione orizzontale del palo;

Curve p-y per pali con diametro di 760 e 1219 mm e per le situazioni sopra indicate sono riportate nell'appendice, con i tabulati completi.

## 6.4 Effetto di gruppo

La spaziatura dei pali in pianta è relativamente ampia (vedere ref.2.2.1), specialmente per quanto riguarda i pali battuti; essi sono la più importante dispersione di energia, spostamenti e momenti di flessione orizzontali per entrambi i tipi di bitte qui di interesse.

Fattori di riduzione per la resistenza del terreno saranno adottati nel caso di gruppi raccolti di pali in accordo allo schema delle accluse figure 6.11, 6.12 and 6.13.

## 7. Analisi di stabilità per i dragaggi

All'interno dello strato di copertura formato da sabbia limo/limosa, si raccomanda, affinché duri nel tempo, una pendenza dello scavo ( $\alpha$ ) di 2.5 (orizzontale) a 1 (verticale).

La maggiore superficie critica di rottura in questo caso è situata lungo la superficie del pendio, con inclinazione  $\alpha$ . Va soddisfatto il seguente stato di equilibrio:

$$(\text{tg}\varphi/\text{tg}\alpha \geq 1.3 = (F_s)_{\text{minimum}} \quad (\text{vedere ref. 2.1.2})$$

essendo  $\text{tg}\alpha = (1/2.5) = 0.4$  il pendio dello scavo e  $\varphi \geq 28^\circ$  l'angolo di resistenza del materiale scavato.

È dunque:

$$(\text{tg } 28^\circ / 0.4) = (0.532 / 0.4) = 1.33 > 1.3$$

Le condizioni di stabilità sono effettivamente attuati.

L'altezza dello scavo all'interno della formazione di base sarà nell'intorno di soli 4 ÷ 5 m, se effettuato vicino BH19 dove la profondità dell'acqua ( $h_w$ ) è 6.4 m e lo spessore dello strato di copertura ( $h_1$ ) è di 3.5 m

$$H_{\text{excavation}} = 14.4 - 6.4 - 3.5 = 4.5 \text{ m}$$

Tenendo conto dell'alta resistenza al taglio della compatta argilla di base sia in condizioni drenate che non drenate, il pendio dello scavo può essere mantenuto molto ripido (per esempio: 1:1), concedendo una distanza di sicurezza orizzontale (banco) di 2 ÷ 3 m alla relativa parte superiore dal piede del pendio scavato all'interno dello strato di copertura.

Nel caso i materiali dallo strato 1 devono essere scavati in circostanze controllate per l'inquinamento indotto nei dintorni, si raccomanda una pompa PNEUMA, poichè il terreno è direttamente dragato da aspirazione nei tubi che lo pomperanno ad una chiatta o alla relativa destinazione finale.

L'argilla dura dalla formazione di base dovrà essere tagliata da una draga con possibilità di separazione dei materiali con resistenza non drenata dell'ordine almeno di 400 ÷ 500 kPa.



