

PROF. ING. GIUSEPPE SCARPELLI
ORDINARIO DI GEOTECNICA FACOLTA' DI INGEGNERIA
UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE

CITTÀ DI PESCARA
Area Tecnica e LL.PP. - Settore Lavori Pubblici

**REDAZIONE DEL PIANO REGOLATORE
DELLA CITTÀ DI PESCARA**

RELAZIONE SPECIALISTICA
ASPETTI GEOTECNICI

Ancona, Novembre 2008

1. Premessa

Nel Maggio 2008 è stato istituito un gruppo di lavoro per la predisposizione del Piano Regolatore Portuale della Città di Pescara. Chi scrive è stato incaricato di esaminare gli aspetti geotecnici connessi con la definizione del piano, tenendo conto delle caratteristiche generali e della finalità delle opere previste per la sua attuazione, per impostare le successive fasi di progettazione ed individuare, sin dalle fasi preliminari, le indagini necessarie ad una corretta progettazione delle diverse opere.

La presente relazione prende spunto dalle conoscenze sui principali terreni che sono presenti nell'area portuale già acquisite in base alla documentazione reperibile presso l'ex Ufficio del Genio Civile Opere Marittime di Ancona e dei documenti resi disponibili dal Comune della Città di Pescara. Non è apparso infatti necessario avviare una campagna geotecnica finalizzata alla redazione del piano in quanto, gran parte della documentazione esaminata, di fatto, permette di risalire ad un quadro sufficientemente preciso delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione delle opere in progetto; d'altra parte, la caratterizzazione geotecnica di dettaglio del sottosuolo nell'area interessata dalle opere principali, appare sproporzionata al grado di approfondimento richiesto dal livello di progettazione che si richiede per un piano regolatore.

Al fine dunque di sviluppare le considerazioni richieste per questa consulenza si è presa in considerazione la seguente documentazione specifica:

- 16 Dicembre 1970. Lavori di Consolidamento delle Banchine di Attracco in Riva Destra del Fiume Pescara e di installazione di Grues Scorrevoli su Binarioni: Relazione Geotecnica. Dott. Gianfranco Cardarelli.
- 27 Gennaio 1971: Porto di Pescara; Lavori di adeguamento strutturale della banchina destra. Geotecnica Veneta – Analisi granulometriche

- 7 Dicembre 1978: Nuova stazione Marittima del Porto di Pescara. Relazione Geologica sul terreno di fondazione. Dott. Giuseppe Dattilo.
- 14 Novembre 1988 Porto Canale di Pescara. Ufficio del Genio Civile Opere Marittime di Ancona. Indagini Geognostiche per la progettazione esecutiva delle nuove opere del piano regolatore portuale. Dott. Ing. Paolo Micucci.. Tavv. 1-4 e Allegati A, A/1, B.
- **Luglio 2007 Comune di Pescara. Ponte del Mare, Relazione Geologica Dott. Ermenegildo Rossetti.**
- Settembre 2008 Comune di Pescara. Relazione sugli Aspetti Geologici per il PRP. Dott. Fiorangelo Iezzi

Pertanto, dopo una rassegna delle caratteristiche generali delle opere previste nel nuovo piano regolatore del Porto di Pescara, sulla base delle caratteristiche generali e specifiche che risultano per i terreni di fondazione dalla documentazione tecnica esaminata, nella presente relazione si illustrano le principali problematiche geotecniche connesse con la progettazione delle opere individuandone le caratteristiche generali ed ottimali al fine di soddisfare tutti i requisiti di stabilità e funzionalità previsti dalle normative vigenti; si forniscono inoltre le indicazioni sulla campagna geognostica e sul monitoraggio delle opere.

2. Normative

La presente relazione fa esplicito riferimento alle *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D. Min. Infrastrutture del 14 Gennaio 2008* (Suppl. Ord. Alla G.U. 4.2.2008, n. 29)

Il regime di proroga della Normativa preesistente, in particolare quella emanata con DM LL.PP. 9 Gennaio 1996 che, per gli aspetti di progettazione geotecnica, faceva ancora riferimento al DM 11 Marzo 1988, non opera nella fattispecie in quanto, tutte le opere geotecniche per il Nuovo PRP, verranno presumibilmente progettate dopo il 30.6.2009, termine ultimo di legge per la validità del regime di proroga. In ogni caso, il regime di proroga non può essere applicato perché tutte le infrastrutture portuali rientrano fra quegli interventi che sono considerati di

interesse strategico e la cui funzionalità, durante un possibile evento sismico, assume rilievo fondamentale per finalità di protezione civile. (cfr. Legge 28 Febbraio 2008, n. 31, Art. 20, Suppl. Ord. N. 47/L alla G.U. 29/2/2008, n. 51).

3. Le opere del Nuovo Piano Regolatore del Porto di Pescara

Il nuovo assetto del Porto di Pescara prevede la riconfigurazione dell'attuale porto canale per una completa separazione della foce del F. Pescara dal porto commerciale e con la realizzazione del porto peschereccio recuperando un ampio territorio al mare, in sinistra della foce.

Le opere marittime principali necessarie per realizzare questo progetto sono:

- il prolungamento verso Est della attuale diga foranea;
- la formazione di un pennello di guida della corrente fluviale con scogliere interne in sinistra ed in destra del F. Pescara;
- scogliere e muri di sponda con riempimenti di terreno per la formazione dei piazzali della nuova darsena pescherecci;
- dragaggi del tratto terminale del F. Pescara e per la formazione dei nuovi bacini dei porti pescherecci e commerciali.

Per il prolungamento della diga foranea e la formazione del pennello per la foce fluviale, si prevede di utilizzare classiche scogliere con nucleo in tout venant e mantellate di protezione, semplicemente in massi naturali per le parti interne e a tetrapodi per i tratti esposti. Le scogliere prevedono profondità di imbasamento massime a -9.50 m dal l.m.m., in relazione all'andamento del fondale naturale.

La darsena pescherecci viene ottenuta attraverso la realizzazione di una diga a scogliera, con asse curvilineo, imbasata a -4, -5 metri dal l.m.m., con mantellata di protezione a massi naturali, e banchine interne a cassoncini con celle antirisacca. I fondali della darsena sono a -4 m, la quota dei piazzali è fissata a + 2.50 m.

Le banchine commerciali sono anch'esse costituite con cassoni, a doppia fila di celle, imbasati a -8,50m e piazzali a tergo con piano di lavoro a + 2,50m.

Tenuto conto dei diversi usi delle aree di sviluppo dei porti peschereccio e commerciale, i dragaggi necessari dovranno garantire fondali di – 8 metri nel porto commerciale, con il raggiungimento delle profondità massime di imbasamento dei muri di sponda, fondali di – 5m e di – 4 m rispettivamente nell'avamporto e nella darsena del porto peschereccio, come pure per il tratto terminale della foce fluviale.

4. I terreni presenti

La natura dei terreni presenti nell'area dove ricadranno le opere previste dal Nuovo PRP risulta dall'esame della documentazione reperita che si riferisce alla realizzazione delle opere del Porto esistente ed in particolar modo quella relativa alla costruzione della attuale diga foranea predisposta per conto del Genio Civile per le Opere Marittime di Ancona, nel 1988. In tale contesto infatti vennero praticati, proprio nell'area di interesse numerosi sondaggi del sottosuolo, con prelievo di campioni indisturbati ed analisi di laboratorio.

Da tale documentazione emerge come il sottosuolo sia caratterizzato da una successione di depositi recenti, dovuti alla sovrapposizione della dinamica costiera e di quella fluviale del F. Pescara, che a loro volta ricoprono i terreni più antichi di piattaforma, di origine marina.

I terreni recenti, nel dettaglio, sono costituiti da un primo deposito di sabbie costiere, con spessore variabile fra 20 e 30 metri dalla costa verso mare, sovrapposto ad un banco di limi e argille torbose di potenza fino a 25 metri. Un deposito di ghiaie fluviali con spessore variabile fra 5 e 7 metri, completa quindi il pacchetto dei terreni presenti nel sottosuolo fino alla profondità di circa 50 m dal l.m.m. .

Al disotto di queste profondità si ritrova la formazione delle Argille grigio-azzurre, di origine pliocenica, le cui caratteristiche di compattezza sono ben note nella letteratura specialistica e che per questo costituisce il sicuro basamento solido che sostiene i terreni più superficiali.

4.1. Caratterizzazione geotecnica dei depositi di interesse per le opere

Tenuto conto della documentazione disponibile, la migliore caratterizzazione geotecnica dei terreni è quella che è stata sviluppata nell'ambito del progetto del "Ponte del Mare" e di cui una sintesi è disponibile nella Relazione Geologica del dott. Rossetti, già precedentemente citata. Molti dati sono possono essere reperiti anche dall'indagine geognostica realizzata dal Genio Civile Opere Marittime per la progettazione della diga foranea esistente, anche se non sempre le risultanze sperimentali appaiono pienamente congruenti con la natura dei materiali rinvenuti.

Limitandoci a considerare i depositi di interesse per le opere previste nel piano regolatore, ovverosia i due depositi recenti delle sabbie e delle argille limose, è possibile risalire ad un quadro sufficientemente chiaro dei parametri geotecnici:

Sabbie costiere

Trattasi di un deposito a granulometria omogenea, con valori di N_{SPT} che risultano piuttosto elevati verso terra, $N_{SPT} > 30$ colpi e talvolta a rifiuto, mentre dalle indagini a mare, il valore medio di N_{SPT} è risultato pari a 23 (cfr Nota integrativa del consulente geotecnico Ing. Micucci, progetto diga foranea). Prendendo come riferimento i valori più bassi, probabilmente più appropriati alla collocazione delle opere in programma per il Nuovo Piano Regolatore, valori che corrispondono ad un livello di sforzo efficace fra 100 e 150 kPa, si può dedurre che le sabbie presentano densità relativa intorno al 40%. Conseguentemente si possono adottare i seguenti parametri geotecnici indicativi:

peso di volume $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

angolo di attrito $\phi' = 35^\circ$.

Per quanto riguarda la rigidezza, le correlazioni fra N_{SPT} e valori dei moduli non sono affidabili; è però possibile, in alternativa, stimare un valore della resistenza alla punta penetrometrica statica q_c in funzione della densità relativa e della profondità di prova e ricavare il modulo E' con la correlazione relazione empirica $E' = 4 q_c$; inoltre si può fare riferimento ai risultati di una prova dilatometrica (DMT) riportata dalla relazione geologica per il Ponte del Mare, da cui si ricava

direttamente un valore del modulo edometrico E_{ed} . I risultati che si ottengono nei due casi sono confrontabili. Nel primo caso si assume $q_c = 5$ MPa e quindi risulta $E' = 20$ MPa; nel secondo caso (cfr fig. 7 della citata relazione) la prova DMT fornisce valori di E_{ed} compresi fra 10 e 15 MPa. Riassumendo si propongono i seguenti parametri per caratterizzare le sabbie di spiaggia:

Tabella I

STRATO	LITOTIPO	spessore (m)	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	E' (MPa)
1	Sabbie di spiaggia	20-30	18	35	10-15

Limo e argille torbose

Il deposito limo argilloso è uno strato piuttosto potente, oltre 25 metri, di terreni compressibili, normalmente consolidati. La composizione granulometrica indica una presenza equivalente di limo ed argilla. Il contenuto in acqua è però poco variabile con la profondità. I valori oscillano fra 50% nei primi metri dello strato per scendere intorno a 30% alla massima profondità di indagine. Il peso di volume è piuttosto alto, fra 18 e 19 kN/m³. Valori tipici del limite liquido W_L variano fra 40 e 50; il limite plastico W_p si mantiene costante, intorno a 20. Le proprietà meccaniche del deposito si possono ricavare dai grafici di sintesi presentati nella relazione geologica sul Ponte del Mare. Gli angoli di attrito sono compresi fra 22° e 24°; la coesione non drenata è variabile linearmente con la profondità secondo la relazione $C_u = 0.23 \sigma'_{vz}$ tipica di argille normalmente consolidate poco plastiche. Sempre prendendo a riferimento i risultati delle prove dilatometriche, i moduli edometrici variano linearmente con la profondità, risultando molto bassi alla sommità dello strato, fino al massimo di 15 MPa a 30 metri di profondità. Risultando IP variabile fra 20 e 30, con punte massime anche di 40, è ragionevole adottare fra resistenza non drenata e modulo non drenato la correlazione empirica $E_u = 400 C_u$, da cui risulta, a 30 metri di profondità (dove $C_u = 60$ MPa) $E_u = 24$ MPa, congruente con il valore del modulo edometrico prima individuato.

Riassumendo, si propongono i seguenti parametri per caratterizzare il deposito di limo e argille torbose :

Tabella II

STRATO	LITOTIPO	spessore (m)	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	Eed (MPa)	Cu	Eu
2	Limi e argille torbose	25	18-19	22-24	2-15	$0.23\sigma'_{vz}$	400 C _u

5. Problematiche geotecniche connesse con le opere in progetto

Sulla base delle, ancorché generiche, indicazioni sulla natura dei terreni presenti, e sulla presente stima delle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni che saranno direttamente interessati per la fondazione delle opere del Nuovo Piano Regolatore, appare possibile anticipare, nei vari casi, le principali problematiche geotecniche che dovranno essere affrontate in sede di progetto.

5.1. Idoneità del sito ad accogliere le nuove opere

Le Nuove Norme Tecniche sulla Costruzioni individuano, al § 6.12 Fattibilità di Opere su Grandi aree, i criteri di carattere geologico e geotecnico da adottare nel progetto di insiemi di manufatti e interventi che interessano ampie superfici, in cui rientra il caso della progettazione di opere marittime e di difese costiere. In particolare, il § 6.12.1 indica che gli studi geologici e la caratterizzazione geotecnica devono essere estesi a tutta la zona di possibile influenza degli interventi previsti al fine di accertare la compatibilità del territorio alla specifica destinazione d'uso. A questo scopo le indagini e gli studi devono caratterizzare la zona di interesse in termini di pericolosità geologica intrinseca per processi geodinamici interni (sismicità) ed esterni (erosione).

Entrambi gli aspetti evidenziati, sismicità ed erosione, pongono dei vincoli alla fattibilità delle opere che necessariamente devono essere considerati proprio nell'ambito della elaborazione di un Piano Regolatore: trattasi infatti di aspetti di carattere generale che influenzano tutte le scelte fondamentali future, sia

sull'assetto geometrico delle opere portuali in progetto, sia quelle relative alla scelta dei materiali e della preparazione dei terreni di fondazione.

Gli studi di carattere marittimo generale, sviluppati nell'ambito delle altre relazioni specialistiche, affrontano tutti i problemi progettuali posti dalle dinamiche fluviali e costiere e non sono necessarie ulteriori considerazioni sui possibili effetti dell'erosione, o più in generale, del trasporto solido delle correnti fluviali e marine anche a seguito delle modifiche morfologiche e geometriche della costa, conseguenti alle nuove opere. Una qualche considerazione specifica è però necessaria con specifico riferimento alla sismicità dell'area in cui ricadono le opere del Nuovo Piano Regolatore.

5.2. Risposta sismica del sito

Le NTC_2008 forniscono i criteri generali per la valutazione delle azioni sismiche di progetto, a partire da una valutazione della “pericolosità sismica di base”, in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, tenendo conto della particolare strategia di progettazione delle opere.

La “pericolosità sismica di base” può essere stabilita accedendo al reticolo sismico nazionale messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/> entrando con le coordinate geografiche del sito di progetto (per la città di Pescara: 42,461 latitudine e 14,211 longitudine).

Per definire la strategia di progettazione, in sostanza si deve scegliere il valore della Vita nominale delle opere in progetto e la relativa Classe d'Uso, in modo tale che resti così stabilito la vita di riferimento per la costruzione. Nel caso di opere di importanza strategica come quelle in progetto, la vita nominale V_N deve essere superiore a 100 anni (caso 3 delle norme: grandi opere infrastrutturali e di importanza strategica) mentre, per quanto riguarda la classe d'uso, fra le quattro possibili suddivisioni previste dalla Norma, si può ipotizzare che le opere ricadano quanto meno in III classe o, preferibilmente in IV, se si vuole assegnare alle opere un livello di importanza critica, tipico delle vie di comunicazione che devono mantenersi attive anche in caso di calamità naturale.

Una volta stabilita l'azione sismica di base, l'azione sismica di progetto si ottiene tenendo conto dei fattori di amplificazione che dipendono dalla topografia (S_T pari a 1 per superficie pianeggiante, come nel caso specifico) e dal tipo di terreno (S_S), in base alla categoria del sottosuolo nel volume significativo, cioè nella parte di sottosuolo interessata dalla presenza del manufatto. Quest'ultima dipende dalla dimensione e dalla tipologia delle opere in costruzione. Per rilevati di forma trapezia, con larghezza massima alla base di 30-40 metri, si ritiene che la profondità significativa sia comparabile con la larghezza massima di base, quindi circa 40 metri. In tal caso, i terreni di fondazione delle opere sono sostanzialmente riconducibili ai depositi recenti di sabbie limose superficiali o di limi e argille più profonde, con buona approssimazione classificabili di categoria C, cui corrisponde il valore $S_S = 1,5$. Qualora le opere geotecniche dovessero assumere dimensioni trasversali maggiori di 30 metri, tenuto conto che nel volume di terreno significativo potrebbe aumentare il peso del deposito limo argilloso, più scadente e che, preso singolarmente, ricadrebbe in categoria "D", la scelta dei valori del coefficiente di amplificazione dovrà essere opportunamente rivalutata.

Tenuto conto delle precedenti considerazioni è quindi possibile ricavare le accelerazioni massime orizzontali su suolo rigido a_g (azione sismica di riferimento) per i diversi stati limite previsti dalla normativa:

SLO: stato limite di operatività (tempo di ritorno 181 anni)

SLD: stato limite di danno (tempo di ritorno 302 anni)

SLV: stato limite di salvaguardia della vita (tempo di ritorno di 2475 anni)

SLC stato limite di collasso (tempo di ritorno di 2475 anni).

Con riferimento all'area portuale di Pescara, i valori di a_g che si ottengono sono dunque quelli riportati nella seguente tabella, al variare del particolare stato limite considerato:

Tabella III

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC-07"

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	181	0,093	2,508	0,351
SLD	302	0,112	2,517	0,361
SLV	2475	0,234	2,555	0,393
SLC	2475	0,234	2,555	0,393

L'azione sismica di progetto si ottiene invece applicando i fattori di amplificazione topografica S_T e di amplificazione locale S_S alle accelerazioni di riferimento, per ricavare l'accelerazione massima reale al suolo. A titolo di esempio, si riporta nella seguente figura il confronto fra i diversi valori delle accelerazioni di riferimento e di progetto, per il solo caso dello stato limite di danno (SLD), tramite i rispettivi andamenti degli spettri elastici che si possono ricavare in base alla Normativa.

In particolare, i valori di a_g della tabella corrispondono a quelli che si possono ottenere dallo spettro elastico di riferimento in corrispondenza della ascissa $T=0$ (curva intermedia); le accelerazioni di progetto si ottengono invece dallo spettro di progetto, sempre per $T=0$, e sono pari a **0.138g, 0.168g, 0.313g, 0.313g** per gli stati limite SLO, SLD, SLV e SLC rispettivamente.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato: SLD info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo: C info

Categoria topografica: T1 info

$S_S =$ 1,500 info

$C_0 =$ 1,470 info

$h/H =$ 1,000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

$S_T =$ 1,000 info

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento ξ (%): 5 info

Fattore q_0 : 3 info

$\eta =$ 1,000 info

Regol. in altezza: sì info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q : 1,5 info

$\eta =$ 0,667 info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

$S_{a,0}$ [g]

$S_{a,v}$ [g]

S_e [g]

☒ Spettro di progetto - componente orizzontale

☒ Spettro di progetto - componente verticale

☒ Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Tenuto conto dei valori massimi delle accelerazioni al suolo imposte dalla Normativa secondo gli spettri convenzionali, il dimensionamento di opere geotecniche con i metodi pseudostatici è in genere piuttosto oneroso. In alternativa, la Norma consente di procedere con l'uso di metodi di analisi dinamica ma, per questo (cfr §3.2.3.6), è richiesto che si faccia riferimento ad accelerogrammi reali.

A tal fine, tenendo conto delle economie sui dimensionamenti delle opere che ne potrebbero derivare, è *utile che l'Amministrazione costituisca una specifica banca dati che contenga le registrazioni di terremoti reali*, rilevati da stazioni di misura poste su siti che abbiano caratteristiche geotecniche confrontabili con quelle dell'area portuale.

5.3. Stabilità nei confronti della liquefazione

Le Nuove Norme Tecniche, al § 7.11.3.4.2, indicano le circostanze sperimentali che consentono di omettere la verifica alla liquefazione dei terreni di fondazione delle opere. In base ai dati geotecnici disponibili, tali circostanze non si verificano per il sito del porto di Pescara ed è certamente necessario prevedere una campagna di indagine che consenta, in sede di progettazione delle opere, di ricavare tutti i parametri necessari a verificare le condizioni di stabilità rispetto a questo fenomeno particolare.

I fenomeni di liquefazione sotto sisma potrebbero riguardare sia il terreno di fondazione delle opere a scogliera e dei muri di sponda, sia i terrapieni, qualora questi non vengano sufficientemente addensati.

Per quanto riguarda il terreno di fondazione delle scogliere e dei muri di sponda, ci si riferisce in particolare al deposito di sabbie recenti, che si ritrova dal fondale fino a quota massime di -30m dal l.m.m. In base ai dati disponibili, le sabbie presentano una granulometria piuttosto omogenea, caratterizzata da coefficienti di uniformità tendenzialmente inferiori a 3.5, quindi classificabili uniformi secondo la normativa; inoltre, sebbene non sia stato possibile reperire i risultati di analisi granulometriche sulle sabbie eseguite in occasione del progetto della attuale diga foranea, la granulometria attesa ricade pienamente all'interno del fuso granulometrico stabilito dalle Norme per l'obbligatorietà della verifica nei confronti dei fenomeni di liquefazione.

Tenuto conto di queste necessità, per l'organica prosecuzione delle attività di progettazione, è importante che l'Amministrazione preveda sin da ora l'esecuzione di una campagna di indagine geognostica che comprenda prove penetrometriche statiche tipo CPT o meglio CPTU, per verificare lo stato di addensamento dei depositi per almeno 30 metri al disotto dell'attuale fondale. Le prove penetrometriche statiche infatti, costituiscono oggi il migliore strumento di indagine possibile per una valutazione del potenziale di liquefazione nei casi applicativi.

6. Fondazioni delle opere e problematiche relative

6.1. Opere a gettata: diga foranea e diga del porto pescherecci

In base a quello che è possibile dedurre dalla documentazione esaminata, i fondali attuali nell'area dove ricadranno le opere del Nuovo Piano Regolatore risultano costituiti direttamente dal deposito di sabbie costiere, mediamente addensato. In tali condizioni, ovviamente da verificare con una campagna geognostica di dettaglio, non sembra necessario ricorrere ad una preventiva preparazione del piano di fondazione delle opere a gettata. L'intrinseca deformabilità delle opere consente infatti di assorbire, senza particolari problemi, le conseguenze di eventuali disomogeneità locali del sedime naturale. In tutti i casi è opportuno prevedere, in fase di progettazione, che i rivestimenti protettivi delle scogliere, mantellate a massi naturali o a tetrapodi, siano fondate su una canaletta di pietrame, scavata nel fondale, di spessore almeno 1 metro, ovvero protette al piede da una berma di appoggio, sempre realizzata in pietrame.

Considerando in questa sede solo le opere a scogliera più impegnative, in base alla configurazione geometrica ipotizzata in sede di piano regolatore, queste si sviluppano in altezza da quota + 5 a quota -9,50 rispetto al l.m.m. La corrispondente pressione massima sul fondale è dell'ordine di 200 kPa.

I carichi sul terreno appaiono pertanto del tutto compatibili con la resistenza che può offrire il deposito di sabbie mediamente addensate. La loro diffusione in profondità esclude poi qualunque rischio di fenomeni di rottura anche con riferimento ai depositi limo argillosi meno consistenti, presenti in media a 20-30 metri sotto il fondale, con spessori variabili fra 20 e 25 metri.

Per quanto riguarda gli assestamenti, la dimensione trasversale della diga, intorno ai 40 metri, implica che le deformazioni del sottosuolo potranno manifestarsi anche a grande profondità, più o meno comprendendo l'intero pacchetto dei depositi recenti, ovverosia le sabbie costiere e i limi argillosi sottostanti. La caratterizzazione geotecnica già illustrata per i materiali interessati, permette di ricavare una stima approssimata degli assestamenti attesi:

Si procede considerando il contributo sia del deposito di sabbie, sia dello strato di argille compressibili, normalmente consolidate; i depositi più profondi, ghiaie e argille plioceniche, non daranno in nessun caso alcun contributo al cedimento finale dell'opera, per il valore elevato dei rispettivi moduli di rigidezza:

- per la sabbie si adotta un modello rappresentativo semplicemente elastico lineare:

$$\delta = \frac{qB}{E'} \times I \left(\frac{H}{B} \right) = \frac{200 \times 40}{15000} \times 0,2 \approx 0,11m$$

essendo:

q: pressione media sul fondale , pari a 200 kPa

B: larghezza di base, pari a 40 m circa

H: spessore dello strato deformabile (le sabbie) che si assume pari a 20 m

I: coefficiente di influenza, pari a 0,2 per $H/B = 0,5$

E': modulo di Young del mezzo elastico pari a 15 MPa.

- per le argille si effettua una stima del cedimento edometrico, tenendo conto della variabilità del modulo edometrico con la profondità e gli incrementi di sforzo $\Delta\sigma'_z = qI(z/a)$ calcolati con l'ipotesi di carico uniformemente distribuito sul semispazio elastico lineare isotropo:

$$\delta_{ed} = \sum \frac{\Delta\sigma'_z}{E_{ed}(z)} \Delta z$$

Tabella IV

z (m)	Δz (m)	z/a	I	$\Delta\sigma'_z$ (kPa)	E_{ed} (kPa)	$\Delta\delta$ (m)
25	10	0.625	0.95	185	4600	0.402
35	10	0.875	0.8	156	9800	0.159
45	5	1.125	0.75	146	15000	0.05
contributo al cedimento totale = $\sum \Delta\delta$						0.61

Il calcolo sviluppato permette quindi di anticipare un cedimento complessivo finale dell'opera a gettata più importante, inferiore al metro, dell'ordine dei 70 cm.

Per il completo sviluppo del cedimento, si dovrà attendere il tempo necessario allo esaurimento dei fenomeni di consolidazione del deposito di argille limose. Tenuto conto della presenza delle ghiaie alla base del deposito, si può ipotizzare che il percorso di filtrazione sia pari alla metà dello spessore dello strato di argille, quindi circa 12,50 m. Per quanto riguarda invece le caratteristiche di consolidazione, le prove edometriche condotte per il progetto della diga foranea sembrano indicare che i valori di C_v sono compresi fra $2 \cdot 10^{-4}$ e $5 \cdot 10^{-4}$ cm²/s. Tale stima appare errata per difetto in base alle caratteristiche di plasticità proprie del materiale. Valori più appropriati di C_v sono compresi fra $5 \cdot 10^{-3}$ e $2 \cdot 10^{-2}$ cm²/s. Il tempo per lo sviluppo del 90 % del cedimento finale può quindi essere stimato con la classica espressione $t_{90} = (0.848 \times H^2)/C_v$, che fornisce per t_{90} un valore intorno a 2 anni. In tal caso, si può ragionevolmente ipotizzare, che il cedimento si esaurisca nel tempo di costruzione dell'opera o poco dopo.

6.2. Muri di sponda e terrapieni

Le nuove banchine portuali sono realizzate con cassoni a una o a più file di celle, con quota di calpestio dei piazzali a + 2.50m sul l.m.m.. In relazione ai fondali di progetto, le opere più impegnative sono quelle per il sostegno dei terrapieni delle banchine commerciali, dove sono previsti muri di sponda di altezza complessiva di 10.5 m (fra quote -8.0m e + 2.50m). Le sezioni di progetto prevedono in questi casi l'impiego di cassoni di larghezza 11.5 m, quindi ampiamente sufficienti a garantire l'assorbimento di tutte le azioni di progetto: spinta del terrapieno con sovraccarichi adeguati alle funzioni commerciali della banchina, azioni sismiche, tiro alla bitta. A tergo dei cassoni viene posto pietrame e quindi tout venant o materiale proveniente dai dragaggi.

Con specifico riferimento al calcolo delle azioni sismiche, le Nuove Norme indicano la possibilità di effettuare l'analisi delle opere di sostegno con il metodo pseudostatico. Per i diversi stati limite considerati, si dovranno calcolare i

coefficienti sismici orizzontali k_h e verticali k_v , attraverso le due espressioni fornite dal testo della Norma:

$$k_h = \beta_m a_{\max}/g \quad \text{e} \quad k_v = \pm 0,5 k_h$$

dove il fattore β_m riduce il coefficiente sismico quando *l'opera di sostegno può subire spostamenti rispetto al terreno a tergo*. In questo caso, il valore di β_m va scelto in relazione ai valori della accelerazione su suolo rigido riportati nella Tabella III, per i diversi stati limite. Qualora l'opera non possa subire spostamenti, per esempio in presenza di vie di corsa di gru poste sull'opera di sostegno e sul terrapieno, *il coefficiente β_m va posto uguale a 1*.

Sotto un profilo del tutto generale pertanto, le banchine non presentano particolari problematiche geotecniche. La stabilità dei cassoni è assicurata dalle ampie dimensioni della base di appoggio; cedimenti potranno verificarsi per i cassoni più impegnativi ma, poiché il deposito di argille limose non sarà interessato da sensibili incrementi degli sforzi verticali, i valori attesi non superano i 10 cm. Particolare cura dovrà però essere dedicata nella preparazione dei piani di posa, soprattutto per eliminare locali disomogeneità del terreno di appoggio del cassone; a tal fine è utile prevedere una canaletta di bonifica di almeno 1 metro di spessore, da riempire con pietrame scelto e ben sistemato.

L'aspetto più delicato delle banchine è rappresentato invece dal riempimento a tergo dei cassoni, in particolare dalla natura del materiale che verrà utilizzato. Certamente idoneo è il tout venant di cava, ma in linea generale, appare pienamente idoneo anche il materiale proveniente dai dragaggi, previa una verifica preliminare dell'assortimento granulometrico reale. In relazione infatti ai vincoli di progetto imposti dalle Nuove Normative ed in particolare alla necessità di escludere il rischio di liquefazione sotto azioni sismiche, dovrà essere accuratamente verificata la addensabilità del materiale proveniente dai dragaggi con riferimento agli obiettivi di addensamento che dovranno essere raggiunti per le azioni sismiche previste. Tali proprietà dovranno essere accuratamente verificate in fase di progetto, attraverso le necessarie determinazioni sperimentali, valutando l'opportunità di correzioni sulla granulometria dei

materiali di dragaggio ovvero la necessità di particolari procedure di posa in opera con la previsione di un intervento di miglioramento.

7. Programmazione delle indagini e dei monitoraggi

Le esperienze maturate nell'ambito dei lavori marittimi, nella progettazione, nella costruzione e nella risoluzione delle problematiche conseguenti al comportamento delle opere in esercizio, mostrano che la maggior parte delle difficoltà e dei problemi possono essere anticipati ed evitati, quando è possibile disporre per tempo di tutte le necessarie conoscenze sul quadro geotecnico in relazione ai requisiti prestazionali definiti per le opere.

Nel caso specifico, le conoscenze disponibili sono certamente sufficienti per un inquadramento generale delle problematiche geotecniche in riferimento alla natura delle opere previste con il nuovo Piano Regolatore Portuale e consentono, sin da ora, di affermare la loro fattibilità e idoneità a soddisfare i requisiti prestazionali e di qualità obiettivo del Piano.

E' però altresì evidente che il quadro geotecnico che è possibile ricostruire sulla base dei dati e delle indagini esistenti è del tutto insufficiente per una progettazione definitiva delle opere. Nel caso delle opere marittime, per la notevole influenza che le problematiche geotecniche possono avere sulla definizione delle quantità di materiale necessarie per la realizzazione dei vari interventi, si pensi ad esempio alla difficoltà di stimare i volumi di riempimento per un'opera a gettata in presenza di possibili assorbimenti di materiale nel fondale o in conseguenza dei cedimenti del terreno di fondazione, le incertezze del quadro geotecnico si riflettono direttamente in incertezze del quadro economico ed in sostanza nella possibilità di valutare i costi delle opere con ragionevole certezza.

Per questo motivo è bene che nelle more dei processi di approvazione ed attuazione del Piano, l'Amministrazione provveda ad avviare per tempo gli studi preliminari alla progettazione, attivandosi per commissionare un'indagine geotecnica finalizzata al dimensionamento preliminare e definitivo delle principali opere infrastrutturali.

L'indagine dovrà avere il carattere di un'indagine geotecnica e non geologica, vale a dire dovrà essere strettamente connessa e finalizzata alla progettazione delle opere. In questo senso, tenendo presente quanto disponibile, in particolare, il lavoro sviluppato per la progettazione del Ponte del Mare, l'inquadramento geologico generale appare già ben definito, fatto salvo quanto risulta sulla sismicità dell'area portuale. In quello studio infatti, risultano sviluppate tutte le considerazioni necessarie a classificare il sottosuolo dell'area portuale con specifico riferimento ai fenomeni di amplificazione sismica locale, ma mancano ad esempio informazioni sulle registrazioni sismiche disponibili, che invece sono necessarie per progettare le opere attraverso analisi di carattere dinamico, e quindi di sfruttare tutte le opportunità concesse dalla Normativa e, se possibile, risparmiare sul costo dell'infrastruttura portuale.

L'indagine geotecnica dovrà invece essere mirata alla caratterizzazione meccanica dei terreni di fondazione delle opere principali, vale a dire dei depositi di copertura recenti, le sabbie costiere e le argille limose più profonde. Le indagini dovranno pertanto interessare il sottosuolo per una profondità sufficiente a raggiungere il sottofondo di ghiaie e di argille plioceniche, presenti a circa 50 metri di profondità dai fondali attuali. E' essenziale che le indagini si sviluppino fondamentalmente a mare, perché i dati disponibili mostrano come gli spessori dei depositi di copertura variano da terra verso mare, come pure le proprietà di addensamento, specie quelle dei terreni che costituiranno l'appoggio delle nuove opere.

Nel dettaglio, la campagna di indagine dovrà comprendere l'esecuzione di un numero sufficiente di carotaggi continui, per coprire tutte l'area dove si svilupperanno le nuove opere, in particolare la nuova darsena pescherecci, il prolungamento della diga foranea, le banchine interne, nella misura di 1 carotaggio ogni 50 metri di sviluppo dell'opera. Nel corso dei carotaggi dovranno essere prelevati campioni indisturbati nei depositi delle argille torbose, da sottoporre a prove di laboratorio per la stima delle caratteristiche di consolidazione e di compressibilità, nonché di resistenza del terreno. In relazione alla omogeneità del deposito, il numero di campioni indisturbati che si ritiene congruo è di almeno 10 unità, a diverse profondità. Inoltre, campioni semi

disturbati dovranno essere prelevati dal deposito delle sabbie costiere, per la necessità di valutare, sotto il profilo meccanico, la possibilità di utilizzare il materiale di dragaggio come terreno di riempimento delle banchine e dei piazzali. Su questi campioni si dovranno svolgere apposite prove di laboratorio per verificare la addensabilità del materiale ed eventualmente di stabilire la necessità di correttivi per migliorarlo. Grande importanza rivestono poi, per la progettazione delle opere, le prove in sito. Sono necessarie a questo proposito un numero sufficiente di prove penetrometriche statiche con piezocono, tipo CPTU. Queste prove consentiranno di valutare le proprietà meccaniche dei terreni in posto ed inoltre quelle idrauliche, per la stima dei coefficienti di consolidazione. In particolare l'uso del piezocono consente di identificare la presenza di livelli permeabili nel sottosuolo ed, in definitiva, di pervenire alla valutazione più realistica possibile del percorso di filtrazione e, conseguentemente, dei tempi di consolidazione.

Le prove penetrometriche potrebbero essere condotte in alternanza a prove dilatometriche, con l'uso del dilatometro piatto (prove DMT). Recentemente questo strumento è stato dotato di appositi sensori sismici e consente di misurare le velocità di propagazione delle onde di taglio. Attraverso l'uso del dilatometro sismico, si potrà produrre una caratterizzazione dinamica del sottosuolo e quindi completare il quadro delle conoscenze dei terreni di fondazione, in funzione di quanto previsto dalle Nuove Normative.

In ultimo, appare importante sottolineare l'importanza di prevedere, nella programmazione delle future attività sperimentali per l'attuazione del Piano Regolatore Portuale, un piano di monitoraggio. Il monitoraggio rappresenta uno strumento conoscitivo che permetterà di valutare la qualità delle opere realizzate, verificando direttamente il soddisfacimento dei requisiti imposti dal Committente e previsti in progetto. Le norme dedicano appositi paragrafi al problema del monitoraggio (ad es. §6.2.5) e prevedono che il suo programma sia definito ed illustrato nella relazione geotecnica di progetto.

Procedendo in via del tutto generale, in questa sede si può anticipare che il monitoraggio dovrà essere rivolto alla misura degli assestamenti nel tempo delle

opere principali, diga foranea e banchine interne per il porto commerciale, nonché alla misura degli spostamenti planimetrici dei muri di sponda. Periodici rilievi con sub bottom profiler nel corso della costruzione delle opere a gettata consentirà di valutare i volumi di materiale posto in opera e facilitarne la contabilizzazione. Inoltre, per le banchine a cassone si potrà valutare l'opportunità di installare, nella parete più arretrata dei cassoni, a contatto con il terreno, celle di pressione totale per una misura delle pressioni orizzontali agenti, che potrà tornare utile anche in fase di collaudo.

8. Sintesi conclusiva

Il nuovo Piano Regolatore del Porto di Pescara prevede un'importante ristrutturazione dell'assetto portuale, centrata sulla deviazione del F. Pescara la cui foce viene prolungata per indirizzare i materiali in sospensione verso Est ed evitare il continuo interrimento del porto. Con tale spostamento si vengono a recuperare nuove aree utili, in sinistra della foce, dove si prevede di delocalizzare il porto peschereccio, portandolo in una darsena all'esterno del corso del fiume Pescara, e in destra, dove viene creato un bacino per il porto commerciale. Per attuare il piano dovranno essere costruiti ulteriori segmenti della diga foranea, nuove opere di difesa esterna per il porto peschereccio e nuove banchine interne.

Nella presente relazione viene presentata una disamina delle principali problematiche geotecniche associate alla realizzazione delle nuove opere, alla luce del più recente quadro normativo nazionale stabilito a seguito della emanazione del D. M. 14 gennaio 2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. In particolare viene in primo luogo stabilito il quadro geologico e geotecnico di riferimento, così come risulta dagli elaborati geologici e geotecnici disponibili per questa attività, principalmente riferibili al progetto della attuale diga foranea del 1988 e soprattutto al più recente progetto del Ponte del Mare, del 2007, dove la qualità delle indagini e delle determinazioni sperimentali consente di trarre importanti informazioni sull'assetto del sottosuolo e sui principali parametri meccanici. Passando poi ad esaminare le caratteristiche delle diverse opere necessarie all'attuazione del piano, sono stati affrontati i

principali problemi geotecnici, quali stabilità e funzionalità delle opere, per esprimere una valutazione positiva sulla loro fattibilità e compatibilità con le caratteristiche geotecniche del sottosuolo. Con particolare riferimento all'opera principale, la diga foranea, le analisi di carattere generale condotte sull'opera dimostrano la piena rispondenza ai requisiti di stabilità imposti dalla nuova normativa e che gli assestamenti attesi nel tempo sono quelli tipici per opere marittime della stessa natura. Per quanto riguarda le banchine interne, la tipologia a cassoni prescelta e le dimensioni adottate consentiranno certamente di assorbire con ampio margine le spinte sui muri di contenimento conseguenti alle azioni statiche, marittime e sismiche. Particolare attenzione dovrà essere riposta in sede di progettazione alle scelte sui materiali di riempimento a tergo delle banchine, valutando l'opportunità di utilizzare i materiali provenienti dai dragaggi, eventualmente da miscelare o migliorare in posto. Nell'ambito di questa relazione sono stati quindi indicati i criteri generali per impostare una specifica campagna di indagine per la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, mirata alla risoluzione di tutte le problematiche geotecniche evidenziate. Infine si fa cenno al piano dei monitoraggi, tenendo conto della duplice finalità di verificare la corrispondenza fra ipotesi progettuali e i comportamenti osservati nel tempo, nonché per facilitare il controllo della qualità delle lavorazioni ed il collaudo finale delle opere.

21 Novembre 2008

(Prof. Giuseppe Scarpelli)

