

HUB PORTUALE ravenna



Autorità di Sistema Portuale
del Mare Adriatico centro settentrionale



APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA,
ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI,
NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E
RIUTILIZZO MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE
AL P.R.P VIGENTE 2007 - I FASE - PORTO DI RAVENNA

PROGETTO ESECUTIVO

oggetto

file

codice

scala

Revisione

data

causale

redatto

verificato

approvato

responsabile delle Integrazioni Specialistiche: **Ing. Lucia de Angelis**

responsabile del Procedimento: **Ing. Matteo Graziani**

committente

contraente generale



Autorità di Sistema Portuale
del Mare Adriatico centro settentrionale

Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Centro Settentrionale
Via Antico Squero, 31
48122 Ravenna



**Consorzio Stabile
Grandi Lavori S.c.r.l.**

Consorzio Stabile Grandi Lavori Srl
Piazza del Popolo 18
00187 Roma



**Dredging
International**

DEME - Dredging International NV
Haven 1025 - Schiededijk 30
2070 Zwijndrecht - Belgium

progettisti



Technital S.p.A.
Via Carlo Cattaneo, 20
37121 Verona

Direttore Tecnico
Dott. Ing. Filippo Busola



F&M Ingegneria SpA
Via Bevedere 8/10
30035 Mirano (VE)

Direttore Tecnico
Dott. Ing. Tommaso Tassi



SISPI srl
Via Filangieri 11
80121 Napoli

Direttore Tecnico
Dott. Ing. Marco Di Stefano

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	INDAGINI PROGETTO ESECUTIVO	4
2.1	INTRODUZIONE	5
2.2	RILIEVI DELLE BANCHINE	6
2.2.1	VERIFICA ALLINEAMENTO E LUNGHEZZE BANCHINE	8
2.3	INDAGINI GEOTECNICHE	12
2.3.1	INTRODUZIONE	12
2.3.2	DESCRIZIONE	12
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO	15
3.1	INTRODUZIONE	15
3.2	ASSETTO STRATIGRAFICO	15
3.3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	17
3.4	PARAMETRI DI RESISTENZA IN CONDIZIONI SISMICHE	17
3.5	CONFRONTO CON LA MODELLAZIONE ASSUNTA NEL PROGETTO DEFINITIVO	18
4	SISMICITA'	19
4.1	PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE	19
4.2	STUDIO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	19
4.2.1	ESTRAZIONE ACCELEROGRAMMI NATURALI SPETTRO-COMPATIBILI.....	19
4.2.2	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO SISMICO.....	20
4.2.3	ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL)	20
4.3	CONFRONTO TRA I DATI ACCELERAZIONE RILEVATI CON QUELLI ADOTTATI NEL PROGETTO DEFINITIVO	20
5	ANLISI DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE	21
5.1	ANALISI CON PROVE IN SITO	21
5.2	PROVE TRIASSIALI CICLICHE	21
5.3	RISULTATI	22
5.4	CONFRONTO CON LA MODELLAZIONE ADOTATA NEL PROGETTO DEFINITIVO	22
6	BANCHINE – CRITICITÀ E INTERVENTI PE	24
6.1	AREE CANTIERE	24

1 PREMESSA

In data 20/01/21, con verbale di avvio alla progettazione, l'Autorità di Sistema (AdSP), ha limitato l'inizio delle attività di progettazione esecutiva (PE) agli interventi di adeguamento funzionale e strutturale delle banchine ed allo svuotamento delle casse di colmata Nadep e Centro Direzionale.

Nell'ambito delle attività di PE oggetto del richiamato verbale rientrano anche le attività connesse allo svuotamento della cassa di colmata Trattaroli (per la parte incidente con le lavorazioni previste nel cantiere N2), nonché le attività di conferimento di materiali provenienti dalle casse di cui sopra nelle aree logistiche L2 e S3 e nella "Cava Bosca"

La progettazione esecutiva delle banchine riguarda in particolare:

- Banchine A - BUNGE NORD
- Banchine B - BUNGE SUD
- Banchine D – CEMENTILCE (UNIGRA'-UNITERMINAL) – TRATTAROLI NORD
- Banchina C - ALMA
- Banchina O - LLOYD
- Banchina E, F, G, H - TERMINAL NORD – TRATTAROLI SUD
- Banchina I - IFA
- Banchina M – DOKS PIOMBONI NORD
- Banchina N - Nuovo terminal container sopraelevazione (cantiere N1) e nuovo tratto (cantiere N2)

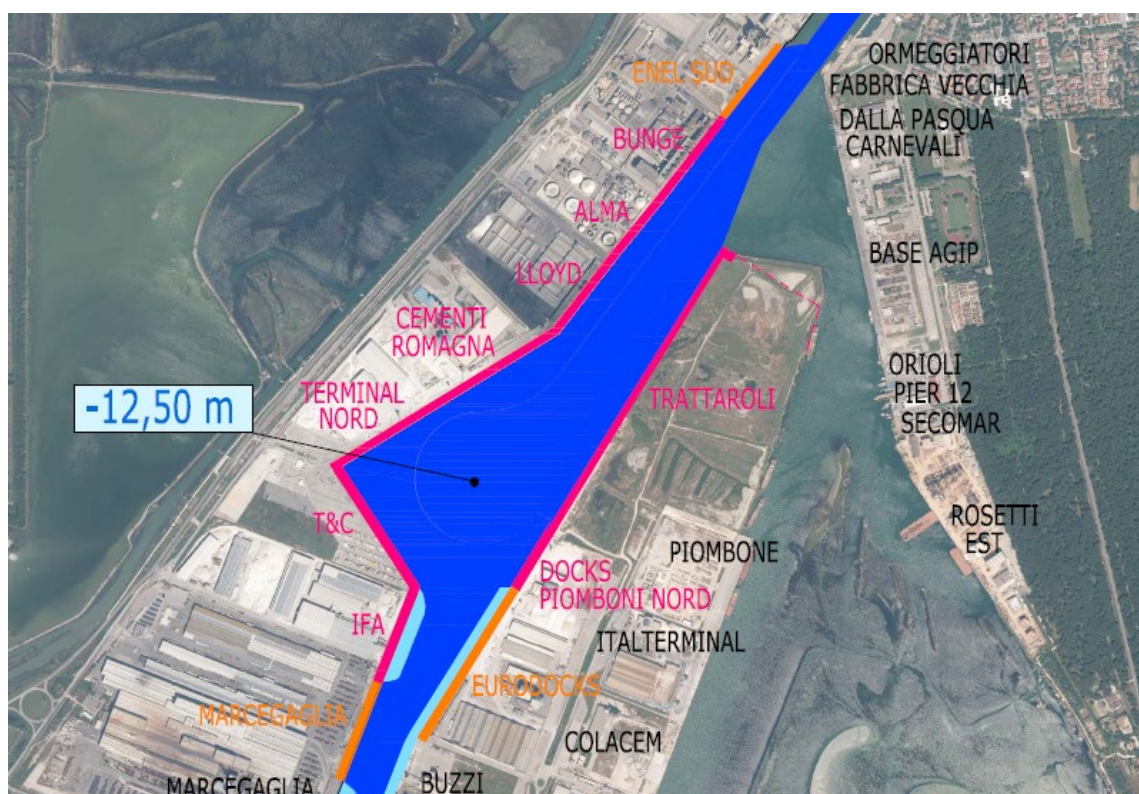


Figura 1 – Planimetria relativa alle banchine da adeguare e al nuovo terminal in penisola Trattaroli (PD)

La presente relazione illustra preliminarmente la sintesi delle indagini integrative (rilievi, indagini geotecniche e sui materiali) eseguite dal Contraente Generale (CG) a supporto della progettazione esecutiva, sulla base

delle quali sono state effettuate le analisi dello stato di luoghi a partire dalle verifiche geometriche, delle interferenze, delle aree di cantiere, degli impianti, degli aspetti ambientali e delle compatibilità dei materiali; il confronto tra la ricognizione degli ulteriori dati acquisiti e quelli contenuti nel progetto definitivo ha consentito di elaborare il presente documento che, insieme agli allegati, propone – in conformità a quanto previsto dal par. 2.11 del c.s.a - una verifica delle principali criticità ed espone le possibili soluzioni per il superamento delle stesse.

Le soluzioni proposte sono state comunque verificate adottando gli stessi algoritmi di modellazione strutturale e geotecnica utilizzati nel progetto definitivo, preliminarmente sottoposti a verifica per analizzare la congruenza dei risultati. Resta inteso, tuttavia, che in sede di progettazione esecutiva si procederà a sviluppare ulteriori e più puntuali verifiche che potrebbero evidenziare ulteriori criticità che, allo stato, non sono emerse e che nel caso saranno prontamente rappresentate dalla Direzione Lavori ed al RUP.

Nelle paragrafi che seguono è descritto l'inquadramento geologico e geotecnico, nonché la valutazione dei parametri da assumere in riferimento alla sismicità delle aree e dei rischi connessi alla possibile liquefazione dei terreni; l'insieme di tali valutazioni tecniche ha permesso di effettuare le verifiche geotecniche poste a sostegno delle soluzioni che il CG intende adottare, nel rispetto del Progetto Definitivo, per il superamento delle criticità riscontrate e più dettagliatamente elencate nel corpo delle relazioni dedicate alle singole infrastrutture.

Le criticità di ogni banchina e le soluzioni progettuali risolutive che si propone di adottare sono riportate nelle singole relazioni, elencate nella seguente tabella.

ELABORATO	REV.	TITOLO ELABORATO - RELAZIONE
1114-E-BAA-GEN-RG-02-0	0	Relazione sulle criticità banchina A - Bunge Nord
1114-E-BAB-GEN-RG-02-0	0	Relazione sulle criticità banchina B - Bunge Sud
1114-E-BAC-GEN-RG-02-0	0	Relazione sulle criticità banchina C – Alma
1114-E-BAO-GEN-RG-02-0	0	Relazione sulle criticità banchina O – Lloyd
1114-E-BAD-GEN-RG-02-0	0	Relazione sulle criticità banchina D – Terminal nord – Cementilce
1114-E-BAE-GEN-RG-02-0	0	Relazione sulle criticità banchina E-F-G-H – Trattatoli Sud
1114-E-BAI-GEN-RG-02-0	0	Relazione sulle criticità banchina I - lfa
1114-E-BAM-GEN-RG-02-0	0	Relazione sulle criticità banchina M – Docks Piomboni Nord
1114-E-BAN-GEN-RG-02-0	0	Relazione sulle criticità banchina N1 – Nuovo Terminal Container: sopraelevazione
1114-E-BAN-GEN-RG-03-0	0	Relazione sulle criticità banchina N2 - Nuovo Terminal Container: nuovo tratto

2 INDAGINI PROGETTO ESECUTIVO

2.1 INTRODUZIONE

Come previsto nel piano indagini consegnato da GC a AdSP in data 5/10/2020 e successivo aggiornamento del 17/11/2021 il Contraente Generale ha eseguito delle indagini integrative propedeutiche alla Progettazione Esecutiva che hanno lo scopo di verificare le ipotesi progettuali assunte nel progetto definitivo e di acquisire ulteriori elementi di carattere geometrico, meccanico e geotecnico al fine di assicurare un quadro di informazioni di maggiore completezza.

In particolare, le indagini integrative effettuate hanno riguardato:

- la verifica dello stato delle banchine, dal punto di vista geometrico, strutturale, geotecnico e sismico;
- la verifica – per quanto possibile eseguire indagini compatibili con le attività in corso da parte dei Concessionari:
 - a) delle interferenze attraverso la ricerca di eventuali sottoservizi esistenti (cunicoli, impianti di rete, etc.) ovvero di strutture/fondazioni presenti nel corpo delle banchine;
 - b) delle strutture di contrasto delle banchine esistenti (tiranti, strutture di ancoraggio etc.) per come riportate nel Progetto Definitivo

La sintesi delle indagini integrative previste per le banchine oggetto di PE è riportata in Tab. 2.1.

INTERVENTI	SCOPO	INDAGINI
BANCHINE ESISTENTI		
Verifica dello stato delle banchine esistenti	Verifiche paramenti e verticalità delle banchine e individuazione presenza tiranti (da mare)	Sonar, Multibeam 3D/LIDAR, OTS
	Monitoraggio planoaltimetrico del paramento e del piazzale	- Laserscanner 3D - sismica a rifrazione dei piazzali (per banchine dove previsto vibroflottazione/jetgrouting)
	Trattaroli Sud, Piomboni Nord, Trattaroli destra - indagini integrative sui materiali	prelievi di carote e prove a compressione sui cls (carbonatazione + ione cloruro), prelievo di armature
	Verifiche di penetrazione ai cloruri (non fatte nel PD) - indagini integrative sui materiali	Buchi con trapano nelle carote già prelevate o in nuove carote, prelievo polveri e analisi secondo UNI EN 1744-1
	Verifica dei parametri geotecnici, conferma dati assunti su rischio liquefazione (materiali granulari), determinazione Vs	4 sondaggi e CPTU, piezometri e provae di sissipazione, 9 SCPTU (con sismocono), MASW, REMI + georadar propedeutico a individuazione sottoservizi
Sottoservizi	Verifica dei sottoservizi esistenti/interferenze	indagini indirette e non distruttive: georadar 3D
	Presenza di torre faro (come visto in sopralluogo) - dovrebbe avere fondazioni superficiali	Verifica con parziale scoprimento e saggi

Le indagini previste nel Piano sono riportate in Figura 2 e nell'elaborato grafico 1114-E-SIN-GEO-PL-01-A, in cui sono riportate anche le indagini geotecniche effettuate a supporto del PD.

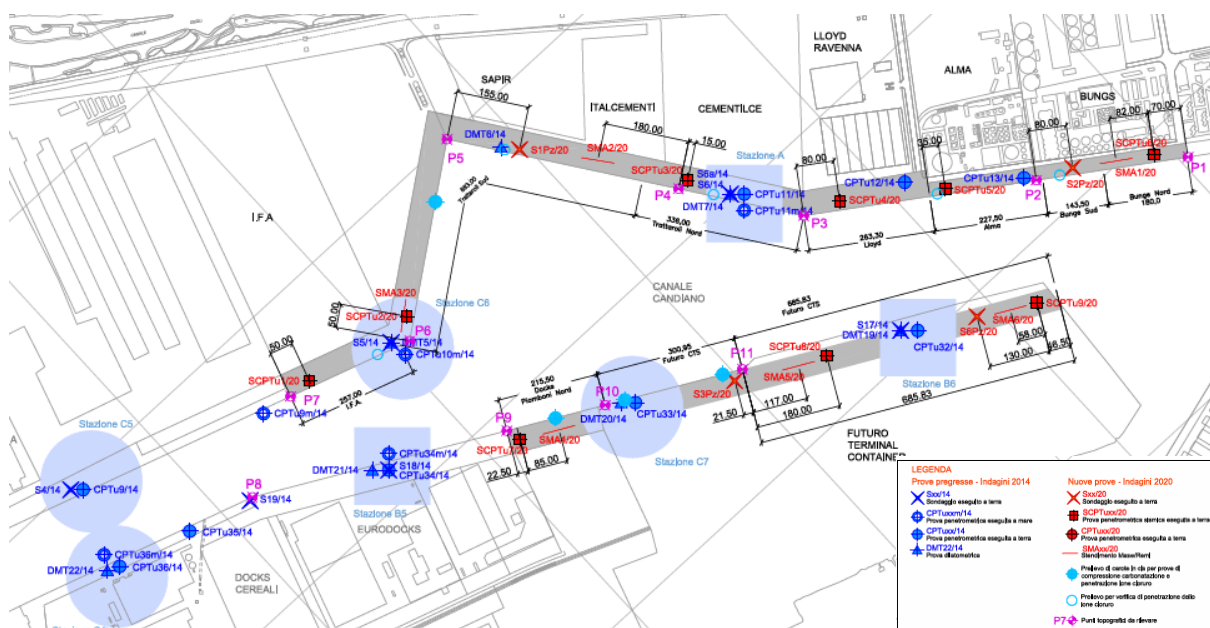


Figura 2 – Planimetria ubicazioni indagini integrative PE (rif. 1114-E-SIN-GEO-PL-01-A)

2.2 RILIEVI DELLE BANCHINE

Per lo studio delle banchine è stato eseguito un sistema integrato di indagini mirato sia alla verifica della geometria delle banchine, sia al rilevamento dello stato di consistenza dei paramenti di banchina oggetto degli interventi di adeguamento funzionale al fine di evidenziare eventuali punti critici ed ammaloramenti corticali del calcestruzzo, sia – infine - al rilevamento dell'esatta posizione delle teste dei tiranti e delle tasche di alloggiamento delle testate.

Questo anche in ragione del fatto che gli interventi previsti nel progetto prevedono, in maniera diffusa e con la sola eccezione per la banchina LLOYD, un consolidamento e adeguamento funzionale con nuove strutture poste a tergo di quelle esistenti, lasciando inalterati i paramenti ed i cigli delle travi di coronamento.



Figura 3 – Planimetria con ubicazione dei punti topografici significativi e identificazione aree rilievi banchine

Sono state eseguite, in particolare, le seguenti attività di rilievi ed indagini:

- rilievo di punti topografici significativi per la verifica dell'allineamento e delle lunghezze delle banchine;
- rilievi topografici aerofotogrammetrici con drone delle aree di banchina, per la verifica della geometria delle banchine;
- rilievi con tecnica laser scan delle banchine per il rilievo di dettaglio dei piani di banchina;
- rilievi della parte sommersa ed emersa del paramento delle banchine tramite sistemi accoppiati di LIDAR (laserscanner), multibeam e sonar con le attrezzature specialistiche montate su imbarcazioni di servizio: queste indagini hanno lo scopo di rilevare e restituire l'assetto generale delle strutture e descriverne quantitativamente gli eventuali ammaloramenti e divergenze dalla verticalità mediante lo studio della nuvola di punti e realizzazione di mesh 3D. È stata anche individuata la posizione dei tiranti;
- Indagini integrative sui materiali per le verifiche di penetrazione ai cloruri, verifiche della resistenza a compressione delle carote e resistenza a trazione delle barre di armatura: l'ubicazione dei prelievi di carote e barre di armatura per le indagini integrative è riportato in Figura 5;
- rilievi con georadar 3D della fascia di banchina interessata dall'intervento, per individuazione dei sottoservizi esistenti ed eventuali interferenze con gli impianti. In alcune banchine sono stati anche aperti alcuni tombini/caditoie, per vedere le tubazioni che vi afferivano e avere indicazioni su tipo, diametro e profondità di tubazione.

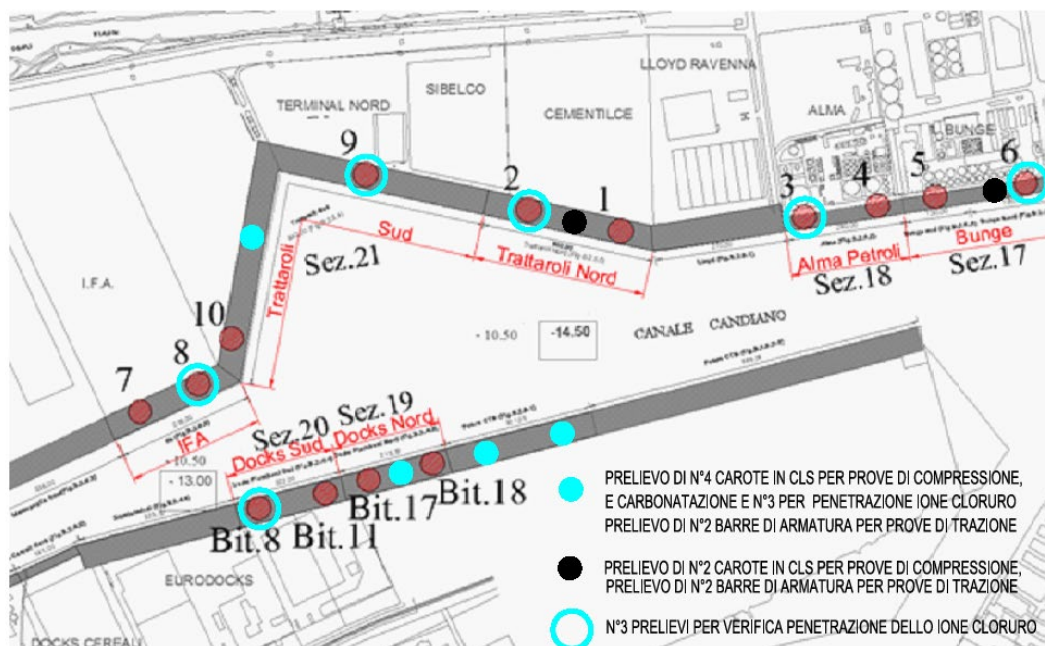


Figura 4 – Planimetria con ubicazione delle indagini integrative sui materiali per il PE

I risultati e le elaborazioni dei rilievi e delle indagini integrative riportati nelle relazioni di criticità di ogni banchina e rappresentati negli elaborati grafici delle indagini. Gli stessi saranno riproposti, con l'opportuno dettaglio, in sede di progettazione esecutiva ovvero anticipatamente su richiesta del RUP o del Direttore dell'Esecuzione.

2.2.1 Verifica allineamento e lunghezze banchine

Una prima attività ha riguardato il rilevamento del ciglio banchina, la verifica degli allineamenti degli stessi, delle lunghezze e del posizionamento dei capisaldi delle recinzioni di confinamento dei diversi cantieri in ragione dei limiti delle concessioni demaniali rilasciate dall'AdSP.

Preliminarmente a tutte le attività è stata tracciata una rete topografica di inquadramento, indispensabile per la corretta posizione relativa e assoluta delle varie parti dell'intervento in relazione al territorio circostante, con la materializzazione di un sistema di capisaldi, opportunamente georeferenziati.

Il rilievo di punti topografici significativi per verificare l'allineamento corretto delle banchine esistenti ha consentito di riferire correttamente gli elaborati grafici, le indagini complementari eseguite e quelle del progetto definitivo ed i relativi modelli geotecnici.

Nella tabella che segue è riportato un confronto tra i dati rilevati (lunghezze e quote delle banchine e dei piazzali) e quelle desunti dal progetto definitivo, conservando la medesima nomenclatura dei cantieri e delle banchine di cui al PD

			PROGETTO DEFINITIVO (A)				RILIEVO 2020 (B)			
			RILIEVO		PROGETTO					
BANCHINA	CANTIERE	LUNGHEZZA	QUOTA BANCH	QUOTA PIAZZALE	QUOTA BANCH	QUOTA PIAZZALE	LUNGHEZZA	QUOTA BANCH	QUOTA PIAZZALE	
SPONDA SX	IFA	I	257,00	2,00	2,00	2,50	2,00	250,16	1,75	1,75
	TRATTAROLI SUD	H	226,27	2,50	2,50-2,40	2,50	2,50-2,40	232,89	2,39	2,35-2,00
		G	230,00	2,50	2,50-2,40	2,50	2,50-2,40	230,00	2,35	2,35-2,00
		F	252,00	2,50	2,50-2,40	2,50	2,50-2,40	252,00	2,30	2,25-1,90
		E	174,80	2,50	2,50-2,40	2,50	2,50-2,40	172,32	2,30	2,25-1,75
	TRATTAROLI NORD	E	52,84	2,50	2,50-2,40	2,50	2,50-2,40	52,84	2,30	2,25-1,75
		D	302,66	2,50	2,50-2,40	2,50	2,50-2,40	302,66	2,30	2,25-1,90
	LLOYD	O	263,30	2,50	2,50-2,40	2,50	2,50-2,40	269,81	2,00	2,00-1,75
	ALMA	C	227,50	1,98	1,94-1,57	2,50	1,80	227,53	1,96	1,80-1,50
BUNGE SUD	B	143,40	2,50	0,75-0,65	2,50	0,75-0,65	144,93	1,98	0,40-0,00	
BUNGE NORD	A	180,00	2,06	0,56	2,06	0,56	180,30	1,98	0,50-0,30	
SPONDA DX	DOKS PIOMBONI NORD	M	215,50	2,50	2,50	2,50	2,50	215,86	2,25	2,15-1,80
	SOPRAELEVAZIONE TERMINAL	N1	300,95	2,50	2,15-1,97	3,50	3,50	301,15	2,17	1,88
	NUOVO TERMINAL CONTAINER	N2	656,63	2,00	1,0 CASSA	3,50	3,50	656,28	6,00-2,00	CASSA TRATTAROLI
	NUOVO TERMINAL CONTAINER	TESTATA N2	75,14	2,00	1,0 CASSA	3,50	3,50	75,14	2,21	CASSA TRATTAROLI
			3557,99					3563,9		
IN ROSSO			SOPRAELEVAZIONE PREVISTA DAL PROGETTO DEFINITIVO							
IN BLU			SOPRAELEVAZIONE INDOTTA DAI RILIEVI ESEGUITI							

Tabella 1 – Comparazione tra dati rilievo eseguito e dati rilievo da progetto definitivo

Per il **Nuovo Terminal Container** è stata riportata una lunghezza di 656,28 m, pari alla lunghezza 658,48 m a cui è stata decurtata la larghezza della trave di coronamento (3,8 m) e la larghezza della piattaforma di testata (25,4 m) al fine di non duplicare le lunghezze

Nella seguente tabella sono invece riportate le variazioni tra il rilievo effettuato ed il rilievo desunto dal progetto definitivo:

		VARIAZIONI TRA RILIEVI(B-A)				
		BANCHINA	CANTIERE	LUNGHEZZA	QUOTA BANCH	QUOTA PIAZZALE
SPONDA SX	IFA		I	-6,84	-0,25	-0,25
	TRATTAROLI SUD		H	6,62	-0,11	-015 / -0,40
			G	0,00	-0,15	-015 / -0,40
			F	0,00	-0,20	-015 / -0,40
			E	-2,48	-0,20	-015 / -0,40
	TRATTAROLI NORD		E	0,00	-0,20	-015 / -0,40
			D	0,00	-0,20	-015 / -0,40
	LLOYD		O	6,51	-0,50	-015 / -0,40
	ALMA		C	0,03	-0,02	-0.14 / -0,07
	BUNGE SUD		B	1,53	-0,52	-0.65 / -0,35
BUNGE NORD		A	0,30	-0,08	-0.06 / -0,26	
SPONDA DX	DOKS PIOMBONI NORD		M	0,36	-0,25	-0,35 / -0,70
	SOPRELEVAZIONE TERMINAL		N1	0,20	-0,33	-0,27 / -0,09
	NUOVO TERMINAL CONTAINER		N2	-0,35	VAR	—
	NUOVO TERMINAL CONTAINER		TESTATA N2	0,00	0,21	—
				5,9		

Tabella 2 – Variazioni tra dati rilievo eseguito e dati rilievo da progetto definitivo

Dalle verifiche effettuate (cfr. tabelle) emerge che:

- a fronte di una lunghezza complessiva di 3557,99 m di banchine da consolidare indicata nel progetto definitivo il rilievo ha definito una maggiore lunghezza di 3.563,90 m pari a 5,9 m;
- per alcune banchine è necessario sopraelevare le travi di coronamento esistenti per raggiungere le quote di progetto anche (quote in blu) anche nelle parti ove non era contemplato la sopraelevazione;
- per alcuni cantieri sono modificati i limiti di intervento.

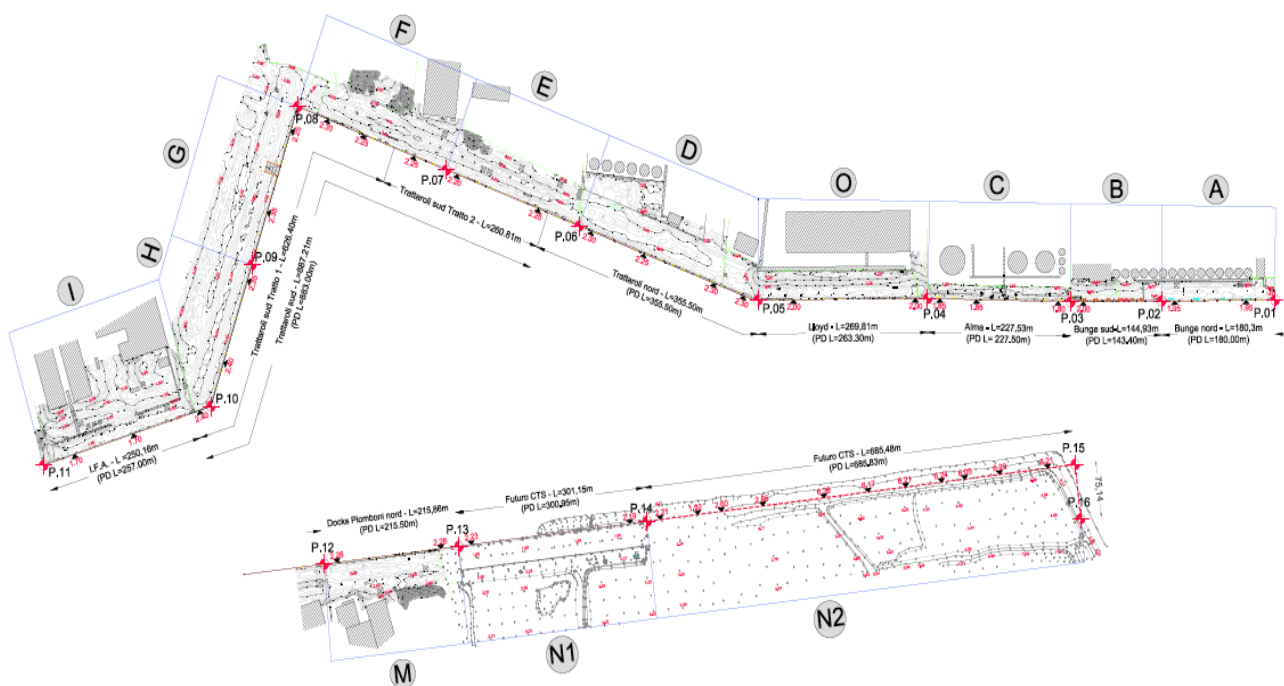


Figura 5 – Planimetria inquadramento banchine: lunghezze delle banchine e dei cantieri (da rilievi 2020)

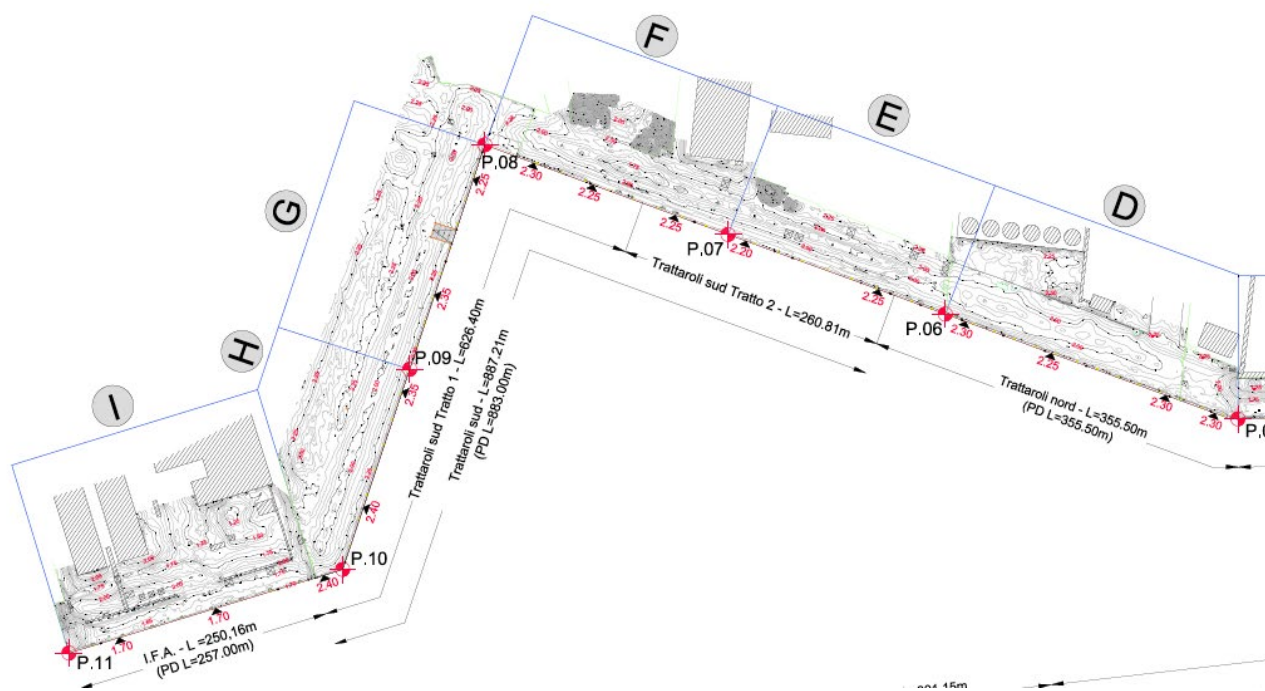


Figura 6 – Stralcio 1 Planimetria inquadramento banchine

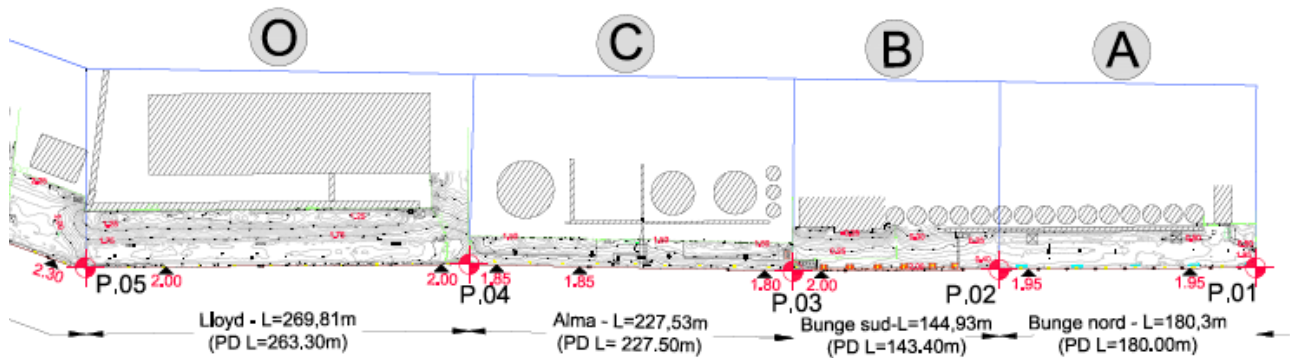


Figura 7 – Stralcio 2 Planimetria inquadramento banchine

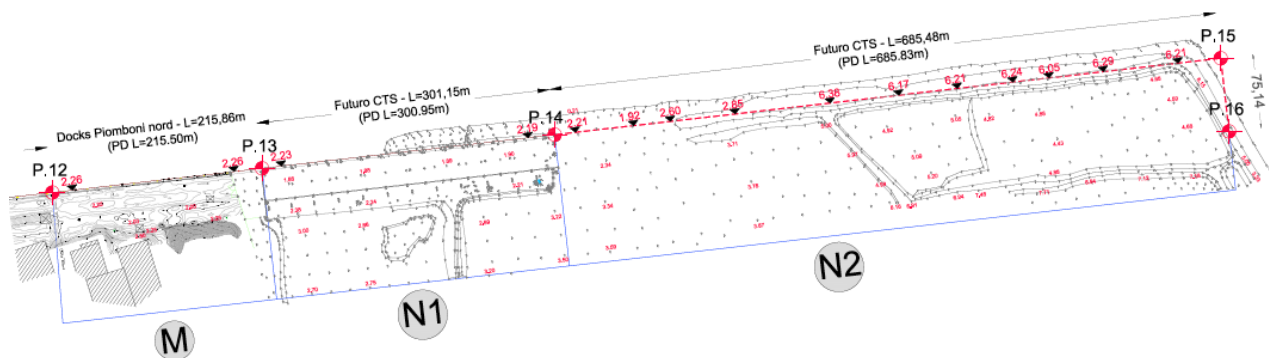


Figura 8 – Stralcio 3 Planimetria inquadramento banchine

Nel PD (rif. Doc 1114.GEN.N_Relazione cantierizzazione_Rev.1) le dimensioni definite per i cantieri D, E e F sono riportate qui di seguito:

- dimensione cantiere D =280 m
- dimensione cantiere E = 250 m
- dimensione cantiere F= 252 m

Da rilievo 2020 effettuato sulle banchine esistenti (rif.to planimetria di Figura 5) e rappresentazione su modello BIM, risulta invece un ridimensionamento della lunghezza totale dei cantieri E e F: una possibile ipotesi potrebbe consistere nel conservare la lunghezza (da PD) del cantiere F pari a 252 m e ridimensionare solo il cantiere E, ottenendo le seguenti dimensioni:

- **dimensione cantieri D = 302.70 m**
- dimensione cantieri E = 224.90 m
- dimensione cantiere F 252.00 m

Questa modifica dovrà essere concordata con AdSP.

Una suddivisione diversa dei limiti dei cantieri rispetto a quanto previsto da progetto definitivo non comporterebbe una reale problematica a condizione che:

- le soluzioni progettuali esecutive dei cantieri E (Trattaroli Sud) e D (Trattaroli Nord) siano le stesse;
- ci sia la possibilità contrattuale di ricalibrare con le effettive lunghezze rilevate anche i relativi tempi di esecuzione, per evitare eventuali applicazioni di penali.

Si evidenzia, inoltre, che il cantiere E (Trattaroli Sud) risulta, secondo il PD, a cavallo di due terminalisti. Ciò potrebbe creare problemi di frazionamento delle lavorazioni per necessità di accesso da due ingressi diversi; si dovrà valutare se c'è la possibilità di accedere liberamente da una parte all'altra della banchina, ovvero ricondizionare i limiti dei rispettivi interventi alle lunghezze del ciglio banchina effettivamente misurate.

2.3 INDAGINI GEOTECNICHE

2.3.1 INTRODUZIONE

L'indagine geotecnica di progetto definitivo ha consentito di definire correttamente l'assetto stratigrafico dell'area di progetto e di fornire le informazioni necessarie per una prima caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni di fondazione.

Alla luce di queste informazioni sono state definite le indagini integrative sia per le banchine che per le casse di colmata e per le aree logistiche, privilegiando le parti ove non erano state eseguite o erano limitati i dati di indagine.

Le uniche indagini geotecniche allegate al progetto definitivo sono quelle a profilo dei banchinamenti, escludendo quindi le indagini specifiche per la caratterizzazione dei terreni da dragare.

Le suddette indagini integrative hanno consentito di assolvere ai seguenti obiettivi:

- confermare/Integrare l'assetto stratigrafico delle aree di progetto;
- verificare i dati sulla falda;
- acquisire un maggior dettaglio per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione;
- acquisire un maggior dettaglio per la caratterizzazione sismica dei terreni di fondazione.

Particolare attenzione è stata rivolta alla caratterizzazione sismica dei terreni ed alla verifica del loro potenziale di liquefazione, eseguendo prove specifiche in sito e di laboratorio, anche in relazione ai risultati contraddittori tra le verifiche condotte in sede di analisi geotecnica del PD e quelli riportati dallo studio di Eucentre.

Questo approfondimento, infatti, si è reso necessario proprio alla luce dello studio elaborato da Eucentre "*Rapporto Tecnico – Valutazione del potenziale di liquefazione al porto di Ravenna*", che è stato allegato al progetto definitivo a base di gara e che evidenziava valutazioni anche contrastanti con i modelli assunti nelle verifiche delle banchine riportate nel PD. In particolare mentre il rischio di liquefazione dei terreni nel PD veniva genericamente definito come "rischio basso", nelle analisi di Eucentre per alcune banchine di rischio veniva elevato a "medio" oppure "alto"

2.3.2 DESCRIZIONE

Le indagini geotecniche integrative sono state suddivise per aree di intervento, ovvero per :

- Banchine
- Casse di colmata
- Aree logistiche

Si riporta di seguito una breve sintesi delle attività svolte per ciascuna tipologia di infrastruttura, mentre si rimanda alle planimetrie per la ubicazione delle indagini e per la loro distribuzione areale.

Banchine

Sono stati eseguiti n.4 sondaggi (L=50m) a carotaggio continuo, al fine di attraversare l'intera sequenza stratigrafica e prelevare campioni disturbati ed indisturbati per le prove di laboratorio.

In tutti i sondaggi è stato installato un piezometro a tubo aperto per la misura del livello piezometrico; inoltre si sono eseguite prove Lefranc per la misura della permeabilità dei terreni.

Le prove di laboratorio hanno consentito di valutare: granulometria, limiti di Atterberg, peso di volume, w_n nonché i parametri desumibili dalle prove a taglio diretto con scatola Casagrande, prove triassiale TRX-CIU, prove edometriche.

Sono state anche eseguite su 4 campioni prove triassiali cicliche per la misura del potenziale di liquefazione dello strato sabbioso.

L'approfondimento stratigrafico e geotecnico, eseguito presso i sondaggi, è stato esteso allo sviluppo delle banchine tramite n.9 prove SCPTU (L=40m) con piezocono e misura delle Vs ogni metro di profondità. Sono state eseguite delle prove di dissipazione da correlare con le prove Lefranc.

Infine sono state eseguite n.6 prove MASW per confronto con le SCPTU in termini di Vs acquisite.

Casse di colmata

La **cassa NADEP** è stata caratterizzata tramite n.3 sondaggi (L=15-25m) con prove SPT ed n.1 SCPTU (L=35m) sugli argini, mentre sono state eseguite n.3 CPTU (L=15m) con prove di dissipazione e n.2 stendimenti di tomografia geoelettrica all'interno della cassa.

Le prove eseguite sugli argini hanno lo scopo di caratterizzare geotecnicamente gli stessi in vista del loro innalzamento, mentre le prove eseguite all'interno della cassa sono finalizzate alla caratterizzazione geotecnica dei sedimenti sversati ed alla verifica della presenza di un livello coesivo naturale di bassa permeabilità al fondo cassa, anche al fine di determinare le condizioni di fruibilità e sicurezza per la movimentazione dei materiali per come definita nel progetto definitivo

Inoltre è stato installato n.1 piezometro a tubo aperto e sono state eseguite prove Lefranc, le prove di laboratorio sono analoghe a quelle eseguite per le banchine.

Per quanto concerne la **cassa di Via Trieste**, adiacente alla NADEP, sono stati eseguiti n.1 sondaggio (L=25m) con prove SPT sull'argine e n.1 CPTU (L=15m) con prove dissipazione all'interno della cassa, dove è stato eseguito anche uno stendimento di tomografia geoelettrica. La finalità di queste prove è la medesima di quelle della cassa NADEP, così come le prove di laboratorio.

La **cassa del Centro Direzionale** ha visto la prospezione geotecnica con n.2 sondaggi (L=15-25m) con prove SPT, n.1 SCPTU (L=35m) e n.1 CPTU (L=15m) con prove di dissipazione in corrispondenza degli argini, mentre sono state eseguite n.5 verticali e n.1 stendimento di tomografia geoelettrica all'interno della cassa. Ciascuna di queste verticali è composta da n.1 CPTU (L=8m) e n.1 sondaggio a distruzione con prelievo di n.2 campioni indisturbati alle profondità di 1.5 e 3 m dalla superficie. La finalità di queste prove è la medesima di quelle della cassa NADEP, così come le prove di laboratorio.

Aree logistiche

Sulle due aree logistiche sono stati eseguiti n.2 sondaggi (L=15m) con piezometro a tubo aperto, n.2 SCPTU (L=30m) e n.2 stendimenti di tomografia geoelettrica.

Sono stati installati all'interno dei piezometri n.2 sonde multiparametriche per il monitoraggio della qualità delle acque di falda ed in particolare della loro salinità.

Sono stati eseguiti sui campioni prelevati prove di laboratorio di tipo classificativo.

La Tabella 3 riporta la sintesi dei sondaggi eseguiti, delle prove in sito e dei campioni prelevati.

Hub portuale di Ravenna - Sondaggi, prove in sito e campionamenti							
Opera	Sond.	L	Pz	SPT	Lefranc	C.R.	C.I.
(-)	(n.)	(m)	(m)	(n.)	(n.)	(n.)	(n.)
Banchine esistenti	S1Pz/20	50	15	-	3	12	5
	S2Pz/20	50	15	-	3	12	5
	S3Pz/20	50	15	-	3	12	5
	S6Pz/20	50	15	-	3	12	5
Cassa NADEP	S7Pz/20	25	20	5	3	8	2
	S8/20	15	-	5	3	6	1
	S9/20	15	-	5	3	6	1
Casse aggiuntive	S10Pz/20	25	20	5	3	8	2
	S11Pz/20	25	20	5	3	8	2
	S12/20	15	-	4	3	5	1
Aree logistiche	S13Pz/20	15	15	-	2	5	-
	S14Pz/20	15	15	-	2	5	-
TOTALE		350	150	29	34	99	29

Pz: piezometro a tubo aperto//SPT: prova penetrometrica dinamica standard//Lefranc:
 prova a carico variabile//C.R.: campione rimaneggiato//C.I.: campione indisturbato

Tabella 3 – Indagini di progetto esecutivo – Sondaggi, prove in sito e campionamenti

Tutte le attività relative ai rilievi ed alle indagini sono state eseguite tra novembre 2020 e febbraio 2021 e la restituzione dei rilievi e delle analisi di laboratorio sono state completate nel mese di marzo 2021.

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

3.1 INTRODUZIONE

L'elaborazione del modello geologico e dei modelli geotecnici di riferimento che saranno adottati in sede di progetto esecutivo si basa sulla interpretazione di tutte le prove disponibili in sito e di laboratorio allegate al progetto definitivo e di quelle della indagine integrative eseguite dal CG e sopra descritte.

In generale si evidenzia che i risultati delle due indagini sono in buon accordo, così come si nota una discreta corrispondenza tra i risultati delle prove in sito e quelle di laboratorio.

3.2 ASSETTO STRATIGRAFICO

Le unità stratigrafico - geotecniche sono elencate di seguito dall'alto verso il basso della sequenza a partire dal piano campagna:

- unità R: terreni di riporto
- unità P: depositi di palude salmastra
- unità S: sabbie fini di cordone litorale
- unità M: depositi di prodelta (con sottounità M1 e M2)
- unità T: strati sabbiosi trasgressivi
- unità A: depositi di piana alluvionale (con sottounità A1 e A2)

Al di sotto dei terreni di riporto, presenti con spessore variabile sino ad una profondità di +1.0÷-3.0m s.l.m., e fino alla profondità di circa -8÷-13m s.l.m., si rileva la presenza delle sabbie fini di cordone litorale (unità S). Tali terreni sono costituiti in prevalenza da sabbie intercalate a livelli limosi di spessore decimetrico e presentano valori della resistenza alla punta q_c , misurata nelle prove penetrometriche statiche, compresa tra 2MPa e 8MPa.

Anche se senza continuità su tutta l'area indagata, al di sotto dell'unità S è stata rilevata la presenza di terreni argillosi e torbosi, costituenti i depositi di palustri superficiali (unità P) di spessore variabile con potenza fino ad un massimo di 3m, caratterizzati da valori di resistenza alla punta q_c compresa tra 0.5MPa e 1.2MPa.

A seguire e sino alla profondità di -25.0 ÷ -27.0m s.l.m. si incontrano i depositi di prodelta (unità M); la litologia è caratterizzata dalla presenza di limi argillosi, ma si riconosce anche la presenza di livelli sabbiosi più consistenti dalla quota di -16.0 ÷ -23.0m s.l.m. (q_c compresa tra 0.8MPa e 3.5MPa). Si è pertanto ritenuto utile definire le due sottounità M1 e M2.

Da -23.0÷-25.0m s.l.m. si rileva la presenza di un orizzonte granulare composto da sabbie e sabbie limose (unità T) di spessore metrico (q_c compresa tra 8MPa e 13MPa); tale deposito è intercalato da livelli fini tanto da non venire sempre identificato nelle colonne stratigrafiche di sondaggio.

Infine e sino alle massime profondità indagate, si incontrano i depositi di piana alluvionale (unità A) caratterizzati dalla presenza di argille consistenti di spessore metrico al di sotto delle quali sono presenti alternanze di sabbie, limi argillosi, argille limose e sabbie limose in strati sottili. I livelli più sabbiosi presentano valori di resistenza alla punta q_c prossimi a 10 MPa. Si è deciso pertanto di distinguere l'unità coesiva superiore da quella essenzialmente granulare inferiore nelle due sottounità A1 e A2.

Le indagini hanno anche fatto rilevare una potenza dello strato sabbioso S di dimensioni doppie rispetto a quanto previsto nel PD per circa 626 m della banchina Trattaroli Sud, confermando la stratigrafia della confinante banchina IFA.

Sono stati individuati **due modelli geologici e quindi geotecnici** nell'area di progetto, che si differenziano tra loro per il diverso spessore dell'unità S:

- modello MG1 - con spessore medio dello strato S di circa 11m;

- modello MG2 - con spessore medio dello strato S di circa 6m.

Le Tabella 4-1 e Tabella 4-2 riportano l'assetto stratigrafico medio per i due modelli, che può variare leggermente in corrispondenza delle singole banchine in funzione del locale spessore delle unità.

La Figura riporta la distribuzione planimetrica dei due modelli, che sono associati alle seguenti banchine:

- MG1 per IFA e parte della banchina Trattaroli sud
- MG2 per tutte le altre banchine ed il futuro Terminal (CTS).

Tabella 4-1 – Inquadramento geologico-geotecnico – Modello MG1

Terreno	Z _{in} [m s.l.m.]	Z _{fin} [m s.l.m.]	Spessore [m]
Unità R	2,0	-1,0	3,0
Unità S	-1,0	-12,5	11,5
Unità M1	-12,5	-19,0	6,5
Unità M2	-19,0	-25,0	6,0
Unità T	-25,0	-26,0	1,0
Unità A1	-26,0	-27,0	1,0
Unità A2	>-27,0		>5,0

Tabella 4-2 - Inquadramento geologico-geotecnico – Modello MG2

Terreno	Z _{in} [m s.l.m.]	Z _{fin} [m s.l.m.]	Spessore [m]
Unità R	2,0	-1,5	3,5
Unità P	-1,5	-3,5	2,0
Unità S	-3,5	-9,0	4,5
Unità M1	-9,0	-16,0	7,0
Unità M2	-16,0	-25,0	9,0
Unità T	-25,0	-26,0	1,0
Unità A1	>-26,0		>5,0

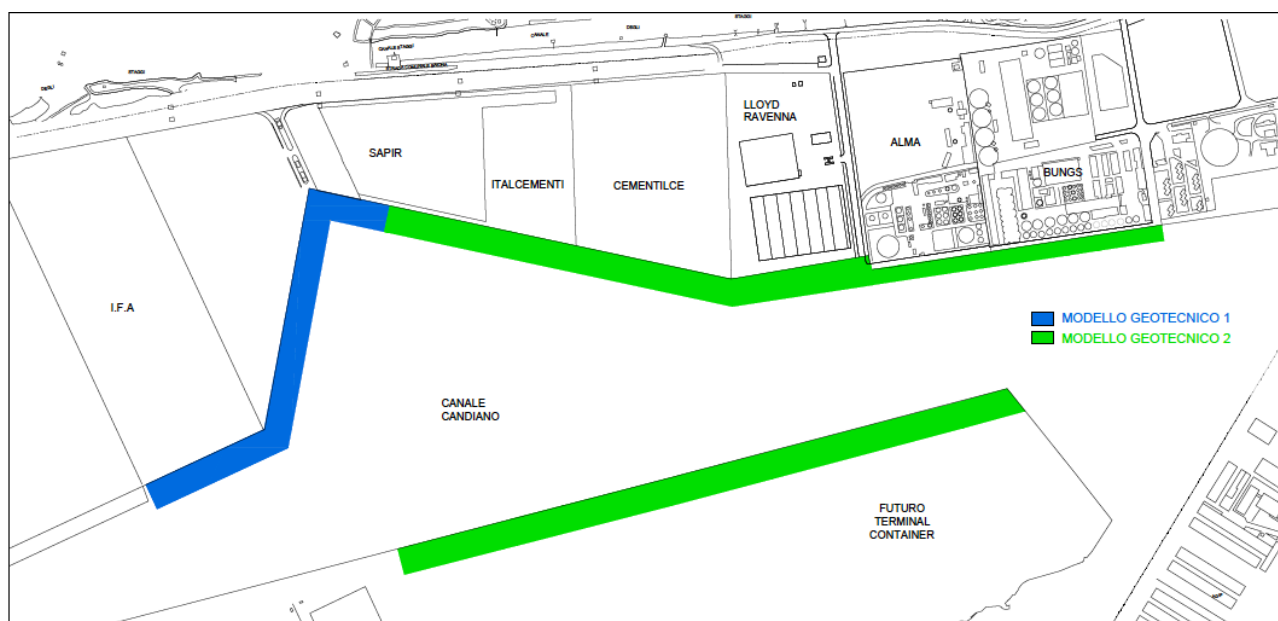


Figura 9 – Inquadramento geologico-geotecnico – Distribuzione planimetrica modelli stratigrafico-geotecnici MG1 e MG2

3.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Ciascuna unità stratigrafica risulta essere omogenea da un punto di vista geotecnico nell'area di progetto, ovvero il campo di variabilità dei parametri geotecnici è limitato e rispecchia la naturale variabilità di un terreno a causa delle sue variazioni in termini di granulometria, plasticità, stato di addensamento o consistenza.

Si è deciso pertanto di associare a ciascuna unità geotecnica determinati valori dei parametri geotecnici, che restano costanti nell'area di progetto, si veda Tabella 4-3.

La caratterizzazione dell'unità S trattata con colonne di ghiaia è riportata e definita sulla base di una media pesata areale in funzione delle proprietà del terreno e di quelle delle colonne stesse.

Unità	Tipologia Terreno	γ/γ' kN/m ³	ν [-]	OCR [-]	e_0 [-]	C_C [-]	C_R [-]	c_v [m ² /s]	D_R [%]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	$c_{u,k}$ [kPa]	V_s [m/s]	G_0 [MPa]	E_{op} [MPa]	M [MPa]
R	Incoerente	19/9	0,25	-	-	-	-	-	-	30	-	-	140	38	13	8
P	Coesivo	18/8	0,30	1	-	-	-	-	-	28	2,5	25	150	41	7	5
S	Incoerente	20/10	0,25	-	-	-	-	-	40	34	-	-	160	52	25	15
$S_{trattato}$	Incoerente	20/10	0,25	-	-	-	-	-	60	36	-	-	170	60	30	18
M1	Coesivo	18,5/ 8,5	0,30	1	0,90	0,13	0,035	2E-07	-	29	5	30	175	58	9	6
M2	Coesivo	18,5/ 8,5	0,30	1	0,90	0,13	0,035	4E-07	-	30	5	45	225	95	12	8
T	Incoerente	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	250	127	42	25
A1	Coesivo	19/9	0,30	1	0,80	0,25	0,04	-	-	29	5	65	240	112	15	10
A2	Incoerente	20/10	0,25	-	-	-	-	-	50	35	-	-	260	131	50	30

Tabella 4-3 - Inquadramento geologico-geotecnico – Caratterizzazione geotecnica

3.4 PARAMETRI DI RESISTENZA IN CONDIZIONI SISMICHE

In condizioni sismiche, la resistenza al taglio τ_f con riferimento al criterio di Mohr-Coulomb può essere espressa nella forma:

$$\tau_f = c' + (\sigma'_n - \Delta u) \tan \phi'$$

dove σ'_n rappresenta la tensione statica efficace normale al piano di sollecitazione agente in condizioni precedenti al moto sismico. I fattori che governano τ_f sono quindi:

- l'innescio e l'accumulo di Δu ;
- la degradazione delle caratteristiche di resistenza c' e ϕ' .

La **valutazione delle sovrappressioni Δu** indotte dal sisma può essere condotta con idonei, ma spesso complessi, modelli costitutivi del terreno e analisi dinamiche al passo; di seguito viene presentata la metodologia semplificata con il metodo pseudo-statico, che si intende adottare nel progetto esecutivo.

Il valore di Δu è stato definito per l'unità granulare S potenzialmente liquefacibile a partire dal grafico di Dobry (1989, cfr. Figura 10), una volta definito il valore della deformazione al taglio in funzione del valore del modulo di taglio, derivato dalla analisi di risposta sismica locale RSL.

Il valore di Δu così stimato è risultato esser pari a 40 Kpa per il modello MG1 e a 30 KPa per MG2, questi due valori sono stati implementati nell'unità S all'interno dei modelli agli elementi finiti.

Le unità coesive sono caratterizzate da un valore del rapporto tra Δu e stato tensionale efficace molto basso, pertanto non è stato considerato nelle analisi per i terreni coesivi.

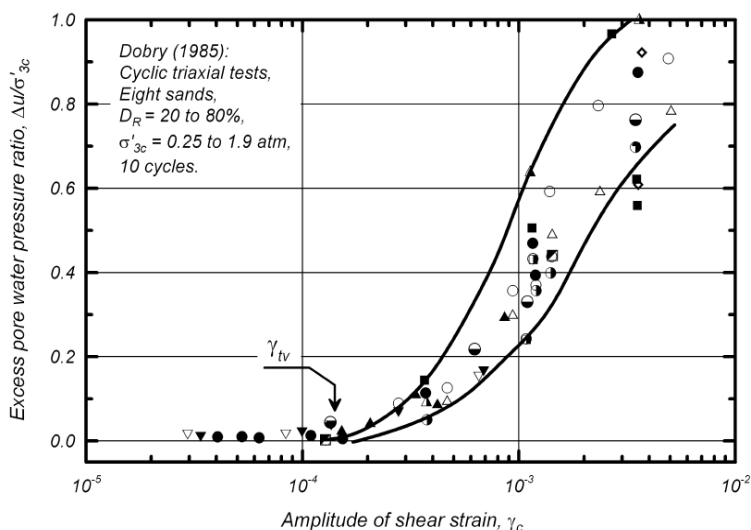


Figura 10 – Inquadramento geologico-geotecnico – Andamento di r_u con l'ampiezza della deformazione di taglio Dobry (1989)

3.5 CONFRONTO CON LA MODELLAZIONE ASSUNTA NEL PROGETTO DEFINITIVO

È sostanzialmente confermato l'assetto stratigrafico di progetto definitivo che è stato maggiormente dettagliato in termini di spessori delle unità e loro continuità laterale nell'area di progetto.

È stata implementata una miglioria, andando a dividere le unità M ed A in sottounità, rispettivamente M1/M2 ed A1/A2 in funzione degli ulteriori dati raccolti con le indagini integrative del CG, che hanno permesso di rivalutare le indagini di progetto definitivo.

La caratterizzazione geotecnica conferma di fatto quella di progetto definitivo con le dovute integrazioni, l'unica modifica sostanziale è stata quella che definisce i valori operativi del modulo E per il dimensionamento delle banchine in funzione delle deformazioni mobilitate dalle opere stesse.

Il calcolo dei cedimenti, associati ai carichi in banchina, verrà eseguito sulla base dei valori del modulo edometrico.

Un altro affinamento rispetto al progetto definitivo è rappresentato dalla definizione dei parametri di resistenza in condizioni sismiche, così come richiesto dalle NTC 2018; in particolare è stato definito il valore di sovrappressione neutra, generata dal sisma, da utilizzare nei calcoli agli elementi finiti per il dimensionamento delle opere in condizioni sismiche.

Il progetto definitivo, elaborato sulla base delle NTC 2008, non riporta questo tipo di analisi ma si limita ad implementare solo l'azione sismica nei calcoli senza considerare l'effetto della sovrappressione indotta dal sisma.

4 SISMICITA'

4.1 PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

L'azione sismica viene valutata a partire dalla cosiddetta "pericolosità sismica di base" riferita a un sito con suolo rigido (categoria A) e superficie topografica orizzontale.

Secondo quanto indicato nel PD le opere in progetto vengono classificate con VN di 50 anni con livelli di prestazioni ordinarie e con una classe d'uso III, alla quale corrisponde un coefficiente d'uso C_U di 1,5.

Le azioni sismiche attese vengono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R :

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Utilizzando il programma "Spettri" elaborato dal M.LL.PP., l'accelerazione orizzontale massima a_g attesa su sito di riferimento rigido risulta pari a:

<i>Stato Limite di Danno (SLD)</i>	$a_g = 0.064g$
<i>Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)</i>	$a_g = 0.172g$

Questi valori sono analoghi a quelli presenti all'interno del progetto definitivo.

Per quanto concerne il valore di magnitudo da associare al suddetto evento sismico, si è fatto riferimento allo studio di Eucentre "Valutazione del potenziale di liquefazione del Porto di Ravenna".

La magnitudo è stata calcolata con le relazioni di ricorrenza di Gutenberg-Richter, che per un sisma con periodo di ritorno T_R di 75 (SLD) vale $M_W = 5.96$ e T_R di 712 (SLV) vale $M_W = 5.96$. Questo valore risulta di poco inferiore al massimo valore di magnitudo $M_W = 6.14$, associato alla zona sismogenetica 912 – Dorsale Ferrarese secondo la Zonazione Sismogenetica ZS9 (Meletti et al., 2008), mentre è decisamente superiore al valore di $M_W = 4.99$, dedotto dallo studio di disaggregazione della pericolosità sismica condotto per il territorio nazionale da Spallarossa e Barani (2007).

Il valore di progetto della magnitudo risulta essere congruente con il tempo di ritorno dell'evento sismico.

4.2 STUDIO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

In accordo con le NTC2018 e con quanto riportato nello studio di Eucentre, la definizione dell'azione sismica di progetto è stata eseguita tramite il metodo di Risposta Sismica Locale (RSL) anziché secondo il metodo semplificato delle categorie sismiche dei terreni.

L'analisi si articola nelle seguenti fasi:

- Estrazione degli accelerogrammi naturali spettro-compatibili
- Definizione del modello geotecnico-sismico
- Analisi di risposta sismica locale

4.2.1 ESTRAZIONE ACCELEROGRAMMI NATURALI SPETTRO-COMPATIBILI

La spettro-compatibilità è stata valutata rispetto allo spettro di risposta elastico definito per l'area in oggetto, confrontando che lo spettro medio degli accelerogrammi selezionati non presentasse uno scarto in difetto superiore al 10% rispetto allo spettro di riferimento nell'intervallo di periodi dell'oscillatore 0.15s÷0.20s.

Si è proceduto ad estrarre 7 accelerogrammi naturali tramite il software REXELite, sviluppato dalla ReLUIS e l'Università degli Studi di Napoli Federico II, nell'intervallo di magnitudo compresa tra 5.0 e 6.5 e per una distanza epicentrale compresa tra 0 e 30km in funzione della analisi di disaggregazione M-R.

Il software consente la ricerca di combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili agli spettri delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) e dell'Eurocodice 8, facendo riferimento alle registrazioni del moto sismico contenute nel database ESM (European Strong-Motion Database).

4.2.2 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO SISMICO

Il modello geotecnico-sismico della zona centrale dell'area portuale fino alla profondità di 50m circa è stato definito sulla base dell'analisi delle indagini di progetto definitivo ed esecutivo in merito ai seguenti dati:

- assetto stratigrafico e piezometrico
- andamento del profilo V_s da prove geofisiche
- legge di decadimento del modulo di taglio da prove di laboratorio

Per la caratterizzazione degli strati profondi, ovvero oltre i 50m di profondità, sono state utilizzate le indicazioni desunte dallo studio di Eucentre e dall'analisi dei dati forniti dal SGSS-RER (2017), assumendo il bedrock ad una profondità pari a circa 350m dal piano campagna in conformità con lo studio di Eucentre.

Va sottolineato che sempre nell'ambito di tale studio era stata condotta un'analisi di sensitività rispetto alle possibili variazioni delle caratteristiche degli strati profondi meno indagati, analisi che ha portato a concludere che tali variazioni hanno un impatto limitato sui risultati delle analisi, infatti l'amplificazione consistente dell'azione sismica si ha nei primi 30-50 m dal piano campagna.

Per l'assegnazione delle curve di decadimento del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento, è stata adottata una procedura che prevede l'impiego delle curve proposte da Darendeli (2001), calibrate a partire dai dati delle curve ottenute dalle prove di laboratorio dell'indagine di progetto definitivo.

In questo modo, anche per gli strati da cui non sono stati prelevati campioni per l'esecuzione di prove di laboratorio, è stato possibile assegnare curve di decadimento, calibrate per il sito in esame, che tengono conto sia della litologia del materiale (distinto in terreno a grana fine oppure a grana grossa), sia della pressione di confinamento e dell'indice di plasticità (IP).

4.2.3 ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL)

Le analisi numeriche sono state condotte utilizzando il codice di calcolo STRATA, sviluppato presso il Geotechnical Engineering Center, University of Texas. Di seguito si riportano i risultati delle analisi di RSL con riferimento alla massima accelerazione orizzontale in superficie $a_{g,max}$ allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per i n.2 modelli geotecnici adottati:

- Modello MG1 con $a_{gmax} = 0.20g$
- Modello MG2 con $a_{gmax} = 0.17g$

Si è ritenuto utile adottare, a vantaggio di sicurezza, per l'intera area di progetto un valore di **a_{gmax} di 0.20g** (50° percentile).

4.3 CONFRONTO TRA I DATI ACCELERAZIONE RILEVATI CON QUELLI ADOTTATI NEL PROGETTO DEFINITIVO

Il progetto definitivo ha definito un valore di a_g max in funzione del metodo semplificato e quindi delle categorie sismiche dei terreni di fondazione, ottenendo per l'area di progetto un valore di a_{gmax} di circa 0.29g con una categoria sismica dei terreni di fondazione di tipo D. Tale valore è stato ampiamente ridotto nelle verifiche geotecnico-strutturali, adottando dei valori di α e β molto bassi, che hanno quasi annullato l'azione sismica.

Lo studio di Eucentre, allegato al progetto definitivo, ha quindi definito il valore di a_{gmax} con metodo RSL, ottenendo valori del tutto analoghi a quelli definiti nel progetto esecutivo:

- Studio Eucentre $a_{gmax} = 0.171g$ (50° percentile) e 0.215 (84° percentile)
- Progetto esecutivo $a_{gmax} = 0.20g$ (50° percentile)

Si nota che lo studio Eucentre per il 50° percentile non amplifica il valore di a_g , essendo a_g uguale ad a_{gmax} , tale risultato dipende dallo spessore adottato delle unità stratigrafiche, come dimostrato dai risultati per il modello geotecnico MG2 di progetto esecutivo.

Gli studi condotti da Eucentre e nel corso del progetto esecutivo mettono in evidenza l'approccio cautelativo del metodo semplificato per il calcolo dell'accelerazione di progetto.

5 ANALISI DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

5.1 ANALISI CON PROVE IN SITO

La valutazione della suscettibilità alla liquefazione sismo-indotta dei terreni a granulometria fine (strato S) è stata condotta, in prima istanza, mediante un approccio semplificato basato sull'utilizzo di correlazioni empiriche che stimano la resistenza a liquefazione di un terreno a partire dai risultati delle prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU); in fase successiva, come si riferirà nel paragrafo dedicato, tali valutazioni sono state confrontate con i risultati delle prove cicliche triassiali eseguite su campioni prelevati in sito.

La procedura adottata prevede un approccio deterministico in cui la predizione del verificarsi o meno della liquefazione viene valutata sia a livello puntuale, calcolando il fattore di sicurezza FS locale, sia eseguendo una stima integrata lungo la verticale, definendo l'incidenza del fenomeno mediante l'indice del potenziale di liquefazione LPI (Liquefaction Potential Index).

Si è deciso di utilizzare la correlazione aggiornata di Idriss & Boulanger (2014), che rappresenta lo stato dell'arte essendo definita su di un vasto ed aggiornato data-base.

L'analisi del rischio alla liquefazione è stata eseguita per i primi 20 m di terreno dal piano campagna, così come indicato nelle linee guida nazionali ed internazionali; inoltre si è assunto prudenzialmente un contenuto di fine pari al 40% per l'unità S all'interno di un campo di variabilità tra 40-60%.

L'indice del potenziale di liquefazione LPI è definito dalla seguente relazione (Iwasaki et al., 1978):

$$LPI = \int_0^{20} F(z)w(z) dz$$

dove:

- z è la profondità dal piano campagna
- F è una funzione del fattore di sicurezza FS nei confronti della liquefazione valutata come:

$$\begin{cases} F = 1 - F_L & \text{se } F_L \leq 1.0 \\ F = 0 & \text{se } F_L > 1.0 \end{cases}$$

- w(z) è una funzione "peso" della profondità dal piano campagna valutata come:

$$w(z) = 10 - 0.5z$$

In funzione del valore di LPI individuato è possibile definire le seguenti condizioni:

se $LPI \leq 5$ *potenziale di rottura basso*
se $5 < LPI \leq 5$ *potenziale di rottura elevato*
se $LPI > 5$ *potenziale di rottura estremamente elevato*

La valutazione degli spostamenti verticali indotti dalla liquefazione sono stati valutati adottando il metodo di Yoshimine et al. (2006), sviluppato a partire da prove di laboratorio e che ha trovato riscontro in osservazioni in sito.

5.2 PROVE TRIASSIALI CICLICHE

Sono state eseguite n.4 prove triassiali cicliche su campioni indisturbati prelevati all'interno dell'unità S.

La granulometria dei campioni sottoposti caratterizza i terreni come "sabbie limose / limi con sabbia", quindi rappresentativi della granulometria dell'unità S.

Tutte le prove eseguite hanno mostrato che numero di cicli necessario per raggiungere la liquefazione è compreso tra 30-100 cicli, valore ben superiore al numero di cicli associato alla magnitudo di riferimento $M_w=5.96$.

5.3 RISULTATI

I risultati delle prove triassiali cicliche confermano le conclusioni desunte dall'analisi delle prove indirette (CPTU), ovvero il basso potenziale di liquefazione dell'unità S.

Il potenziale di liquefazione risulta essere basso con $LPI \leq 5$ per l'intera area di progetto; tuttavia si ritiene che non sia corretto estendere i risultati di una determinata verticale alla banchina di riferimento, in quanto l'analisi del potenziale di liquefazione è elaborata su specifiche verticali. Ne deriva che i risultati sono influenzati dalla naturale variabilità del terreno e dalle modalità di esecuzione delle prove ("effetto umano") sulle singole verticali.

I cedimenti indotti dal sisma sono risultati essere nell'ordine di 0.05-0.15 m, variabili da zona a zona e non si rileva una evidente concentrazione dei cedimenti massimi in un modello geotecnico piuttosto che nell'altro, così come in una zona dell'area di progetto piuttosto che in un'altra.

I valori di cedimento dedotti devono essere considerati con grande cautela, in quanto si tratta di stime empiriche di massima che non permettono di definire con precisione un valore numerico di progetto, ma che devono essere di fatto intesi come indicazione di uno scenario di pericolosità.

Questi risultati si sono ottenuti sia dalle prove CPTU di progetto definitivo che da quelle di progetto esecutivo, indicando una buona corrispondenza ed una piena compatibilità delle indagini svolte nelle varie fasi.

5.4 CONFRONTO CON LA MODELLAZIONE ADOTATA NEL PROGETTO DEFINITIVO

La "Relazione geologica" di progetto definitivo riporta che nel POC del comune di Ravenna il documento POC.6l.7.2 "Carta della probabilità di liquefazione ciclica" classifica l'area di progetto con una probabilità di liquefazione PL del 15-35%, indici che riferiscono di un improbabile fenomeno di liquefazione.

In allegato alla "Relazione geologica" è quindi presentata una verifica del potenziale di liquefazione con il metodo di Robertson (2009), adottando una magnitudo $M_w = 5.6$ ed un valore di $ag_{max} = 0.244g$ e con falda a 1.5 m dalla superficie. Il valore del potenziale di liquefazione LPI risulta pari a $1-2.5 < 5$ ovvero si tratta di un potenziale basso in accordo con il documento del POC.

La "Relazione geologica" di progetto definitivo rimanda, per una analisi di maggior dettaglio, al documento specialistico redatto da Eucentre, dove l'analisi della liquefazione è trattata secondo una pluralità di metodi, ovvero con quelli elaborati da Robertson nel 2009 (metodo A), dal Boulanger e Idriss nel 2014 (metodo B), e dal Moss nel 2006 (metodo C).

Una volta calcolati i fattori di sicurezza puntuali F_s alla liquefazione è stato definito il potenziale alla liquefazione, come stima integrata lungo la verticale, per ciascuno dei tre metodi suddetti secondo gli approcci LPI (Indice Potenziale Liquefazione), LSI (Indice Severità Liquefazione), LSN (Liquefaction Severity Number). L'analisi è stata eseguita a partire dal valore di ag_{max} calcolato con l'analisi di risposta sismica locale a partire da un evento sismico con $T_r = 475$ e 712 anni all'84° percentile, di seguito si fa cenno ai risultati solo per $T_r = 712$ anni di interesse per la progettazione esecutiva.

Il confronto ha messo in mostra come il metodo A sia il meno cautelativo, mentre il metodo C fornisca i valori di rischio più alti, come già messo in evidenza in letteratura. Il metodo B, invece, dà valori intermedi e risulta essere il più aggiornato.

Una volta calcolati gli indici LPI/LSI/LSN per ciascuno dei tre metodi A/B/C, sulla base delle considerazioni suddette la stima del potenziale di liquefazione per l'area di progetto è stata eseguita, facendo una media pesata dei tre metodi secondo le seguenti percentuali: metodo A 25%, metodo B 50%, metodo C 25%.

Il risultato ha condotto alla definizione di un rischio alla liquefazione elevato secondo gli indici LPI ($5 < LPI < 15$) e LSI ($1.3 < LSI < 2.5$) e di manifestazioni della liquefazione alla superficie da moderate a severe secondo l'indice LSN. Si specifica che i valori per LPI e LSI sono di poco superiori al limite che separa un rischio basso da uno elevato.

I cedimenti cosismici sono stati calcolati a partire dai tre metodi A/B/C, ottenendo dei valori di 0.15-0.30 m. Lo studio di Eucentre non dichiara mai il contenuto di fine adottato nelle sue analisi; questo elemento risulta essere critico, in quanto il contenuto di fine condiziona pesantemente il potenziale di liquefazione.

Sulla base delle considerazioni contenute all'interno del rapporto di Eucentre ed in accordo con le NTC2018, è stato analizzato dal gruppo di progettazione del CG il potenziale rischio di liquefazione a partire dal valore di $ag_{max} = 0.2g$ (50°percentile) da RSL sulla base del metodo di Boulanger ed Idriss (2014). L'indice LPI derivato è risultato essere inferiore a 5, indicando un rischio basso, inoltre i valori dei cedimenti indotti dal sisma sono compresi tra 0.05-0.15 m.

L'analisi che si intende assumere in fase di progettazione esecutiva conferma quindi lo scenario individuato dal progetto definitivo e riduce - rispetto alle valutazioni di Eucentre - il potenziale di liquefazione da elevato a basso, grazie ai risultati delle indagini integrative svolte sia in sito che in laboratorio; occorre tuttavia specificare che i valori di progetto definitivo si collocavano appena al di sopra del limite tra rischio basso ed elevato.

Appare altresì necessario evidenziare il fatto che il potenziale di liquefazione, quand'anche valutato come "rischio basso", non esclude la possibilità di liquefazione. Per tale motivo in sede di progetto esecutivo si intende apportare le necessarie migliorie per tenerne conto e si ritiene, ove possibile, di attestare i bulbi dei nuovi tiranti nello strato immediatamente sottostante a quello sabbioso che non è affetto da un potenziale rischio di liquefazione.

Al riguardo si rimanda alle relazioni specifiche di ogni banchina per la loro disanima.

6 BANCHINE – CRITICITÀ RILEVATE

6.1 CRITICITA' STRUTTURALI, GEOTECNICHE ED IMPIANTISTICHE

Le criticità strutturali, geotecniche ed impiantistiche di ogni banchina e le relative proposte per la risoluzione delle criticità riscontrate sono descritte nelle singole relazioni, elencate nella seguente tabella.

ELABORATO	REV.	TITOLO ELABORATO - RELAZIONE
1114-E-BAA-GEN-RG-02-0	0	Relazione sulle criticità banchina A - Bunge Nord
1114-E-BAB-GEN-RG-02-0	0	Relazione sulle criticità banchina B - Bunge Sud
1114-E-BAC-GEN-RG-02-0	0	Relazione sulle criticità banchina C – Alma
1114-E-BAO-GEN-RG-02-0	0	Relazione sulle criticità banchina O – Lloyd
1114-E-BAD-GEN-RG-02-0	0	Relazione sulle criticità banchina D – Terminal nord – Cementilce
1114-E-BAE-GEN-RG-02-0	0	Relazione sulle criticità banchina E-F-G-H – Trattatoli Sud
1114-E-BAI-GEN-RG-02-0	0	Relazione sulle criticità banchina I - Ifa
1114-E-BAM-GEN-RG-02-0	0	Relazione sulle criticità banchina M – Docks Piomboni Nord
1114-E-BAN-GEN-RG-02-0	0	Relazione sulle criticità banchina N1 – Nuovo Terminal Container: sopraelevazione
1114-E-BAN-GEN-RG-03-0	0	Relazione sulle criticità banchina N2 - Nuovo Terminal Container: nuovo tratto

6.2 AREE CANTIERE BANCHINE

Una criticità di ordine generale che riguarda trasversalmente, in maniera più o meno accentuata, tutti gli interventi da eseguire sulle banchine, riguarda la limitata dimensione degli spazi individuati per le aree di cantiere

Detta criticità investe sia attività connesse alle gestione delle misure di sicurezza ex Dlgs 81/08, sia attività derivanti dalla gestione ambientali dei materiali provenienti da scavi, demolizione e trivellazione dei pali.

In merito alla gestione delle misure di sicurezza è opportuno rilevare che l'emergenza epidemiologica ha determinato l'adozione di protocolli condivisi tra Ministero delle Infrastrutture, Ministero della Salute e le parti sociali che ha definito nuovi standard in merito alle superfici da dedicare ad ogni ULA, sia in merito alle modalità di utilizzo dei servizi comuni.

In via generale il Dlgs 81/08, pur consentendo di individuare aree logistiche esterne alle aree operative e trasferimento delle ULA dalle aree logistiche alle aree operative con modalità e percorsi ben definiti, statuisce la necessità di individuare alcuni servizi in prossimità delle aree operative.

Tale esigenza è ulteriormente enfatizzata dalle misure da adottare, sulla scorta dei richiamati protocolli condivisi, per limitare gli effetti del contagio e della diffusione da COVID-19.

Ne consegue che il numero di servizi igienici da destinare alle ULA subisce un notevole incremento anche per effetto della segmentazione dell'utenza (lavoratori diretti, subappaltatori, fornitori, personale Direzione Lavori).

Inoltre deve necessariamente essere prevista un'area di accoglienza ove il personale dedicato, opportunamente formato e qualificato, dovrà effettuare le verifiche e le registrazioni degli accessi, la misurazione della temperatura e della saturazione dell'ossigeno nel sangue e segnalare percorsi e misure di protezione da adottare specificamente per l'emergenza epidemiologica.

Oltre agli ingombri di tali presidi è necessario prevedere adeguate aree di transito.

L'insieme di tali elementi, di caratteristiche dimensionali variabili in ragione dell'estensione del cantiere, della tipologia di lavorazione e del numero di ULA impiegate, richiede comunque l'utilizzo di maggiori aree rispetto a quelle previste nel piano di cantierizzazione del PD.

Le aree di cantiere indicate nel PD non possono essere asservite alle nuove e cogenti esigenze determinate dalla imprevedibile emergenza epidemiologia e devono comunque essere ampliate per consentire, nella cogente condivisione delle procedure imposte dal Dlgs 81/08, la produttività ed il rispetto dei cronoprogrammi individuati per ogni singola opera.

In merito alla gestione delle attività per la gestione dei materiali provenienti dalle demolizioni, dagli scavi (a sezione aperta e obbligata) e dalle trivellazioni dei pali occorre fare riferimento sia alla disciplina di cui al Dlgs 152/06 e s.m.i., sia alle caratteristiche dei terreni desumibili dalle indagini geotecniche.

Ed infatti ogni materiale proveniente da scavi/demolizioni/trivellazioni dovrà essere accantonato in cumuli conoidali (di altezza media 1,50 m, max h=2,0 m, con un rapporto volume/superficie pari a circa 1,5) che rappresentano le aree di deposito temporaneo in attesa delle procedure di conferimento a discarica.

Poiché il materiale di scavo, soprattutto quello derivante dalle trivellazioni dei pali, ha necessità di una asciugatura per essere reso palabile, di un tempo per il prelievo dei campioni da caratterizzare e di un tempo per definire i codici CER, è necessario prevedere all'interno delle aree operative spazi idonei a consentire la produttività (e quindi lo stoccaggio) dei materiali da conferire ciclicamente a discarica e/o a centro di recupero.

Per le singole banchine sono individuate, in ragione delle opere da eseguire, le esigenze diversificate di maggiori aree in assenza delle quali non sarà possibile realizzare le opere in sicurezza, nel rispetto delle norme di tutela e salvaguardia ambientale e comunque in coerenza alle produttività attese ed ai tempi contrattuali.

L'insieme delle due condizioni, per come sopra rappresentate, evidenzia l'esigenza di ampliare le singole aree di intervento definendo una maggiore area da attribuire ai cantieri nelle varie fasi operative, pur nel rispetto dell'operatività dei singoli concessionari e, più in generale, del sistema portuale.

6.3 BONIFICA ORDIGNI BELLICI

Come da accordi contrattuali gli oneri per la prospezione, per la ricerca, l'individuazione e la bonifica di eventuali residuati bellici (ovvero ordigni inesplosi) è a carico dell'AdSP e ogni intervento di adeguamento funzionale e strutturale potrà avere inizio solo dopo il rilascio dell'attestazione delle attività eseguite da aziende iscritte nell'albo delle imprese specializzate in bonifica bellica sistematica (tento presso il Ministero della Difesa – Segretaria Generale della Difesa Nazionale Armamenti – Direzione dei Lavori del Demanio, ed istituito ai sensi della L.177 del 1/10/2012 – regolamento con D. Interm. 11/5/2015 n. 82) su incarico della stazione appaltante, in conformità con le vigenti normative di settore con competenze differenziate a terra ed a mare.

Le verifiche preliminari condotte dal CG evidenziano un potenziale rischio bellico per l'intera area in cui ricadono gli interventi.

Tuttavia dall'analisi del PSC del progetto a base d'appalto non si rinviene una dettagliata "valutazione del rischio inerente la presenza di ordigni bellici inesplosi" sia a terra che a mare secondo quanto previsto dall'art.28 del d.lgs. n. 81/2008, rientranti nel campo di applicazione del titolo IV del citato decreto.

Al fine di verificare la compatibilità dei cronoprogrammi contrattuali risulta necessario, pertanto, che la stazione appaltante predisponga un aggiornamento del PSC in riferimento alle previsioni di cui all'art.28 del Dlgs 81/08 e smi che contenga quanto già attestato dall'AdSP al C.G. con nota prot 7299 del 13/11/2020 secondo cui le uniche aree valutate suscettibili di *rischio inerente la presenza di ordigni bellici inesplosi* sono quelle della Penisola Trattaroli oltre che le aree interessate dall'attività di dragaggio.

6.4 CARATTERIZZAZIONE AMBIENTALE DELLE AREE OGGETTO DI INTERVENTO

Come da accordi contrattuali gli oneri per la caratterizzazione ambientale dei suoli oggetto di interventi per l'adeguamento funzionale e strutturale delle banchine e delle aree logistiche sono a carico dell'AdSP. Alla data di elaborazione del presente documento tali dati non sono stati forniti al CG che, pertanto, si è limitato a valutare gli oneri per la caratterizzazione ed il trasporto a rifiuto in coerenza con i dati forniti dal PD.

Resta inteso che, qualora dalle attività di caratterizzazione a carico dell'AdSP emergessero criticità in ordine alla gestione delle terre e rocce da scavo, i CG si riserva di formulare le opportune valutazioni di costi variativi che, allo stato, non possono essere segnalate alla Committente.

7 AREA LOGISTICA DI CANTIERE

Al fine di garantire una corretta gestione dell'operatività dei cantieri e delle misure di sicurezza di cui al Dlgs 81/08 ed i presidi COVID-19, occorre che la Stazione Appaltante provveda ad individuare – attesa l'estensione e la durata delle attività operative – un'area da destinare a Campo Base posta a servizio delle opere previste in contratto, ubicata all'interno del perimetro del porto commerciale (Porto Corsini), avente una superficie piana non inferiore a 20 mila metri quadri dotata di adeguati accessi carrabili e viabilità di servizio con la possibilità di fruire, anche in regime non esclusivo, di una banchina pubblica di lunghezza non inferiore a 120 m per il carico e lo scarico delle forniture (tuboforma pali, palancole, elementi in carpenteria metallica, arredi di banchina etc.) posta a ridosso delle suddette aree.

Tali aree si rendono indispensabili per consentire l'allestimento di strutture prefabbricate deputate ad ospitare tutte le funzioni di servizio ed assistenza al personale operativo ed al personale direttivo, incluso gli uffici del RUP, della Direzione dei Lavori, dei Collaudatori, dell'Alta Sorveglianza, dei tecnici del CG, delle Imprese esecutrici e subappaltatrici, dimensionati in coerenza con gli standard imposti dai protocolli approvati dal Ministero della Salute per il contenimento della diffusione epidemiologica

A seguito dell'individuazione di tali aree l'AdSP dovrà provvedere ad adeguare il Piano di Sicurezza e Coordinamento che, allo stato, non contiene specifiche indicazioni su tali presidi di sicurezza e sulle viabilità di collegamento.

8 STIMA ECONOMICA

Le analisi condotte sulle diverse criticità rinvenute in questa fase ha consentito di elaborare, banchina per banchina, soluzioni tecniche che sono state valorizzate con riferimento ai prezzi contrattuali.

Per tutte le soluzioni, le modifiche di tecnologia di trivellazione dei pali, da trivellati a CFA, non comportano modifiche variative dei costi.

Ove i tiranti, nelle varie banchine, sono stati allungati e maggiormente inclinati per inserire il bulbo all'interno del substrato argilloso, sono state modificate le tecnologie da jettng a IRS. Pertanto, a fronte di maggiori lunghezze corrispondono costi unitari inferiori che, complessivamente, non determinano maggiori costi.

Per le banchine Trattaroli SUD, Trattaroli NORD, DOKS PIOMBONI e Futuro Terminal Containers (Cantiere N1 – tratto esistente) si è determinata l'esigenza di ulteriori risorse per un valore complessivo di **4.102.016,35 euro** pari ad una percentuale di **3,55%** sull'importo complessivo di 115.644.120,21 euro riferito esclusivamente agli interventi delle banchine

In particolare:

- per la **Banchina Trattaroli Sud** (L=887,21 m) le indagini complementari eseguite hanno evidenziato che per circa il 70% della lunghezza (626,4 m) il substrato sabbioso potenzialmente liquefacibile presenta una potenza di 11,0 m ovvero doppio rispetto alle previsioni del progetto definitivo, manifestando un profilo geotecnico molto simile a quello dell'adiacente banchina IFA ove il PD prevede un diffuso trattamento colonnare di vibrosostituzione.
Al fine di evitare il ricorso alle colonne in ghiaia, che indurrebbero ad estendere l'area di cantiere molto oltre il limite determinato nel PD, è stato ridefinito il quadro sollecitativo che, per effetto delle sovrappressioni interstiziali, ha portato ad incrementare le armature dei pali ed a raddoppiare il passo dei tiranti.
Ne consegue che le maggiori risorse necessarie per tale banchina, pari ad **euro 812.474,62** sono sostanzialmente dovute al maggior numero di tiranti (euro 1,070 milioni), mentre la maggiore armatura dei pali è assorbita dalla minore lunghezza complessiva che produce un'economia compensativa di circa 257 mila euro;
- per la **Banchina Trattaroli Nord** (L= 355,50 m) le indagini complementari eseguite hanno sostanzialmente confermato la dimensione del substrato sabbioso potenzialmente liquefacibile indicato nel PD. Tuttavia il contributo delle sovrappressioni dovute allo strato potenzialmente liquefacibile ex NTC 2018 e l'opportunità di inserire i bulbi dei tiranti nel substrato argilloso (con diversa inclinazione e maggiori lunghezze) per annullare il rischio connesso al potenziale di liquefazione, richiede un maggior fabbisogno economico pari ad **euro 420.043,00**, di cui 320 mila euro circa per la maggiore armatura dei pali e 100 mila euro per il maggior costo dei tiranti;
- per la **banchina Doks Piomboni** (L= 215,87 m) le indagini complementari eseguite hanno sostanzialmente confermato la dimensione del substrato sabbioso potenzialmente liquefacibile indicato nel PD. Tuttavia il contributo delle sovrappressioni dovute allo strato potenzialmente liquefacibile ex NTC 2018 e l'opportunità di inserire i bulbi dei tiranti nel substrato argilloso (con diversa inclinazione e maggiori lunghezze) per annullare il rischio connesso al potenziale di liquefazione, richiede un maggior fabbisogno economico pari ad **euro 1.801.850,41**, di cui 2,050 milioni per il maggior numero di pali e per il costo del solettone in c.a. che sostituisce i plinti isolati compensata da un'economia sui tiranti di 250 mila euro per il minor costo dei tiranti/perforazioni
- per il **Futuro Terminal Containers (Cantiere N1 – tratto esistente – L=301,15 m)** le indagini complementari eseguite hanno confermato la dimensione del substrato sabbioso potenzialmente liquefacibile indicato nel PD. Tuttavia il contributo delle sovrappressioni dovute allo strato potenzialmente liquefacibile ex NTC 2018 ha elevato il quadro sollecitativo nelle varie componenti

strutturali. A tale criticità si aggiunge quella connessa alle verifiche della documentazione *as built* acquisite dall'AdSP dopo la sottoscrizione del contratto; da questa emerge che i pali d:1200 mm posti a fronte banchina sotto la trave di via di corsa presentano un'armatura di connessione che, dall'analisi del modello, appare insufficiente a sopportare i cimenti indotti dalla spinta delle terre e dalle sovrappressioni. Ne consegue che appare necessario demolire la trave di coronamento esistente a profilo dei pali d:1200 mm per realizzare, sullo stesso allineamento e tra i pali esistenti, nuovi pali d: 1200mm.

Inoltre si è ritenuto opportuno evidenziare una importante criticità, per la futura fruibilità del terminal, sulla tipologia di pavimentazione adottata nel progetto definitivo che, dalle prime analisi, non appare coerente con i carichi previsti per il terminal containers

Il maggior costo necessario ammonta ad **euro 1.069.648,28** risultante dalla compensazione dei maggiori costi (pari a 2, 4 milioni) ed i minori costi (pari a 1,331 milioni) determinati dalle diverse soluzioni prospettate che, oltre a risolvere le criticità connesse alla liquefazione delle sabbie, non determinano lavorazione all'esterno di aree demaniali come previsto nel progetto definitivo.

In particolare i maggiori oneri sono riconducibili a 600 mila euro per le demolizioni e la ricostruzione di strutture in c.a. non previste, euro 1,560 milioni per il maggior numero di pali d: 1200 mm ed euro 240 mila per la modifica alla pavimentazione.

I minori oneri sono riconducibili alla sostituzione dei pali d:600 mm con colonne in ghiaia vibroflottate (-975 mila euro circa), alla eliminazione del secondo ordine di tiranti ed alla modifica dei pali e delle travi portarotaia (-334 mila euro circa).

Si evidenzia che il maggior costo complessivo (4.104.016,35 euro) oltre a risolvere le diverse criticità rinvenute e commentate banchina per banchina, include anche la miglioria delle pavimentazione del terminal N1 ed N2, il cui ammontare complessivo risulta pari a 239,238,36 (per N1) e 1.697.225,75 (per N2), per un valore totale di **1.936.464,61 euro**.

Ne consegue che, ove la stazione appaltante intendesse rinunciare alle migliorie proposte per la pavimentazione del terminal, il maggior fabbisogno economico ammonterebbe ad euro 2.167.551,74 euro pari a **1,87%** dell'importo complessivo previsto per gli interventi di adeguamento funzionale delle banchine .

Si evidenzia altresì che i maggiori costi sopra esposti non tengono conto:

- a) dei maggiori oneri connessi alla movimentazione delle terre e rocce da scavo nell'ambito del cantiere, sia eventualmente connessi alla indisponibilità di aree di deposito temporaneo nell'ambito dei singoli cantieri, sia per la eventuale diversa qualificazione (rispetto al PD) dei materiali ad opera dell'AdSP;
- b) dei maggiori costi, diretti ed indiretti, connessi alla gestione dell'emergenza COVID-19;
- c) degli eventuali maggiori oneri connessi alla rimozione di strutture rinvenute sulle banchine e sui piazzali e non indicate nel progetto definitivo (opera a carico dei Concessionari);
- d) dei maggiori oneri connessi agli eventuali interventi di adeguamento dell'impianto antincendio, ove previsti;
- e) dei maggiori oneri connessi alle attività variative richieste dai concessionari.

Allo stato non è possibile valutare gli eventuali maggiori oneri connessi al punto a) qualora l'area di deposito temporaneo ricada all'esterno delle aree di lavorazione.

Gli oneri COVID di cui al punto b) saranno quantificati a misura in conformità alle disposizioni normative nazionali e regionali.

Gli eventuali maggiori oneri di cui ai punti c), d) ed e), non quantificati né quantificabili all'attualità, sono stati considerati a carico del Concessionario delle aree demaniali di riferimento, salvo diverse indicazioni della Stazione Appaltante.