

GES – Geotechnical Engineering Services S.r.l. Spin–Off dell'Università Politecnica delle Marche Via Brecce Bianche, 60131 Ancona tel. +390712204421; e-mail: g.scarpelli@univpm.it



Committente: Autorità portuale di Ancona



"Studi propedeutici alla redazione della relazione geotecnica finalizzata all'adeguamento strutturale della banchina 22 del Porto di Ancona"

Relazione incarico C.I.G. Z701160019

ALSOCOTEC SPA

Consulenti tecnici:

Dott. Ing. Paolo Ruggeri Dott. Ing. David Segato Dott. Ing. Alessandro Vita



PAR-002390-25_09_2015

Consulenti scientifici:

Prof. Giuseppe Scarpelli Dott. Ing. Viviene M.E. Fruzzetti GES Geotechnical Engineering Services



II presidente GES Prof, Giuseppe Scarpelli

	ACONA -	Jul 20
Ns.RIF.	Revisione	Data
2014-APA2-1	Emissione	28-11-2014

Sede legale – Via Brecce Bianche snc – 60131 ANCONA (AN) – Tel. 0712204231 Fax 0712204729 Capitale sociale € 10.000 integralmente versato Registro Imprese di Ancona – C.Fisc. e P.IVA n. 02528430420 – R.E.A. n. 194818





Sommario

1		NORME	DI RIFERIMENTO	5
2		DOCUM	IENTI DI RIFERIMENTO	5
3		DESCRIZ	ZIONE DELLA ATTUALE SITUAZIONE E RICOSTRUZIONE STORICA	
		DESCRIP		
4		CARATT	ERIZZAZIONE GEOTECNICA	16
	4.1	САМР	AGNE DI INDAGINE GEOLOGICO-GEOTECNICHE	16
	4.2	PROVE	E IN SITO: DATI DI CAMPAGNA	19
		4.2.1	Prova penetrometrica dinamica (SPT)	19
		4.2.2	Prova penetrometrica statica (CPTu)	23
	4.3	Mode	LLO STRATIGRAFICO	
		4.3.1	Inquadramento geologico - stratigrafico dell'area	
		4.3.2	Modello stratigrafico alla scala dell'opera	
		4.3.3	Modello stratigrafico da sismica a rifrazione	
	4.4	CARAT	TERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI	
		4.4.1	Caratteristiche fisiche e di classificazione dei terreni	
		4.4.1.1	Granulometria	
		4.4.1.2	Peso specifico dei grani	40
		4.4.1.3	Peso dell'unità di volume	40
		4.4.1.4	Limiti di consistenza	40
		4.4.2	Densità relativa dei depositi incoerenti	41
		4.4.2.1	Densità relativa da prova penetrometrica dinamica (SPT)	41
		4.4.2.2	Densità relativa da prova penetrometrica statica (CPTu)	
		4.4.3	Caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci	
		4.4.3.1	Prove penetrometriche dinamiche (SPT)	
		4.4.3.2	Prove penetrometriche statiche (CPTu)	45
		4.4.3.3	Prove di laboratorio: prove di taglio diretto	
		4.4.3.4	Dati di letteratura	
		4.4.4	Caratteristiche di resistenza in tensioni totali	51
		4.4.4.1	Prove penetrometriche statiche (CPTu)	
		4.4.4.2	Prove di laboratorio in aree limitrofe: prova ad espansione laterale libera	
		4.4.4.3	Dati di letteratura	
		4.4.4.4 ЛЛЕ	Carattaristisha di deformabilità	
		4.4.J		
		4.4.3.1 4 A	5.1.1 Prove nenetrometriche dinamiche (SPT)	
		4.4. 4 4	5.1.2 Prove penetrometriche statiche (CPTu)	
		7.7.		2 di 168



GES – Geotechnical Engineering Services S.r.l. Spin–Off dell'Università Politecnica delle Marche Via Brecce Bianche, 60131 Ancona tel. +390712204421; e-mail: <u>g.scarpelli@univpm.it</u>



4.4.5.2 Moduli operativi: moduli elastici e moduli edometrici							
	4.4.5.2.1	Prove penetrometriche dinamiche (SPT)	58				
	4.4.5.2.2	Prove penetrometriche statiche (CPTu)	59				
	4.4.5.2.3	Prove di laboratorio: prove edometriche	61				
	4.4.5.3 Val	utazione della curva di decadimento della rigidezza per le UNITÀ A, B ed E	61				
4.5	QUADRO SIN	IOTTICO DEI PARAMETRI GEOTECNICI	63				

5 ANALISI NUMERICHE DI CARATTERE GEOTECNICO DEI MASSI SOVRAPPOSTI DELLA BANCHINA

ESISTENTE 64

	5.1	Code	CE DI CALCOLO UTILIZZATO	64				
	5.2	Mod	ELLO GEOTECNICO DELLA BANCHINA ESISTENTE	65				
	5.	5.2.1 Gru semovente di banchina						
	5.	2.2	Fasi simulate nelle analisi	69				
	5.	2.3	Azioni sismiche	71				
	5.3	Risul	TATI DELLE ANALISI	74				
6	A	ANALIS	I DI CARATTERE GEOTECNICO DELL'INTERVENTO DI ADEGUAMENTO	79				
	6.1	CRITE	RI ALLA BASE DELL'INTERVENTO DI ADEGUAMENTO E VALUTAZIONI DI CARATTERE GENERALE	79				
	6.2	Desc	RIZIONE DELL'OPERA	83				
	6.3	SICUF	REZZA DELL'OPERA	84				
	6.	3.1	Quadro normativo	84				
	6.	3.2	Verifiche di sicurezza	85				
6.3.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU e SLV)								
		6.3.2.2	2 Verifiche delle prestazioni (SLE e SLD)	87				
	6.	3.3	Approcci progettuali	88				
	6.4	Azioi	NI DI RIFERIMENTO PER L'ANALISI DELLA BANCHINA	88				
	6.	4.1	Tiro alla bitta	88				
	6.	4.2	Sovraccarico distribuito variabile	89				
	6.	4.3	Gru semovente di banchina	89				
	6.	4.4	Azioni sismiche	92				
		6.4.4.1	Azione sismica con il metodo pseudostatico	96				
		6.4.4.2	2 Componente 1: Inerzia del terreno	97				
		6.4	.4.2.1 Effetti inerziali nel terreno: accelerazione alla mesh	97				
		6.4	.4.2.2 Effetti inerziali nel terreno: valutazione attraverso il ΔK _{AE}	98				
	6.4.4.2.3 Componente 2: inerzia dovuta ai massi della banchina esistente							
		6.4	.4.2.4 Componente 3: inerzia dovuta a solettone e sovraccarichi	100				
		6.4	.4.2.5 Componente 4: azione idrodinamica	101				
	6.5	Сом	BINAZIONE DELLE AZIONI	. 102				





	6.6	ANAL	si numerica dell'intervento (Concio 2 - Intermedio)	103
	e	5.6.1	Definizione del modello geotecnico per le analisi numeriche	103
		6.6.1.1	Modellazione semplificata del sistema di contrasto ai carichi orizzontali (molla orizzontale)	106
		6.6.1.2	Modellazione semplificata dell'effetto dei pali ai carichi verticali (3 molle verticali)	110
	е	5.6.2	Fasi delle analisi numeriche	112
	e	5.6.3	Risultati delle analisi numeriche	113
		6.6.3.1	Risultati delle analisi di sicurezza (SLU/SLV)	113
		6.6.3.2	Risultati delle analisi di funzionalità (SLE/SLD)	116
		6.6.3.3	Verifica della stabilità globale del sistema	119
	е	5.6.4	Verifica dei pali ai carichi orizzontali	122
	e	5.6.5	Verifica dei pali ai carichi verticali	124
		6.6.	5.1.1 Verifica palo c.a. Concio 2 - Intermedio (Sezione tipo di analisi della banchina)	124
		6.6.	5.1.2 Verifica palo in acciaio Concio 2 - Intermedio (Sezione tipo di analisi della banchina)	127
		6.6.	5.1.3 Verifica palo c.a. Concio 3 - Di testata	129
		6.6.	5.1.4 Verifica palo c.a. Concio 1 - Di radice	131
		6.6.5.2	Verifica degli ancoraggi	133
7		ANALIS	PRESTAZIONALE DELL'INTERVENTO DI ADEGUAMENTO: APPROCCIO GEOTECNICO	136
•				144
ō		ANALIS	PRESTAZIONALE CON APPROCCIO STRUTTURALE: COSTANTE DI SUTTUFUNDO	144
	8.1	COST	ANTI DI REAZIONE IN DIREZIONE ORIZZONTALE PER I PALI DI FONDAZIONE DEL SOLETTONE	144
	8	3.1.1	Penalizzazione della costante di reazione per l'interazione tra pali	145
	8	3.1.2	Penalizzazione delle costanti di reazione per l'interazione tra pali e paratia	147
	8.2	Созт	ANTI DI REAZIONE ORIZZONTALE PER LA PARATIA LATO PASSIVO	
	8.3	Rigid	EZZA DELLA MOLLA IN DIREZIONE VERTICALE ALLA BASE DEI PALI	149
	8.4	QUAD	RO SINOTTICO DELLE COSTANTI DI REAZIONE E DELLE RIGIDEZZE	149
~				150
9		ANALIS		150
	9.1	SISM	ICITA' STORICA DELL'AREA	150
	9.2	DATA	ABASE "CPTI11"	150
	ç	9.2.1	Zonazione sismogenetica	152
	ç	9.2.2	Magnitudo alla scala dell'area	153
	ç	9.2.3	Magnitudo alla scala di sito: analisi di disaggregazione	154
	9.3	SUSC	ETTIVITA' ALLA LIQUEFAZIONE DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE	155
	9.4	VALU	ITAZIONE DEL RISCHIO LIQUEFAZIONE	158
	9.5	CON	SIDERAZIONI RISPETTO A POSSIBILI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE	162
	-			
10)	CONCLU	JSIONI	164





INTRODUZIONE

La presente relazione costituisce il documento di sintesi finale relativo all'incarico affidato nell'ottobre 2014 dall'Autorità Portuale di Ancona (C.I.G. Z701160019) alla società G.E.S. srl e che ha come oggetto "*Studi propedeutici alla redazione della relazione geotecnica finalizzata all'adeguamento strutturale della banchina 22 del Porto di Ancona*".

1 NORME DI RIFERIMENTO

- a) Legge 5 novembre 1971, n.1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica";
- b) Legge 2 febbraio 1974, n.64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- c) D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" (Suppl. Ord. alla G.U. 4-02-2008, n.29);
- d) Circolare 2 febbraio 2009 n.617 C.S.LL.PP "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008".

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- e) **Ottobre 2014** G.E.S. srl Assistenza ed Analisi Tecniche ai fini delle verifiche delle condizioni di staticità delle banchine di ormeggio navale n. 22 e n. 21 del Porto di Ancona.
- f) Luglio 2014 VICENZETTO s. r. l., Committente: AP PORTO DI ANCONA Banchina 22 Indagini geognostiche, Prove geotecniche di laboratorio
- g) Luglio 2012 Studio di geologia Dott. Taddei, Committente: AP, Relazione geologica e geotecnica a corredo del progetto per l'istallazione di una torre faro in corrispondenza della Banchina n° 22 del porto di Ancona.
- h) **Ottobre 2006** METHODO, Committente: AP, Indagini geognostiche e geofisiche eseguite per il completamento della banchina rettilinea presso il porto di Ancona
- i) **Settembre 1998** Laboratorio geomeccanico Orazi (PS), Commitente: AP, Scala di Alaggio Prove geotecniche.
- j) **Settembre 1998** Laboratorio geomeccanico Orazi (PS), Commitente: AP, Banchina 17 Prove geotecniche.





- k) Agosto 2014 GEOMARINE s. r. l. Rilievi batimetrici multibeam delle banchine 21 e 22 del Porto di Ancona
- I) 1929 Carta nautica del Porto di Ancona (presso Autorità Portuale di Ancona)
- m) 1937 Molo Sud Date di collocamento in opera (presso Archivio di Stato AN b8 fasc. 1/8)
- n) **1947 -** "Fondazioni dei binari di scorrimento di gru elettriche da 3 a 6 tonn. da impiantare sul molo sud del porto di Ancona" (*presso Archivio di Stato AN b8 fasc. 1/8*)
- o) 1952 Progetto n°6 relativo alla perizia 30663 del 21.11.1952 avente ad oggetto "Porto di Ancona ripristino delle sovrastrutture delle banchine 20, 21 e 22". (presso Archivio di Stato PROG. b01, fasc.1/7 n° Unità 521)
- p) 1965 Progetto n°1245 relativo alla perizia n°22134 del 12.12.1964 avente ad oggetto "Completamento dei lavori di consolidamento della banchina n° 11 e riparazione delle sovrastrutture delle Banchine n° 21 e 22" (presso Archivio di Stato AN b8 fasc 1/8) PROG. b.342 fasc. ¼ n° unità 862)
- q) 1975 Progetto n°2347 relativo alla perizia n°3131 del 13.03.1975 avente ad oggetto "Riparazione dei danni provocati dal terremoto alle sovrastrutture della banchina 22" (presso Archivio di Stato AN b8 fasc. 1/8) PROG. b.724 fasc.1/6-n°unità 1249).
- r) 1976 Progetto dei lavori per la costruzione della Darsena delimitata dalla Banchina 23-24-25.
 Relazione geotecnica e verifica di stabilità delle opere di fondazione redatto: Prof. Pietro Colombo Allegato 4 del 26/06/1976.





3 DESCRIZIONE DELLA ATTUALE SITUAZIONE E RICOSTRUZIONE STORICA

La Banchina 22 è una banchina operativa di carico-scarico a massi pilonati, di 200 m circa di sviluppo. E' situata lungo il margine interno del molo Sud del porto ed è destinata alla movimentazione di merci varie. Il piazzale si presenta oggi con importanti avvallamenti del piano viabile nonché evidenti fessure di trazione parallele al marginamento a mare che si ritrovano fino ad un vecchio binario collocato a circa 17 m dal bordo banchina (Figura 1). L'entità dell'abbassamento è maggiore in corrispondenza delle sezioni CD ed EF, con una forma della conca di subsidenza asimmetrica, con il massimo a ridosso dei massi pilonati, che va riducendosi progressivamente verso la testata del molo, dove il bacino di subsidenza risulta simmetrico.

Le fessure di trazione presenti sul piano viabile presentano i margini a spigoli vivi e l'assenza di riempimento tra i lembi delle lesioni, suggerendo che il fenomeno si è prodotto in tempi piuttosto recenti. Nonostante gli interventi di consolidamento del pacchetto stradale realizzati nel Gennaio 2014 in prossimità della sezione EF, i fenomeni di subsidenza sono progrediti nel tempo raggiungendo in 6 mesi (Giugno 2014) un valore di cedimento relativo di circa 3 cm, con massimo di 5 cm al centro della conca (Figura 2). Oltre agli abbassamenti in superficie le osservazioni compiute sui luoghi indicano anche uno spostamento verso mare dell'opera di marginamento, evidente dal disallineamento delle bitte, (vedi Figura 3) e che è sicuramente una delle concause principali del fenomeno di subsidenza osservato sui piazzali retrostanti.



GES – Geotechnical Engineering Services S.r.l. Spin–Off dell'Università Politecnica delle Marche Via Brecce Bianche, 60131 Ancona tel. +390712204421; e-mail: <u>g.scarpelli@univpm.it</u>





Figura 1 - Indicazione del bacino di subsidenza (in rosso a sinistra) in corrispondenza di 3 sezioni



Figura 2 - Curve di subsidenza dei punti monitorati topograficamente nell'area dell'intervento (Gennaio - Giugno 2014)







0m 5 10 15	ē.,				1	*								2	Ļ		5	•		é	5		7	•		۶	3*	e	9	ī		10
	1 0,5 0							. 2	•			3*																				
Dist. progressive		(m)	4,18	5,07	5,54	6,02	5,81	4,69	7,11	7,02	4,87	9,44	5,74	6,60	8,25	5,98	6,01	5,91	6,00	6,27	5,53	6,02	6,33	8,22	7,07	6,44	6,54	7,55	5,90	7,00	8,30	8,36
Dist. parziali		(m)	-00'0	- 4 5	- 9,25 -	- 14,79 -	- 20,81 -	- 26,62	- 15,15	- 38,42 -	44,04	- 10'00	- 59,75 -	- 65,49 -	- 72,09 -	- 80,34 -	- 86,32 -	- 92,33	+7'02 -	- 104,24	-10,011	- =0.001 -	90/221-	128,39	- 136,61 -	- 143,68	- 150,12 -	136,66	- 164,21 -	- 1/0,11	-11///11-	- 185,41 -
Spostamento orizz.		(cm)	- 0'0	n'a	- 11,5-	- 20,5 -	- 30,3	- 40,0	40,0	- 52,6	- 29'5	- 40,5	- 44,5	- 37,4 -	- 31,6 -	- 24,3	- 20,6	- 17,6	0, 1		0, 0 4 1	- 0	3,8	<u></u>		- 4.2	- 52 -	- 9 -	-2.7		ר קייי 	1,2
								5	S1ter						S4										5	35						

Figura 3 - Fotografia del filo a mare della banchina 22 e rilievo topografico del ciglio di banchina che evidenzia la zona di maggiore spostamento

La Banchina n. 22 fa parte, per la quasi totalità della sua lunghezza, dei banchinamenti realizzati negli anni '30-'40 (comprendenti anche le attuali Banchine 19, 20 e 21) ottenuti interrando il lato interno della scogliera che già dalla fine dell' 800 costituiva il vecchio **Molo Sud** del porto di Ancona (in arancio scuro in figura).



Figura 4 - Carta degli interramenti del porto di Ancona (PPE del porto)





I lavori di quel periodo sono documentati in alcune foto dell'epoca. Dalla fotografia di Figura 5 si rileva che la costruzione delle banchine 19, 20 e 21 è iniziata dal lato più avanzato del molo Sud ed è proceduta verso terra.

Le modalità costruttive che risultano dalla fotografie indicano come prima fase la realizzazione del marginamento in massi pilonati e quindi la colmata dell'area retrostante così isolata.



Figura 5 - Lavori di interramento del 1934 (banchine 19, 20 e 21)

Ulteriori informazioni sulla storia della Banchina 22 sono state reperite attraverso una ricerca storica presso l'Archivio di Stato. Nonostante non si sia potuto reperire il progetto originale, un foglio d'epoca riferisce della posa di alcuni massi del cosiddetto Molo Sud nel 1937.

Intorno al 1959 la Banchina 22 è stata prolungata di circa 40 m (vedi indicazione parte B in Figura 6) inglobando la scogliera che ospitava l'antica lanterna del molo.







Figura 6 - Porto di ancona nel 1943 e (in rosso) con sovrapposta la traccia dell'attuale limite dei banchinamenti

La presenza di due diversi tratti della Banchina 22 (tratto A e tratto B) è rilevabile anche visivamente osservando lo stato attuale del paramento verticale ricostruito tramite rilievo multibeam eseguito nel luglio 2014 (Figura 7).



Figura 7 - Rilievo multibeam del paramento verticale della banchina 22 (2014).





Negli anni '80 è stata realizzata la Nuova Darsena, con la costruzione delle banchine 23, 24 e 25 in allargamento verso Nord e verso Ovest e demolizione di un tratto del vecchio molo Sud.

Della testata della Banchina 22 si dispone della sezione tipo che indica un'opera costituita da massi pilonati sormontati da una cella antiriflettente.



Figura 8 - Sezione tipo Nuova Darsena (a sx) e Testata del molo Nuova Darsena (a dx). Sono visibili le celle antiriflettenti

Le condizioni d'uso della banchina 22 sono cambiate più volte nel corso degli anni.

Nel 1947 vennero installate delle gru elettriche su rotaia, con scartamento di 5 m, in grado di caricare il materiale movimentato su vagoni ferroviari. In Figura 9 è riportata una fotografia del 1965 dove sono ben riconoscibili le gru che operavano sulla banchina.







Figura 9 - Fotografia del 1965 delle gru su rotaia operanti sulla banchina 22

Nei successivi decenni numerosi sono stati gli interventi di ripristino del piano banchina.

Tra gli interventi di riparazione sono rilevanti quelli eseguiti nel 1952, a seguito dei bombardamenti alleati del '43, eseguiti con materiali di incerte caratteristiche meccaniche a causa della situazione contingente.

Nel 1964 si interviene nuovamente con interventi di riparazione delle sovrastrutture.

Nel 1975, a seguito del terremoto di Ancona del 1972, si interviene sulla banchina 22 con un progetto di riparazione dei danni provocati dal terremoto alle sovrastrutture della banchina.

Recentemente, i vecchi scaricatori presenti sulla banchina sono stati rimossi, sono stati demoliti i silos cereali retrostanti, e la banchina è utilizzata prevalentemente per la movimentazione di container attraverso moderne gru semoventi (Figura 10)

In assenza della documentazione di progetto, la ricostruzione della sezione tipo della Banchina 22 non è agevole. E' probabile che la sezione tipo originaria fosse quella contenuta in un progetto del 1947 relativo alla costruzione delle "*Fondazioni dei binari di scorrimento di gru elettriche da 3 a 6 tonn. da impiantare sul molo sud del porto di Ancona*" (22 Nov. 1947, Figura 11). Si tratta di un'opera costituita da 4 massi sovrapposti





per tutta la parte sommersa ed una sovrastruttura in calcestruzzo e pietra da taglio per il completamento al di sopra del livello del mare. Il masso di base, di altezza 2,25 m e larghezza 5,0 m sarebbe quindi stato originariamente imbasato alla -8,50 m da l.m.m. I tre massi successivi avrebbero altezza di 2,25 m e larghezza 4,0 m così da pervenire alla quota +0,50 m su l.m.m., quota su cui si impostava il paramento in pietra che realizzava la parte emersa del confinamento a mare.





Figura 10 - Banchina 22 (immagini tratte da Google Earth)



Figura 11 - Probabile sezione tipo della banchina 22





Poiché la ricostruzione della geometria delle opere di banchina e la quota di imposta dei massi sono dati importanti, soprattutto per le valutazioni di idoneità dell'esistente in relazione alla profondità dei fondali, le indagini geologiche – geotecniche del Luglio 2014 hanno previsto anche la realizzazione di una serie di fori di sondaggio attraverso le sottostrutture con recupero del materiale di carotaggio; queste indagini hanno inoltre consentito di identificare i terreni di fondazione presenti subito sotto i massi.

Le recenti indagini indicano come ragionevole la sezione trasversale della banchina di Figura 11 anche se indicano una quota d'imposta dei massi a circa -9,40/-9,50 m da l.m.m. ed una quota del piano di banchina di circa 1,70 m su l.m.m. E' possibile che la diversa quota d'imposta sia attribuibile ad importanti fenomeni di cedimento del piano d'imposta originale che risulterebbero compatibili con le modeste caratteristiche geotecniche del materiale trovato subito al di sotto dei massi. Tali rilevanti assestamenti potrebbero spiegare anche i numerosi interventi di ripristino del muretto di banchina e il fatto che il recente rilievo del paramento individua 4 massi completamente posti al di sotto del livello del mare.

È certo invece che la parte fuori acqua della Banchina 22 è stata più volte ripristinata e riportata in quota nel corso degli anni; questo dato è testimoniato dagli elaborati progettuali e dai libretti delle misure del Genio Civile delle Opere Pubbliche:

- "Completamento dei lavori di consolidamento della banchina n° 11 e riparazione delle sovrastrutture delle Banchine n° 21 e 22" (1965)
- "Riparazione dei danni provocati dal terremoto alle sovrastrutture della banchina 22" (1975).





4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.1 Campagne di indagine geologico-geotecniche

Nel seguito si fornisce la caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti nel volume significativo della banchina 22.

Si è fatto riferimento principalmente ai risultati della campagna di indagine geotecnica programmata e seguita costantemente dagli scriventi nel **Luglio 2014**, così che questa potesse essere ottimizzata sulla base delle risultanze che venivano progressivamente ottenute. L'indagine si è concentrata nella parte di banchina 22 che aveva manifestato i principali dissesti, con lo scopo di indagarne le cause e valutare i possibili interventi.

Per la caratterizzazione ci si è inoltre riferiti alla campagna del 2012, realizzata per la caratterizzazione di terreni di fondazione della Torre faro della Banchina 22, nonché ai risultati di indagini eseguite sulla formazione profonda in aree del Porto e presenti in letteratura.



Figura 12 – Ubicazione delle indagini a cui si è fatto riferimento

La campagna del 2012, comprende:

 n.1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo, eseguito fino alla profondità di -29 m da l.m.m., con esecuzione di prove penetrometriche dinamiche SPT eseguite in foro di sondaggio ogni 5m e prelievo di campione indisturbato a quota -26,4 da l.m.m.





- analisi di laboratorio su n.1 campione indisturbato (Formazione argillosa) comprendente:
 - o analisi granulometriche e limiti di Atterberg;
 - misura di proprietà fisiche quali contenuto d'acqua naturale, peso di volume, peso specifico dei grani, peso di volume del secco, indice dei vuoti, porosità e grado di saturazione;
 - o prova per la determinazione della resistenza non drenata (ELL).

La <u>campagna del Luglio 2014</u>, pianificata dagli scriventi, è stata rivolta sia a ricostruire l'attuale geometria dell'opera, che ha subito numerose modificazioni nel tempo, sia ad indagare la consistenza delle strutture e le caratteristiche meccaniche dei terreni interagenti con l'opera, in special modo i riempimenti a tergo realizzati nel dopoguerra ed i terreni di fondazione.

Le indagini dirette si sono concentrate nella tratta A dove il dissesto si presentava più evidente e l'utilizzo dei piazzali più intenso. I sondaggi sono stati ubicati a distanze diverse dal bordo banchina in modo da intercettare i diversi materiali presenti.

La tratta B risulta non danneggiata in virtù sia di un minor utilizzo che, probabilmente, per le migliori caratteristiche del riempimento legate alla presenza della scogliera della vecchia lanterna, come risulta dal sondaggio S1 della campagna del 2012.

Un'indagine sismica a rifrazione estesa a tutta l'area è stata poi sviluppata per ottenere informazioni estensive lungo lo sviluppo dell'intera opera e confermare la rappresentatività dei dati acquisiti.

Nel corso delle indagini la campagna pianificata originariamente è stata modificata per adattarsi allo stato dei luoghi e ai risultati che via via si andavano acquisendo. In sintesi la campagna è consistita in:

- n.8 sondaggi geognostici a carotaggio continuo con le caratteristiche riportate in tabella; nel corso della perforazione, si sono eseguite prove penetrometriche dinamiche SPT in foro e, ove possibile, misure speditive sulla carota appena estratta con penetrometro tascabile;

Sondaggio	Profondità	Distanza da bordo banchina	Profondità substrato	Note			
	m da p.c.	т	m da p.c.				
S1	20	6	16,4	-			
S1ter	13,5	3,3	-	Preforo CPTu1			
S1 bis	3	3,3	-	Sosteso a 3m da p.c.			
S2	30	14,7	24	-			
S4	27	1,55	23,9	Posa tubo inclinometrico			
S6	9,5	4,9	-	Preforo CPTu3			
S3	28	14,2	25,7	-			
S5	15	1,4	-	-			

Tabella 1 - sondaggi geognostici a carotaggio continuo (campagna 2014)





- n.4 prove penetrometriche statiche con misura delle sovrappressioni interstiziali in fase di avanzamento (CPTu), spinte fino alle profondità indicate in tabella;

Taballa 2		CDT.	offettuete		2014)
Tabella Z -	prove	CPTU	enelluale	(campagna	2014)

Prova	Profondità	Preforo	Distanza da bordo banchina	Note
	m da p.c.	m da p.c.	m da p.c.	
CPTu1	15,65	13,5	3,3	Preforo con S1 ter
CPTu2	21,2	1,5	14,7	-
CPTu3	21,2	10	4,9	Preforo con S6
CPTu4	23,2	23,2	14,2	-

- n.8 stendimenti sismici a rifrazione di cui 4 ortogonali alla banchina e 4 stendimenti consecutivi paralleli alla banchina ed elaborati in una unica linea aventi le caratteristiche indicate in tabella;

Profilo sismico	Tipologia acquisizione	Interdistanza geofoni	N geofoni	Lunghezza complessiva		
	-	т	-	т		
1	onde P	2	24	66		
2	onde P	2	24	66		
3	onde P	2	24	66		
4	onde P	2	24	66		
5-6-7-8	onde P	2	24	264		

Tabella 3 - linee sismiche effettuate (campagna 2014)

- analisi di laboratorio su n.4 campioni indisturbati comprendenti:
 - o analisi granulometriche e limiti di Atterberg;
 - misura di proprietà fisiche quali contenuto d'acqua naturale, peso di volume, peso specifico dei grani, peso di volume del secco, indice dei vuoti, porosità e grado di saturazione;
 - o prove edometriche;
 - prove di taglio diretto.

In Figura 13 è rappresentata la planimetria dell'area con l'ubicazione delle indagini eseguite nel 2014 e nel 2012.







Figura 13 – Planimetria delle prove geotecniche realizzate nel 2012 e nel 2014

4.2 Prove in sito: dati di campagna

Nel seguito si riportano sia i dati di campagna ottenuti nel corso delle prove in sito che i valori corretti in relazione alle condizioni di prova.

4.2.1 Prova penetrometrica dinamica (SPT)

La prova penetrometrica dinamica SPT (Standard Penetration Test), ideata negli Stati Uniti nel 1927, è la prova in sito più diffusa ed utilizzata per la caratterizzazione di depositi di terreno incoerente.

La prova consente di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione dinamica di un campionatore di dimensioni unificate che viene infisso a partire dal fondo di un foro di sondaggio. Più precisamente la prova SPT consiste nel far cadere ripetutamente un maglio di dimensioni e massa standard





da un'altezza di 760 mm, su una testa di battuta fissata alla sommità della batteria di aste alla cui estremità inferiore è collegato il campionatore e registrando, durante la penetrazione, il numero di colpi N1, N2, N3 necessari ad ottenere tre avanzamenti consecutivi di 15 cm. Per definizione la resistenza alla penetrazione è rappresentata dal numero di colpi N_{SPT} = N2 + N3.

In Figura 14 e Tabella 4 sono riportate le misure di resistenza penetrometrica prese in considerazione.



Figura 14 – *NSPT* campagne 2012 e 2014





Sondaggio	Profondità I.m.m.	Profondità da p.c.	Quota Falda da p.c. (*)	N _{SPT}	Descrizione litologica
	(m)	(m)	[m]		
	8,6	10,5	1,90	6	ARGILLA LIMOSA
S1	11,6	13,5	1,90	37	SABBIA FINE
	13,1	15,0	1,90	15	SABBIA FINE
	1,3	3,2	1,90	3	SABBIA LIMOSA
	5,6	7,5	1,90	3	SABBIA LIMOSA
	11,6	13,5	1,90	18	SABBIA LIMOSA
62	13,1	15,0	1,90	5	SABBIA LIMOSA
52	14,6	16,5	1,90	13	SABBIA LIMOSA
	16,1	18,0	1,90	23	SABBIA LIMOSA
	19,1	21,0	1,90	30	SABBIA LIMOSA
	20,6	22,5	1,90	55	SABBIA LIMOSA
	1,1	3,0	1,90	3	SABBIA LIMOSA
	10,1	12,0	1,90	2	LIMO SABBIOSO
	11,6	13,5	1,90	21	SABBIA LIMOSA
62	13,1	15,0	1,90	30	SABBIA LIMOSA
33	14,6	16,5	1,90	28	SABBIA FINE
	17,6	19,5	1,90	48	SABBIA FINE
	19,1	21,0	1,90	35	SABBIA FINE
	20,6	22,5	1,90	39	SABBIA FINE
	11,6	13,5	1,90	28	SABBIA FINE
	13,1	15,0	1,90	14	SABBIA FINE
64	14,6	16,5	1,90	20	SABBIA FINE
54	16,1	18,0	1,90	14	SABBIA FINE
	17,6	19,5	1,90	68	SABBIA GROSSA
	19,1	21,0	1,90	30	SABBIA GROSSA
S 5	13,1	15,0	1,90	30	SABBIA FINE
	12,1	14,0	1,90	51	SABBIA LIMOSA
S1-2012	16,1	18,0	1,90	51	SABBIA LIMOSA
	20,1	22,0	1,90	51	SABBIA LIMOSA

Tabella 4 - Risultati delle prove SPT - Campagne 2012 e 2014

L'utilizzo delle diverse correlazioni empiriche deve essere fatto a seguito di alcune correzioni del valore N_{SPT} misurato, legate al rendimento del dispositivo, alle attrezzature utilizzate, alla tensione litostatica e alla presenza della falda. Le correzioni sono state applicate come segue:

Calcolo di N₆₀

Il valore di N_{SPT} deve essere innanzitutto corretto in base alle modalità e alle apparecchiature con cui la prova viene eseguita:

$$N_{60} = N_{SPT} \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S$$





- N_{SPT} numero di colpi alla profondità di prova
- C_E fattore di correzione per l'energia del martello
- C_B fattore di correzione per il diametro del foro
- C_R fattore di correzione per la lunghezza delle aste
- C_s fattore di correzione per l'impiego di un campionatore non standard

Calcolo di (N1)60

Il valore di N_{60} viene ulteriormente corretto per tener conto dello sforzo efficace agente alla profondità di indagine:

$(N_1)_{60} = N_{60} \times C_N$

- N₆₀ resistenza alla penetrazione (numero di colpi) corretta per tener conto della modalità e dell'apparecchiatura con cui la prova è stata eseguita
- C_N fattore di correzione per la profondità di esecuzione della prova

In Tabella 5 sono presentati i tipici valori dei fattori di correzione da applicare secondo Youd (2000).

Tabella 5 - Fattori correttivi della resistenza SPT									
Fattore	Caratteristiche dell' attrezzatura di prova	Correzione							
Pressione litostatica	-	$(p_{*}/\sigma_{v0})^{0.5}$							
C _N		$0.4 \le C_N \le 1.7$ (EC8: $0.5 \le C_N \le 2$)							
Rapporto energetico	Maglio di sicurezza	0.7 – 1.2							
C _E	Maglio ad anello	0.5 - 1							
· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	Maglio a rilascio automatico	0.8 - 1.3							
Diametro del foro	65 – 115 mm	1.0							
C _B	150 mm	1.05							
	200 mm	1.15							
Lunghezza dell'asta ⁵	< 3 m	0.75							
C_R	3 4 m	0.8							
	4-6 m	0.85							
	6 – 10 m	0.95							
	10 - 30 m	1.0							
Metodo di	Campionatore standard	1.0							
campionamento Cs	Campionamento senza rivestimento	1.1 – 1.3							

In presenza di sabbie limose fini sotto falda possono svilupparsi pressioni interstiziali non trascurabili in fase di penetrazione del campionatore; pertanto, in tali situazioni, si applica anche la correzione di Terzaghi- Peck (1948) al valore N_{SPT} misurato:

$(N_{SPT})_{corr} = N_{SPT}$	se $N_{SPT} \le 15$
$(N_{SPT})_{corr} = 15 + 0.50 \cdot (N_{SPT} - 15)$	se N _{SPT} > 15





In definitiva, applicando tutte le correzioni richiamate, si riportano in Figura 15 i valori di resistenza penetrometrica utilizzati solo per le componenti granulari dei depositi.



Figura 15 – campagne 2012 e 2014, sx: N₆₀; dx:(N₁)₆₀

4.2.2 Prova penetrometrica statica (CPTu)

La prova penetrometrica statica di tipo elettrico consiste nello spingere verticalmente nel terreno a velocità costante (v = 2 cm/s), una punta conica di dimensioni standard (diametro 35,7 mm e angolo di apertura 60°) misurando la pressione alla punta e lo sforzo tangenziale laterale in modo fra loro indipendente con trasduttori elettrici che inviano un segnale ad una centralina posta in superficie.

La punta elettrica è inoltre munita di setto poroso (CPTu) cosicché è possibile misurare le pressioni interstiziali generate durante l'avanzamento.

La prova CPTu è la prova di elezione per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dei depositi granulari. Consente inoltre la stima dei moduli elastici del terreno, della coesione non drenata dei terreni coesivi ed, in modo indiretto, della stratigrafia del deposito con precisione centimetrica.





Di seguito sono riportati i grafici delle misure di resistenza alla punta (q_c) , resistenza laterale (f_s) e pressione interstiziale (u_2) ottenute nelle indagini svolte.



Figura 16 - Prove CPTu campagna Luglio 2014.Resistenza alla punta qc















Figura 18 - Prove CPTu campagna Luglio 2014. Pressioni indotte in avanzamento

Essendo il setto poroso posto nella parte cilindrica del cono è necessario correggere il valore di resistenza alla punta per interpretare correttamente i risultati delle prove. La correzione, dipendente esclusivamente dalla geometria costruttiva del dispositivo, consente di determinare la resistenza alla punta corretta (q_t) da utilizzare per le diverse interpretazioni, nel modo seguente:

 $q_t = q_c + (1 - \alpha) \cdot u_2$ Resistenza della punta corretta ($\alpha = A_N/A_C$ rapporto tra le aree pari a 0,66).





Grazie ad uno studio trentennale sull'argomento il prof. Peter K. Robertson ha proposto l'uso di tre parametri normalizzati allo stato tensionale litostatico per la determinazione dei parametri meccanici dei terreni, così definiti:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v_0}};$$
 $Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v_0}}{\sigma'_{v_0}};$ $F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v_0}} \cdot 100$

dove σ_{v0} e σ'_{v0} sono i valori degli sforzi verticali geostatici, totale ed efficace, rispettivamente. Le interpretazioni presentate nei paragrafi successivi faranno uso di tali parametri normalizzati.





4.3 Modello stratigrafico

4.3.1 Inquadramento geologico - stratigrafico dell'area

Dal punto di vista geologico l'area oggetto del presente studio, è costituita dai depositi Miocenici che, a partire dalla falesia del duomo verso sud, si rinvengono nella seguente successione stratigrafica.

Formazione dello Schlier, Formazione Gessoso-solfifera, Argille a colombacci e Depositi pelitici. La Formazione dello Schlier è costituita da un membro marnoso calcareo basale in strati di 20-100 cm e in banchi di 200-500 cm di spessore (Langhiano basale) e da un soprastante membro marnoso costituito da marne siltose e argille siltose grigiastre in strati di 10-40 cm, talora di 100-200 cm, che si estende sino al Tortoniano. In essa si rinvengono intercalazioni calcarenitiche. Lo spessore della formazione è diverso da zona a zona. Al di sopra dello Schlier vi sono i depositi del Messiniano, rappresentato da:

a) Formazione Gessoso-solfifera; b) Argille a colombacci che costituiscono la parte inferiore delle Marne dei Corvi, in cui oltre alle peliti si osservano intercalazioni arenacee in strati medi e sottili, arenacei in pacchi di 3-4 metri di spessore e un orizzonte dello spessore di 15 metri di calcarenite arenacea, a granulometria medio fine. Le Argille a colombacci in strati di 1-10 cm., dello spessore di 15-20 m, sono costituite da alternanze di argille scure bituminose, diatomiti, gessi, arenarie gessose, gessareniti laminate, calcari solfiferi e calcari listati.

L'Orizzonte del Trave, affiorante in corrispondenza della Mole Vanvitelliana segna il passaggio tra Miocene e Pliocene. Il Pliocene dell'area anconetana è quindi caratterizzato dalle peliti grigio-azzurre, in strati di 2-30 cm., sedimentate a profondità media. Esse sono costituite da una sequenza di argille siltose, argille marnose, marne argillose che passano superiormente a depositi torbiditici costituiti da corpi sabbiosi (Pliocene inf.- Medio p.p.). La sequenza in affioramento delle varie formazioni indica come nell'area gli strati risultino immergenti verso Sud-Ovest. Al di sopra della formazione sono presenti le unità della copertura costituite da depositi eluvio-colluviali: Limi argilloso-sabbiosi del Quaternario.

Nell'area portuale, lo spessore delle sabbie può variare da 6 m a 12 m con la tendenza ad un aumento dello spessore spostandosi verso Nord Ovest, contestualmente all'approfondimento del substrato argillosomarnoso di base.

Tale osservazione è riscontrabile anche dagli studi geologici svolti alla scala dell'area del porto, nel 2005, studi che hanno portato alle interpretazioni geologiche di cui alle sezioni di Figura 19 e alla carta del Substrato di Figura 20.



GES – Geotechnical Engineering Services S.r.l. Spin–Off dell'Università Politecnica delle Marche Via Brecce Bianche, 60131 Ancona tel. +390712204421; e-mail: <u>g.scarpelli@univpm.it</u>





Figura 19 - Schema della geologia dell'area portuale (interpretazione geologiche per il PPE del Porto, 2005)







Figura 20 – Stralcio della Carta del Substrato (studi geologici per il PPE del Porto, 2005)





4.3.2 Modello stratigrafico alla scala dell'opera

Nell'area portuale di pertinenza della Banchina 22 la successione stratigrafica tipica rinviene subito dopo i limi di fondale, un primo deposito di sabbie medie che ricopre un livello più marcatamente ghiaioso; tale livello segna il passaggio alla formazione in posto costituita da Argille Marnose sovraconsolidate.

I sondaggi eseguiti nel 2014 confermano la presenza del deposito sabbioso caratterizzato da uno spessore variabile tra 6 m in zona radice e circa 12 m in area testata del molo. Al di sotto di tale livello si rinviene la formazione delle Argille marnose (Figura 21). Interposto tra le Argille marnose di base e le sabbie si rinviene, nei sondaggi eseguiti, anche uno livello, di spessore variabile fino a 2 m, di materiale ghiaioso argilloso. Tale passaggio, seppur frequente nella successione stratigrafica della zona, non è sempre presente, come si può osservare in sondaggi di aree limitrofe (vedi sezioni stratigrafiche proposte per la realizzazione della Nuova Darsena - Banchina 23-24-25)





Le indagini eseguite a tergo del banchinamento hanno permesso di valutare anche le caratteristiche geotecniche del materiale di riempimento.

In generale le risultanze indicano che la qualità dei materiali di riempimento è particolarmente scadente e certamente peggiore di quanto ipotizzabile tenendo conto della destinazione d'uso dei piazzali. Precisamente i sondaggi sono stati ubicati a distanze diverse dal bordo esterno della banchina così da permettere anche una ricostruzione realistica della sezione di banchina comprensiva anche dei materiali presenti a tergo dei massi (scapolame e riempimento a tergo).

Pertanto i sondaggi eseguiti sono raggruppabili in tre gruppi: sondaggi realizzati attraverso i massi pilonati, sondaggi realizzati nello scapolame a ridosso del banchinamento e sondaggi realizzati nel riempimento a tergo.





Sondaggi realizzati attraverso I massi pilonati (S4, S1ter e S5)

I sondaggi S4, S1ter e S5, realizzati attraverso i massi pilonati, permettono di identificare la seguente stratigrafia tipica (quote riferite al l.m.m.).

da +1,9 a 0,0 m – calcestruzzo e ghiaia;

da 0,0 a -9,4 m – calcestruzzo più o meno compatto con clasti di grossa pezzatura;

da -9,4 a 10,5 m – limi sabbiosi;

da -10,5 – sabbie fini limose.

Sondaggi realizzati nello scapolame a ridosso dei massi (S1 ed S6)

I sondaggi S1 ed S6, realizzati nello scapolame a ridosso dei massi, permettono di identificare la seguente stratigrafia tipica (quote riferite al l.m.m.).

da p.c. a +1,0 m – pacchetto stradale;

da +1,0 m a -8,0 m – scapolame costituito da ghiaia angolare calcarea;

da -8,0 a 10,5 m – argilla scura con lenti sabbiose;

da -10,5 m – sabbie fini limose.

Sondaggi realizzati nel riempimento a tergo della banchina (S2 ed S3)

I sondaggi S2 ed S3, realizzati nel riempimento a tergo della banchina, permettono di identificare la seguente stratigrafia tipica (quote riferite al l.m.m.).

da p.c. a +0,5 m – pacchetto stradale;

da +0,5 a -2,0 m – ghiaia, laterizi e sabbia fine addensata;

da -2,0 a -8,0 m – argilla scura con lenti sabbiose;

da -8,0 a 10,5 m – argilla scura con lenti sabbiose;

da -10,5 m – sabbie fini limose.

In Figura 22 è rappresentata la sezione trasversale del banchinamento ricostruita tramite le indagini realizzate. Si osserva che:

- lo scapolame a tergo dell'opera ha una dimensione piuttosto contenuta;
- la canaletta realizzata per collocare i massi pilonati non ha asportato l'intero spessore dei limi recenti di fondale, tanto che al di sotto dei massi è presente un livello di terreni fini di scadenti caratteristiche meccaniche;
- i terreni costituenti il riempimento, si presentano sabbiosi nei primi metri, poi decisamente argillosi e poco consistenti nei metri sottostanti.







Figura 22 - Ricostruzione stratigrafica dei riempimenti e delle opere di banchina

Riguardo la composizione del riempimento è possibile fare riferimento alle prove penetrometriche statiche.

Dai profili CPTu è infatti possibile ottenere un riconoscimento litologico dei terreni attraversati tramite la ben nota correlazione proposta da Robertson e Wride (1993), basata sull'indice di comportamento I_c:

$$I_{c} = \sqrt{(3.47 - \log Q_{t})^{2} + (1.22 + \log F_{r})^{2}}$$

In Figura 23 sono presentate le elaborazioni in cui si osserva chiaramente la natura argillosa dei terreni del riempimento tra -2 m e -8/-10 m da l.m.m., per poi passare nel banco sabbioso in posto chiaramente riconoscibile oltre i -10 m da l.m.m.







4.3.3 Modello stratigrafico da sismica a rifrazione

Per indagare in maniera estensiva la composizione dei riempimenti al di sotto del piazzale di banchina è stata realizzata un'indagine sismica a rifrazione. L'obiettivo principale era quello di verificare la presenza di marcate eterogeneità che potessero indicare strutture sepolte, vecchie scogliere o variazioni significative di composizione del riempimento riconducibili alle diverse fasi costruttive che a partire dagli anni '30 hanno portato alla attuale configurazione dell'opera.



GES – Geotechnical Engineering Services S.r.l. Spin–Off dell'Università Politecnica delle Marche Via Brecce Bianche, 60131 Ancona tel. +390712204421; e-mail: <u>g.scarpelli@univpm.it</u>





Figura 24 - Carta degli interramenti del porto di Ancona (PPE del porto)

Dall'analisi delle linee sismiche, per le quali si rimanda comunque allo specifico rapporto di indagine, si osservano velocità elevate lungo la fascia lato mare più esterna, costituita dai massi pilonati in calcestruzzo e dallo scapolame posto a ridosso dei massi stessi. (Figura 25).



Figura 25 - Dettaglio linee sismiche 1 (lato testata) e 4 (lato radice del molo)





La zona interessata dall'opera a gravità pare estendersi per 3-5m mentre la fascia retrostante, riempita con materiale grossolano, ha una larghezza variabile da 4 a 6 m.

Pur fornendo indicazioni poco affidabili circa le caratteristiche meccaniche dei materiali dati gli elevati valori registrati per le onde di compressione, le indagini sismiche mostrano un evidente contrasto di velocità di propagazione fra terreno in sito e riempimento argilloso con una velocità l'una doppia dell'altra.

All'interno del riempimento argilloso poco consistente, si trovano zone più competenti, a testimonianza dell'eterogeneità del materiale utilizzato; procedendo ulteriormente verso l'interno, a partire dai 30 ai 46 m dal bordo banchina, si nota un innalzamento delle velocità dovuto probabilmente alla presenza di materiali molto consistenti facenti parte delle opere di difesa dell'antico molo Sud (Figura 26).



Figura 26 - Confronto fra la posizione delle zone a velocità più elevata delle onde di compressione e la posizione delle opere di difesa del molo nella configurazione del '34

In direzione longitudinale, procedendo dal radicamento alla testata del molo, si può notare una riduzione delle velocità di propagazione delle onde di compressione nel terreno di fondazione riconducibile all'andamento del tetto delle argille plioceniche che si approfondisce nella stessa direzione.




4.4 Caratteristiche geotecniche dei terreni

Il riconoscimento litologico dei terreni, effettuato direttamente nei sondaggi a carotaggio continuo e le interpretazioni stratigrafiche delle prove in situ, ha permesso di ricostruire uno schema stratigrafico di riferimento utile per la definizione del modello geotecnico di sottosuolo.

Tenendo conto della ricostruzione stratigrafica di riferimento è possibile individuare 6 unità geotecniche, come mostrato in Figura 27.



Figura 27 – Individuazione delle unità geotecniche nel modello di riferimento

Le caratteristiche meccaniche dell'**UNITÀ B**, non essendo determinabili con le usuali prove meccaniche in virtù della natura grossolana dello scapolame, sono assunte da dati di letteratura.

Per le caratteristiche l'**UNITA' F**, in quanto trattasi della formazione delle Argille marnose grigio – azzurre della formazione plio-pleistocenica dell'anconetano assai nota in letteratura, si è fatto riferimento oltre che ai risultati di alcune indagini svolte in passato in aree limitrofe del porto, anche a dati di letteratura.

Per la caratterizzazione delle rimanenti unità si è fatto riferimento ai risultati delle indagini della campagna del 2014, ubicate nell'area oggetto di intervento.





4.4.1 Caratteristiche fisiche e di classificazione dei terreni

In tabella si riportano le caratteristiche fisiche dei campioni, disturbati e non, recuperati nel corso delle campagne di indagine 2012 e 2014.

Dalle profondità di campionamento appare evidente che i materiali indagati nel corso della campagna 2014 appartengono in prevalenza alle **UNITA' D ed E** mentre il campione prelevato nel 2012 appartiene all'**UNITA'F**.

				.c.		Da	ati general	Granulometria				Lim. di Atterberg			
Descrizione	Data	Sondaggio	Campione	 Profondità da p 	Z media da l.m.m	γs (kN/m³)	γ (kN/m³)	Wn	A(%)	L(%)	S(%)	G(%)	WL	W _P	IP
sabbia deb limosa	2014	S1	A(b)	12	10,1	-	18,8	27,8	0	7	93	0,3	-	-	-
sabbia grossolana	2014	S1	3	15	13,1	-	-	-	0	12	80	5	-	-	-
limo con sabbia	2014	S1ter	CR1	12,2	10,3	-	-	-	0	76	22	1	-	-	-
sabbia limosa	2014	S1ter	CR2	13	11,1	-	-	-	0	10	89	1	-	-	-
Sabbia fine con limo	2014	S2	4	15	13,1	-	-	-	0	30	68	1,5	-	-	-
Ghiaia medio fine	2014	S2	CR5	21,8	19,9	-	-	-	0	20	29	51	-	-	-
Argilla limosa	2014	S3	D	10,5	8,6	27	17,9	40,1	0	0	0	0	44,2	21,2	23
Limo con sabbia	2014	S3	2	12	10,1	-	-	-	1	60	39	0	-	-	-
sabbia	2014	S3	4	15	13,1	-	-	-	0	10	89	1	-	-	-
sabbia con ghiaia	2014	S3	CR3	24	22,1	-	-	-	0	10	60	30	-	-	-
sabbia fine debolmente limosa	2014	S4	A(a)	12,3	10,4	-	19,5	24,6	0	9	91	0	-	-	-
Sabbia fine limosa (conchiglie)	2014	S4	2	15	13,1	-	-	-	0	10	85	5	-	-	-
Sabbia fine limosa	2014	S5	A(c)	12	10,1	-	18,3	30,7	0	25	75	0	-	-	-
sabbia fine limosa	2014	S5	1	15	13,1	-	-	-	0	23	76	0	-	-	-
Limo argilloso compatto	2012	S1	C1	28,4	26,9	-	20,7	17,7	-	-	-	-	45	30	15

Tabella 6 - caratteristiche fisiche dei campioni sottoposti a prova (campagne 2012 e 2014)

4.4.1.1 Granulometria

In Figura 28 sono riportate le composizioni granulometriche relative ai campioni esaminati nella campagne di indagine del Luglio 2014. La granulometria dello strato di sabbia è stata ottenuta attraverso analisi granulometriche eseguite su campioni disturbati prelevati con campionatore SPT durante l'esecuzione dei sondaggi a carotaggio continuo.

I campioni prelevati a quota -10 m su l.m.m. in corrispondenza delle verticali *S1ter* e *S3*, appartengono al deposito dei **limi sabbiosi (UNITA' D**), mentre i campioni sottostanti risultano caratterizzati da granulometrie ascrivibili all' **UNITA' E** con una prevalenza della frazione ghiaiosa per i campioni recuperati a quote inferiori a 19m su l.m.m.







Figura 28 – Composizione granulometrica dei campioni di prelevati nel corso della campagna 2014

Le curve granulometriche relative ai campioni considerati sono riportate in Figura 29



Figura 29 - Curve granulometriche dei campioni prelevati nel corso della campagna 2014





4.4.1.2 Peso specifico dei grani

Il peso specifico dei grani è stato (γ_s) determinato per il campione D del sondaggio S3 posto alla quota di -8.6m su l.m.m. che appartiene ai **limi sabbiosi di fondale (UNITA' D**). Il valore di **27 kN/m³** determinato con il metodo picnometrico è coerente con quanto atteso per una sabbia silicea.

4.4.1.3 Peso dell'unità di volume

Il peso dell'unità di volume è stato misurato in laboratorio su alcuni campioni indisturbati.

Il campione S3 D è stato prelevato con ogni probabilità all'interno dell'**UNITA'D** - **limi sabbiosi di fondale** alla profondità di 8,6 m da l.m.m. ed è caratterizzato da un peso per unità di volume pari a **17,9 kN/m^{3.}**

Nel caso dei campioni S1 A(b), S5 A(c) e S4 A(a), il cui peso per unità di volume si attesta **fra 18,0 e 19,5 kN/m³**, la quota di prelievo e la granulometria prevalentemente sabbiosa porta ad associarli alla parte più sabbiosa dei limi di fondale (UNITA' D) o alla parte più limosa delle sabbie sottostanti (UNITA'E); in ogni caso i valori sono rappresentativi della zona di transizione tra le due unità.

Per materiale marnoso appartenente all' **UNITA' F** il valore di γ = **20,7 kN/m**³ è stato determinato da un campione prelevato nella campagna di indagine del 2012 a quota 28,4 m.





4.4.1.4 Limiti di consistenza

Per il campione S3 D dell'**UNITA'D** sono stati inoltre determinati i limiti di Atterberg ottenendo un indice di Plasticità **IP=23** ed un limite liquido **WI=44**, che tra l'altro si presenta di poco superiore al contenuto d'acqua naturale **Wn=41%**.





4.4.2 Densità relativa dei depositi incoerenti

Il materiale dell'**UNITA' A – Fondo piazzali**, presenta i caratteri di un terreno incoerente, con granulometria costituita da ghiaia poligenica per lo più fine e media.

Il materiale dell'**UNITA' E** - **Sabbie e ghiaie** presenta i caratteri di un terreno incoerente, con granulometria costituita prevalentemente da sabbie.

Per questi materiali, sia le prove penetrometriche dinamiche che statiche ben si prestano a fornire un'indicazione sui valori di densità relativa (Dr) che assume il deposito nella sua sede naturale.

4.4.2.1 Densità relativa da prova penetrometrica dinamica (SPT)

La densità relativa è stata valutata con riferimento alle formulazioni classiche di Bazaara (1967).

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{60}}{20\left(1+4, 1\frac{\sigma'_{\nu 0}}{p_a}\right)}} \quad \text{per } \frac{\sigma'_{\nu 0}}{p_a} \le 0,732$$

(Bazaara, 1967)

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{60}}{20\left(3,24+1,024\frac{\sigma'_{\nu 0}}{p_a}\right)}} \quad \text{per } \frac{\sigma'_{\nu 0}}{p_a} > 0,732$$

dove σ'_{v0} è la tensione litostatica efficace alla profondità di prova e p_a è la pressione atmosferica. In Figura 31 sono riportate le stima di densità relativa dedotte dalle prove SPT, distinguendo i risultati si ain termini di verticali di indagine, che si campagna di indagine.

I risultati indicano che per l'**UNITA' A – Fondo piazzali**, è possibile assumere una densità relativa del 45% mentre per l'**UNITA' E - Sabbie e ghiaie** la densità relativa del deposito è compresa tra 40 ed 60%.







Figura 31 - Valori di densità relativa Dr (%) da prove SPT

4.4.2.2 Densità relativa da prova penetrometrica statica (CPTu)

La determinazione della densità relativa dei terreni incoerenti può essere realizzata con riferimento alle due seguenti correlazioni:

<u>Baldi G. et al (1986)</u> che per sabbie sovraconsolidate utilizza il valore di resistenza alla punta e la pressione litostatica efficace.

$$D_r = \frac{1}{C_2} ln \left[\frac{q_c}{C_0(\sigma'_m)^{C_1}} \right]$$

con C₀=181, C₁=0.55, C₂=2.61

Kulhawy e Mayne (1990):

$$D_r^2 = \frac{Q_{tn}}{305 \cdot Q_c \cdot Q_{OCR} \cdot Q_A}$$

Dove





$$Q_{tn} = \frac{[(q_t - \sigma_v)/p_a]}{(p_a/\sigma'_{vo})^{0.5}}$$

Qc= Fattore di compressibilità varia da 0,90 (basso compressibilità) a 1.10 (alta compressibilità);

Q_{OCR}= fattore del grado di sovraconsolidazione =OCR^{0,18};

 Q_A = fattore tempo =1,2+0,05log(t/100).

La relazione precedente può essere ulteriormente semplificata in

$$D_r^2 = \frac{Q_{tn}}{k_{DR}}$$

In cui

 k_{RD} =350 per sabbie medie, pulite e non cementate

k_{RD}=300 per sabbie fini;

k_{RD}=400 per sabbie grossolane.

In Figura 32 sono riportate le stima di densità relativa dedotte adottando i due metodi

I risultati indicano confermano una densità media per i depositi granulari considerati:

UNITA' A (Fondo Piazzali) D_r=40÷50%;

UNITA' E (Sabbie e ghiaie) D_r=40÷60%.



Figura 32 - Valori di densità relativa Dr (%) da prove CPTu: Baldi G. et al; 1986 (sinistra) e Kulhawy e Mayne; 1990 (destra)





4.4.3 Caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci

Le caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci dei terreni granulari (**UNITA' A e UNITA' E**) sono state determinate interpretando i risultati delle prove geotecniche in situ sia statiche che dinamiche.

Per l'**UNITA' C** (materiale di riempimento) avente caratteristiche più marcatamente coesive si è tentata una interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche statiche con misura delle pressioni interstiziali (CPTu) e i risultati sono stati confrontati con i parametri desunti da alcune prove di laboratorio effettuate su campioni prelevati nel corso della campagna di indagine.

4.4.3.1 Prove penetrometriche dinamiche (SPT)

L'angolo d'attrito è stato valutato utilizzando le correlazioni di Schmertmann (1975).

La correlazione di Schmertmann corrisponde analiticamente alla relazione di Kulhawy e Mayne (1980):

$$\varphi' = \arctan\left[\frac{N_{60}}{12,2+20,3\left(\frac{\sigma'_{\nu 0}}{p_a}\right)}\right]^{0,34}$$

In Figura 33 si riportano i dati di angolo di attrito dedotti dalle prove SPT.

Il deposito del deposito incoerente in posto (UNITA' E) è caratterizzabile con angolo di attrito compreso tra **36** e **42°**.







Figura 33 - Valori di angolo di attrito (ϕ') da prove SPT

4.4.3.2 Prove penetrometriche statiche (CPTu)

L'angolo di attrito per le formazioni incoerenti è valutabile facendo riferimento alla ben nota formulazione di Robertson and Campanella (1983) valida per sabbie silicee non cementate moderatamente compressibili.

Una ulteriore valutazione dell'angolo di attrito può essere fatta adottando la formulazione di Kulhawy e Mayne (1990).

$$\varphi' = 17,60 + 11 \cdot log(Q_{tn})$$





Dove

$$Q_{tn} = \frac{\left[(q_t - \sigma_v)/p_a\right]}{\left(p_a/\sigma'_{vo}\right)^{0.5}}$$

In Figura 34 (destra) sono mostrati i risultati dell'elaborazione delle prove per i soli livelli la cui risposta meccanica è identificata come materiale incoerente.

In generale i valori per l'angolo d'attrito risultano compresi tra 36° e 40° per le formazioni più marcatamente granulari (**UNITA' A** e **UNITA' E**).



Figura 34 – Angolo d'attrito delle sabbie da prove CPTu secondo le correlazioni di Robertson e Campanella, 1983 (sinistra) e Kulhawy e Mayne, 1990 (destra)

Da notare la presenza di alcuni livelli incoerenti all'interno dei terreni di riempimento (UNITA' C) e nei limi sabbiosi di fondale (UNITA' D).

Un metodo approssimato di interpretazione della prova CPTu in termini resistenza in tensioni efficaci è quello sviluppato da Senneset et al. (1982, 1988) basato sulla capacità portante della punta conica espressa nel modo seguente:

$$q_t - \sigma_{v0} = N_m(\sigma'_{v0} + a)$$





dove:

a = attrazione = [kPa] $B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v_0}};$ $N_{mq} = \frac{N_q - 1}{1 + N_q B_q}$ $N_q = tan^2 (45 + \frac{\varphi'}{2})e^{(\pi - 2\beta)tan(\varphi')}$ $N_u = 6 tan \varphi' (1 - tan \varphi')$

Con riferimento ai materiali a grana fine che caratterizzano il riempimento della banchina, e che hanno mostrato resistenze alla punta decisamente modeste, è possibile ipotizzare una adesione trascurabile (0kPa) ed un angolo di plasticizzazione β =15.

Mayne et al (2005) propongono, a partire dalla soluzione Senneset et al., un approccio semplificato valido per il range di parametri $20^{\circ} \le \phi' \le 40$ e 0,1 \le Bq ≤ 1 .

In Figura 35, vengono presentati i risultati elaborati della CPTu 2 ottenuti applicando le due correlazioni di cui sopra ai materiali delle unità C e D compresi fra -2,0 e -10,50m di profondità da p.c..









I valori dell'angolo di attrito risultano piuttosto dispersi, ma collocabili attorno ai 23-25° per l'**UNITA' C** e leggermente superiori per l'**UNITA' D**. Del resto anche se nel primo caso si tratta di materiali di riempimento derivanti da operazioni di dragaggio e nel secondo caso di limi sabbiosi di fondale, le due unità si presentano molto simili tra loro tanto da rendere difficile, durante le operazioni di carotaggio, il riconoscimento del passaggio tra una unità e l'altra.

In tal senso si può concludere che il materiale di riempimento a tergo di questa banchina presenta natura e caratteristiche geotecniche scadenti del tutto confrontabili con quelle dei limi di fondale.

4.4.3.3 Prove di laboratorio: prove di taglio diretto

Nelle figure seguenti sono mostrati i risultati delle prove di taglio eseguite su campioni indisturbati prelevati nella campagna del 2014 tra -8,6 m e -10,1 m su l. m. m.

I campioni sono i seguenti: S3-D, S1-A(b) e S5-A(c).

In linea con quanto detto nel paragrafo 4.4.1.3 e nel paragrafo 4.4.3.2, il campione S3D, di natura più argillosa e prelevato a -8.6m su l.m.m., è stato associato ai limi di fondale (**UNITA' D**) che non troppo si differenziano dai depositi fini del riempimento (UNITA' C); il valore dell'angolo di attrito è risultato dalla prova di taglio diretto è risultato essere **24°.** Nel grafico di Figura 36 si riportano sia i valori di resistenza di picco, che quelli di resistenza a volume costante.

I campioni S1 A(b) e S5 A(c), di natura più sabbiosa e prelevati a -10,1 m su l.m.m., caratterizzano la parte più sabbiosa dei limi di fondale (**UNITA' D**) o comunque la zona di transizione tra questi e la parte più limosa delle sabbie sottostanti. In questo caso l'interpolazione lineare dei risultati dei parametri di picco ha fornito un angolo d'attrito di **29°**, l'interpolazione dei valori di resistenza a volume costante fornisce un valori di angolo di attrito di **24°**.







Figura 36 - Prove di taglio diretto - Unità D (2014)



Figura 37 - Prove di taglio diretto riferibili all' Unità D oppure al passaggio tra Unità D e Unità E (2014)

4.4.3.4 Dati di letteratura

Per quanto concerne la caratterizzazione in tensioni efficaci della formazione delle argille grigio – azzurre marnose del periodo plio-pleistocenico (**UNITA' F**), si può fare riferimento ai numerosi dati di letteratura, tra cui anche quelli provenienti da prove su campioni prelevati a mare nella zona del porto





turistico di Ancona e nell'area antistante la grande frana di Posatora (Cotecchia V., 1997), nonché a quelli relativi alle prove triassiali CIU fatte eseguire dall'Autorità Portuale nel 1998 in corrispondenza della Banchina 17 e dello Scalo di Alaggio.

Si tratta di materiali di consistenza e resistenze elevate per i quali si possono assumere i seguenti parametri geotecnici:

 $\varphi' = 26^{\circ}$ e $c' = 30 \div 70 \ kPa$

Ai fini della progettazione, in via cautelativa e considerando che i materiali che interagiscono con l'opera appartengono alla porzione superiore della formazione, si è assunto un angolo di attrito di $\varphi' = 26^\circ$ e una coesione efficace di c'= 30 kPa.





4.4.4 Caratteristiche di resistenza in tensioni totali

4.4.4.1 Prove penetrometriche statiche (CPTu)

La resistenza al taglio in condizioni non drenate può essere valutata utilizzando i risultati delle prove penetrometriche statiche attraverso la relazione:

 $c_u = rac{q_c - \sigma_v}{N_k}$ con N_k variabile fra 15 e 20

Le prove penetrometriche CPTu eseguite hanno permesso la stima dell'andamento con la profondità della resistenza non drenata del riempimento a grana fine posto a tergo della banchina (**UNITA' C**). I valori di coesione non drenata risultano veramente bassi, mediamente compresi fra **10 e 40 kPa**.









4.4.4.2 Prove di laboratorio in aree limitrofe: prova ad espansione laterale libera

Durante la campagna 2012 eseguita in prossimità della testata della Banchina 22 per la torre Faro, è stata eseguita una prova di compressione non confinata (ELL) su un provino indisturbato dell' **UNITA' F** prelevato alla profondità di 28,4m. In Figura 39 è riportata la curva sforzo deformazione. Il provino si è rotto in maniera fragile mostrando nella fase inziale un comportamento molto simile a quello dei materiali rocciosi con presenza di microfratture interne.

La resistenza a compressione del provino è risultata di circa 1600 kPa, che si traduce in una coesione non drenata pari a **800 kPa** rientrando nel limite superiore dei valori desunti dal pocket penetrometro, di cui al paragrafo 4.4.4.4.



Figura 39 - Prova di compressione non confinata (ELL) su campione dell'UNITA' F (campagna 2012)

4.4.4.3 Dati di letteratura

Nel Rapporto Geologico – Geotecnico allegato al P.P.E. del Porto di Ancona si riportano i valori dei campioni indisturbati prelevati all'interno dei depositi ascrivibili alla formazione di base rispettivamente *alterata* ed *integra* delle Argille Plioceniche (**UNITA' F**).





Si tratta di terreni argillo-siltosi, localmente marnosi da molto consistenti a compatti, di colore grigio che passa a grigio plumbeo, con presenza di livelli millimetrici di sabbia fine. I tratti marnosi si presentano con frattura concoide. Per tali materiali i parametri suggeriti a valle di una serie di prove di laboratorio sono:

Formazione di base alterata. $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $c_u > 150 - 200 \text{ kPa}$

Formazione di base integra. $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ $c_u > 300 \text{ kPa}.$

4.4.4.4 Penetrometro tascabile

Il penetrometro tascabile permette una serie di misure speditive sulle porzioni fini della carota che consentono una stima della resistenza non drenata. Questa prova, seppure molto semplice, appare comunque utilizzabile per misurare la risposta non drenata di materiali fini in quanto coinvolge un sufficiente volume di terreno in considerazione della dimensione caratteristica delle particelle argillose; a fronte di una modesta rappresentatività ed accuratezza della singola misurazione, l'elevato numero delle determinazioni, che usualmente si eseguono consente una stima complessivamente significativa della resistenza non drenata.

Nella Figura 40 si riportano, diagrammandoli rispetto alla profondità, i valori della resistenza non drenata determinata con penetrometro tascabile durante le indagini del 2014.

I valori molto bassi di resistenza non drenata (in alcuni casi inferiori a 15 kPa) fino a 12 m di profondità si riferiscono ai materiali di riempimento (**UNITA' C**), mentre i valori alti di resistenza misurati da 20 m in poi alla formazione argillosa di base (**UNITA' F**)









Per l'**UNITA' F** si sono aggiunti inoltre i valori di resistenza misurati nella campagna della Methodo del 2006, eseguiti nel medesimo litotipo durante un'indagine per la progettazione della Banchina rettilinea.

I valori della coesione non drenata (cu) ottenuti sono compresi in un intervallo, 250÷500 kPa, piuttosto ristretto e praticamente indipendente con la profondità.

4.4.5 Caratteristiche di deformabilità

E' noto che la rigidezza del terreno dipende in modo significativo dal livello di deformazione di riferimento. In particolare, al crescere delle deformazioni, le caratteristiche elastiche del terreno diminuiscono drasticamente, anche di un ordine di grandezza.

In virtù di tale comportamento è necessario associare i moduli elastici ad una certa deformazione, distinguendo quantomeno tra moduli a piccole e a grandi deformazioni. In relazione alla natura del problema, la scelta del valore appropriato della rigidezza di un terreno (modulo operativo) dipende sia dal livello di





deformazione che si produce in seguito alla realizzazione dell'opera che dallo stato tensionale efficace medio. In Figura 41 (da Mair, 1993, modificata) è rappresentata una tipica curva di decadimento della rigidezza con l'indicazione dei range deformativi indotti dalle diverse opere geotecniche ed i test adeguati ad indagare i diversi livelli di deformazione.

La determinazione delle rigidezze a piccolissime deformazioni è affidata alla misura delle velocità delle onde sismiche di taglio, generalmente attraverso l'esecuzione delle prove geofisiche in sito.



Figura 41 – Curva di decadimento della rigidezza in funzione della deformazione deviatorica.

4.4.5.1 Moduli a piccole deformazioni

4.4.5.1.1 Prove penetrometriche dinamiche (SPT)

Il modulo di taglio a piccole deformazioni (G_0) può essere correlato alla velocità di propagazione di onde sismiche di taglio (V_s), attraverso la relazione:

$$G_0 = \rho V_s^2$$

in cui ρ è la massa per unità di volume del terreno.

In letteratura sono presenti numerose formulazioni, essenzialmente empiriche, che permettono di utilizzare i risultati della prova SPT per valutare la velocità di propagazione delle onde di taglio.

Tra le formulazioni tradizionali, utile è la relazione di Otha e Goto (1978), aggiornata da Seed *et al.* (1986):

$$V_s = 67.3 N_{60}^{0,171} Z^{0,199} F_A F_G$$
 [m/s]

Dove:

N₆₀ numero di colpi della prova SPT normalizzato a ER=60%

Z profondità [m]





- F_A fattore che tiene conto dell'età del deposito (1,0 per depositi olocenici; 1,3 per depositi pleistocenici o terziari)
- F_G fattore che tiene conto del tipo di terreno (1,00 per argille e limi; 1,09 per sabbie fini; 1,07 per sabbie medie; 1,14 per sabbie grosse; 1,15 per sabbie e ghiaie; 1,45 per ghiaie)

Per la formulazione di Seed è stato considerato un fattore $F_A = 1,0$ (depositi olocenici) e un fattore $F_G=1,07$ (sabbie fini).

In Figura 42 sono presentati gli andamenti previsti dalla formulazione empirica per la velocità delle onde di taglio.

Il dato appare rappresentativo per il deposito a mare (UNITA' E), caratterizzabile con una velocità delle onde di taglio compresa fra 200 e 230m/s. Il corrispondente modulo di taglio a piccole deformazioni (G_0), sarà:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 = 75 \div 95 \text{ MPa}$$

dove come densità di massa (ρ) si è assunto il valore 1.8.

Per i terreni dell'UNITA' A si può ipotizzare una velocità Vs = 100 m/s e di conseguenza un G₀≈ 20MPa.



Figura 42 - Valori di velocità delle onde di taglio Vs stimate da prove SPT eseguite per la campagna 2014





4.4.5.1.2 Prove penetrometriche statiche (CPTu)

Sulla base dei risultati della CPT sismica (SCPT) in cui è possibile misurare la velocità delle onde di taglio (Vs) oltre alle classiche misure della prova, è stata calibrata la velocità di taglio in relazione alla resistenza alla punta (qt) e alla classificazione del terreno (Ic). Sempre sulla base della teoria elastica in cui $G_0 = \rho \cdot V_s^2$ il modulo di taglio a piccole deformazione è così definito:

$$G_0 = (q_t - \sigma_n) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + .168}$$

In Figura 43 sono presentati gli andamenti previsti dalla formulazione empirica per il modulo di taglio a piccole deformazioni:

all' **UNITA' A** può essere associato un modulo GO pari a 40MPa; all' **UNITA' C** può essere associato un modulo GO pari a 20MPa; all' **UNITA' D** può essere associato un modulo GO pari a 30MPa; all' **UNITÀ E** i valori risultano compresi tra 70 e 110 MPa.



Figura 43 – Modulo di taglio a piccole deformazioni da prove CPTu 2 e 4





4.4.5.2 Moduli operativi: moduli elastici e moduli edometrici

4.4.5.2.1 Prove penetrometriche dinamiche (SPT)

I moduli elastici operativi per sabbie e ghiaie NC sono valutabili attraverso le correlazioni di D'Appolonia et al (1970), valida per:

 $E' = 0,756 \cdot N_{60} + 18,75$ [MPa]

I risultati sono sintetizzati in Figura 44.

I terreni dell'UNITA' A sono caratterizzabili con un modulo elastico tra 20 e 30 MPa.

I depositi sabbiosi dell'**UNITA E** mostrano un modulo elastico compreso fra i 30 ed i 45MPa.



Figura 44 - Valori del modulo elastico, E', desunto da prove SPT adottando la correlazione di D' Apollonia (1970)





4.4.5.2.2 Prove penetrometriche statiche (CPTu)

La storia dello stato tensionale e delle deformazioni nei terreni granulari influenza la deformabilità in modo molto più rilevante della resistenza alla penetrazione. Dalla prova CPT è possibile stimare il modulo elastico **Es** del terreno tenendo conto della storia geologica e dello stato tensionale nel terreno.

Una stima valida del modulo elastico **Es per una deformazione mobilitata pari a circa 0,1%** può essere ottenuta per sabbie silicee non cementate a partire dal modulo di taglio a piccole deformazione secondo la formulazione fornita da Burns and Mayne 2002:

$$E_{\rm s} = (q_t - \sigma_n) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + .168}$$

In Figura 45 sono mostrati i moduli elastici così ottenuti dalle prove CPTu.

I terreni granulari dell'**UNITA' A** sono caratterizzabili con un modulo elastico tra 20 e 40 MPa, il modulo elastico dei depositi sabbiosi dell'**UNITA' E** risulta variabile fra i 50 ed i 90 MPa.



Figura 45 - Valori del modulo elastico, Es, delle sabbie da prove CPTu





Sulla base dei risultati delle prove CPTu è possibile anche stimare il **modulo edometrico M** in relazione alla natura dei terreni considerati.

Per terreni a grana fine (I_c > 2.20) Robertson (2009) mette in relazione α_M a Q_{tn} nel seguente modo

$$M = \alpha_M \cdot (q_t - \sigma_v)$$

 α_M =14 per Q_{tn} >14

 $\alpha_M = Q_{tn} \text{ per } Q_{tn} \leq 14$

Per terreni granulari ($I_c \le 2.20$) è possibile assumere

$$M = (q_t - \sigma_n) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + .168}$$

in Figura 46 sono riporti i risultati delle elaborazioni:



Figura 46 - Valori del modulo edometrico M, da prove CPTu

I terreni dell'**UNITA' A** sono caratterizzabili con un modulo edometrico tra 25 e 40 MPa.





Ai terreni di riempimento (**UNITA' C**) sono assegnati moduli estremamente bassi attestabili attorno ai 3MPa. I limi di fondale (**UNITÀ D**) presentano una risposta meccanica eterogenea caratterizzata da livelli con bassi moduli di deformazione e livelli più marcatamente granulari con caratteristiche decisamente migliori.

I depositi sabbiosi dell' UNITA E mostrano un modulo edometrico compreso fra i 60 ed i 110 MPa.

4.4.5.2.3 Prove di laboratorio: prove edometriche

Sul campione indisturbato S3D prelevato all'interno dell'**UNITÀ D** alla profondità di 8,6 m si è eseguita una prova edometrica ad incrementi di carico (IL).

La prova viene condotta applicando una sequenza di carichi in progressione geometrica ad un provino cilindrico contenuto lateralmente, in modo che le deformazioni avvengano solo in direzione verticale. Nel corso del processo di consolidazione viene rilevata l'altezza del provino a vari istanti di tempo e i dati così ottenuti sono utilizzati per determinare i parametri di compressibilità. Il coefficiente di compressione vergine (C_c) risulta pari a 0,22 il coefficiente di rigonfiamento (C_s) pari a 0,03.

I valori dei moduli edometrici ottenuti negli intervalli di tensione 100 – 200 kPa, 200 – 400 kPa e 400 – 800 kPa.

I valori significativi risultano:

E _{ed} (50-100 kPa):	1,8 MPa
E _{ed} (100-200 kPa):	3,0 MPa
E _{ed} (200-400 kPa):	5,4 MPa
E _{ed} (400-800 kPa):	10,9 MPa

4.4.5.3 Valutazione della curva di decadimento della rigidezza per le UNITÀ A, B ed E

La curva di decadimento della rigidezza all'aumentare della deformazione deviatorica è tipicamente rappresentata nel piano modulo di taglio normalizzato (G/G_0) deformazione di taglio (γ). L'andamento reale della curva è usualmente rappresentata matematicamente dalla formula di Hardin & Drnevich (1972):

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{\alpha}}$$

Dove α è il coefficiente di curvatura, γ è la deformazione di taglio, γ_r è la deformazione di taglio corrispondente ad un rapporto G/G₀=0,5.

Per quanto riguarda i materiali granulari Oztoprak e Bolton (2013) hanno raccolto i risultati di 454 prove su campioni ricostituiti e indisturbati su sabbie pulite, sabbie limose e ghiaiose e ghiaia sabbiosa, ottenendo un campo di variabilità della curva piuttosto limitato il cui coefficiente di curvatura e la





deformazione di taglio di riferimento possono essere fatti dipendere dal grado di uniformità, della tipologia di materiale, dell'indice dei vuoti e della pressione efficace media.

Tenuto conto della modesta variabilità dei dati, per i materiali granulari appartenenti alle UNITÀ A, B ed E si propone di utilizzare un andamento medio fra quelli proposti in letteratura, definibile attraverso i seguenti parametri:

- coefficiente di curvatura $\alpha = 0.8$
- deformazione di taglio di riferimento $\gamma_r = 0,05\%$



L'andamento scelto è quello illustrato in Figura 47.

Figura 47 – Curva di decadimento scelta del modulo di taglio normalizzato per le sabbie





4.5 Quadro sinottico dei parametri geotecnici

0 4 4 4 500 10 10 10 10 10 10 10 10 10 10 10 10 1	S4 Ster S3 1 t 1 Unità A Unità A Unità B Unità E Unità E Unità E			Unità A	Unità B	Unità C	Unità D	Unità E Unità E	Unità F	
Peso di volume		γ	[kN/m ³]	18	-	17.5	18	18.5	2	:0
Peso specifico dei g	rani	γs	[kN/m ³]	27*	-	27*	27	27*	2	7*
Contenuto d'acqua	naturale	Wn	[%]	-	-	40	28	-		-
	Limite liquido	LL	[%]	-	-	44	-	-		-
Limiti di Atterberg	Indice di plasticità	IP	[%]	-	-	23	-	-		-
	Da SPT	DR	[%]	45	-	-	-	40 ÷ 60		-
Densita relativa	Da CPTu	DR	[%]	40 ÷ 50	-	-	-	40 ÷ 60		-
Barran a tari di	da pocket p	Cu	[kPa]	-	-	-	-	-	250 -	÷ 500
Parametri di resistenza in	da ELL	Cu	[kPa]	-	-	-	-	-	800	
tensioni totali	letteratura	Cu	[kPa]	-	-	-	-	-	200 ÷ 300	
	Taglio diretto	φ ′ _p	[°]	-	-	-	24 ÷ 29	-		-
Doromotri di	Da SPT (Peck)	φ ′ _p	[°]	36	-	-	-	36 ÷ 42		-
resistenza in	Da CPTu	φ ′ _p	[°]	38	-	24	26	40		-
tensioni efficaci	letteratura	φ΄ _p c _p ΄	[°] [kPa]						26°	30
Modulo di taglio a	Da SPT	Go	[MPa]	-	-	-	-	95		-
piccole deformazioni	Da CPTu	Go	[MPa]	40	-	20	30	80	-	
	da SPT	E' ₂₅	[MPa]	20 ÷ 30	-			30 ÷ 45		
	da CPTu	E's E _{ed}	[MPa]	20 ÷ 35 25 ÷ 40	-	- 3	- 10	50 ÷ 90 60 ÷ 110		-
Moduli operativi	Da prova Edometrica: o' _v : 50 – 100 kPa o' _v : 100 – 200 kPa o' _v : 200 – 400 kPa o' _v : 400 – 800 kPa	E _{ed}	[MPa]	-	-	1,8 3,0 5,4 10,9	-	-		
Coefficiente di consolidazione verticale	Da prova Edometrica	Cv	[cm²/s]	-	-	4,0x10 ⁻⁴ ÷ 6, 0x10 ⁻⁴	-	-		•

* valore del parametro ipotizzato





5 ANALISI NUMERICHE DI CARATTERE GEOTECNICO DEI MASSI SOVRAPPOSTI DELLA BANCHINA ESISTENTE

Al fine di valutare i margini di sicurezza della banchina 22 si sono svolte alcune analisi numeriche.

Per la definizione del modello geotecnico si è fatto riferimento alla ricostruzione geometrica della banchina e alla caratterizzazione geotecnica riportata nei capitoli precedenti.

5.1 Codice di calcolo utilizzato

Nel caso in esame, tutte le analisi in condizioni statiche (Stato Limite Ultimo e Stato Limite di Servizio) e sismiche (effettuate utilizzando il metodo pseudostatico) sono state condotte con l'impiego di software dedicati alla risoluzione di problemi di tipo geotecnico quali **Plaxis 2011.**

Il codice di calcolo **Plaxis** utilizza il metodo degli elementi finiti (F.E.M.), basato su una discretizzazione del mezzo (definizione della mesh) con l'ipotesi che gli elementi si scambino le azioni solo attraverso i punti nodali; in tali punti nel rispetto dell'equilibrio e della congruenza, attraverso la definizione dei legami costitutivi, si ottengono delle equazioni le cui soluzioni determinano gli spostamenti nodali. Una volta noti gli spostamenti ai nodi attraverso la definizione delle cosiddette funzioni di forma si ottengono le deformazioni e quindi gli spostamenti di tutti i punti costituenti l'elemento, dai quali, passando di nuovo per i legami costitutivi, si può risalire allo stato tensionale.

Le principali proprietà del programma sono:

<u>Automatic mesh generation</u>: per la definizione della mesh Plaxis utilizza elementi triangolari che vengono generati in maniera completamente automatica, con la possibilità di raffittire gli stessi in corrispondenza di punti di interesse;

Interfaces: sono utilizzate per simulare l'interazione tra le strutture e il terreno; è quindi possibile definire per uno strato sottile a contatto con la struttura dei valori di attrito e adesione che non sono necessariamente gli stessi del terreno circostante;

Advanced soil model, è possibile utilizzare per il terreno modelli più avanzati rispetto a quello di Mohr-Coulomb;

<u>Staged construction</u>: è possibile simulare processi di costruzione e di scavo per fasi successive permettendo quindi una valutazione più realistica dello stato tensionale iniziale e della sua variazione al progredire dell'intervento.





<u>Phi-c reduction</u>: per la valutazione delle condizioni di stabilità globale sono state condotte analisi tipo phi-c reduction. Con tale analisi vengono ridotte progressivamente le caratteristiche di resistenza del terreno $(\tan \varphi' e c')$ fino al completo sviluppo del meccanismo di rottura.

Il fattore di riduzione così definito:

 $SF = \frac{resistenza\ disponibile}{resistenza\ a\ rottura} = \frac{\tan \varphi'_{input}}{\tan \varphi'_{reduced}} = \frac{c'_{input}}{c'_{reduced}}$

può essere inteso come il margine di sicurezza rispetto ad un fenomeno di instabilità globale.

Il pedice "input" si riferisce alla caratteristica di resistenza adottata per l'analisi in esame, mentre il pedice "reduced" si riferisce alla caratteristica di resistenza per la quale si sviluppa il primo cinematismo di rottura.

Se l'analisi <u>Phi-c reduction</u> viene lanciata a valle di una fase SLE (con parametri caratteristici) il valore di SF può essere assimilato ad un coefficiente di sicurezza globale; se viene lanciata a valle di uno SLU (con parametri ridotti), il valore di SF può essere assimilato al margine di sicurezza sulle resistenze: γ_{R} .

Secondo quanto imposto dalle NT2008 deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

e quindi anche

$$E_d \leq \frac{R(\gamma_{M2})}{\gamma_{R2}}$$

dove E_d è il valore della azione (o dell'effetto dell'azione) di progetto e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, che può essere valutato come rapporto tra la resistenza calcolata con i parametri ridotti del terreno, $R(\gamma_{M2})$ e il fattore parziale $\gamma_{R2} = 1,1$.

5.2 Modello geotecnico della banchina esistente

Per l'analisi delle condizioni attuali della banchina sono stati considerati due distinti modelli i cui schemi geometrici e le mesh adottate per le analisi agli elementi finiti sono presentati in Figura 48.

Con il **modello 1** si vuole rappresentare una sezione tipologica che riproduce nella maniera più fedele possibile la stratigrafia determinata grazie alle indagini del 2014. Tali indagini hanno individuato la presenza di limi sabbiosi di fondale (retino verde scuro) anche immediatamente sotto la base dei massi pilonati; tali depositi recenti presentano caratteristiche di resistenza e deformabilità scadenti e confrontabili con i materiali fini di riempimento (retino verde chiaro).

Con il **modello 2** si considera invece una sezione in cui i limi sabbiosi di fondale sono assenti. L'obiettivo di questa analisi è di considerare una situazione meno gravosa della precedente, nella quale in fase di costruzione si sia correttamente realizzata la classica canaletta di imbasamento di un'opera a gravità a mare,





con asportazione di tutti i limi scadenti di fondale; pertanto i massi pilonati presentano il piano di fondazione sulle sabbie mediamente addensate sottostanti (retino giallo). Tale secondo modello è stato adottato per valutare le prestazioni dell'opera nell'ipotesi di realizzazione a regola d'arte della banchina, con la rimozione completa dei depositi fini di fondale, Queste ipotesi meno cautelative sono state adottate in quanto le successive analisi vanno intese come analisi a ritroso (back analysis) della situazione esistente e non come analisi di progetto per le quali usualmente si adotta il modello rappresentativo più gravoso. Qualora anche le analisi in questa configurazione conducano ad una valutazione della sicurezza non soddisfacente bisogna concludere che la dimensione dell'opera di sostegno risulta comunque inadeguata a soddisfare i requisiti di sicurezza oggi richiesti dalle normative vigenti.



Modello 1 (terreni di fondazione dei massi pilonati: limi sabbiosi di fondale)



Modello 2 (terreni di fondazione dei massi pilonati: sabbie addensate

Figura 48 – Modello 1 e Modello 2 adottati per le analisi FEM

I materiali coinvolti nel volume significativo dell'opera hanno le caratteristiche riportate nella seguente tabella:





Tabella 7 - Parametri geotecnici adottati nelle analisi FEM

	γk	φ _k ΄	C'k	$arct \left[\frac{\tan \phi_k}{\gamma_{M(M2)}} \right]$	$rac{c_k'}{\gamma_{_M(M2)}}$	E′	ν′	
	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[°]	$[kN/m^2]$	$[kN/m_2]$	[-]	
Riempimento	17,50	24	1	19,60	0,8	2000	0,3	
Scapolame	18,50	42	1	35,80	0,8	40000	0,3	
Fondo piazzali	18,00	37	0	31,10	0	30000	0,3	
Limi sabbiosi di fondale	18,00	26	2	21,30	1,6	10000	0,3	
Sabbie	18,50	39	1	32,90	0,8	40000	0,3	
Formazione argillosa di base	20,00	26	30	21,30	24	70000	0,3	
Masso pilonato	24,00	-	-	-	-	15000000	0,2	

5.2.1 Gru semovente di banchina

La gru semovente operante in banchina 22 è il modello n.7 della GOTTWALD serie G HMK 6407.

Consultata la scheda tecnica delle gru semoventi che operavano in banchina 22 messa a disposizione dall'AP si riassumono nel seguito i principali dati necessari per la stima delle pressioni medie in banchina (Tabella 8 Tabella 9) e quelli per la determinazione delle pressioni trasmesse dalla singola ruota e dalla singola piastra di appoggio (stabilizzatore).

Tabella 8 - Condizioni di carico della GRU in traslazione

Massa Totale della GRU	420 t
Superficie di contatto della ruote della GRU in traslazione	9,90m x 5,04m
Pressione media esercitata dalla GRU in traslazione sulla superficie coperta dalle ruote	84,2 kPa
Superficie media coperta dalla GRU in traslazione	15,20m x 10,5m
Pressione media esercitata dalla GRU in traslazione	26,3 kPa





Tabella 9 - Condizioni di carico della GRU in servizio

Massa Totale della GRU	420 t
Carico Massimo di sollevamento	100 t
Massa Totale in servizio	520 t
Superficie media coperta dalla GRU in servizio	14m x 12,5m
Pressione media esercitata dalla GRU in servizio	30 kPa

Tabella 10 - Pressione esercitata dalla ruota della GRU in traslazione

N° assi	7
Carico sull'asse	60 t
Ruota / Asse	4
Carico / Ruota	15,0 t
Superficie di contatto / Ruota	1690 cm ²
Pressione esercitata dalla GRU in traslazione sull'area di contatto della ruota	880 kPa

Tabella 11- Pressione esercitata dalla piastra di appoggio con la GRU in servizio

Pos. II Pos. II Pos. II	Posizione del braccio						
	I	II	II				
Carico	100 t	96 t	100 t				
Raggio	24 m	25 m	24 m				
Carico sulle piastre di appoggio	202,2 t	239,3 t	210,9 t				
Piastra su cui agisce il carico	A,D	А	А, В				
Superficie della piastra di appoggio9 m² (4,5m x 2m)			m)				
Pressione esercitata sull'area della piastra	224 kPa	266 kPa	234 kPa				

Nella figura seguente viene rappresentato uno schema con il quale si indica il modo con cui fino a luglio 2014 operavano le gru semoventi e quindi con i due stabilizzatori lato mare posizionati sui massi; questo assetto era stato scelto dagli operatori in quanto gli avvallamenti presenti in banchina (vedi capitolo 3) non





permettevano l'esercizio delle gru con l'assetto che risulta posizionando gli stabilizzatori lato mare immediatamente a tergo dei massi pilonati.

La condizione di carico più gravosa rimane comunque non tanto quella in esercizio con il sollevamento dei carichi bensì quella di traslazione quando il peso della gru grava sulle ruote. Tale pressione è di 84,2 kPa su un'area di larghezza 5,04 m e lunghezza 9,90 m.

Per analisi numeriche di tipo piano, come quelle illustrate nei paragrafi successivi, tale azione può essere ragionevolmente rappresentata come una pressione agente su una striscia di larghezza 5,04m e lunghezza infinita.



Figura 49 – Schema grafico del modo di operare della gru semovente

5.2.2 Fasi simulate nelle analisi

La corretta determinazione dello stato tensionale effettivamente agente nel terreno richiede la simulazione delle fasi costruttive che hanno portato alla configurazione attuale. Nella Figura 50 si riportano le principali fasi del modello numerico







Le caratteristiche salienti del modello sono le seguenti:

- Piano banchina: +1,7 m da l.m.m.
- Piano di imposta massi pilonati: -9,40 m da l.m.m.
- Fondale di analisi: -9,50 m da l.m.m. e presenza di una piccola berma al piede
- Sovraccarico in banchina: 84,2 kPa su una striscia di larghezza 5,04 m (condizione più gravosa di gru in traslazione)





5.2.3 Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione.

La pericolosità sismica viene definita in termini di accelerazione orizzontale massima a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria di suolo A), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

Per la banchina 22 si sono assunte le seguenti ipotesi:

- vita nominale dell'opera: 50 anni;
- classe d'uso dell'opera: II (coefficiente d'uso 1,0);
- Il periodo di riferimento da considerare (V_R) è quindi pari a 50 anni.

In base allo Stato Limite considerato l'azione sismica sarà dunque valutata:

- per una probabilità di superamento del 63% nel periodo di riferimento definito (50 anni) allo Stato Limite di Danno;
- per una probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento definito (50 anni) allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

In sostanza le ipotesi fatte sul periodo di riferimento portano, in termini di strategia di analisi, a considerare un evento sismico con un tempo di ritorno pari a:

- T_R=50 anni per lo SLD
- T_R=475 anni per lo SLV.

Tenendo conto del periodo di riferimento e della localizzazione geografica del sito si ottengono i seguenti valori dell'accelerazione orizzontale di riferimento su suolo rigido:

SLV $a_g = 0,174g$ SLD $a_g = 0,057g$

Per ottenere I parametri di scuotimento al piano campagna è necessario considerare l'amplificazione stratigrafica del segnale negli strati di terreno superficiali. In via semplificata tale parametro è legato alla categoria di sottosuolo prevista dalla norma identificabile attraverso la velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m.

Le indagini eseguite in foro permettono di stimare la velocità delle onde di taglio nei terreni attraversati ottenendo l'andamento riportato in Figura 64. Tenendo conto che le argille marnose sottostanti la stratigrafia indagata presentano una Vs tipica tra 400 e 600 m/s, si ottiene un $V_{s,30}$ tra 160 e 190 m/s. Cautelativamente, e vista le scarse caratteristiche del riempimento e la sua eterogeneità, si è considera la stratigrafia di riferimento nella **categoria di sottosuolo D**.





Vs[m/s]



Figura 51 – Valutazione della velocità di propagazione delle onde sismiche negli strati di terreno indagati

Applicando quindi i coefficienti di amplificazione stratigrafica (S_s) per la categoria di **sottosuolo D**, e di amplificazione topografica (S_T) si ottiene l'accelerazione massima attesa al sito (a_{max}):

	S	SLV (V _R =	50 ann	i)			
Località	long.	long. lat.		a _g /g	Ss	ST	a _{max} /g
Porto di Ancona	13,4989	43,62145	D	0,174	1,759	1,00	0,306

Tabella 12 – Coefficienti sismici orizzontali




Quando si utilizzano metodi di analisi di tipo pseudo-statico l'azione sismica viene definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali devono essere pertanto valutati in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume significativo per l'opera e della capacità del sistema di subire spostamenti.

Per le opere a gravità, vengono utilizzati i seguenti valori:

- Banchina SLV: $kh = \beta_m \cdot (a_{max}/g) = 0.31 * 0.306 = 0.095$ $kv = \pm 0.5 k_h = \pm 0.047$

Per l' analisi di stabilità globale

- Sistema SLV: $kh = \beta s \cdot (a_{max}/g) = 0,24 \cdot 0,306 = 0,073$ $kv = \pm 0,5 \ kh = \pm 0,043$

Il valore di β_m = 0,31 e β_s =0,24 tengono conto della categoria di sottosuolo e del campo di accelerazione attesa.

L'azione sismica, nelle presenti analisi, è stata applicata all'intera mesh, sommando pertanto all'accelerazione verticale gravitazionale una accelerazione orizzontale. Si tratta pertanto di un'azione agente su tutte le masse presenti nel modello ad elementi finiti.



Figura 52 – Azione sismica applicata all'intera mesh





5.3 Risultati delle analisi

In Tabella 13, sono riassunti i risultati ottenuti dalle analisi numeriche e, in Figura 53, sono rappresentati i punti del modello numerico in cui le risorse resistenti dei materiali risultano completamente mobilitate (punti di plasticizzazione).

		R	(γ _{M2}) / E _d	
	Cond Stat	Condizioni Condizioni Statiche Sismiche		
Condizione di carico	Parametri geotecnici caratteristici (M1)	Parametri geotecnici ridotti (M2)	Parametri geotecnici caratteristici (M1)	Parametri geotecnici ridotti (M2)
Assenza di sovraccarico (Fase 4)	1,05	<1	< 1	<1
Presenza di sovraccarico (Fase 5)	<1	<1	< 1	< 1

Tabella 13 - Risultati delle analisi di stabilità globale della banchina 22 in SLU/SLV (modello 1)

Tabella 14 - Risultati delle analisi di stabilità globale della banchina 22 in SLU/SLV (modello 2)

	R(γ _{M2}) / E _d					
	Cond Stat	lizioni iche	Condizioni Sismiche			
Condizione di carico Assenza di sovraccarico	Parametri geotecnici caratteristici (M1) 1,24	Parametri geotecnici ridotti (M2) < 1	Parametri geotecnici caratteristici (M1) < 1	Parametri geotecnici ridotti (M2) < 1		
(Fase 4) Presenza di sovraccarico (Fase 5)	<1	<1	< 1	<1		







FS (c', phi' reduction)=1,05

Figura 53 – Punti di plasticizzazione relativi all'analisi statica con parametri caratteristici (modello 1)



FS (c', phi' reduction)=1,24

Figura 54 – Punti di plasticizzazione relativi all'analisi statica con parametri caratteristici (modello 2)





Le analisi eseguite adottando il Modello 1 (più fedele alle recenti indagini) mostrano che la banchina 22 presenta margini di sicurezza di poco superiori all'unità solo in condizioni statiche, in assenza di sovraccarichi in banchina e senza considerare alcun tiro alla bitta, nonché svolgendo l'analisi numerica con i parametri geotecnici presi con il loro valore caratteristico.

In particolare l'utilizzo delle pesanti gru semoventi non è compatibile con le caratteristiche attuali dell'opera e giustificano i danneggiamenti evidenziati dalla banchina. Anzi, i valori molto inferiori all'unità relativi all'analisi con gru in traslazione, fanno pensare che siano presenti delle risorse resistenti non incluse nel modello di calcolo che ne hanno impedito il collasso. Una possibile risorsa resistente trascurata nel modello potrebbe essere rappresentata dalla presenza dei pali della vecchia gru portarotaia che potrebbero essere stati decisivi nell'impedire ben più gravi danneggiamenti dell'opera.

Come descritto approfonditamente nel capitolo 3 lo stato di danneggiamento non è il medesimo lungo tutto lo sviluppo della banchina; questo fatto può essere legato sia dal minor utilizzo della banchina nella zona più vicina alla testata, sia ad una situazione stratigrafica migliore, più simile al Modello 2. A parità di altre condizioni i margini di sicurezza valutati con le analisi svolte con il Modello 2 risultano sempre superiori a quelle svolte con il Modello 1, ma comunque non sufficienti per operare in banchina in sicurezza.

Riguardo l'analisi sismica si rileva che, in accordo alle NTC 2008, la modalità di verifica prevede da un lato l'incremento delle azioni e dall'altro la riduzione delle resistenze. E' logico quindi che faccia riferimento ad azioni convenzionalmente basse, senza evidenza delle reali capacità resistenti del sistema rispetto, ad esempio, al solo aumento delle azioni inerziali. Quindi anche in considerazione dei modesti margini di sicurezza che la banchina già presenta in condizioni statiche (M1) e del fatto che in presenza di parametri geotecnici ridotti (M2) non ci sono margini di sicurezza nemmeno in condizioni statiche (né con il Modello 1, né con il Modello 2), si è comunque voluta eseguire un'analisi prestazionale utilizzando i parametri geotecnici caratteristici (M1) ed un'azione inerziale progressivamente crescente. La condizione limite di collasso ottenuta in questo modo avviene per rotazione/ribaltamento della banchina.

Tale analisi coglie l'effetto di una forzante sismica che coinvolge l'intero complesso terreno-struttura e permette di individuare l'accelerazione critica.

<u>in condizioni statiche</u> la banchina 22 non risulta idonea a sopportare i carichi delle gru che operavano sulla stessa fino al luglio 2014; in presenza della situazione stratigrafica del Modello 1 la banchina rischia una vera e propria instabilità per rotazione/ribaltamento, in presenza di una situazione stratigrafica più favorevole (Modello2) i margini di sicurezza comunque insufficienti e gli spostamenti elevati.







Figura 55 – Spostamenti totali relativi all'analisi statica SLE con parametri caratteristici (modello 1)



Figura 56 – Spostamenti totali relativi all'analisi statica SLE con parametri caratteristici (modello 2)





In <u>condizioni sismiche</u>, le analisi di "performance sismica" condotte per la banchina 22 rilevano l'assenza di qualsiasi margine di sicurezza in condizioni sismiche per il modello 1 ed una accelerazione critica di 0.059 g per il modello 2; questo valore di accelerazione risulta inferiore all'accelerazione SLV definita nel paragrafo 5.2.3.



Figura 57 – Punti di plasticizzazione relativi all'analisi sismica con accelerazione alla mesh pari a 0,0587 g (condizione di collasso)

In conclusione, anche non pretendendo per quest'opera i margini di sicurezza richiesti dalle vigenti NTC 2008, la banchina 22 non risulta comunque idonea ad un uso operativo nelle attuali condizioni di carico.





6 ANALISI DI CARATTERE GEOTECNICO DELL'INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

6.1 Criteri alla base dell'intervento di adeguamento e valutazioni di carattere generale

La Banchina 22 presenta delle criticità sia dal punto di vista geotecnico (quota del piano di imbasamento coincidente con il fondale attuale, presenza di materiali scadenti al di sotto della fondazione, scarse caratteristiche meccaniche del materiale di riempimento a tergo), che dal punto di vista strutturale (scarsa qualità del calcestruzzo dei massi pilonati), aggravate dal pesante utilizzo di gru semoventi sul piano di banchina. Non risultano di fatto praticabili interventi di messa in sicurezza che consentano l'utilizzo dell'opera nelle attuali condizioni di lavoro.

Per rendere operativa la banchina si deve pertanto procedere ad un intervento importante di adeguamento; a questo punto in considerazione dell'elevato impegno economico che un tale intervento comunque richiede, è stato richiesto agli scriventi di analizzare una soluzione tecnica che consenta in futuro l'approfondimento fino alla -12,50 m da l.m.m., quota prevista dal Piano Regolatore Portuale di Ancona.

In considerazione della natura dei terreni di fondazione e del fatto che, mediamente, lungo lo sviluppo della banchina, si rinvengono al di sotto del fondale delle sabbie, si ritiene opportuno realizzare l'opera di sostegno lato mare con un palancolato metallico combinato, installato nel terreno di sedime, intestato di qualche metro nella formazione argillosa di base.



Figura 58 – Profilo longitudinale e sezione tipo Banchina 22

Il palancolato lato mare, viste le altezze in gioco, non può lavorare a sbalzo ma deve essere associato ad altri interventi; a tal fine due sono essenzialmente le soluzioni percorribili:

 oltrepassare i terreni scadenti con fondazioni profonde fino alla formazione di base e utilizzare tale complesso strutturale per ancorare la paratia di banchina (PARATIA COLLEGATA AD UNA PIATTAFORMA SU PALI).





 consolidare i terreni esistenti scadenti e ancorare la paratia di banchina ad il sistema di ancoraggio con micropali, barre passive, blocchi di ancoraggio o tiranti di ancoraggio a bulbo iniettato (PARATIA COLLEGATA AD UN SISTEMA DI ANCORAGGIO E TRATTAMENTO DEI TERRENI DI RIEMPIMENTO).

In considerazione delle principali problematiche manifestate dalla Banchina 22, tenuto conto delle previsioni di Piano Regolatore e delle prestazione richieste alla futura banchina così come definite a seguito dei diversi confronti svolti con i tecnici dell'Autorità Portuale, la soluzione individuata è la prima.

La committenza ha infatti richiesto una soluzione che fornisse le maggiori garanzie di affidabilità sotto i seguenti aspetti:

- migliori garanzie nei confronti della sicurezza e funzionalità delle gru semoventi: la realizzazione di una vera e propria struttura di banchina costituita da una piattaforma rigida su fondazioni profonde è sicuramente la soluzione che, in fase di esercizio, riduce al minimo i cedimenti differenziali dovuti ai sovraccarichi;
- <u>minori interventi di manutenzione del piano di banchina</u>: i danni economici per gli operatori legati alla sospensione, seppur breve, delle operazioni in banchina sono sempre molto ingenti. La scelta di eseguire un consolidamento del terreno di riempimento, seppur idonea e perseguibile, implica comunque la manutenzione della pavimentazione stradale flessibile per ripristinare i piani di lavoro dopo i fenomeni di assestamento tipici di un terreno di riempimento appena trattato. Di contro, c'è da dire che consolidando il terreno si sarebbero potute sfruttare in condizioni sismiche le capacità dissipative del materiale, evitando di sollecitare molto le opere strutturali;
- <u>uso di tecnologie tradizionali:</u> la scelta di una piattaforma su pali trivellati va sicuramente in questa direzione; gli interventi di consolidamento utilizzano tecnologie in via di sviluppo e la loro buona riuscita è strettamente legata all'esperienza delle imprese esecutrici. La tecnologia su pali è inquadrabile nei classici lavori a terra e numerose sono le imprese che possono eseguire queste lavorazioni, garantendo anche in fase di gara un'ampia partecipazione;
- minori tempi e minori rischi di imprevisti in fase di esecuzione: in considerazione della necessità di riaprire quanto prima la banchina 22, con la soluzione di paratia collegata ad una piattaforma su pali i tempi di esecuzione sono strettamente legati alla numerosità di mezzi d'opera che le imprese vorranno adottare e questo aspetto potrà essere tenuto in conto in fase di gara per l'offerta sui tempi. I maggiori rischi di imprevisti sono legati all'esecuzione delle trivellazioni in presenza di materiali lapidei grossolani, quali scogli e trovanti nel riempimento; in ogni caso utilizzando una tecnologia semplice come l'escavo di pali, tali imprevisti sono gestibili con interventi ben codificati





(uso di scalpelli, frese...) mentre più incerta sarebbe la risoluzione di tali problematiche in fase di realizzazione di interventi di consolidamento.

In Figura 59 sono indicate le sezioni tipologiche usuali per la realizzazione di una **Paratia ancorata ad** una piattaforma su pali.



Figura 59 – Tipologia di intervento

Nel caso specifico la soluzione prevede, lato mare, la rifodera dell'attuale opera in massi pilonati con un profilato metallico combinato e, a tergo, una piattaforma su pali che ha l'obiettivo di trasferire gli importanti carichi in banchina alla formazione consistente di base, oltrepassando i materiali di riempimento particolarmente scadenti ed eterogenei.

Tale tipologia di banchina è comune in presenza di forti sovraccarichi e terreni a tergo dell'opera di sostegno particolarmente scadenti e/o per opere in avanzamento verso mare; è una soluzione molto frequenti nei porti del Nord Europa e, non a caso, questa tipologia di opera viene spesso chiamata "danese". La denominazione in lingua inglese "*Sheet Pile Quaywalls with Relieving Platform*" (riportata anche nelle norme tecniche giapponesi per le opere portuali) riprende il concetto di riduzione delle spinte grazie alla presenza della piattaforma.

In presenza di importanti azioni orizzontali, come accade in zona sismica, la soluzione "danese" deve essere adattata attraverso l'impiego di elementi inclinati (tiranti, cavalletti di pali...) che ne migliorino le risorse resistenti.

Il solettone su pali permette di avere azioni di progetto sull'opera di sostegno a mare decisamente inferiori quando sulla banchina sono operative le gru semoventi e quando sulla stessa vengono depositati i container. Inoltre, con questa soluzione si riduce decisamente l'influenza dei materiali scadenti presenti al di sotto dei piazzali in termini di azioni agenti sull'opera di sostegno e si eliminano i problemi relativi ai cedimenti del piano di banchina, in quanto i pali troveranno solida fondazione nella formazione argillosa di base.





Nella progettazione è stata posta particolare attenzione all'analisi in condizioni sismiche. La piattaforma su pali che in condizioni statiche permette efficacemente di trasferire i carichi in profondità è, di contro, una massa importante che in condizione sismiche si traduce in un carico in sommità, che va opportunamente tenuto in considerazione.

Per garantire che lo schema strutturale prescelto sia idoneo all'assorbimento delle azioni orizzontali ed in particolare di quelle sismiche sono state analizzate alcune possibili alternative, tutte comunque valide:

- palo inclinato infisso in acciaio
- tiranti di ancoraggio
- setti di ancoraggio
- blocco di ancoraggio

Alcune valutazioni di carattere logistico, economico e funzionale effettuate con i tecnici dell'Autorità Portuale hanno condotto dapprima ad individuare la soluzione con i pali inclinati come quella che meglio rispondeva alle esigenze (vedi Relazione G.E.S. srl su Analisi Tecniche Ottobre 2014); successivamente un confronto con il progettista strutturale del progetto esecutivo ha portato ad optare per una soluzione con tiranti di ancoraggio. Tale decisione deriva essenzialmente da considerazioni di carattere pratico e tecnologico legate alla messa in opera di tale di sistema di contrasto alle forze orizzontali che, nel caso dell'ancoraggio, prevede una perforazione e, nel caso del palo inclinato in acciaio, una infissione. Con la perforazione, eventuali eterogeneità e/o la presenza di trovanti in un riempimento che risale agli anni '30 e che sicuramente ha subito negli anni diverse vicissitudini, sono superabili più facilmente.



Figura 60 – Soluzione analizzata in via preliminare (sx); soluzione di progetto analizzata (dx)





6.2 Descrizione dell'opera

La soluzione analizzata prevede l'incapsulamento dei massi pilonati esistenti attraverso la realizzazione di un robusto solettone in calcestruzzo armato fondato su 4 allineamenti di pali: 3 allineamenti sono realizzati con pali trivellati ø 1200 a tergo dei massi pilonati esistenti mentre un allineamento è realizzato in avanzamento verso mare attraverso un palancolato combinato di tipo palo-palancola che ha la duplice funzione di sorreggere il nuovo solettone e sostenere la spinta delle terre.

Il palancolato è quindi costituito da elementi tubolari di diametro ø914 mm di spessore 20mm ed interasse 2.52 m e palancola intermedia del tipo AZ12-770. I pali in c.a sono disposti ad interasse 6.00 m in direzione trasversale alla banchina, ad interasse 4.00 m in direzione longitudinale.

A questi elementi strutturali, per garantire una efficace reazione della struttura alle azioni sismiche, viene aggiunto un tirante a barre di diametro 63,5 mm collocato in una perforazione di 20 mm ed iniettato a pressione con un sistema di iniezioni ripetute, valvola per valvola. La lunghezza della parte libera è di 18 m, la lunghezza del bulbo di fondazione 18m, l'interasse 4 m.

La piattaforma su pali è costituita da tre conci, due dei quali di lunghezza 63.40 m (concio di radice e concio intermedio) ed uno (concio di testata) di lunghezza 63.70 m.

Tutti pali si intestano nella formazione argillosa di base, pertanto in una sezione geotecnica tipologica si può pensare a pali che raggiungono la quota di circa -25.00 m da l.m.m., mentre specificando concio per concio la quota di base dei pali è la seguente:

- -23,15 m da l.m.m per il concio di radice
- -25,65 m da l.m.m per il concio intermedio
- -27,65 m da l.m.m per il concio di testata.

Tale differenziazione è legata alla quota a cui si rinviene la formazione argillosa di base.

In Figura 61 è mostrata una sezione tipo dell'opera. Le verifiche geotecniche condotte hanno tenuto conto della particolarità degli schema strutturali adottati.







Figura 61 – Sezione tipo intervento di adeguamento Banchina 22

6.3 Sicurezza dell'opera

6.3.1 Quadro normativo

Il progetto delle costruzioni in Italia deve rispettare le previsioni contenute nel Decreto Ministeriale Infrastrutture 14/1/2008 "Nuove Norme tecniche per le costruzioni" (G.U. 4-2-2008, N. 29). Tale normativa prevede che le verifiche di sicurezza siano svolte secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite con l'applicazione di coefficienti di sicurezza parziali. In base a tale metodo, ogni singola causa di incertezza, sulle sollecitazioni, sui materiali, sulle resistenze, sugli schemi di calcolo, viene pesata con un apposito coefficiente, detto appunto coefficiente di sicurezza parziale, che è proporzionato all'influenza ed al grado di incertezza di norma attribuibili al parametro considerato.

Le verifiche di sicurezza fanno riferimento agli Stati Limite Ultimi (**SLU**) per le condizioni statiche e allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**) per le condizioni sismiche.

Le verifiche di funzionalità fanno riferimento agli Stati Limite di Esercizio (**SLE**) per le condizioni statiche e allo Stato Limite di Danno (**SLD**) per le condizioni sismiche.





6.3.2 Verifiche di sicurezza

6.3.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU e SLV)

Per ogni stato limite ultimo è stato verificato il rispetto della condizione:

 $E_d \leq R_d$

dove E_d è il valore della azione (o dell'effetto dell'azione) di progetto e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Gli effetti delle azioni di progetto possono essere calcolati applicando il coefficiente di sicurezza parziale, o direttamente sulle azioni o sull'effetto finale:

$$E_{d} = E(\gamma_{F} F_{k}, X_{k}/\gamma_{M}, a_{d})$$

 $E_{d} = \gamma_{E} E(F_{k}, X_{k}/\gamma_{M}, a_{d})$

E_d = effetti delle azioni di progetto, azioni di progetto

F_k = azioni di progetto caratteristiche

X_k = parametri caratteristici dei materiali (parametri caratteristici dei terreni)

ad = geometria di progetto

 γ_F = coefficiente parziale sulle azioni

 γ_E = coefficiente parziale sugli effetti delle azioni

 γ_M = coefficiente parziale sui materiali.

Il DM2008 fornisce un gruppo unico di valori numerici valido sia per i fattori γ_F che per i γ_E .

Le azioni di progetto E_d, possono essere calcolate in modi distinti che si differenziano per come agisce il coefficiente di sicurezza parziale: sulle azioni, sull'effetto delle azioni o su entrambe.

L'entità delle azioni influenza anche i valori delle resistenze geotecniche di progetto, per le quali la fattorizzazione può avvenire, a sua volta, agendo sui parametri del terreno, sulle resistenze calcolate o su entrambe. Le resistenze R_d, possono essere calcolate in modi distinti che si differenziano per come agisce il coefficiente di sicurezza parziale: sulle azioni, sull'effetto delle azioni o su entrambe. L'entità delle azioni influenza infatti anche i valori delle resistenze geotecniche:

$$R_d = R(\gamma_F F_k, X_k/\gamma_M, a_d)/\gamma_R$$

R_d = resistenza di progetto

F_k = azioni di progetto caratteristiche

X_k = parametri caratteristici dei materiali (parametri caratteristici dei terreni)

a_d = geometria di progetto

 $\gamma_{\rm F}$ = coefficienti parziali per le azioni

 γ_{M} = coefficienti parziali per i materiali (parametri geotecnici deli terreni)

 γ_R = coefficienti parziali per le resistenze.





Il DM 2008 propone per alcune opere geotecniche approcci alternativi (Approccio 1 e Approccio 2), per altre un solo approccio; fornisce inoltre per ciascuna combinazione prevista i coefficienti parziali definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

La combinazione prevista per la verifica della **stabilità globale** delle opere è:

A2+M2+R2.

La verifica si ritiene soddisfatta quando il rapporto tra la resistenza calcolata con i parametri geotecnici di progetto (R), cioè ridotti dai previsti coefficienti parziali, e gli effetti delle azioni di progetto (E), risulta maggiore/uguale del valore del coefficiente parziale sulle resistenze calcolate $\gamma_R = 1,1$.

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale	A1	A2
Permanenti	Sfav. _{%1}		1,3	1,0
	Fav.	% G1	1,0	1,0
Permanenti non strutturali	Sfav.	% 62	1,5	1,3
	Fav.	% 62	0	0
Variabili	Sfav.	Yai	1,5	1,3
	Fav.	Yai	0	0

 Tabella 15 - Coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche (o sull'effetto delle azioni caratt.): $\gamma \in (o \gamma E)$.

Tabella 16 - Coefficienti parziali sui parametri caratteristici del terreno: γ_M

Parametro	Parametro geotecnico	Coefficiente parziale γ _M	M1	M2
Tangente della resistenza a taglio	tan (φ')	γ_{ϕ} '	1	1,25
Coesione efficace	c'	γ _c ′	1	1,25
Resistenza non drenata	Cu	γcu	1	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1	1,00

Tabella 17 - Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche per pali di fondazione: %.

	Infissi				Trivellat	i	
Resistenza	Simbolo γ_R	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Base	$\gamma_{ m b}$	1	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35
Laterale in compressione	γs	1	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Laterale in trazione	γ_{st}	1	1,60	1,25	1,0	1,60	1,25





Tabella 18 - Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	<u>></u> 10
ξ₃	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

 Tabella 19 - Coefficienti parziali sulle resistenze per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Resistenza	Simbolo	R1	R2	R3
	γ_{t}	1,0	1,6	1,3

 Tabella 20 - Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica degli ancoraggi in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	≥5
ξ₃	1.8	1.75	1.70	1.65	1.60
ξ4	1.8	1.70	1.65	1.60	1.55

 Tabella 21 - Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche degli ancoraggi

Resistenza	Simbolo	R2
temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1.1
permanenti	γ _{Ra,p}	1.2

Tabella 22 - Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche per opere di materiali sciolti e fronti di scavo

Resistenza	Simbolo	R2
	$\gamma_{ m R}$	1,1

Nell'ambito delle verifiche in condizioni sismiche le azioni devono essere combinate senza amplificare i carichi permanenti ed utilizzando il coefficiente di combinazione per gli eventuali carichi variabili, come previsto al § 3.2.4 del DM 14.1.08.

6.3.2.2 Verifiche delle prestazioni (SLE e SLD)

In relazione alla struttura in elevazione è necessario verificare che il valore di progetto dell'effetto delle azioni E_d risulti minore del valore limite di progetto per ciascun specifico effetto C_d .





Per ciascun stato limite di esercizio in condizioni statiche e per lo stato limite di danno in condizioni sismiche deve essere, infatti, rispettata la condizione:

 $\mathsf{E}_\mathsf{d} \leq \mathsf{C}_\mathsf{d}$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite per quell'effetto.

La verifica di funzionalità nelle condizioni sismiche SLD è da intendersi come una valutazione rispetto agli spostamenti plastici permanenti indotti dal sisma. Assumendo i parametri di resistenza caratteristici per i materiali e per il terreno può essere determinata l'accelerazione critica relativa all'innesco del primo cinematismo di collasso. Nel caso l'accelerazione attesa per il sito nello stato limite considerato sia inferiore all'accelerazione critica gli spostamenti plastici permanenti risultano nulli.

6.3.3 Approcci progettuali

In accordo con il DM 14.1.08, nella presente analisi sono state utilizzate:

- per la verifica delle opere di sostegno: Approccio 1. Per le strutture di sostegno flessibili l'Approccio 1 (con le due combinazioni: A1+M1+R1 e A2+M2+R1) è l'unico approccio progettuale previsto dalla norma.
- per la verifica della stabilità globale delle opere: A2+M2+R2
- per la verifica delle fondazioni profonde: Approccio 2 (A1+M1+R3)
- per la verifica allo sfilamento dei tiranti di ancoraggio: A1+M1+R3.

6.4 Azioni di riferimento per l'analisi della banchina

Le azioni presenti sono quelle derivanti dal peso proprio del terreno, dai sovraccarichi, dall'acqua, dal tiro alla bitta e dal sisma. *Nel seguito vengono fornite alcune specifiche sulle azioni applicate nelle analisi, tendo conto delle richieste fatte dal committente in termini di tiro alla bitta, sovraccarichi distribuiti, concentrati (gru), quota piano banchina finita, profondità fondali, vita utile e classe d'uso della banchina.*

6.4.1 Tiro alla bitta

Per la banchina l'AP ha richiesto l'allestimento di bitte di ormeggio progettate per un tiro orizzontale di 1000 kN e disposte con interasse di 25 m. Per l'opera di sostegno ciò corrisponde ad una azione orizzontale distribuita di **40 kN/m**. Si tenga comunque presente che al di là delle verifiche strutturali locali bitta/trave (comunque necessarie) il tiro alla bitta non risulta una azione dimensionante per l'opera di banchinamento in progetto, in quanto questa deve essere verificata (v. paragrafo 6.6.3) per azioni orizzontali decisamene più gravose quali quelle dovute al sisma e che, in condizioni sismiche, l'azione della bitta non deve essere tenuta in conto (vedi paragrafo 6.5). Pertanto anche nel caso si volesse adottare bitte con intervallo inferiore, fino





ad un carico equivalente di 50 kN/m la banchina sarebbe sempre verificata nei confronti degli stati limite ultimi di tipo geotecnico.

6.4.2 Sovraccarico distribuito variabile

L'opera viene analizzata considerando agente sulla banchina un sovraccarico variabile distribuito, pari a: 50 kN/m².

$q = 50 \text{ kN/m}^2$

6.4.3 Gru semovente di banchina

Il veicolo considerato per il valutare la presenza di carichi concentrati in banchina è la GRU semovente portuale modello n°7 della GOTTWALD serie G HMK 7608.

Consultata la scheda tecnica delle gru semoventi che potranno operare in banchina 22, messa a disposizione dall'AP, si riassumono nel seguito i principali dati necessari per la stima delle pressioni medie in banchina (Tabella 23 e Tabella 24) e quelli per la determinazione delle pressioni trasmesse dalla singola ruota e dalla singola piastra di appoggio (Tabella 25 e Tabella 26).

Tabella 23 - Condizioni di carico della GRU in traslazione

Massa Totale della GRU	496 t
Superficie di contatto della ruote della GRU in traslazione	11,55m x 5,04 m
Pressione media esercitata dalla GRU in traslazione sulla superficie coperta dalle ruote	85,6 kPa
Superficie media coperta dalla GRU in traslazione	16,20m x 11,1m
Pressione media esercitata dalla GRU in traslazione	27,6 kPa

Tabella 24 - Condizioni di carico della GRU in servizio

Massa Totale della GRU	496 t
Carico Massimo di sollevamento	150 t
Massa Totale in servizio	646 t
Superficie media coperta dalla GRU in servizio	15m x 13 m
Pressione media esercitata dalla GRU in servizio	33,1 kPa
Pressione media esercitata dal solo carico di sollevamento	7,7 kPa





Tabella 25- pressione esercitata dalla ruota della GRU in traslazione

N° assi	8
Carico sull'asse	62 t
Ruota / Asse	4
Carico / Ruota	15,50 t
Superficie di contatto / Ruota	1690 cm ²
Pressione esercitata dalla GRU sull'area di contatto della ruota in traslazione	900 kPa

Tabella 26- pressione esercitata dalla piastra di appoggio con la GRU n servizio

Pos. II	Posizione del braccio				
	I	II	II		
Carico	100 t	96 t	100 t		
Raggio	24 m	25 m	24 m		
Carico sulle piastre di appoggio	202,2 t	239,3 t	210,9 t		
Piastra su cui agisce il carico	A,D	А	А, В		
Superficie della piastra di appoggio	9 m² (4,5m x 2m)				
Pressione esercitata sul suolo	225 kPa	266 kPa	234 kPa		

Tenendo in considerazione che il solettone prevederà dei giunti e sarà quindi costituito da tre conci, in questa sede si stimano i carichi equivalenti distribuiti (vedi Figura 62) da utilizzare nelle analisi, su una porzione di piattaforma di larghezza 20 m e lunghezza 60 m. La distribuzione delle azioni in banchina è quella rappresentata in Figura 62, ipotizzando una situazione particolarmente gravosa, e cioè quella in cui su tale area siano presenti contemporaneamente:

- a) due gru (in modalità servizio)
- b) un sovraccarico di 30 kPa sulle aree non coperte dall'ingombro delle gru nella fascia di carico e scarico di pertinenza delle gru stesse
- c) un sovraccarico di 50 kPa nella zona subito a tergo delle gru, ma compreso nella larghezza di 20 m della piattaforma in calcestruzzo armato







Figura 62 – Condizioni statiche : Combinazione 1 - azioni verticali sul solettone sull'area di un concio; sopra: ipotesi di ubicazione azioni sotto: distribuzione delle azioni agenti.

In considerazione del fatto che la gru risulta essere sempre presente in banchina si ritiene ragionevole distinguere tra:

- pressione media esercitata della sola gru : 33 kPa (azione variabile, Q_k)
- pressione media esercitata dal solo carico di sollevamento con la gru in servizio: 7,7 kPa (azione variabile, Q_k)
- pressione media esercitata da sovraccarichi variabili (vedi container): 50 kPa (azione variabile, Q_k).

Superato il problema di punzonamento locale legato agli elevati carichi concentrati sulla pavimentazione (problematica comunque da analizzare), si osserva che, nei confronti della stabilità dell'opera di sostegno e della banchina nel suo complesso, la combinazione delle azioni in condizioni statiche di Figura 62 risulta comunque meno gravosa della richiesta di idoneità della banchina ad un carico variabile distribuito di 50 kPa (Figura 63).





q.= 50 kPa (sovraccarico di banchina)

Figura 63 – Condizioni statiche: Combinazione 2 - pressioni verticali sul solettone di un concio

6.4.4 Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione.

La pericolosità sismica viene definita in termini di accelerazione orizzontale massima a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria di suolo A), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

Per la banchina 22 si sono assunte le seguenti ipotesi:

- vita nominale dell'opera: 50 anni;
- classe d'uso dell'opera: II (coefficiente d'uso 1,0);

Il periodo di riferimento da considerare (V_R) è quindi pari a 50 anni.

In base allo Stato Limite considerato l'azione sismica sarà dunque valutata:

- per una probabilità di superamento del 63% nel periodo di riferimento definito (50 anni) allo Stato Limite di Danno;
- per una probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento definito (50 anni) allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

In sostanza le ipotesi fatte sul periodo di riferimento portano, in termini di strategia di analisi, a considerare un evento sismico con un tempo di ritorno pari a:

- T_R=50 anni per lo SLD
- T_R =475 anni per lo SLV.

Tenendo conto del periodo di riferimento e della localizzazione geografica del sito si ottengono i seguenti valori dell'accelerazione orizzontale di riferimento su suolo rigido:





SLV $a_g = 0,174g$ SLD $a_g = 0,057g$

Per ottenere I parametri di scuotimento al piano campagna è necessario considerare l'amplificazione stratigrafica del segnale negli strati di terreno superficiali. In via semplificata tale parametro è legato alla categoria di sottosuolo prevista dalla norma identificabile attraverso la velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m.

Le indagini eseguite in foro permettono di stimare la velocità delle onde di taglio nei terreni attraversati ottenendo l'andamento riportato in Figura 64. Tenendo conto che le argille marnose sottostanti la stratigrafia indagata presentano una Vs tipica tra 400 e 600 m/s, si ottiene un V_{s,30} tra 160 e 190 m/s. Cautelativamente, si considera la stratigrafia di riferimento nella **categoria di sottosuolo D**.



Figura 64 – Valutazione della velocità di propagazione delle onde sismiche negli strati di terreno indagati

Applicando quindi i coefficienti di amplificazione stratigrafica (S_s) per la categoria di **sottosuolo D**, e di amplificazione topografica (S_T) si ottiene l'accelerazione massima attesa al sito (a_{max}):





Tabella 27 – Coefficienti sismici orizzontali

				SLV (V _R =50 anni)			SLD (V _R =50 anni)				
Località	long.	lat.	Cat.	a _g /g	Ss	ST	a _{max} /g	a _g /g	Ss	ST	a _{max} /g
Porto di Ancona	13,4989	43,62145	D	0,174	1,759	1,00	0,306	0,057	1,800	1,00	0,102

Se l'analisi sismica viene condotta con metodi di analisi di tipo pseudo-statico, l'azione sismica viene definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. I coefficienti sismici orizzontali e verticali devono essere pertanto valutati in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume significativo per l'opera e della capacità del sistema di subire spostamenti.

Quando l'azione sismica sulle paratie viene valutata con metodi pseudostatici, la normativa nazionale prevede di considerare dei coefficienti riduttivi dell'accelerazione massima di riferimento per tener conto:

- della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera (coefficiente α)

- della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza (coefficiente β).

In Figura 65 sono rappresentati i diagrammi proposti nelle NTC2008 per la valutazione dei coefficienti di deformabilità, α , e di spostamento, β .



Figura 65 - Coefficienti riduttivi dell'accelerazione massima per la valutazione delle spinte sismiche sulle paratie con metodi pseudostatici.





Con riferimento all' **analisi di stabilità globale** dell'intero sistema della Banchina 22, i coefficienti sismici orizzontali e verticali assunti per le analisi di stabilità svolte con il metodo pseudostatico sono i seguenti:

- per lo Stato di Salvaguardia delle Vita (SLV):

$$k_h = \beta_s \cdot (a_{max}/g) = 0,24\ 0,306 = 0,073$$

 $k_v = \pm 0,5\ k_h = \pm 0,037$

assumendo il coefficiente β_s = 0,24 funzione della categoria di sottosuolo D e del campo di accelerazione atteso.

Con riferimento alla <u>struttura di sostegno</u> della Banchina 22 i coefficienti sismici orizzontali e verticali assunti per le analisi pseudostatiche sono i seguenti:

- per lo Stato di Salvaguardia delle Vita (SLV):

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot (a_{max}/g) = 0.35 \cdot 1.0 \cdot 0.306 = 0.11$$

 $k_v = 0$

- per lo Stato Limite di Danno (**SLD**) i coefficienti sismici orizzontali e verticali diventano: $k_h = \alpha \cdot \beta \cdot (a_{max}/g) = 0.35 \cdot 1.0 \cdot 0.102 = 0.036$ $k_v = 0$

Tenendo conto del fatto che α è un coefficiente legato alla deformabilità del terreno, e β un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza, si è ritenuto corretto scegliere un coefficiente α pari a **0,35** in considerazione delle scarse caratteristiche meccaniche del materiale a tergo dell'opera di sostegno, mentre si è voluto adottare cautelativamente un coefficiente β pari **1,0** ipotizzando quindi l' assenza di qualsiasi fenomeno dissipativo dell'azione sismica in relazione agli spostamenti che essa subirà in presenza di un evento sismico.

In considerazione però dell'importanza che tali scelte hanno nell'analisi, e quindi nella progettazione esecutiva di tale opera, nell'ambito dei presenti studi propedeutici al progetto si sono condotte specifiche "**valutazioni di performance**" dell'opera in condizioni sismiche al fine di mettere in condizioni il progettista di valutare e ottimizzare le caratteristiche di duttilità del sistema, nel rispetto della gerarchia delle resistenze. Per tali valutazioni di performance si rimanda al **Capitolo 6.6**.





6.4.4.1 Azione sismica con il metodo pseudostatico

Le analisi di interazione opera di sostegno-terreno è stata sviluppata con uno schema numerico agli elementi finiti in campo statico. Gli effetti sismici sono portati in conto secondo un classico schema pseudostatico dove è necessario introdurre alcune azioni aggiuntive che si sommano a quelle statiche. In particolare, l'azione sismica agente sul sistema include le seguenti componenti:

- 1. l'azione inerziale dovuta al terreno a tergo della paratia (incremento di spinta delle terre)
- 2. l'azione inerziale dovuta al peso dei massi della banchina esistente
- 3. l'azione inerziale dovuta al peso del solettone e dei carichi agenti
- 4. la pressione idrodinamica agente sul lato mare della paratia (sul battente libero valutato secondo Westergaard)

sinteticamente rappresentate nella Figura 66 e che sono esaminate nel dettaglio nei paragrafi seguenti.



Figura 66 – Schema delle azioni sismiche pseudostatiche agenti sull'opera (k_h=0,11).





6.4.4.2 Componente 1: Inerzia del terreno

6.4.4.2.1 Effetti inerziali nel terreno: accelerazione alla mesh

L'azione sismica in generale può essere applicata all'intera mesh del modello agli elementi finiti, sommando pertanto all'accelerazione verticale gravitazionale l'accelerazione orizzontale dovuta al sisma. Si tratta di un'azione agente su tutte le masse presenti nel modello; tale metodologia è stata utilizzata per l'analisi della banchina esistente su massi pilonati.



Figura 67 – Azione sismica applicata all'intera mesh

Nel caso dell'analisi dell'intervento di adeguamento banchina, però, il modello di analisi piano (di cui si discuterà nel seguito in maggior dettaglio) simula con una molla elasto-plastica il contributo offerto dalla piattaforma su pali ai carichi orizzontali. In presenza di tale molla orizzontale l'applicazione dell'accelerazione a tutta la mesh falserebbe la valutazione degli spostamenti relativi dei diversi sistemi strutturali e pertanto si ritiene che tale analisi non sia adeguata per la stima delle sollecitazioni sulle strutture. Per questo motivo si è preferito simulare l'azione sismica sull'opera di sostegno come una pressione applicata sull'opera stessa; la stima di tale azione è stata effettuata come descritto nel paragrafo successivo





6.4.4.2.2 Effetti inerziali nel terreno: valutazione attraverso il ΔKAE

L'incremento di spinta delle terre dovuto all'azione sismica a tergo della paratia è stato quindi valutato tenendo conto della differenza tra il coefficiente di spinta calcolato con la formulazione di Mononobe-Okabe (K_{aE}) e il coefficiente di spinta statico valutato con la formulazione di Coulomb (K_a).

La teoria di Mononobe-Okabe costituisce un'estensione della teoria di Coulomb al caso sismico, pertanto la componente orizzontale totale (statica + dinamica) della spinta attiva sull'opera di sostegno in condizioni sismiche, è valutata mediante il relazione K_{AE} e vale:

per $\beta \leq \varphi' - \theta$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi' - \psi - \theta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi')\sin(\varphi' - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta)\cos(\beta - \psi)}}\right]^2}$$

dove, φ' è l'angolo di attrito interno del terreno, δ è l'angolo d'attrito paratia-terreno, β è l'inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale, ψ è l'inclinazione del muro di sostegno rispetto alla verticale e θ è l'angolo sismico.

Per quanto riguarda l'angolo sismico, con le ipotesi di terreno granulare asciutto, piano campagna regolare (orizzontale o inclinato), e spostamenti sufficienti a raggiungere una condizione limite attiva, la spinta complessiva in condizioni sismiche si ottiene dall'equilibrio delle forze sul cuneo di terreno spingente ottenuto aggiungendo alle azioni geotecniche gli effetti sismici inerziali indotti dall'oscillazione sismica. In sostanza quindi la risultante delle forze di massa non rimane verticale, ma si inclina di un angolo che viene definito *angolo sismico (\theta)*. Nel caso di terreno asciutto tale angolo viene valutato come:

$$\tan \theta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{k_h \gamma_d}{(1 \pm k_v) \gamma_d} = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

in cui $k_h e k_v$ rappresentano i coefficienti di accelerazione sismica, rispettivamente orizzontale e verticale, espressi come frazione dell'accelerazione di gravità e γ_d è il peso di volume del terreno asciutto.

In Figura 68 è mostrato il modello di riferimento per l'analisi di Mononobe-Okabe.







Figura 68: Equilibrio delle forze sul cuneo attivo a nell'analisi di Mononobe-Okabe.

Nel caso di **terrapieno sommerso**, come per la banchina portuale in questione, è necessario tenere in conto l'azione che l'acqua esercita sullo scheletro solido (spinta di Archimede).

In funzione della permeabilità del terreno si vengono a creare due situazioni limite, definite di *alta permeabilità* e di *bassa permeabilità*. In Figura 69 sono rappresentate le forze agenti sul volume di terreno sotto falda nelle due condizioni limite.



Figura 69: Forze agenti sul volume di terreno nelle condizioni di Alta Permeabilità e Bassa Permeabilità.

La distinzione tra bassa ed alta permeabilità, essenziale per poter scegliere a quale condizione fare riferimento, va riferita ad una condizione di carico ciclico, diversa da un problema di filtrazione in condizioni statiche.

Vari autori hanno proposto diversi valori del coefficiente di permeabilità per distinguere l'acqua libera dall'acqua vincolata in condizioni dinamiche. Facendo riferimento all'Eurocodice 8 è possibile assumere come limite un valore di permeabilità pari a:

$$K_{limite} = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

Terreni con permeabilità superiori si comportano in *Alta Permeabilità*, terreni con permeabilità minori si possono considerare in *Bassa Permeabilità*.

Per la banchina 22, la stratigrafia dei terreni presenti, costituita da limi e limi sabbiosi, con i valori già indicati per il coefficiente di permeabilità dei terreni che interagiscono con il palancolato, costituisce indubbiamente una condizione di **Bassa Permeabilità**.





Si assume che la bassa permeabilità del terreno non consenta il moto libero dell'acqua tra le particelle dello scheletro solido. Quindi l'azione sismica si applica all'intera massa solido-liquido del terreno che risponde come un unico mezzo. L'accelerazione orizzontale agisce sul peso del terreno saturo (γ_{sat}), quella verticale può essere calcolata sottraendo la componente dinamica di galleggiamento dalla forza gravitazionale dinamica dell'intera massa acqua-terreno, ottenendo il valore $\gamma_{sub}(1 \pm k_v)$.

L'angolo sismico apparente in condizioni di bassa permeabilità vale quindi:

$$\tan \theta'' = \frac{F_h}{F_v} = \frac{\gamma_{sat} k_h}{\gamma_{sub} (1 \pm k_v)} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \tan \theta$$

Dato che il peso specifico del terreno saturo è circa il doppio del peso sommerso si ha che tan θ' è circa due volte più grande del valore tan θ .

Nelle condizioni di bassa permeabilità quindi l'effetto idrodinamico dell'acqua nella valutazione della spinta sull'opera di sostegno è già compreso nella valutazione dell'angolo sismico apparente θ' .

Ne deriva un coefficiente di spinta attiva di Mononobe Okabe, calcolato considerando: angolo d'attrito del terreno di progetto $\varphi'=26^\circ$, terrapieno orizzontale, paramento verticale, angolo d'attrito paratia-terreno uguale a 17° ($\delta=2/3\varphi'$) e peso di volume $\gamma=18,0$ kN/m³;

$$K_{aE} = 0,564$$

Il corrispondente valore di spinta attiva di Coulomb vale:

$$K_a = 0,385$$

L'incremento di spinta da considerare è dunque funzione del seguente coefficiente:

$$\Delta K_{aE} = K_{aE} - K_a = 0,564 - 0,385 = 0,179$$

6.4.4.2.3 Componente 2: inerzia dovuta ai massi della banchina esistente

L'azione inerziale dovuta al peso proprio del massi di banchina viene rappresentata da un diagramma di pressione rettangolare (dalla quota +0,0 m da l.m.m. alla -9.40m da l.m.m) determinato come il prodotto tra peso a metro lineare dei massi e il coefficiente sismico kh= 0.11.

6.4.4.2.4 Componente 3: inerzia dovuta a solettone e sovraccarichi

L'azione inerziale dovuta al peso proprio del solettone e dei carichi viene rappresentata da una forza in testa della paratia (alla quota +1,0 m da l.m.m.) così composta:

• inerzia solettone + pavimentazione • inerzia peso proprio GRU • inerzia carico delle GRU $\Delta p = k_h \cdot h \cdot \gamma \cdot B = 0,11 \cdot 1,15 \cdot 25 \cdot 20 = 63,25 \ kN/m$ $\Delta p = k_h \cdot p \cdot B = 0,11 \cdot 16,5 \cdot 13,0 = 23,60 \ kN/m$ $\Delta p = k_h \cdot p \cdot B = 0,11 \cdot 3,85 \cdot 13,0 = 5,46 \ kN/m$ **100** di **168**





- inerzia sovraccarico tra le GRU
- inerzia sovraccarico a tergo delle GRU

 $\Delta p = \psi 2j \cdot k_h \cdot p \cdot B = 0.6 \cdot 0.11 \cdot 15 \cdot 13 = 12.87 \ kN/m$ $\Delta p = \psi 2j \cdot k_h \cdot p \cdot B = 0.6 \cdot 0.11 \cdot 50 \cdot 7.0 = 23.10 \ kN/m$ $Totale= 128.30 \ kN/m$

• inerzia solettone + pavimentazione

inerzia sovracc. distribuito di 50 kPa

 $\Delta p = k_h \cdot h \cdot \gamma \cdot B = 0,11 \cdot 1,15 \cdot 25 \cdot 20 = 63,25 \ kN/m$ $\Delta p = \psi 2j \cdot k_h \cdot p \cdot B = 0,6 \cdot 0,11 \cdot 50 \cdot 20 = 66,00 \ kN/m$ Totale=129,5kN/m

Come si può osservare, anche in condizioni sismiche la forza in testa all'opera di sostegno a causa di solettone e del sovraccarico in banchina risulta maggiore se valutata a partire dall'ipotesi di sovraccarico distribuito di 50 kPa, piuttosto che considerare il concio di circa 60 m caricato con due gru, un sovraccarico variabile dei container nella fascia di carico-scarico tra le due gru di 30 kPa, un sovraccarico variabile di 50 kPa nella porzione di solettone rimasta libera a tergo delle gru.

6.4.4.2.5 Componente 4: azione idrodinamica

La presenza dell'acqua libera gioca un importante ruolo nel determinare il carico in condizioni simiche su opere portuali. Quando il fronte della superficie di sostegno è impermeabile, la pressione totale dell'acqua che agisce sull'opera di sostegno può essere divisa in due componenti: la pressione idrostatica che cresce linearmente con la profondità e agisce sul muro prima, dopo e durante lo scuotimento sismico, e la pressione idrodinamica, che risulta dall'interazione tra la struttura e l'acqua

Tale pressione idrodinamica può essere stimata con la soluzione di Westergaard (1933) come indicato in Figura 70.



Figura 70 - Valutazione della pressione idrodinamica indotta da azione sismica (Westergaard)

La pressione idrodinamica nel battente d'acqua davanti alla paratia vale:

 $q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{Hz} = \pm 0.875 \cdot 0.11 \cdot 10 \cdot \sqrt{12.5z} = \pm 0.96 \cdot \sqrt{12.5z}$





6.5 Combinazione delle azioni

Le combinazioni delle azioni da utilizzare nelle verifiche agli stati limite sono definite al paragrafo 2.5.3 delle NTC2008.

Le azioni variabili presenti in banchina sono le seguenti:

- tiro alla bitta
 (azione variabile, Q_k).
- pressione media esercitata da sovraccarichi variabili (vedi container) (*azione variabile, Q_k*)
- pressione media esercitata dalla sola gru : (azione variabile, Q_k)
- pressione media esercitata dal solo carico di sollevamento con la gru in servizio:
 (azione variabile, Q_k)

Non essendo tali azioni esplicitamente contemplate in norma, sono state combinate come indicato nella Tabella 28, operando alcune assimilazioni e adottando, in via cautelativa, un coefficiente di combinazione unitario per la gru, vista l'alta probabilità della sua presenza in banchina nel caso di un evento sismico.

Si sottolinea che in presenza dell'azione sismica il tiro alla bitta viene considerato nullo, in quanto il tiro delle imbarcazioni non è in fase con l'azione sismica.

In tabella sono quindi indicate le categorie di azioni variabili a cui sono state assimilate le azioni presenti in banchina e i coefficienti di combinazione utilizzati.

Azione variabile	Ψοϳ	ψ_{1j}	Ψ _{2j}	Assimilabile alla seguente categoria prevista in NTC 2008
Tiro alla bitta	0,6	0,2	0,0	Vento
Sovraccarico distribuito in banchina	0,7	0,7	0,6	Categoria D Ambienti ad uso commerciale
Gru e Carico di sollevamento	1	1	1	Assunto unitario in via cautelativa

Tabella 28 - Coefficienti di combinazione delle azioni variabili





6.6 Analisi numerica dell'intervento (Concio 2 - Intermedio)

6.6.1 Definizione del modello geotecnico per le analisi numeriche

Per l'analisi della Banchina 22 si è svolta una analisi di interazione terreno-struttura.

Per l'analisi piana del sistema nel suo complesso si è utilizzato un modello agli elementi finiti impiegando il codice FEM **Plaxis** (alcuni dettagli sul codice sono stati forniti nel capitolo 5.1.)

Per lo studio delle fondazioni profonde (gruppo di pali) si è utilizzato il codice **Repute** della software house inglese Geocentrix Ltd. Il programma risolve il problema di interazione palo-terreno attraverso il metodo agli elementi di contorno (BEM), adatto all'introduzione di un legame elasto-plastico all'interfaccia. Il metodo impiega la tecnica risolutiva "alle sottostrutture" in cui i pali ed il terreno circostante sono considerati separatamente e la compatibilità e l'equilibrio sono imposti all'interfaccia. Date le condizioni al contorno, per esempio carichi e momenti sul gruppo di pali, le equazioni di equilibrio e congruenza sono risolte permettendo la valutazione della distribuzione delle tensioni nei pali per ogni condizione di carico applicata. Il comportamento del terreno, nella sua interazione con i pali, viene considerato di tipo elastoplastico, con legge costitutiva di tipo iperbolica.

In Figura 71 è presentato lo schema geometrico utilizzato per la costruzione del modello agli elementi finiti.



Figura 71 – Schema grafico con le principali caratteristiche geometriche





Le caratteristiche salienti del modello:

- Piano banchina +2,0m da l.m.m./Fondale iniziale -9,50m l.m.m.
- Fondale di analisi: -12,50m l.m.m.
- Sovraccarico in banchina, 50 kPa (azione variabile)
- Tiro alla bitta 40 kN/m

In Figura 72 si riporta lo schema della mesh agli elementi finiti, con gli elementi di vincolo che simulano pali, ancoraggi e solettone di collegamento; in Tabella 29 sono riassunte le caratteristiche meccaniche dei materiali, distinguendo i valori caratteristici dai valori di progetto che dipendono dai rispettivi coefficienti parziali di sicurezza (γ_{M}).







Tabella 29- Parametri geotecnici adottati nelle analisi FEM

	$\gamma_{ m k}$	φ _k '	C'k	$arct\left[\frac{\tan \phi_k}{\gamma_{M(M2)}}\right]$	$\frac{c'_k}{\gamma_{_M(M2)}}$	E′	ν′	
	[kN/m ³]	[°]	$[kN/m^2]$	[°]	$[kN/m^2]$	$[kN/m_2]$	[-]	
Riempimento	17,50	24	1	19,60	0,8	2000	0,3	
Scapolame	18,50	42	1	35,80	0,8	40000	0,3	
Fondo piazzali	18,00	37	0	31,10	0	30000	0,3	
Limi sabbiosi di fondale	18,00	26	2	21,30	1,6	10000	0,3	
Sabbie	18,50	39	1	32,90	0,8	40000	0,3	
Formazione argillosa di base	20,00	26	30	21,30	24	70000	0,3	
Masso pilonato	24,00	-	-	-	-	15000000	0,2	

Nelle tabelle seguenti si riportano le caratteristiche strutturali del palancolato combinato e del solettone e le rigidezze delle molle che simulano il sistema di contrasto ai carichi orizzontali e quelle che simulano l'effetto della presenza dei pali sollecitati con carichi verticali.

Tabella 30 – Caratteristiche palancolato combinato e solettone

Identificazione	EA	EI
	[kN/m]	[kNm²/m]
Tubo 914mm/2,52 m sp20mm svuotato e riempito		
di cls strutturale	18 930 000	576 423
Combinato con AZ12/770		
Solettone sp 0.9 m	27 000 000	1 823 000





Tabella 31 – Rigidezze delle molle

Identificazione					
Molla orizzontale	Allineamento costituito da 3 pali sollecitati orizzontalmente (rigidezza al metro tenendo conto dell'interasse di 4m)	4570			
Molla verticale	Palo sollecitati verticalmente (rigidezza al metro tenendo conto dell'interasse di 4m)	67390			
Tironto	Parte libera	166300			
mante	Bulbo	604300			

Nei paragrafi successivi si forniscono alcune spiegazioni sui criteri con cui sono state stimate le rigidezze di quelle molle e i carichi di rottura.

6.6.1.1 Modellazione semplificata del sistema di contrasto ai carichi orizzontali (molla orizzontale)

Il sistema di contrasto ai carichi orizzontali, indotti dalle forze sia statiche che sismiche agenti sulla palancola lato mare, è costituito dal solettone, da tre allineamenti di pali verticali in c.a. e dal tirante iniettato inclinato di 40° rispetto all'orizzontale posizionato tra un palo e lungo il primo allineamento di pali.

Tale sistema può essere scomposto analizzando separatamente i contributi dei differenti elementi che lo compongono. In particolare, la risposta al carico orizzontale di un gruppo di pali vincolati in testa è un problema fortemente tridimensionale che ha in se una elevata componente di non linearità a causa dell'effetto ombra prodotto dai pali più avanzati su quelli retrostanti; in considerazione di ciò risulta errato modellare i pali in una analisi 2D come una serie di elementi beam. Si è dunque provveduto a simularne l'effetto attraverso l'introduzione di un vincolo elastico la cui rigidezza è stata calibrata eseguendo analisi di interazione del sistema pali-solettone con uno specifico codice di calcolo dedicato alla modellazione delle platee su pali. Si è così ottenuta una curva carico-spostamento orizzontale, ovverosia una vera e propria Curva di Capacità della palificata sottoposta ai carichi orizzontali, che ha permesso di calibrare la rigidezza dei vincoli elastici utilizzati nella modellazione agli elementi finiti del sistema strutturale e del terreno.





L'elemento tirante è stato invece introdotto direttamente all'interno del modello numerico 2D del sistema.

Per le analisi in campo non lineare della resistenza a carichi orizzontali offerta dal sistema di ancoraggio costituito dal complesso pali – solettone si è adottato il codice di calcolo Repute 1.0 assimilando il solettone poggiato sui tre ordini di pali in c.a. retrostanti l'attuale muro in massi pilonati, ad una platea soggetta ad un carico applicato orizzontalmente in sommità, in direzione del ciglio banchina.

Repute 1.0 è un software agli elementi al contorno (BEM) che esegue una analisi tridimensionale non lineare del comportamento tenso-deformativo di un gruppo di pali interagente con un terreno; il software, una volta definite le condizioni al contorno permette il calcolo della distribuzione di tensioni, carichi e momenti per qualsiasi condizione di carico.

Nel caso specifico, per costruire una curva carico-spostamento del sistema esaminato, bisogna considerare l'ulteriore influenza dell'interazione fra il cuneo di spinta del terreno e l'ordine di pali più avanzato.

Per tenere conto di tale effetto la curva è stata ricostruita sommando i contributi resistenti forniti dai due schemi di analisi illustrati in Figura 73 e descritti in dettaglio nel seguito:







Figura 73 – Schemi di analisi per calibrazione molla orizzontale

- ANALISI I: modello adatto per valutare il contributo resistente dell'allineamento di pali più avanzato (allineamento 1) ricadente all'interno del cuneo di spinta; questa interazione esclude la possibilità che tale ordine possa contare, per l'intera altezza di scavo, sul contrasto del terreno in condizioni di stato limite attivo. Per questo motivo nel modello di riferimento i terreni reagenti si ritrovano solo da quota -12,5m da p.c.
- **ANALISI II:** modello adatto per valutare il contributo resistente dei due allineamenti di pali retrostanti (allineamenti 2-3).

Al fine di rendere più semplice ed affidabile il risultato delle analisi, il terreno più addensato rinvenuto nei primi 3m di terreno da p.c. è stato assimilato meccanicamente ai sottostanti limi di fondale; ai terreni coinvolti nelle analisi sono state assegnate in input le caratteristiche riportate in tabella seguente:




	Ε'	v	γ	φ	Cu	k ₀
	[MPa]	[-]	[kN/m ^{3]}	[°]	[kPa]	[-]
Riempimento fine	3	0,3	17,5	24	-	0,3
Limi fondale	5	0,3	18	26	-	0,5
Sabbie addensate	40	0,3	19	39	-	0,4
Formazione	70	0,5	20	_	250	0,35

L'analisi ha permesso di costruire la curva carico orizzontale – spostamento del sistema strutturale e determinare il momento in testa ad ogni palo associandolo al relativo taglio in sommità.

Lo schema di Figura 73 si ripete in direzione longitudinale ad interasse di 4m sviluppandosi per una lunghezza di circa 200m rendendo di fatto il problema piano. Tuttavia l'interazione tra i pali dovuta all'effetto "ombreggiamento" produce una riduzione sensibile del contributo resistente del singolo palo rispetto ad un gruppo di pali adiacenti fino ad alcuni diametri di distanza; nel caso in esame, l'analisi su un numero ridotto di pali porterebbe a sovrastimare le risorse resistenti dei pali laterali del modello, che si comporterebbero come "isolati", mentre in realtà sarebbero sempre pali centrali rispetto alle reali dimensioni della palificata di banchina. Per risolvere tale problema si è scelto di includere nelle analisi un numero di pali più grande di quello della cella elementare (i 12 pali in rosso Figura 74), sebbene poi si considerino solo le sollecitazioni su un allineamento trasversale centrale (palo n°2, n°6, n°10).

La somma delle reazioni in sommità dei pali così selezionati, rapportati all'interasse di competenza, permette di stimare la relazione corretta tra carico applicato e spostamento.



Pali inclusi nel modello di analisi

 $\left(\right)$

Pali selezionati per la valutazione delle sollecitazioni

Figura 74 – Cella elementare di analisi





La somma delle reazioni in testa ai pali così selezionati permette di stimare la relazione tra carico applicato e spostamento. Una volta che il palo raggiunge il suo momento di plasticizzazione (legato all'armatura messa in opera) il contributo offerto da quell'elemento non aumenta più.

In considerazione del fatto che la soglia della capacità della palificata dipende dalle scelte effettuate in sede di progettazione strutturale, si rimanda alla specifica relazione di progetto. In tale contesto ipotizzando con un momento di plasticizzazione **My** del palo di **3000 kNm**, le analisi mostrano:

 una deformabilità del sistema pali – solettone pressoché costante per l'intero campo di spostamento (k=4570 kN/m/m)



una soglia plastica corrispondente per un valore del taglio in testa di **360 kN/m**.

Figura 75 – Curva carico orizzontale – spostamento del sistema di ancoraggio costituito dal solettone su pali

6.6.1.2 Modellazione semplificata dell'effetto dei pali ai carichi verticali (3 molle verticali)

Per la valutazione della rigidezza ai carichi verticali è stata effettuata una analisi di interazione sul palo singolo ricavando la relativa curva carico verticale- cedimento (Fig. 76, curva di capacità del palo singolo per carichi verticali). In considerazione del fatto che l'analisi FEM della banchina è un'analisi piana la reazione del palo singolo deve essere ripartita per l'interasse dei pali (4 m in direzione longitudinale).









Figura 76 – Curva di capacità del palo singolo per carichi verticali





6.6.2 Fasi delle analisi numeriche

Attraverso il codice numerico utilizzato (Plaxis) è stato possibile simulare i diversi processi di costruzione permettendo una valutazione quasi realistica dello stato tensionale iniziale e della sua variazione al progredire dell'intervento.

Riferendosi poi alle modalità di combinazione delle azioni, così come definite in norma e come riportate nel capitolo 6.4 del presente documento, si sono effettuale le analisi necessarie per le verifiche di **Stato limite di esercizio** (SLE rara) e le verifiche di Stato limite ultimo in condizioni statiche (SLU combinazione 1, SLU combinazione 2) e sismiche (SLV).

FASI	Verifiche
Simulazione costruzione banchina esistente:	
Simulazione costruzione banchina esistente.	
Realizzazione canaletta ed Imbasamento	
Costruzione massi	
Riempimento a tergo per fasi	
Escavo fino fondale attuale	
Costruzione nuove strutture	
Dragaggio fondale a -11 m da l.m.m	
Dragaggio fondale a -12.50 m da l.m.m (PRP)	
Sovraccarico e bitta per SLE	SLE _rara
Sovraccarico e bitta per SLU comb 1 (bitta azione principale)	SLU_11
Sovraccarico e bitta per SLU comb 1 (sovraccarico azione principale)	SLU_11
Sovraccarico e bitta per SLU comb 2 (bitta azione principale)	SLU_12
Sovraccarico e bitta per SLU comb 2 (sovraccarico azione principale)	SLU_12
Sovraccarico e sisma per SLV	SLV

Tabella 32 Fasi di analisi





6.6.3 Risultati delle analisi numeriche

6.6.3.1 Risultati delle analisi di sicurezza (SLU/SLV)

Per la **condizione definitiva con fondale alla quota** <u>-12.50 m da l.m.m.</u> così come previsto da Piano Regolatore Portuale, nella seguente tabella si forniscono le sollecitazioni determinate dalle analisi di sicurezza in condizioni statiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) e in condizioni sismiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

			Statica								
		SLU-1.1_1 (Bitta principale)	SLU-1.1_2 (Sovr. principale)	SLU-1.2_1 (Bitta principale)	SLU-1.2_2 (Sovr. principale)	SLV					
		1,5· q (GRU) 1,5·0,7· q (sovracc.) 1,5· q (Bitta) Ψ(M1)	5·q (GRU) 1,5·q (GRU) 1,3·q (GRU)		1,3· q (GRU) 1,3· q (sovracc.) 1,3·0,6· q (Bitta) Φ(M2)	0,6· q (sovracc.) No Bitta Φ(M2)					
olato Ilico	M_{max} [kNm/m] z da lmm [m]	298,4 (-10,25 m)	303,6 (-10,25 m)	344,0 (-10,50 m)	360,0 (-10,50 m)	1105 (-8,00 m)					
Palanc meta	Vmax [kN/m] z da lmm [m]	211,7 (-12,50 m)	211,4 (-12,50 m)	191,7 (-13,88 m)	193,0 (-13,88 m)	379,3 (-13,88 m)					
e (*)	*N _{max} [kN/m]	30,7	18,7	54,5	44,9	215,7					
Tirant	N _{max} [kN] i=4,0m	123	75	218	180	863					
ta (**)	V _{max} [kN/m] z=+1,0m lmm	46,4	39,7	66,9	59,5	201,8					
Palafica	V _{max} [kN] i=4,0m	186	159	268	238	808					

Tabella 33: risultati delle analisi di sicurezza in condizioni statiche, SLU e sismiche, SLV (fondale PRP)

• * lo sforzo normale è riferito lungo l'asse del tirante

• ** taglio complessivo in testa alla palificata (z=+1,0 m l.m.m)

In Figura 77 si mostrano gli andamenti delle sollecitazioni, momento flettente, taglio e sforzo normale, sul palancolato combinato in acciaio. Nel diagramma dello sforzo normale non è compreso il peso del palo.

Le sollecitazioni si riferiscono a tutte le combinazioni di carico statico SLU e alla combinazione sismica SLV, che rappresenta la condizione dimensionante.





Si osserva che il valore massimo del momento flettente si colloca all'incirca alla quota di -11 m da I.m.m. in condizioni statiche, e circa a -9 m da I.m.m. in condizioni sismiche. Il valore del taglio è elevato in corrispondenza del collegamento del palancolato con la piattaforma su pali (che funge da elemento di contrasto per la banchina) ma anche poco sotto la quota del fondale; l'effetto della presenza dei massi della banchina esistente è evidente soprattutto in condizioni sismiche SLV.



Figura 77 – Sollecitazioni sul palancolato a mare nelle condizioni statiche SLU (combinazione1, combinazione2) e nelle condizioni sismiche SLV





[kNm/m]













6.6.3.2 Risultati delle analisi di funzionalità (SLE/SLD)

Nella seguente tabella si riportano i risultati delle analisi di funzionalità in condizioni statiche allo Stato Limite di Esercizio (**SLE**) e in condizioni sismiche allo Stato Limite di Danno (**SLD**).

		Statica	Sismica
		SLE-rara	SLD
		1,0· q (GRU) 1,0· q (sovracc.) 1,0· q (Bitta) Φ(M1)	0,6∙ q (sovracc.) No Bitta Ψ(M1)
olato Ilico	M _{max} [kNm/m] z da lmm [m]	234 (-10,25 m)	327,6 (-8,80 m)
Palanco metal	Vmax [kN/m] z da lmm [m]	163,4 (-12,50 m)	200,3 (-12,50 m)
e (*)	N _{max} [kN/m]	18,9	50,1
Tirant	N _{max} [kN] i=4,0m	75,6	200,4
(**) E	V _{max} [kN/m] z=+1,0m lmm	35,5	60,4
Palaficat	V _{max} [kN] i=4,0m	142	241,6
tali	Testa z=+1,0m lmm	8 mm	13 mm
orizzon olato	Max	14 mm	24,5 mm
tamenti palanc	Fondale z=-12,5m lmm	9 mm	15 mm
Spos	piede z=-25,5m lmm	1 mm	1,6 mm

Tabella 34: risultati delle analisi di funzionalità in condizioni statiche, SLE simiche SLD

* lo sforzo normale è riferito lungo l'asse del tirante

** taglio complessivo in testo alla palificata (z=+1,0 m lmm)





In Figura 80 si mostrano per le condizioni di esercizio in condizioni statiche (SLE _ rara) e per le condizioni sismiche di Stato Limite di Danno (SLD) gli andamenti degli spostamenti sul palancolato combinato in acciaio; si diagrammano anche le sollecitazioni (momento flettente, taglio e sforzo normale) Anche in questo caso nel diagramma dello sforzo normale non è compreso il peso del palo.



(***) è stato trascurato il peso del palancolato

Figura 80 - Sollecitazioni sul palancolato a mare nelle condizioni statiche SLE e nelle condizioni sismiche SLD











Figura 82 – Campo degli spostamenti orizzontali nelle condizioni statiche SLE_rara



Figura 83 – Campo degli spostamenti orizzontali nelle condizioni sismiche SLD

6.6.3.3 Verifica della stabilità globale del sistema

In Figura 84 e Figura 85 sono indicati i punti di plasticizzazione corrispondenti all'innesco del primo cinematismo generale di collasso dell'opera ottenuti con il metodo *c-phi reduction* che utilizza il codice numerico Plaxis per individuare una condizione di collasso generalizzato.

Pertanto la stabilità globale del complesso opera-terreno per tutti gli Stati Limite Ultimi (**SLU** per le condizioni statiche e **SLV** per le condizioni sismiche) analizzati deve essere verificata, con riferimento ai requisiti di sicurezza geotecnica imposti dalla Norma vigente, secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2) mediante il soddisfacimento della disuguaglianza:

R (
$$\gamma_{\text{F}}F_{\text{k}},\phi_{\text{d}}$$
) / $E_{\text{d}} \ge \gamma_{\text{R}}$, con γ_{R} =1,1

dove E_d è il valore della azione (o dell'effetto dell'azione) di progetto, R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico e γ_R è il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti e fronti di scavo.





Le analisi di *c-phi reduction* sono state eseguite a partire da un modello in cui ai terreni sono stati assegnati i parametri ridotti (M2), i sovraccarichi variabili in banchina sono stati amplificati di 1.3 (A2) nell'analisi statica e combinati con il sisma con il fattore ψ_{02i} = 0.6 in condizioni sismiche.

La Figura 84 fa riferimento a condizioni statiche mentre la Figura 85 si riferisce alla stabilità generale in condizioni di carico sismico.

Le azioni sismiche considerate sono un coefficiente sismico orizzontale $k_h = 0,073$ ed un coefficiente sismico verticale $k_v = -0,037$. Tali coefficienti sismici, tradotti in termini di accelerazioni (a_h , a_v), sono stati applicati a tutte le masse del modello.

In

Tabella 35 sono riassunti, i risultati delle analisi di stabilità globale.

 Tabella 35 Valutazione della sicurezza globale dell'opera

	R (γ _F F _k ,φ _d) / E _d													
Condizioni	Condizioni	Sovraccarico di analisi												
statiche	sismiche													
1,70 (SLU)	1,43	q= 50 x 1,3 =65 kPa												
	1,62 (SLV)	q= 50 x 0,6 = 30kPa												

Come si può osservare per tutti i casi le condizioni di sicurezza, rispetto alla stabilità globale, sono garantite con i margini prescritti dalle Norma Nazionali vigenti: $\gamma_R \ge 1,1$.







Figura 84 - Analisi di stabilità c-phi reduction (condizioni statiche SLU)



-16,00 -8,00 32,00 48,00 56,00 64,00 72,00 80,00 88,00 96,00 -24,00 0,00 24,00 40,00 8,00 16,00

Figura 85 - Analisi di stabilità c-phi reduction (condizioni sismiche SLV)





6.6.4 Verifica dei pali ai carichi orizzontali

Per la verifica dei pali ai carichi orizzontali è necessario richiamare la curva di capacità dell'intera palificata proposta nel paragrafo 6.6.1.1.

Una volta che il palo raggiunge il suo momento di plasticizzazione (legato all'armatura messa in opera) il contributo offerto da quell'elemento non aumenta più. In considerazione del fatto che la soglia della capacità della palificata dipende dalle scelte effettuate in sede di progettazione strutturale, si rimanda alla specifica relazione di progetto.

In tale contesto ipotizzando con un momento di plasticizzazione **My** del palo di **3000 kNm**, le analisi mostrano che la soglia plastica e quindi la resistenza calcolata (H_{lim}) della palificata è **368 kN/m**.

Applicando a tale resistenza calcolata il fattore di correlazione ξ =1,4 si determina una resistenza caratteristica di:

Rk= 368/1,4= 262,8 kN/m

Applicando ora alla resistenza caratteristica il coefficiente sulle resistenze γ_R =1,3



Rd= 268/1,3=**202,2 kN/m**

Figura 86 – Curva carico orizzontale – spostamento del sistema di ancoraggio costituito dal solettone su pali





In considerazione dei risultati delle analisi svolte (vedi paragrafo 6.6.3.1), viste le azioni orizzontali in testa alla palificata, le verifiche di sicurezza nella combinazione A1+M1+R3 previste dalla norma per i pali soggetti ad azioni orizzontali risultano soddisfatte.

Ed≤ Rd

	Statica											
SLU-1.1_1 (Bitta principale)	SLU-1.1_2 (Sovr. principale)	SLU-1.2_1 (Bitta principale)	SLU-1.2_2 (Sovr. principale)	SLV								
1,5· q (GRU) 1,5·0,7· q (sovracc.) 1,5· q (Bitta) Φ(M1)	1,5· q (GRU) 1,5· q (sovracc.) 1,5·0,6· q (Bitta) Φ(M1)	$\begin{array}{l} 1, 3 \cdot \mathbf{q} \; (\text{GRU}) \\ 1, 3 \cdot 0, 7 \cdot \mathbf{q} \; (\text{sovracc.}) \\ 1, 3 \cdot \mathbf{q} \; (\text{Bitta}) \\ \phi_{(M2)} \end{array}$	1,3· q (GRU) 1,3· q (sovracc.) 1,3·0,6· q (Bitta) Φ(M2)	0,6· q (sovracc.) No Bitta Φ(M2)								
46,4	39,7	66,9	59,5	201,8								

Tabella 36 – Azioni orizzontali di progetto in testa alla palificata (Ed in kN/m)





6.6.5 Verifica dei pali ai carichi verticali

6.6.5.1.1 Verifica palo c.a. Concio 2 - Intermedio (Sezione tipo di analisi della banchina)

Il progetto della nuova banchina 22 del Porto di Ancona, prevede un solettone poggiante su pali di fondazione. L'adozione dei pali è una scelta progettuale dettata dalla necessità trasferire i forti carichi in banchina alla formazione di base, oltrepassando pertanto i terreni di riempimento che presentano caratteristiche particolarmente scadenti.

Il progetto dei pali di fondazione con riferimento ai carichi verticali è stato condotto utilizzando le classiche formulazioni della portanza limite determinata come somma del contributo della resistenza alla punta e e di quella laterale.

La portanza alla punta in condizioni di carico limite viene determinata come:

$$R_b = A_b^* q_b$$

 $q_b = 9 \cdot cu$ terreni coesivi

 $q_b = Nq \cdot \sigma'_{VL}$ terreni granulari

dove A_b è l'area della sezione trasversale del palo, q_b la portanza unitaria, D il diametro del palo e C_u la resistenza non drenata della formazione.

La portanza laterale viene invece calcolata secondo i noti metodi " α " e " β " in funzione della tipologia di terreno: coesivo o granulare.

 $R_s = \pi DL^* \tau_a$

 $\tau_s = \alpha \cdot cu$ terreni coesivi

 $\tau_s = \beta \cdot \sigma'_{VL}$ terreni granulari

dove L è la lunghezza del palo e τ_s è la resistenza laterale unitaria lungo il fusto del palo.

La resistenza di calcolo viene quindi determinata come segue:

$$Rcal = R_b + R_s$$

Il calcolo della portanza dei pali è stato eseguito secondo il modello geotecnico riportato il Figura 87.

Si tratta di pali trivellati in calcestruzzo di lunghezza pari a 26,5 m e diametro 1200 mm disposti a maglia rettangolare di dimensioni 4 m x 6 m (superficie d'influenza pari a 24 m²).







Figura 87 Sezione di riferimento per il calcolo del palo tipo del Concio 2 -Intermedio

Resistenza alla punta calcolata

La resistenza alla punta è stata calcolata in condizioni non drenate in quanto il palo è intestato nelle marne (Unità F), pertanto vale:

$$R_p = A_p \cdot q_p = \pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot 9 \cdot Cu = 2545 \ kN$$

Resistenza laterale calcolata

La resistenza laterale è stata calcolata adottando entrambi i metodi precedentemente descritti in quanto il palo attraversa sia terreni granulari, sia coesivi. Nella seguente tabella si riportano in maniera sintetica i dati e le calcolazioni eseguite per la determinazione della portanza laterale.





Z da lmm. (m)	Unità	Cu (kPa)	φ' (°)	γ (kN/m ³)	σ (kPa)	u (kPa)	σ' (kPa)	α	α Cu (kPa)	k	μ	β=kμ	au(kPa)	$ au_{med.}$ (kPa)	Rs (kN)
+0,85	٨		27	19.00	0,0	0,0	0,0	-	-	0,50	0,75	0,38	0,00	2 00	0.20
+0,0	A	-	57	18,00	15,3	0,0	15,3	-	-	0,50	0,75	0,38	5,76	2,00	9,20
+0,0	^		27	18.00	15,3	0,0	15,3	-	-	0,50	0,75	0,38	5,76	7 07	41.60
-1,40	А	-	37	18,00	40,5	14,0	26,5	-	-	0,50	0,75	0,38	9,98	7,87	41,60
-1,40			24	17.50	40,5	14,0	26,5	-	-	0,50	0,45	0,22	5,90	11 4	202.0
-8,00		-	24	17,50	156,0	80,0	76,0	-	-	0,50	0,45	0,22	16,92	11,4	283,9
-8,00	D		26	18.00	156,0	80,0	76,0	-	-	0,50	0,49	0,24	18,53	21 5	242 7
-11,00		-	20	18,00	210,0	110,0	100,0	-	-	0,50	0,49	0,24	24,39	21,5	242,1
-11,00	-		20	10.50	210,0	110,0	100,0	-	-	0,40	0,81	0,32	32,39	46.2	1740 1
-21,00	E	-	39	18,50	395,0	210,0	185,0	-	-	0,40	0,81	0,32	59,92	46,2	1740,1
-21,00	-	250		20.00	395,0	210,0	185,0	0,35	87,50	-	-	-	87,50	07 5	1522.0
-25,65	- F	250	-	20,00	488,0	256,5	231,5	0,35	87,50	-	-	-	87,50	87,5	1533,9
														Σ	3851

Azioni di progetto

Dal calcolo effettuato, per effetto della combinazione delle azioni, la massima sollecitazione verticale sul palo si verifica in condizioni statiche, dove agiscono:

•	Permanente strutturale (spessore del solettone; h=0,9m)	$G_{k11} = \gamma_{cls} \cdot h \cdot A = 540 \ kN$
---	---	---

- Permanente strutturale (peso del pali) $G_{k12} = (\gamma_{cls} \cdot L_p \gamma_w \cdot L_w p) \cdot A_p = 459 \ kN$
- Permanente non strutturale (pavimentazione stradale; h=0,25m) $G_{k2} = \gamma_{cls} \cdot h \cdot A = 150 \ kN$
- Carico variabile (sovraccarico banchina; q=50 kPa)

La verifica è stata quindi condotta utilizzando l'approccio 2 delle NTC2008: A1+M1+R3

Le azioni vengono amplificate mediante i coefficienti di sicurezza parziali che valgono, 1,3 per carichi permanenti strutturali e1,5 per carichi permanenti non strutturali e per i carichi variabili.

Le resistenze caratteristiche (Rk) vengono invece ridotte con dei coefficienti parziali che, nel caso di pali trivellati, valgono 1,35 e 1,15 rispettivamente per la resistenza alla punta e la resistenza laterale.

In mancanza di prove di carico di progetto, alla determinazione delle resistenze caratteristiche Rk si perviene fattorizzando le resistenze calcolate con le formule statiche con coefficiente di correlazione ξ che

 $Q_{k1} = q \cdot A = 1200 \ kN$





è funzione delle verticali di indagini significative e pertanto della confidenza che si ha sulle caratteristiche geotecniche dei terreni con cui il palo interagisce.

Nel caso specifico è stato assunto, cautelativamente, ξ pari a 1,55.

Resistenza di progetto

$$Rd = \frac{Rp}{(\xi \cdot \gamma_R)} + \frac{R}{(\xi \cdot \gamma_R)}$$

$$Rd = \frac{2545}{(1,55\cdot1,35)} + \frac{3851}{(1,55\cdot1,15)} = 1215,5 + 2160 = 3375 \text{ kN}$$

$$Ed = (G_{k11} + G_{k12}) \cdot 1, 3 + (G_{k21} + Q_{k1}) \cdot 1, 5 = 3224 \text{ kN}$$

E_d < **R**_d verifica soddisfatta

Dalle calcolazioni risulta che pali in calcestruzzo armato del diametro di 1,2m e lunghezza di 26,5m risultano idonei ad accogliere i carichi verticali di progetto previsti per il Concio intermedio (Concio 2) della nuova Banchina 22.

6.6.5.1.2 Verifica palo in acciaio Concio 2 - Intermedio (Sezione tipo di analisi della banchina)

Il calcolo della portanza dei pali è stato eseguito secondo il modello geotecnico riportato in Figura 87.

Si tratta di pali infissi in acciaio di lunghezza pari a 26,5 m e diametro 914 mm svuotati e riempiti con cls disposti ad interasse longitudinale di 2,52 m (superficie d'influenza pari a 2,52*3=7,56 m²).

Resistenza alla punta calcolata

La resistenza alla punta è stata calcolata in condizioni non drenate in quanto il palo è intestato nelle marne (Unità F), pertanto vale:

$$R_p = A_p \cdot q_p = \pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot 9 \cdot Cu = 1476 \, kN$$





Resistenza laterale calcolata

La resistenza laterale è stata calcolata adottando entrambi i metodi precedentemente descritti in quanto il palo attraversa sia terreni granulari, sia coesivi. Nella seguente tabella si riportano in maniera sintetica i dati e le calcolazioni eseguite per la determinazione della portanza laterale.

Z da lmm. (m)	Unità	Cu (kPa)	φ' (°)	γ (kN/m³)	σ (kPa)	u (kPa)	σ' (kPa)	α	α Cu (kPa)	k	μ	β=kµ	au (kPa)	$ au_{\sf med.}$ (kPa)	Rs (kN)
-12,50	с		20	19 50	125,0	125,0	0,0	-	-	1,00	0,36	0,36	0,00	12.0	217 /
-21,00	E	-	39	18,50	282,3	210,0	72,3	-	-	1,00	0,36	0,36	26,0	13,0	517,4
-21,00	_	250		20.00	282,3	210,0	72,3	0,5	100	-	-	-	100	100	1225.2
-25,65	F	250	-	20,00	375,3	256,5	118,8	0,5	100	-	-	-	100	100	1335,2
														Σ	1652

Tabella 38 Resistenza laterale calcolata palo (Concio 2- Intermedio)

Azioni di progetto

Dal calcolo effettuato, per effetto della combinazione delle azioni, la massima sollecitazione verticale sul palo si verifica in condizioni statiche, dove agiscono:

- Permanente strutturale (spessore del solettone; h=0,9m)
- Permanente strutturale (peso del pali) $G_{k12} = (\gamma_{cls} \cdot L_p \gamma_w \cdot L_w p) \cdot A_p = 266 \, kN$
- Permanente non strutturale (pavimentazione stradale; h=0,25m) $G_{k2} = \gamma_{cls} \cdot h \cdot A = 47,3 \ kN$
- Carico variabile (sovraccarico banchina; q=50 kPa)

Resistenza di progetto

$$Rd = \frac{Rp}{(\xi \cdot \gamma_R)} + \frac{R}{(\xi \cdot \gamma_R)}$$

$$Rd = \frac{1476}{(1,55\cdot1,15)} + \frac{1652}{(1,55\cdot1,15)} = 828 + 927 = 1755 \text{ kN}$$

Azione di Progetto

 $Ed = (G_{k11} + G_{k12}) \cdot 1, 3 + (G_{k21} + Q_{k1}) \cdot 1, 5 = 1205 \text{ kN}$

 $E_d < R_d$ verifica soddisfatta

 $G_{k11} = \gamma_{cls} \cdot h \cdot A = 170,1 \ kN$

 $Q_{k1} = q \cdot A = 378, 0 \ kN$





Dalle calcolazioni risulta che i profili in acciaio del diametro di 0,914 m e lunghezza di 26,5m risultano idonei ad accogliere i carichi verticali di progetto previsti per il Concio intermedio (Concio 2) della nuova Banchina 22.

6.6.5.1.3 Verifica palo c.a. Concio 3 - Di testata



Quota riferite da livello medio mare

Figura 88 Sezione di riferimento per il calcolo del palo tipo del Concio 3 –Di Testata

Resistenza alla punta calcolata

La resistenza alla punta è stata calcolata in condizioni non drenate in quanto il palo è intestato nelle marne (Unità F), pertanto vale:

$$R_p = A_p \cdot q_p = \pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot 9 \cdot Cu = 2545 \ kN$$

Resistenza laterale calcolata

La resistenza laterale è stata calcolata adottando entrambi i metodi precedentemente descritti in quanto il palo attraversa sia terreni granulari, sia coesivi. Nella seguente tabella è mostrata una sintesi dei coefficienti adottati per la determinazione della portanza laterale.





Tabella 39 Resistenza laterale calcolata palo (Concio 3- Di testata)

Z da Imm. (m)	Unità	Cu (kPa)	φ' (°)	γ (kN/m ³)	σ (kPa)	u (kPa)	σ' (kPa)	α	α Cu (kPa)	k	μ	β=kμ	au(kPa)	$ au_{med.}$ (kPa)	Rs (kN)	
+0,85	٨		27	19.00	0,0	0,0	0,0	-	-	0,50	0,75	0,38	0,00	2 00	0.20	
+0,0	A	-	57	18,00	15,3	0,0	15,3	-	-	0,50	0,75	0,38	5,76	2,00	9,20	
+0,0	٨		27	19.00	15,3	0,0	15,3	-	-	0,50	0,75	0,38	5,76	7.0	41.60	
-1,40	A	-	57	18,00	40,5	14,0	26,5	-	-	0,50	0,75	0,38	9,98	7,9	41,60	
-1,40	6		24	17.50	40,5	14,0	26,5	-	-	0,50	0,45	0,22	5,90	11 4	202.0	
-8,00		-	24	24	17,50	156,0	80,0	76,0	-	-	0,50	0,45	0,22	16,92	11,4	283,9
-8,00	2		26	19.00	156,0	80,0	76,0	-	-	0,50	0,49	0,24	18,53	21 Г	242.7	
-11,00		-	20	18,00	210,0	110,0	100,0	-	-	0,50	0,49	0,24	24,39	21,5	242,7	
-11,00	_		20	10.50	210,0	110,0	100,0	-	-	0,40	0,81	0,32	32,39	50.7	2542.4	
-24,30	E	-	39	18,50	456,1	243,0	213,1	-	-	0,40	0,81	0,32	60,01	50,7	2542,1	
-24,30	F	250		20.00	456,1	243,0	213,1	0,35	87,50	-	-	-	87,50	07 F	1105 1	
-27,65	F	250	-	20,00	523,1	276,5	246,6	0,35	87,50	-	-	-	87,50	۵/,۵	1105,1	
														Σ	4224	

Resistenza di progetto

$$Rd = \frac{Rp}{(\xi \cdot \gamma_R)} + \frac{R}{(\xi \cdot \gamma_R)}$$
$$Rd = \frac{2545}{(1,55 \cdot 1,35)} + \frac{4224}{(1,55 \cdot 1,15)} = 1215,5 + 2370 = 3586 \text{ kN}$$

Azione di Progetto

 $Ed=(G_{k11}+G_{k12})\cdot 1,3+(G_{k21}+Q_{k1})\cdot 1,5=3224 \text{ kN}$

$E_d < R_{d1}$ verifica soddisfatta

Dalle calcolazioni risulta che pali in calcestruzzo armato del diametro di 1,2m e lunghezza di 27,65 m risultano idonei ad accogliere i carichi verticali di progetto previsti per il Concio di Testata (Concio 3) della nuova Banchina 22.





6.6.5.1.4 Verifica palo c.a. Concio 1 - Di radice



Quota riferite da livello medio mare

Figura 89 Sezione di riferimento per il calcolo del palo tipo del Concio 1 –Di Radice

Resistenza alla punta calcolata

La resistenza alla punta è stata calcolata in condizioni non drenate in quanto il palo è intestato nelle marne (Unità F), pertanto vale:

$$R_p = A_p \cdot q_p = \pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot 9 \cdot Cu = 2545 \ kN$$

Resistenza laterale calcolata

La resistenza laterale è stata calcolata adottando entrambi i metodi precedentemente descritti in quanto il palo attraversa sia terreni granulari, sia coesivi. Nella seguente tabella è mostrata una sintesi dei coefficienti adottati per la determinazione della portanza laterale.





Tabella 40 Resistenza laterale calcolata palo (Concio 1- Di radice)

Z da Imm. (m)	Unità	Cu (kPa)	φ' (°)	γ (kN/m³)	σ (kPa)	u (kPa)	σ' (kPa)	α	α Cu (kPa)	k	μ	β=kμ	au(kPa)	$ au_{\sf med.}$ (kPa)	Rs (kN)	
+0,85	٨		27	18.00	0,0	0,0	0,0	-	-	0,50	0,75	0,38	0,00	200	0.20	
+0,0	A	-	57	18,00	15,3	0,0	15,3	-	-	0,50	0,75	0,38	5,76	2,00	9,20	
+0,0	٨		27	19.00	15,3	0,0	15,3	-	-	0,50	0,75	0,38	5,76	7 07	41 60	
-1,40	A	-	57	18,00	40,5	14,0	26,5	-	-	0,50	0,75	0,38	9,98	7,07	41,00	
-1,40	C		24	17.50	40,5	14,0	26,5	-	-	0,50	0,45	0,22	5,90	11 /	202.0	
-8,00	C	-	24	24	17,50	156,0	80,0	76,0	-	-	0,50	0,45	0,22	16,92	11,4	283,9
-8,00			26	18.00	156,0	80,0	76,0	-	-	0,50	0,49	0,24	18,53	21 5	242.7	
-11,00		-	20	18,00	210,0	110,0	100,0	-	-	0,50	0,49	0,24	24,39	21,5	242,7	
-11,00	_		20	10.50	210,0	110,0	100,0	-	-	0,40	0,81	0,32	32,39	26.5	405.4	
-14,80	C	-	39	18,50	264,6	139,5	125,1	-	-	0,40	0,81	0,32	40,51	30,5	405,4	
-14,80	F	250		20.00	264,6	139,5	125,1	0,35	87,50	-	-	-	87,50	07 F	2024 9	
-23,15	F	250	-	20,00	448,6	231,5	217,1	0,35	87,50	-	-	-	87,50	٥٦,٥	5054,8	
														Σ	4017	

Resistenza di progetto

$$Rd = \frac{Rp}{(\xi \cdot \gamma_R)} + \frac{R}{(\xi \cdot \gamma_R)}$$
$$Rd = \frac{2545}{(1,55 \cdot 1,35)} + \frac{4017}{(1,55 \cdot 1,15)} = 1215,5 + 2245 = 3470 \text{ kN}$$

Azione di Progetto

 $Ed=(G_{k11}+G_{k12})\cdot 1,3+(G_{k21}+Q_{k1})\cdot 1,5=3224 \text{ kN}$

$E_d < R_{d1}$ verifica soddisfatta

Dalle calcolazioni risulta che pali in calcestruzzo armato del diametro di 1,2m e lunghezza di 23,15 m risultano idonei ad accogliere i carichi verticali di progetto previsti per il Concio di Radice (Concio 1) della nuova Banchina 22.





6.6.5.2 Verifica degli ancoraggi

Per il dimensionamento geotecnico deve risultare rispettata la condizione di stato limite ultimo di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3.

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto Ed, considerando tutti i possibili stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), con la resistenza di progetto Rd, determinata applicando alla resistenza caratteristica R_k i fattori parziali γ_R che, nel caso in questione, trattandosi di tiranti permanenti, è pari a 1,2.

La norma nazionale prevede che la valutazione del carico limite possa essere effettuata "in prima approssimazione" con formule teoriche o correlazioni empiriche, ma la conferma della congruità delle assunzioni fatte deve essere sempre fatta attraverso prove di trazione in sito.

In questa fase si procede quindi al predimensionamento delle lunghezze ancoraggio.

In Tabella 41 si riportano le azioni sull'ancoraggio derivanti dalle analisi descritte nel capitolo 6.6

Azione su Tirante	SLU-1.1_1 (Bitta principale)	SLU-1.1_2 (Sovr. principale)	SLU-1.2_1 (Bitta principale)	SLU-1.2_2 (Sovr. principale)	SLV
	1,5· q (GRU) 1,5·0,7· q (sovracc.) 1,5· q (Bitta) Φ(M1)	1,5· q (GRU) 1,5· q (sovracc.) 1,5·0,6· q (Bitta) Φ(M1)	1,3· q (GRU) 1,3·0,7· q (sovracc.) 1,3· q (Bitta) Φ(M2)	1,3· q (GRU) 1,3· q (sovracc.) 1,3·0,6· q (Bitta) Φ(M2)	1,0· q (GRU) 0,6· q (sovracc.) No Bitta Φ ^(M2)
*N _{max} [kN/m]	30,7	18,7	54,5	44,9	215,7
N _{max} [kN] interasse=4,0m	123	75	218	180	863

Tabella 41: Azioni sui tiranti di ancoraggio inclinati

* lo sforzo normale è riferito lungo l'asse del tirante

Tali azioni (Ed) devono essere confrontate con le resistenza di progetto (Rd), il cui calcolo viene nel seguito riportato.

La resistenza di calcolo (Rcal), per un ancoraggio realizzato con **iniezioni ripetute e selettive (IRS)**, viene determinata nel modo seguente:

Rcal =
$$\pi$$
 Ds α s L

dove:

D_s è il diametro nominale del foro;

 α è il coefficiente di guadagno in diametro;





s è la resistenza unitaria dell'interfaccia fondazione del tirante e terreno;

L è la lunghezza del tratto di fondazione

Con riferimento al terreno in cui ricade la fondazione del tirante, sulla base delle indicazioni dei diagrammi di Figura 90 è possibile stimare le seguenti resistenze unitarie (s) e coefficienti di guadagno in diametro (α) (Tabella 42):

SABBIE:	α = 1.4;	s = 130kPa.
ARGILLE MARNOSE:	α = 1.1;	s = 165kPa.

La lunghezza di fondazione L è pari a 18m, il diametro nominale D_s è di 0,20m.



Figura 90 - Abaco per il calcolo della resistenza tangenziale unitaria tratto iniettato – terreno, per sabbie e ghiaie



Tabella 42 Valori del coefficiente di guadagno in diametro ((α).	
--	------	--

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela	
	IRS	IGU	consigliata	
Ghiaia	1,8	1.3 - 1.4	1,5 Vs	
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 Vs	
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1.3	1.5 Vs	
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1,1 - 1,2	1.5 Vs	
Sabbia media	1.4 - 1.5	1,1 - 1,2	1,5 V ₈	
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1,1 - 1,2	1,5 V ₈	
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2)Vs; IGU: 1,5 Vs	
Limo	1,4 - 1,6	1.1 - 1.2	IRS: 2Vs; IGU: 1.5Vs	
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2.5 - 3)Vs; IGU: (1.5-2)Vs	
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2)Vs per strati compatti	
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2		
Calc. alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6)V _S o più per strati fratturati	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1-1,5)V _s per strati poco fratt. 2V _s o più per strati fratturati	

Con questi dati la resistenza ultima di calcolo minima risulta pari a:

R_{a,cal} = 2058 kN

Tenendo conto che la stratigrafia di progetto è basata su numerose verticali di sondaggio si può assumere un valore del fattore di correlazione $\xi_{a3}=1,6$ ed ottenere una resistenza caratteristica allo sfilamento (R_{ak}) della fondazione pari a:

R_{ak} = 2058 / 1,6 = 1286 kN

Dalla resistenza caratteristica si ricava una Resistenza di progetto (R_{ad}) fattorizzando con il coefficiente parziale sulle resistenze γ_R =1.2.

$R_{ad} = 1286 \text{ kN} / 1,2 = 1072 \text{ kN}$

In conclusione, si ritiene congrua una lunghezza della fondazione del tirante pari a 18 m in quanto:

Ed≤ Rd.





7 ANALISI PRESTAZIONALE DELL'INTERVENTO DI ADEGUAMENTO: APPROCCIO GEOTECNICO

Il moderno approccio alla progettazione delle costruzioni in campo sismico è basato su criteri prestazionali (PBSD, *Performance-Based Seismic Design*) con l'obiettivo di valutare la risposta dell'opera a carichi sismici rappresentativi di diversi scenari di rischio. Un approccio progettuale prestazionale mira quindi a sfruttare le risorse duttili del sistema, per ottenere i migliori risultati in termini di operatività della costruzione e protezione delle persone.

Per far ciò è necessario prevedere e regolare le modalità di danneggiamento e di collasso dell'opera, usualmente attraverso la predisposizione di una gerarchia delle resistenze degli elementi strutturali (*Capacity Design*). Un metodo di analisi adatto per un'analisi prestazionale è certamente l'analisi statica non lineare (o analisi di spinta, o analisi di *pushover*) in cui la struttura viene sottoposta ad un sistema di forze (o di spostamenti) progressivamente crescenti fino al raggiungimento di una condizione di collasso.

Tale metodologia di analisi, sviluppato originariamente per l'analisi dei ponti e attualmente molto diffusa per gli edifici, è poco diffusa per le opere geotecniche, sebbene già i criteri tradizionali di progettazione geotecnica contemplino la valutazione di una condizione di rottura, come per lo stato limite attivo ed il cuneo di rottura a tergo nel progetto di un'opera di sostegno in campo statico. Nel presente capitolo viene quindi descritta l'applicazione di una analisi statica non lineare per definire la costruzione della curva di capacità del sistema strutturale previsto per l'adeguamento della Banchina 22, attraverso l'impiego di modellatori numerici adatti a trattare problemi di tipo geotecnico.

Tali analisi, insieme a quelle che svolgerà il progettista strutturale dell'intervento, permetteranno la valutazione della prestazione sismica dell'opera in termini di risorse duttili (anche nel terreno) del sistema e l'individuazione del cinematismo di collasso rispetto ad azioni orizzontali.

Il modello numerico è quello già descritto nel paragrafo 6.6.1 e l'azione sismica è costituita dalle medesime componenti indicate nel paragrafo 6.4.4.1; le analisi sono state però condotte per diversi valori del coefficiente sismico orizzontale ($k_{\rm H}$) e precisamente variabili con continuità fra i valori 0,06 e 0,21.

Nelle analisi svolte per analizzare la performance di un'opera i parametri geotecnici del terreno sono quelli caratteristici (M1). Le azioni sismiche applicate alla struttura sono pertanto quelle diagrammate in Figura 91 al variare di kh.



GES – Geotechnical Engineering Services S.r.l. Spin–Off dell'Università Politecnica delle Marche Via Brecce Bianche, 60131 Ancona tel. +390712204421; e-mail: <u>g.scarpelli@univpm.it</u>





Figura 91 Profilo di forse crescenti (con kh) per l'analisi push-over

Questa tipologia di analisi, seppur di carattere pseudostatico, è di livello superiore rispetto la semplice analisi pseudostatica condotta fissando una accelerazione di progetto. Tale approccio consente di superar,





almeno parzialmente, i limiti del metodo pseudostatico senza tuttavia introdurre le difficoltà e le incertezze di un'analisi dinamica completa.

L'analisi consiste nell'applicare alla struttura un profilo di forze (o spostamenti) crescente, fino al raggiungimento del collasso della struttura, consentendo quindi al progettista di:

- prevedere sequenze di danneggiamento della struttura e del terreno;
- valutare la redistribuzione delle forze dovuta al progressivo danneggiamento di parti strutturali;
- costruire una curva di capacità.

Nella seguente figura si mostrano i livelli di plasticizzazione nel terreno a partire dalla condizione di esercizio in presenza dell'attuale fondale, per poi passare alla condizione di esercizio con il fondale a -12.50 m da l.m.m, per poi proseguire con l'applicazione di una azione sismica di carattere pseudostatico di entità crescente sino al valore massimo del coefficiente sismico orizzontale kh=0,21 g che il sistema può assorbire senza collassare.

Si tenga però presente che, in queste analisi, le strutture (palancolato e solettone) e le molle che simulano il contrasto offerto dai pali hanno un legame elastico senza soglie di plasticizzazione. Una volta definiti i diversi elementi strutturali le analisi numeriche potranno quindi essere rieseguite per valutare non solo la redistribuzione delle forze dovuta alla progressiva plasticizzazione del terreno, ma anche al progressivo danneggiamento delle strutture.







Figura 92 – Fasi adi analisi (punti di plasticizzazione nel terreno)





Nelle figure seguenti sono illustrati gli spostamenti orizzontali (Figura 93) e i momenti flettenti sul palancolato metallico (Figura 94) al variare del coefficiente Kh.



Figura 93 – Spostamenti orizzontali (analisi push over)



GES – Geotechnical Engineering Services S.r.l. Spin–Off dell'Università Politecnica delle Marche Via Brecce Bianche, 60131 Ancona tel. +390712204421; e-mail: <u>g.scarpelli@univpm.it</u>





Figura 94 Momenti flettenti sul palancolato (analisi push over)

Nelle Figure 95 e 96 si riportano invece gli andamenti dello spostamento in testa e del momento flettente massimo su palancolato in funzione di kh ed inoltre quello delle azioni orizzontali sulla platea su pali e sul tirante (Figura 97). I risultati delle analisi sono anche sintetizzati nella Tabella 43.







Figura 95 Spostamento in testa al crescere dell'azione sismica



Figura 96 Momento flettente massimo al crescere dell'azione sismica







Figura 97 Carico orizzontale in testa alla piattaforma su pali e azione sul tirante al crescere dell'azione sismica

Tabella 43 – Risu	Itati dell'a	nalisi pu	ush over
-------------------	--------------	-----------	----------

kh	Ux _{testa} [mm]	Mflet max palancola [kNm/m]	T _{pali} [kN/m]	T _{tiranti} [kN/m]	T _{tot (orizz.)} [kN/m]
0,06	20,3	445,3	92,5	86,5	158,8
0,07	23,6	505,3	107,2	102,8	185,9
0,08	27	575,1	122,8	120,4	215,0
0,09	30,5	648,6	138,5	138,3	244,4
0,1	34	727,4	154,8	156,9	275,0
0,11	37,7	806,2	171,2	175,8	305,9
0,12	41,3	894,5	187,8	194,9	337,1
0,13	45	999	204,6	214,1	368,6
0,14	48,5	1123	220,5	232,2	398,4
0,15	52,7	1247	239,7	254,6	434,7
0,16	58,1	1350	264,2	284,2	481,9
0,17	62,8	1518	285,4	308,2	521,5
0,18	68,1	1710	309,8	336,8	567,8
0,19	74,1	1937	337,2	368,9	619,8
0,2	82,1	2220	373,3	411,1	688,2
0,21	93,4	2707	425,2	472,5	787,2





8 ANALISI PRESTAZIONALE CON APPROCCIO STRUTTURALE: COSTANTE DI SOTTOFONDO

Per le analisi di carattere strutturale dell'intervento di adeguamento in progetto si rimanda alla specifica relazione di calcolo.

In tale contesto si fornisce esclusivamente una valutazione delle rigidezze con cui simulare il comportamento del terreno per un uso propriamente strutturali, con modellatori numerici dedicati (quali il SAP); con tale codice numerico è possibile eseguire oltre alle analisi richieste esplicitamente dalla norma vigente anche analisi di tipo pushover che hanno l'obiettivo di costruire la curva di capacità del sistema.

Occorre pertanto definire il sistema delle molle che permetteranno di valutare l'interazione fra i differenti elementi strutturali ed il terreno.

Per questioni legate alla forte interazione che si verifica all'interno del sistema, fra gli elementi che lo compongono, nel seguito si sviluppano alcune considerazioni utili per la scelta dei parametri elastici da impiegare nei modelli.

8.1 Costanti di reazione in direzione orizzontale per i pali di fondazione del solettone

Un concio di piattaforma su pali Φ 1200 è composto da 3 pali in direzione trasversale posti ad interasse st=6m e 16 pali in direzione longitudinale posti ad interasse sl=4m.

Adottando una stratigrafia semplificata è possibile schematizzare il problema attraverso 3 materiali:








La rigidezza orizzontale unitaria da assegnare al terreno interagente con il singolo palo viene tradizionalmente valutata attraverso la nota relazione:

$$k_{palo} = E/D$$

Il valore dell'azione di plasticizzazione del singolo palo per unità di lunghezza (problema piano), può essere valutata nel modo seguente:

 $p_u = 9 c_u D \qquad \qquad \text{nei terreni a grana fine;}$

 $p_u = 3K_p \gamma' z D$ nei terreni granulari.

8.1.1 Penalizzazione della costante di reazione per l'interazione tra pali

L'effetto ombra che si verifica a causa dell'interazione fra i pali può essere tenuto in conto utilizzando il metodo del moltiplicatore p_m suggerito da Brown et al (1998) in cui la rigidezza k e la resistenza limite p_u per unità di lunghezza della curva p-y relativa al palo singolo viene coefficientata con un moltiplicatore p_m (\leq 1).

Ciò genera una curva carico-spostamento ridotta per i pali appartenenti allo stesso allineamento rispetto alla direzione di carico;

p_m può essere stimato con la formula seguente:

$$p_m = 1 - a(12 - \frac{s}{d})^b$$

con

$$a = 0.02 + 0.25Ln(m);$$

$$b = 0.97(m)^{-0.82};$$

(m) = ordine di allineamento dei pali rispetto alla direzione di carico (1 palo anteriore).

Sulla scorta di quanto detto e per la sola interazione fra i pali (effetto ombra) si riportano in Tabella 44 i valori di rigidezza k e di resistenza limite p_u per unità di lunghezza relativa a ciascun allineamento di pali in relazione alla direzione di carico e nell'ipotesi che il terreno sia sempre reagente:







Figura 99 Schema concettuale per la penalizzazione della curva p-y

		[Allineame	nto palo dir.	trasversale]	Allineamento]
	paio siligolo		1	2	3		Long.	
pm	-	[0,868	0,437	0,366		0,242]-
pu scapolame (-6m)	892		775	390	326		216	kN/m
k scapolame	33333		28931	14565	12189		8076	kN/m ³
pu argilla	216		187	94	79		52	kN/m
k argilla	2500		2170	1092	914		606	kN/m ³
pu sabbia (-13m)	1685		1462	736	616		408	kN/m
k sabbia	41667		36164	18207	15237		10095	kN/m ³

Tabella 44

Con riferimento all'allineamento longitudinale, dato il numero elevato di pali interessati si considera l'uso di un $p_m = 0.242$ equivalente ad un gruppo di 6 pali.





8.1.2 Penalizzazione delle costanti di reazione per l'interazione tra pali e paratia

In analogia a quanto fatto per l'interazione tra i pali è necessario tener conto anche dell'interazione fra i pali ed il cuneo di spinta attiva che si sviluppa a tergo dell'opera di sostegno. In particolare, si deve trascurare localmente la reazione del terreno in relazione alla direzione del carico.

In Figura 100 si riporta uno schema della sezione di banchina soggetta a carico trasversale verso mare; con i colori più accesi sono indicate le aree reagenti mentre, con in bianco sono indicate quelle che devono essere trascurate nel modello di calcolo.



Allineamento 1: da 0 a -10.5 su l.m.m. da -10.5 a -25m su l.m.m.	– Non reagente – Sabbia
Allineamento 2: da 0 a -5 su l.m.m. da -5 a -10.5m su l.m.m. da -10.5 a -25m su l.m.m.	– Non reagente – Argilla – Sabbia
Allineamento 3: da 0 a -1 su l.m.m. da -1 a -10.5m su l.m.m. da -10.5 a -25m su l.m.m.	– Non reagente – Argilla – Sabbia

Figura 100 Sezioni schematiche che indicano con i colori più accesi le aree reagenti nel caso di sollecitazione trasversale



Analogamente, in Figura 101 per il caso di azioni in direzione longitudinale.

Figura 101 Sezioni schematiche che indicano con i colori più accesi le aree reagenti nel caso di sollecitazione longitudinale





8.2 Costanti di reazione orizzontale per la paratia lato passivo

La rigidezza da attribuire alle molle della **paratia in zona passiva** modellata come <u>parete continua</u>, è esprimibile come

$$k_{h \, paratia} = E/L_{v}$$

con L_v valutata in accordo a quanto proposto da Becci e Nova (1987)

$$L_{\nu} = \frac{2}{3}D'\tan(45^{\circ} + \frac{\varphi'}{2})$$

dove D' = H'-D = differenza fra l'altezza "efficace" della paratia e l'altezza di scavo.

Nel caso specifico adottando una D'=6m si ottiene una lunghezza caratteristica di deformazione L_v =16m risultando dunque, a fronte di un modulo E'=50MPa,

$$k_{h \, paratia} = E/L_{v} \approx 3000$$
 kN/m³.



Figura 102 Schema concettuale per ladeterminazione della costante di sottofondo in zona passiva (Becci e Nova)

Per tenere conto anche della presenza del palancolato intermedio, senza includerlo esplicitamente nel modello, la rigidezza da assegnare al solo palo deve essere calcolata come segue:

$$k_h = k_{h \, paratia} \cdot i/d$$

con:

i = interasse fra i pali della paratia;

d = diametro dei pali della paratia.





8.3 Rigidezza della molla in direzione verticale alla base dei pali

La risposta strutturale del sistema dipende fortemente dal cedimento che si verifica sotto carico per il palo lato mare.

Per quanto riguarda i pali in terreni granulari il meccanismo di mobilitazione della resistenza laterale interessa una zona anulare relativamente sottile intorno al palo, deformata in condizioni di taglio fino al raggiungimento della resistenza limite a seguito di spostamenti massimi di 20mm.

Per il calcolo della rigidezza della molla al piede del palo, si può fare affidamento sulla reazione elastica offerta dallo sviluppo della resistenza laterale. Ipotizzando quindi che la portata laterale del palo sia mobilitata a fronte di uno spostamento pari a 10mm, è possibile adottare i seguenti valori:

PALI SOLETTONE Φ1200

$$k = \frac{3600}{0.01} = 360000 \text{ kN/m}.$$

PALI ACCIAIO Φ914

$$k = \frac{1600}{0.01} = 160000 \text{ kN/m}$$

8.4 Quadro sinottico delle costanti di reazione e delle rigidezze

		Costan	Rigidezza mol	la base del palo			
	Allineamer	nto palo dir. t	rasversale	Allineamento	Paratia zona	#1200	401
	1	2	3	Long.	passiva	Ψ1200	Ψ914
	kN/m ³	kN/m	kN/m				
Scapolame	28931	14565	12189	8076	-	-	-
Argilla	2170	1092	914	606	-	-	-
Sabbia	36164	18207	15237	10095	3000	360000	160000

Tabella 45 - Quadro sinottico delle costanti di reazione e delle rigidezze





9 ANALISI DEL RISCHIO LIQUEFAZIONE

9.1 SISMICITA' STORICA DELL'AREA

I parametri sismici di progetto, forniti dalla normativa nazionale sulla base della mappa di pericolosità, sono funzione di:

- coordinate geografiche del sito: Latitudine 43,621448 Longitudine 13,49891
- vita nominale della costruzione 50 anni
- classe d'uso II (coefficiente d'uso pari a 1)
- categoria di sottosuolo
 S_S = D
- categoria topografica
 S_T = T1

Tabella 46 - Parametri sismici di base relativi al sito di Ancona

	a _g	Fo	T _c *	Ss [-]	ς _τ [-]	a _{max} [g]
SLV	0,174g	2,454	0,295	1,800	1,000	0,306

I dati di pericolosità sismica di base che in passato hanno interessato l'area in oggetto, fanno riferimento alle seguenti fonti:

- CPTI11 (dicembre 2011), Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani;
- ZS9 Zonazione sismogenetica.

9.2 DATABASE "CPTI11"

La prima versione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, risale al luglio 1999 (CPTI99), e fu concepita come catalogo di consenso per unificare e omogenizzare, attraverso procedure di stima dei parametri uguali per tutti i terremoti, tutte le informazioni disponibili sui terremoti italiani fino ad allora prodotte da fonti diverse o riportate tra cataloghi tra loro alternativi.

L'attuale versione (CPTI11) cataloga circa 3000 terremoti per una finestra temporale che va dall'anno 1000 al 2006.







Figura 103 – Distribuzione degli eventi CPTI11 per classi di Mw.

La consultazione del catalogo ha permesso di estrarre 42 eventi principali (Tabella 47) compresi in un raggio di circa 20-30 km dal sito in esame. L'evento di maggiore intensità nell'area così definita è relativa all'evento di Senigallia del 1930 che ha avuto un'intensità epicentrale dell'ottavo grado ed una Magnitudo momento di 5,81.





Tabella 47 –	Osservazioni s	ismiche per	Ancona	secondo i	l catalogo	CPTI11
--------------	----------------	-------------	--------	-----------	------------	--------

Anno-mese-giorno	ora : minuti	Area epicentrale	Intensità epicentrale (Io)	Magnitudo momento (Mw)
1269-09-	:	Ancona	8	5,57
1303-08-	:	Medio Adriatico		
1474-08-18	:	ANCONA	7	5,14
1690-12-23	00:20	Anconetano	0	5,56
1733-10-19	:	Ancona	5-6	4,51
1733-10-20	:	Ancona	5-6	4,51
1744-05-27	02:	MEDIO ADRIATICO	6	4,72
1778-01-04	16:30	Ancona	6	4,72
1870-02-08	:	NUMANA	7	5,1
1895-08-09	17:36	MEDIO ADRIATICO	6	4,72
1908-01-08	21:41	Medio Adriatico	6	4,72
1916-08-16	06:48	Pesarese	6	4,72
1916-08-16	08:33	Pesarese	5	4,53
1917-11-05	22:47	NUMANA	6	5,07
1922-10-11	06:43	Medio Adriatico		4,5
1924-01-02	08:55	Medio Adriatico	7-8	5,36
1930-04-30	23:21	Medio Adriatico	0	4,97
1930-10-30	07:13	SENIGALLIA	8	5,81
1937-02-26	•	Medio Adriatico		4,43
1943-07-31	04:37	SENIGALLIA	5	4,3
1947-04-14	14:53	Medio Adriatico		4,77
1949-12-06	03:46	Pesarese		4,5
1957-11-11	21:39	LORETO		4,72
1968-01-29	03:14	Ancona		4,7
1969-07-02	08:02	Pesarese		4,54
1972-01-25	20:24	Medio Adriatico		4,58
1972-02-04	02:42	Medio Adriatico		4,86
1972-02-04	09:18	Medio Adriatico		4,58
1972-02-05	01:27	Medio Adriatico		
1972-02-05	07:08	Medio Adriatico		4,47
1972-02-05	15:14	Medio Adriatico		4,54
1972-02-06	01:34	Medio Adriatico		4,5
1972-02-08	12:19	Ancona		4,54
1972-06-14	18:55	Medio Adriatico		4,62
1972-06-14	21:01	Ancona		4,56
1972-11-30	11:25	Medio Adriatico		4,54
1973-11-10	03:01	Medio Adriatico		4,54
1978-01-02	18:05	Medio Adriatico		5,08
1979-07-07	13:40	Medio Adriatico		4,8
1986-06-22	14:07	Medio Adriatico		4,15
2005-04-12	00:31	Maceratese	4-5	4,16
2006-04-10	19:03	Maceratese	5	4,51

9.2.1 Zonazione sismogenetica

La prima zonazione (ZS4) in cui vengono individuate delle zone sismogenetiche caratterizzate da un tasso di sismicità uniforme è stata redatta da Meletti *et al.* nel 2000 seguendo l'approccio cinematico di Scandone *at al.* (1990). Gli sviluppi recenti in materia di sismogenesi ha portato ad una nuova zonazione, denominata ZS9 (Figura 104).







Figura 104 – Zonazione sismogenetica

In base alla zonazione sismogenetica ZS9, l'area di Ancona si trova nella zona dell'arco appenninico settentrionale e centrale (917: Rimini-Ancona) ed è caratterizzata essenzialmente da cinematica compressiva in cui la magnitudo momento massima attesa (M_w) è pari a **6,14**.

9.2.2 Magnitudo alla scala dell'area

Sulla base dei dati a disposizione di seguito viene riportata una sintesi della pericolosità sismica, in termini di Magnitudo Momento, dell'area in cui ricade il Porto Commerciale di Ancona (Banchina 22).

Database	Magnitudo Massima
STORICO - CPTI11	5,81
SISMOTETTONICO - ZS9	6,14





9.2.3 Magnitudo alla scala di sito: analisi di disaggregazione

Alla scala sito specifica la magnitudo è correlabile al valore dell'accelerazione massima su suolo rigido attesa per un determinato tempo di ritorno (a_{max}); infatti secondo la relazione di Como-Lanni (Elementi di Strutture antisismiche), si ottiene:

$$- 6 \cdot M^2 \leq a_{max} \leq 12 \cdot M^2$$

con a_{max} espressa in cm/sec².

In funzione del valore dell'accelerazione massima del suolo nei pressi dell'epicentro, si può ricavare l'intervallo di Magnitudo che descrive il sisma di progetto con la relazione:

$$- M_{max} = (a_{max}/6)^{1/2}$$

 $- M_{min} = (a_{max}/12)^{1/2}$

e quindi eseguendo la media tra i valori ottenuti si definisce la Magnitudo media.

In Tabella 48 è riportato il risultato per lo stato limite preso in considerazione.

Tabella 48 - Parametri sismici di base relativi al sito di Ancona

	a _{max} [g]	M _{min}	M _{max}	\mathbf{M}_{medio}
SLV	0,174	3,8	5,4	4,6

In relazione alla mappa di pericolosità sismica la magnitudo attesa in determinato sito e ad un tempo di ritorno prefissato può essere derivata da un processo di disaggregazione della pericolosità. In sostanza il processo di disaggregazione consente di separare i diversi contributi alla pericolosità sismica di un determinato sito (la pericolosità sismica può essere espressa da uno dei diversi parametri di scuotimento, ad esempio a_g), identificando per un prefissato periodo di ritorno quale sorgente sismica contribuisce maggiormente alla pericolosità. Lo studio di disaggregazione svolto dal Gruppo di Lavoro MPS (2004) fornisce la carta della pericolosità sismica italiana in funzione dei parametri di scuotimento e del tempo di ritorno. Infatti per ogni nodo della griglia di calcolo, viene fornita la valutazione del contributo percentuale alla stima della pericolosità originata da tutte le possibili coppie di valori di magnitudo e distanza. Questo tipo di analisi è utile nell'individuazione della sorgente sismogenetica che contribuisce maggiormente a produrre il valore di scuotimento stimato in termini probabilistici ed è utile in analisi di microzonazione. In Figura 105 è rappresentata la mappa di pericolosità sismica relativa al Porto Commerciale di Ancona in termini di accelerazione attesa su suolo rigido (a_g) per un evento che ha il 10% di probabilità di accadimento in 50 anni da cui si evince uno scenario di **magnitudo pari a 5,09** e distanza epicentrale R pari a 8,85 km.







Figura 105 - Mappa di pericolosità sismica relativa alla località del Porto commerciale di Ancona in termini di accelerazione attesa su suolo rigido per un evento che ha il 10% di probabilità di accadimento in 50 anni e corrispondente valore di magnitudo.

In conclusione tenendo presente che lo studio svolto dal Gruppo di Lavoro MPS è calibrato su un complesso algoritmo in cui i dati input fanno riferimento anche al catalogo CPTI11 e alla zonazione ZS9 si ritiene che la magnitudo **M = 5,10** sia rappresentativa dello scenario di pericolosità sismica del porto di Ancona per il tempo di ritorno definito per gli scopi progettuali.

9.3 SUSCETTIVITA' ALLA LIQUEFAZIONE DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE

La Norma Tecnica nazionale (DM 2008) impone la verifica della stabilità del sito su cui sono impostati i manufatti nei confronti dei possibili fenomeni di liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

La verifica nei confronti del fenomeno della liquefazione può essere omessa nei casi in cui si verifichi almeno una delle seguenti condizioni:

- a. gli eventi sismici siano di magnitudo M < 5;
- b. le accelerazioni attese al piano campagna (a_{max}) siano inferiori a 0,10g;





- c. il livello della falda sia collocato oltre 15 metri da piano campagna;
- d. i depositi siano costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ >30 oppure q_{c1N} >180 dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- e. l'assortimento granulometrico dei materiali interessati ricada all'esterno del fuso granulometrico che caratterizza il campo della liquefazione; pertanto la distribuzione granulometrica deve essere esterna alle zone indicate nella figura seguente rispettivamente nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc < 3,5 e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc < 3,5.



Sulla base di quanto riportato precedentemente si evince che:

- a) l'analisi storica dei terremoti interessati l'area in oggetto riporta valori di magnitudo superiori a 5
- b) il comune di Ancona è contraddistinto da un'accelerazione massima orizzontale a_{max} dell'ordine di 0,30g
- c) la falda è alla quota del livello medio mare

Per verificare la condizione d (stato di addensamento del deposito) si sono analizzati i risultati delle prove penetrometriche statiche in cui è necessario normalizzare la resistenza alla punta, q_{c1N}. La normalizzazione alla tensione efficace di confinamento può essere effettuata attraverso la formulazione di Robertson e Wride:

$$q_{c1N} = C_q \left(\frac{q_c}{p_a}\right) = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^n \cdot \left(\frac{q_c}{p_a}\right)$$

dove: q_c è la resistenza alla punta; p_a è il valore della pressione atmosferica espressa nella medesima unità di misura di $q_c e \sigma'_{v0;}$ n è un esponente che vale 0,5 per sabbie pulite, 1,0 per terreni argillosi e variabile tra 0,5 ed 1 per limi e limi sabbiosi. In Figura 106 è rappresentato l'andamento della resistenza

156 di 168





penetrometrica normalizzata della verticale CPT_u 2. I valori risultano molto più bassi della soglia che consente di escludere il pericolo di liquefazione (q_{c1N} >180).

Riguardo l'assortimento granulometrico dei terreni incoerenti presenti, la Figura 107 mostra la sovrapposizione delle curve granulometriche di cui si dispone ed il campo di suscettività alla liquefazione previsto dalla norma per i terreni poco gradati. Risulta che dal punto di vista granulometrico i terreni incoerenti presenti sono potenzialmente liquefacibili.

In conclusione, risulta necessario procedere alla verifica a liquefazione in quanto nessuna delle cinque cause di esclusione previste dalla Norma risulta soddisfatta.



Figura 106- Resistenza penetrometrica normalizzata relativa alle verticali CPT_u2







Figura 107 - Distribuzione granulometrica dei campioni prelevati durante la campagna di indagine 2014 rispetto ai campi di suscettività alla liquefazione previsti dalla Norma

9.4 VALUTAZIONE DEL RISCHIO LIQUEFAZIONE

La valutazione del rischio di liquefazione può essere effettuata con metodologie di tipo storicoempirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza alla liquefazione (CRR) e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto (CSR).

Preliminarmente alla presentazione di tali verifiche è opportuno osservare che la letteratura tecnica (Kramer, 1996; Lai *et al.*, 2009) fa riferimento a più condizioni predisponenti la liquefazione di quelle recepite in normativa.

Si riconoscono, ad esempio come *predisponenti* le seguenti condizioni:

- profondità dello strato potenzialmente liquefacibile < 15-20 m dal p.c.
- profondità della falda < 5 m
- densità relativa Dr < 60%
- diametro medio delle particelle solide nel fuso 0,02 mm < D₅₀ < 2 mm
- contenuto di frazione fine (diametro < 0,005 mm) < 15%
- età recente del deposito (le osservazioni storiche indicano rari episodi di liquefazione in depositi Pleistocenici, mentre si riscontra con maggiore frequenza nei depositi Olocenici, al diminuire dell'età di deposizione)
- la presenza di sforzi iniziali di taglio necessari all'equilibrio; e come *limitanti*:





- la presenza e lo spessore di strati non liquefacibili superficiali
- la cementazione fra i grani
- la presenza di strati drenanti grossolani intercalati alla sabbia fine liquefacibile.

Per il caso in esame le analisi di rischio di liquefazione sono sviluppate attraverso le correlazioni messe a punto da Robertson e Wride (1998) che impiegano i dati di prove penetrometriche statiche.

L'analisi viene suddivisa in due fasi:

- calcolo della sollecitazione di taglio indotta dal sisma di progetto alla varie profondità: parametro CSR*;
- determinazione della resistenza alla liquefazione offerta dal terreno, , in funzione della resistenza alla penetrazione q_c: parametro CRR.

L'intensità della sollecitazione di taglio indotta dal sisma, funzione dell'accelerazione di progetto, della magnitudo del sisma e delle tensioni efficaci presenti, può essere valutata dallo sforzo ciclico equivalente normalizzato alle tensioni e alla magnitudo(CSR*) nel seguente modo:

$$CSR^* = \frac{CSR}{MSF \cdot K_{\sigma}} = \frac{0.65 \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g}\right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v}\right) \cdot r_d}{MSF \cdot K_{\sigma}}$$

dove:

a _{max}	massima accelerazione orizzontale di progetto;
g	accelerazione di gravità;
σν	tensione totale verticale;
σ'v	tensione efficace verticale;
r _d	fattore di massa funzione della profondità, della rigidezza del terreno, dell'accelerazione
	massima e della magnitudo del sisma;
MSF	fattore correttivo che dipende dalla magnitudo del sisma;
Κσ	fattore correttivo che dipende dalla tensione efficace alla profondità di prova.

Nel caso specifico è stata assunta un'accelerazione massima di progetto pari a **0,301g** con un sisma di magnitudo **5,10**.

La resistenza alla liquefazione del terreno, $CRR_{7,5}$, viene valutata seguendo la procedura iterativa indicata nel diagramma di flusso presentato in Figura 108. Il rapporto tra la resistenza $CRR_{7,5}$ e la sollecitazione CSR^* fornisce il coefficiente di sicurezza alla liquefazione (FS_L) alle diverse profondità.

Inoltre, facendo riferimento a Zhang (Zhang et al. 2002), è possibile stimare il cedimento prevedendo in funzione di FS_L l'addensamento volumetrico del deposito determinato dall'evento sismico.







Figura 108 - Procedura per la valutazione della resistenza alla liquefazione CRR_{7,5} secondo Robertson e Wride, 1998.



In Figura 109 sono mostrati i risultati applicando la procedura sopra descritta alla verticale CPTu 2 per un sisma riferito allo stato limite di salvaguardia della vita, SLV.



Figura 109 - Valutazione del rischio e degli effetti della liquefazione per le verticali

L'analisi consente infine di calcolare il **potenziale di liquefazione** (LPI). Il procedimento di calcolo è basato sulla relazione proposta da Iwasaki (1982) :

$$LPI = \int_0^0 (10 - 0.5z) \cdot F_L \cdot d_z$$

dove:

 F_L = 1-FS_L se il fattore di sicurezza alla liquefazione è minore di 1, altrimenti è pari ad 1; z è la profondità espressa in metri.

Iwasaki propone 4 categorie basate sul valore di LPI per valutare il rischio liquefazione:

- LPI=0 : rischio liquefazione è molto basso;
- 0 < LPI < 5 : rischio liquefazione basso;
- 5 < LPI < 15 : rischio liquefazione alto;
- LPI > 15 : Rischio liquefazione molto alto.

Facendo riferimento ai risultati della verticale inclinometrica cpt_2 (Figura 110), il potenziale di liquefazione LPI è di poco superiore a 3 e pertanto secondo Iwasaka (1982) si ricade nel range di **RISCHIO DI LIQUEFAZIONE BASSO**.







Figura 110 – potenziale di liquefazione LPI

9.5 CONSIDERAZIONI RISPETTO A POSSIBILI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

Le scelte progettuali adottate garantiscono comunque la sicurezza dell'opera in caso di fenomeni localizzati di liquefazione, coprendo pertanto le incertezze legate ad un metodo di valutazione globale quale quello del potenziale di liquefazione LPI, discusso al paragrafo precedente.

In tal senso si fa osservare (Figura 109) che i livelli nei quali il coefficiente di sicurezza Fs scende sotto l'unità si riferiscono a spessori assai modesti del terreno di riempimento e questo è messo bene in luce dall'andamento con la profondità del cedimento indotto dal fenomeno, che risulta discontinuo a tratti e costante all'interno del riempimento, di natura prevalentemente coesiva.

Il problema potrebbe invece interessare i materiali incoerenti (per la cui caratterizzazione si rimanda al capitolo 4 della presente relazione) al passaggio tra i limi di fondale e le sabbie in posto che nella parte





alta risultano meno addensate; è in corrispondenza di questo spessore (12-18 m di profondità) che il gradiente del cedimento di liquefazione risulta infatti più elevato.

La soluzione progettuale indicata tiene conto di questa possibile difficoltà avendo adottato soluzioni geometriche che rendono i fenomeni di liquefazione del tutto poco significativi sulle condizioni di staticità dell'opera. In particolare:

- i pali di fondazione dell'impalcato di banchina sono spinti in profondità fino ad intestarsi ovunque nelle argille plioceniche di base. Il deposito di argille non è ovviamente soggetto a fenomeni di liquefazione e presenta caratteristiche di resistenza tali che la portanza dei pali risulta comunque sufficiente ad assorbire i carichi di banchina anche nel caso di un evento eccezionale che produce la liquefazione delle sabbie alle quote superiori
- analogamente, tanto il palancolato combinato quanto gli ancoraggi sono stati dimensionati in modo tale da minimizzare ogni possibile effetto dei fenomeni di liquefazione.





10 CONCLUSIONI

Il quadro delle conoscenze delineato grazie alle ricerche bibliografiche, ai risultati delle indagini geotecniche, ai rilievi topografici e batimetrici ha permesso di rispondere alle richieste formulate nell'incarico e sviluppare in maniera approfondita l'analisi dell'intervento di adeguamento della Banchina 22. Tale soluzione prevede, lato mare, la rifodera dell'attuale opera in massi pilonati con un profilato metallico combinato e a tergo una piattaforma su pali che ha l'obiettivo di trasferire gli importanti carichi in banchina alla formazione consistente di base.

Le analisi svolte dimostrano l'efficacia della soluzione analizzata come intervento di adeguamento.

Particolare attenzione è stata inoltre posta all'analisi in condizioni sismiche.

La piattaforma su pali, che in condizioni statiche permette efficacemente di trasferire i carichi in profondità è, di contro, una massa importante che, in condizione sismiche, porta ad avere elevati carichi in sommità. Per questo motivo, oltre a quanto espressamente richiesto dalla norma, è stata valutata la prestazione sismica dell'opera attraverso una analisi di tipo pushover; tali analisi possono indirizzare la progettazione strutturale verso soluzioni in linea con i principi di gerarchia delle resistenze.





Bibliografia di riferimento

- Bazaara, A. R. S. S. (1967). Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlements of Shallow Foundations on Sand. PhD Thesis, University of Illinois, Urbana, USA.
- Brown, D.A., C. Morrison, and L.C. Reese, *Lateral load behaviour of pile group in sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division, ASCE, 1998. **114**(11): p. 1261-1276.
- Ohta, Y., Goto, N. (1978). Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 6: 167-187.
- Robertson, P.K., Cabal K.L.. *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*, Gredd Drilling & Testing. Inc, 5th Edition, November 2012.
- Schmertmann, J. H. (1975). Measurement of insitu shear strength. *Proceedings of the Conference on insitu measurement of soil properties*. American Society of Civil Engineers, 2: 57-138.
- Schmertmann, J.H. (1978). *Guidelines for the Cone Penetration Test Performance and Design*. U.S. Department of Transportation, FHWA-TS-78-209, 145pp.





Allegato 1

Schede tecniche gru semoventi





Gru semovente portuale GOTTWALD G HMK 6407



Dati dei carichi sulla banchina

Dati tecnici dell'apparecehio:

Make disadama sa dahara	
Numero di plastre di appoggio per angolo:	1
Dimonaloni della piaatra di appoggio."	2,0 m x 4,6 m
Basa dispoggice	14,0 m x 12,5 m
Numero di assi	7
Peso totale in servizio:	620,0 1
Carleo masalmo:	100,0 t
Peso locale:	420,01

Gru in trastazione:

Casico uniformemente distribuito con gru in traslazione

Superficie copenar (15,2 m x 10,5 m)	160,37 m*
Carico uniformamente distribulto (420.0 t / 100.4 m ⁻)	2,62 tim*

Pressione enarchtata dalle ruoto

Carico auli assa:	001
Ruols / asset	4
Carico / rucks	15,00 1
Superficia di contatto / nuota	1680 om#
Prossione csercitale dalla ruota:	8,88 Kp/cm*



p

Gru in servizio:

Carlchi varticali massimi (Carico pasante - 75%)

Posizione dol braceio	1	14	E.f
Carloot	100,01	00.01	100,01
Reggio:	24 m	25 m	24 m
Carloo sufe pleatre d'appoggio:	202,01	239,31	210,91
Plastre su cui agispe il corico:	AD	A	AB
Superficio della piortra d'appoggio:	9,00 m*	9,00 m ²	9,00 m ⁴
Pressione essecitate subject	2,24 kg/cm2	2,50 kg/cm*	2.34 kalom*



Fig. 2: delerativazione della portulara dal braccio a della ghalini d'appoppio "





Gru semovente portuale GOTTWALD G HMK 7608



4

Dati dei carichi sulla banchina

Dati tecnici dell'acoargochio:

488,0 1
150,0 t
646,0 1
8
15,0 m x 13,0 m
2,0 m x 4,5 m
1

"alte grandance ou dahicate

Gru in traslationes

Carico uniformemente distribuito con gru in traslazione

Superficie coperta (15,2 m × 11,1 m)	170,02 m²
Caulso uniformamente distribuito (496,01/179.0 m ⁻¹)	2,78 Vm2

Pressiono paereltata dalla-suoto

Carleo sull'asse:	621		
Rucle / sose:	4		
Carkoo / ruola	15,50 1		
Superficip di contatto / rubia	1690 cm ¹		
Prosistono esseciliata dalla ruote:	9,17 kplcm ²		



8

Gru in servicio:

Carlchi vorticali masalmi (Carlco pesante - 75%)

Posizione del bracelo	1	8	13
Carloo:	137,51	137,51	137,51
Raption	21 m	21 m	21 m
Carloo sulle plastra d'appoppio:	243,1 t	207,71	258,11
Plastre su cui agisce il carloct	A,D	A	A, B
Superficie della plasira d'approprio:	9,00 m²	9,00 m*	9,00 m ²
Pressions exerciteta sul suole:	2,70 kg/cm2	3,20 Ko/cm*	2,85 kg/cm2



Fig. 8: determinazione della posidona del brancio a della pizzine d'aconopio "