

Autorità di Sistema Portuale
del Mar Adriatico Centro Settentrionale

**APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA,
ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO
TERMINAL IN PENISOLA TRATTATOLI E RIUTILIZZO DEL
MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007
I FASE**

PROGETTO DEFINITIVO

OGGETTO

BANCHINA PORTO CORSINI EST
(Relazione dei calcoli geotecnici e strutturali)

FILE

1114.STR.16.A - Relazione dei calcoli
geotecnici e strutturali

CODICE

1114.STR.16.A

SCALA

Rev.	Data	Causale
0	Set. 2014	Emissione
1	Set. 2017	Revisione generale
2		
3		

AUTORITÀ DI SISTEMA PORTUALE DEL
MARE ADRIATICO CENTRO SETTENTRIONALE

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
IL DIRETTORE TECNICO

(Ing. Fabio Maletti)



MINISTERO INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI
PROVVEDITORATO INTERREGIONALE PER
LE OPERE PUBBLICHE PER LA LOMBARDIA
E L'EMILIA ROMAGNA

IL RESPONSABILE DELLA REVISIONE
DELLA PROGETTAZIONE

(Ing. Francesco Caldani)

PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
Geotecnica



Direttore Tecnico : Ing. Paolo Ruggieri

Strutturale



Direttore Tecnico : Ing. Marco Tartaglino

Marittima



SEACON s.r.l.

Direttore Tecnico : Ing. Lucio Abbadesse



**PORTO DI
RAVENNA**

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Porto Corsini Est - Palancolato a protezione Relazione di calcolo</p>	 <p>Membro della Federazione C&G RINA ISO 9001 Sistema di Gestione Certificato</p> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 1 di 44</p>
 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>		

INDICE

1	Premessa	2
2	NORME DI RIFERIMENTO.....	3
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	3
4	PRESTAZIONI RICHIESTE AL PALANCOLATO DI PROTEZIONE.....	4
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	5
5.1	Acciaio palancole	5
6	SITUAZIONE ATTUALE DELLA BANCHINA.....	6
7	INTERVENTO DI PROTEZIONE PREVISTO.....	8
8	RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO.....	9
8.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO/STRATIGRAFICO DELL' AREA.....	9
8.2	MODELLO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO e CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI.....	13
8.3	SICUREZZA DELL'OPERA	17
8.3.1	Quadro normativo	17
8.3.1.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU e SLV)	17
8.3.1.2	Approcci e combinazioni utilizzate.....	19
8.3.1.3	Verifiche delle prestazioni (SLE e SLD).....	19
8.3.2	Azioni sulle opere	21
8.3.2.1	Azioni sismiche.....	21
8.3.2.2	Azione idrodinamica (Westergaard).....	25
8.4	ANALISI NUMERICHE DELLE OPERE IN PROGETTO.....	26
8.4.1	Il modello costitutivo Hardening Soil Model: caratteristiche principali.....	27
8.4.2	Modello geotecnico della banchina.....	29
8.4.3	Risultati delle analisi.....	33
8.4.3.1	Risultati delle analisi di sicurezza (SLU/SLV).....	33
8.4.3.2	Risultati delle analisi di funzionalità (SLE/SLD)	35
8.4.3.3	Analisi di stabilità globale.....	39
9	VERIFICHE STRUTTURALI.....	40
9.1	Palancolato	40

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Porto Corsini Est - Palancolato a protezione Relazione di calcolo</p>	 <p>Membro della Federazione C&G RINA ISO 9001 Sistemi di Gestione Certificati</p> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 2 di 44</p>
 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>		

1 Premessa

Nell’ambito della progettazione definitiva del complesso intervento denominato “*Hub portuale di Ravenna – Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e utilizzo materiale estratto in attuazione al P.R.P. vigente 2007*”, il presente documento affronta le verifiche geotecniche e strutturali relative all’intervento di protezione del vecchio banchinamento che costituiva l’attracco del traghetto in zona Porto Corsini. Tale intervento si è reso necessario per permettere l’escavo del canale in sicurezza fino a -12,50 m da l.m.m. in prossimità di opere vetuste e dimensionalmente inadeguate ai nuovi fondali.

L’intervento previsto prevede l’infissione di un robusto palancolato in acciaio a circa 10 m dal filo attuale dei banchinamenti, così da rendere l’escavo del canale praticamente ininfluenza sullo stato attuale delle opere esistenti (Figura 1).



Figura 1 – Stralcio planimetrico dell’area di interesse con l’indicazione della banchina da proteggere (in celeste) e del tracciato del palancolato a protezione

L’intervento ha carattere provvisorio, visto che in accordo al piano regolatore, è previsto l’arretramento del filo sponda nel tratto in esame con demolizione delle vecchie opere. In ogni caso, non essendo oggi prevedibile l’effettiva vita dell’intervento, si sono eseguite le verifiche geotecniche e strutturali con le azioni relative ad una vita utile ordinaria, di 50 anni.

Inoltre la scelta dei palancolati è stata fatta con l’idea che gli stessi possano essere proficuamente utilizzati per la realizzazione della nuova struttura nella posizione definitiva. In tal senso si sono utilizzate le sezioni tubolari previste nel progetto della banchina adiacente pochi anni fa.

La presente relazione viene sviluppata con l’esame dei seguenti specifici aspetti:

- descrizione dell’opera esistente e della soluzione di adeguamento;
- definizione del quadro geotecnico di riferimento;
- descrizione dei criteri di analisi e verifica sulla base del quadro normativo vigente;
- definizione delle azioni sulle opere;
- analisi della sicurezza delle opere in condizioni di esercizio e limite;
- analisi della sicurezza delle opere in relazione a possibili fenomeni di collasso globale dell’insieme terreno-struttura.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><i>Progetto Definitivo</i> <i>Porto Corsini Est - Palancolato a protezione</i> <i>Relazione di calcolo</i></p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 3 di 44</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

2 NORME DI RIFERIMENTO

- Legge 5 novembre 1971, n.1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica”;
- Legge 2 febbraio 1974, n.64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni” (Suppl. Ord. alla G.U. 4-02-2008, n.29);
- 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”;
- EN 1993-5:2007 Eurocode 3. Design of steel structures. Piling
- Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce – Raccomandazioni – Edizioni AGI – Giugno 2012;
- Decreto n. 12391 del 22 dicembre 2011 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Linea Guida per il rilascio della certificazione di idoneità tecnica all'impiego di tiranti per uso geotecnico di tipo attivo".

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- RELAZIONE GEOLOGICA (codice GEO.A) relativa alla progettazione del “Hub portuale di Ravenna – Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e utilizzo materiale estratto in attuazione al P.R.P. vigente 2007”, a firma del dott. geol. Maria Bruno – Geostudi S.r.l.;
- RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE (codice GEO.G) relativa alla caratterizzazione geotecnica dei terreni;
- Inoltre, in vista della loro prossima emanazione, per quanto possibile si tiene conto di quanto indicato dalla: Bozza di revisione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.53/2012, espresso nell’Adunanza dell’Assemblea Generale del 14 novembre 2014.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><i>Progetto Definitivo</i> <i>Porto Corsini Est - Palancolato a protezione</i> <i>Relazione di calcolo</i></p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 4 di 44</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

4 PRESTAZIONI RICHIESTE AL PALANCOLATO DI PROTEZIONE

Il palancolato a protezione del banchinamento esistente è stato progettato per le seguenti prestazioni:

- quota fondale di calcolo -12,50 m da l.m.m.;
- quota fondale a monte del palancolato -5,00 m su l.m.m.;
- azione sismica valutata per Classe d'uso II, Vita nominale 50 anni

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Porto Corsini Est - Palancolato a protezione Relazione di calcolo</p>	 <p>Membro della Federazione C&G RINA ISO 9001 Sistemi di Qualità Certificati</p> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 5 di 44</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 Acciaio palancole

I pali tubolari del palancolato del nuovo banchinamento sono realizzati con acciaio tipo S420MH avente le seguenti caratteristiche di resistenza:

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 500 \text{ N/mm}^2$

I pali intermedi sono invece realizzati con acciaio tipo S430GP avente le seguenti caratteristiche di resistenza:

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$

Si assumono inoltre i seguenti valori nominali convenzionali delle proprietà dei materiali (cfr. §11.3.4.1 del D.M. 14/01/2008):

- Modulo elastico: $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità trasversale: $G = E/[2(1+\nu)]$
- Coefficiente di Poisson: $\nu = 0,3$
- Coefficiente di espansione termica lineare (per temperature fino a 100°C): $\alpha = 12 \times 10^{-9} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
- Densità: $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$

6 SITUAZIONE ATTUALE DELLA BANCHINA

L'attracco del traghetto in sponda sinistra (lato Porto Corsini) è un vetusto banchinamento realizzato alcune decine di anni fa. Come si vede dalla foto aerea (Figura 2) l'ingombro planimetrico dell'attracco restringe il canale portuale. Per questo è stato realizzato un nuovo punto di attracco in posizione più arretrata ad Est, ed in futuro è prevista la demolizione di tale opera e la realizzazione di una difesa spondale in posizione più arretrata.



Figura 2 – Vista aerea dell'area in esame (da Google maps)

Del banchinamento esistente è disponibile la sezione tipologica mostrata in Figura 3. Si tratta di una paratia ancorata costituita da pannelli prefabbricati in c.a. di sezione 30×50 cm e lunghezza pari a circa 12 m, infissi fino a -11,20 m da l.m.m.. Il sistema di ancoraggio sommitale, non ben dettagliato, dovrebbe consistere di piastre in c.a. ancorate tramite cordoli in c.a. alla trave di banchina.

La quota del piano campagna è indicata pari a +1,0 m su l.m.m. ed il fondale di calcolo risulta pari a -5,0 m da l.m.m.

Non sono disponibili altri documenti progettuali.

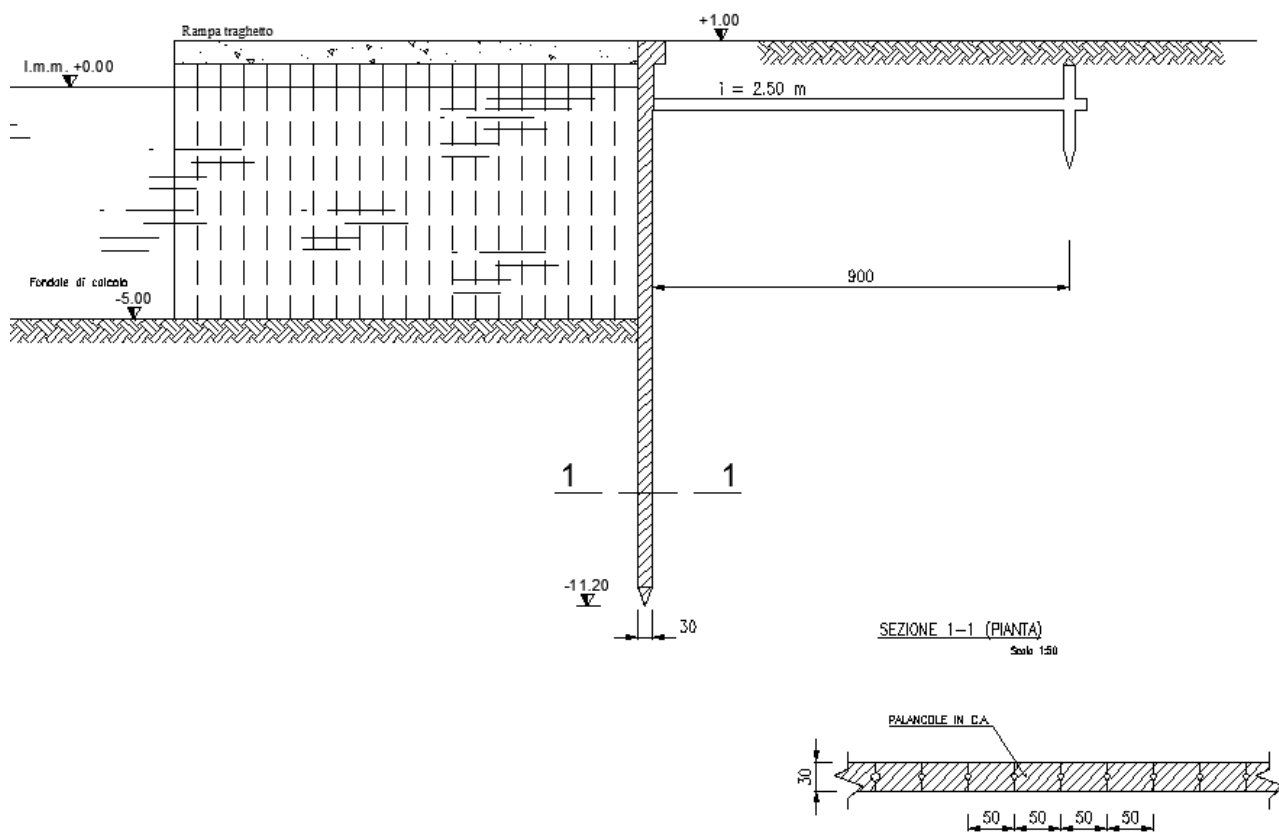


Figura 3 – Sezione tipologica del banchinamento esistente

7 INTERVENTO DI PROTEZIONE PREVISTO

La soluzione strutturale per la protezione del banchinamento esistente consiste di un palancolato combinato in acciaio, palo tubolare – palanca AZ, tutto infisso al di sotto del livello del mare tranne alcuni pali utili a segnalare la presenza delle opere sommerse.

La sezione tipo dell'intervento è indicata in Figura 4. Si può osservare che il fondale attuale risulta essere già disposto in pendenza dal piede del banchinamento al centro del canale, tanto che a 10 m dal filo dell'attuale banchina, il fondale si colloca a circa -8,00 m da l.m.m.. In ogni caso, a vantaggio di sicurezza, la sommità del palancolato di protezione sarà lasciata alla quota di -5,00 m da l.m.m. cosicché l'eventuale movimento di solidi nel canale porterà il colmamento a monte del nuovo palancolato ed un conseguente aumento del confinamento del piede del vecchio banchinamento.

La sezione strutturale del nuovo palancolato è stata scelta in modo da avere una struttura di elevata rigidità e che potesse essere utilmente riutilizzata nell'adeguamento futuro.

Per questo si è selezionato un profilo tubolare di elevate prestazioni e che è già presente nella soluzione strutturale recentemente utilizzata per la protezione di sponda adiacente alla banchina in questione.

Le nuove opere sono quindi costituite da:

- palancolato combinato tubo-AZ con tubolare principale $\phi 1420$, spessore 16 mm, esteso da -5,0 a -28,0 m da l.m.m., e palanche intermedie tipo AZ13-770 estese da -5,0 a -20,0 m da l.m.m.

Cinque pali tubolari saranno portati fino a +1,0 m su l.m.m. per essere utilizzati da segnalazione delle opere sommerse.

Enel - MOLI / Sez. 8 in sinistra

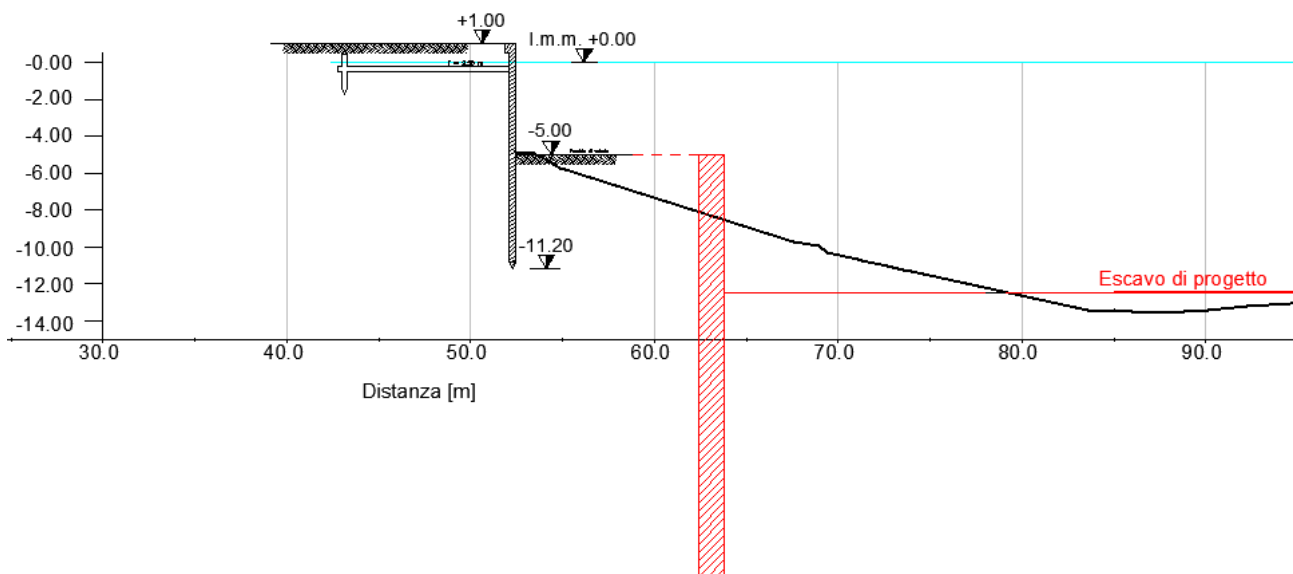


Figura 4 – Sezione del banchinamento esistente con indicazione del palancolato di protezione

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Porto Corsini Est - Palancolato a protezione Relazione di calcolo</p>  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>Membro della Federazione C&G RINA ISO 9001 Sistemi di Qualità Certificati</p> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 9 di 44</p>
--	--	--

8 RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

8.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO/STRATIGRAFICO DELL'AREA

Dal punto di vista geologico, l'area della piana costiera romagnola appartiene al bacino di avanfossa di età plio-quadernaria racchiuso a Nord dalle Alpi e ad Ovest dalla Catena Appenninica, poi riempito in età olocenica durante un ciclo trasgressivo-regressivo.

I depositi di pianura e costieri risalgono al Pleistocene e al Medio-Olocene e sono attribuibili al “Subsistema di Ravenna”, un'unità relativamente superficiale, costituita da depositi fluviali intravallivi e di pianura alluvionale, con intercalazioni di sabbie litorali e, nel settore a mare, da sabbie di prodelta e transizione alla piattaforma, il cui spessore aumenta, procedendo progressivamente dal margine appenninico verso il mare, fino a 20-28 metri.

L'attuale assetto stratigrafico dei depositi costieri è strettamente legato alle fasi che hanno caratterizzato la dinamica evolutiva del delta del fiume Po:

- **18000 anni fa** - l'ultima glaciazione del Quaternario provoca la regressione marina che porta all'avanzamento della piana alluvionale del Po fino all'altezza di Pescara.
- **10000 anni fa** - trasgressione marina avvenuta in tempi molto rapidi cosicché il delta del Po arretra fino quasi alla posizione attuale. Durante le fasi di trasgressione l'estesa pianura di *stazionamento basso* venne rapidamente allagata data anche la sua modesta inclinazione, per cui tutti i sedimenti precedentemente deposti e sommersi, vennero rimaneggiati e deposti nuovamente lungo le neofornate linee di costa man mano che esse arretravano verso nord ovest.
- **6000 anni fa** - massimo arretramento della linea di costa fino a raggiungere l'entroterra di Ravenna. In corrispondenza dell'attuale fascia costiera la deposizione avviene in condizioni di mare basso (ambiente di prodelta).
- **da 6000 anni fa ad oggi** - stabilizzazione del livello del mare, progressivo accrescimento e spostamento verso mare della linea di costa ad opera dell'apporto fluviale fino al raggiungimento dell'attuale configurazione delle aree emerse con la formazione delle zone lagunari della Pialassa del Piombone.

Tale breve ricostruzione della geologia recente fornisce un'efficace chiave di lettura della sequenza stratigrafica sintetizzata nella sezione proposta da Amorosi *et al.* (1999) e mostrata in Figura 5; nell'immagine si riconoscono le associazioni di facies ed il codice di riconoscimento delle singole litofacies che caratterizzano il Subsistema di Ravenna (CARG – Foglio 223 Ravenna).

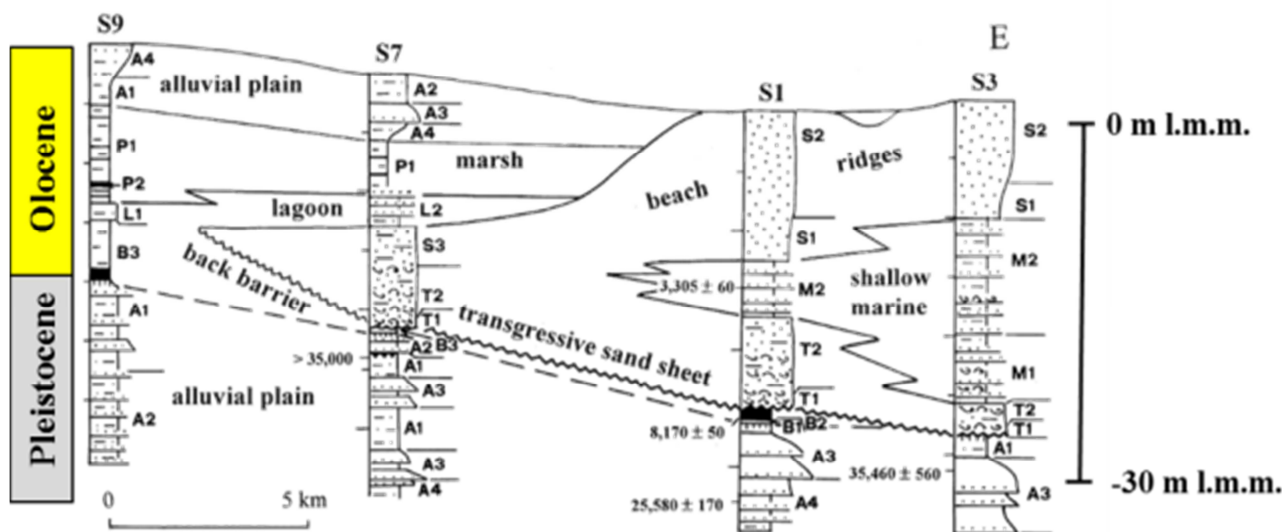


Figura 5 – Stratigrafia del Subsystema di Ravenna ricostruita lungo l’allineamento (W-E) Villanova – Borgo Anime – Porto (CARG – Foglio 223 Ravenna); l’area oggetto di studio si colloca fra i sondaggi S1 ed S3

Nella successione stratigrafica si individua l’arrivo della trasgressione Olocenica in corrispondenza di **depositi sabbiosi di retro barriera** (facies B) e degli **strati sabbiosi trasgressivi** sovrastanti (facies T, 8000-9000 anni fa) posti ad una profondità di 30 m lungo la linea di costa che tende a diminuire verso ovest. Sopra i depositi sabbiosi si trovano i **sedimenti fini di prodelta** (depositi di mare basso, facies M) che mostrano una geometria a cuneo con diminuzione di spessore verso ovest. L’evoluzione successiva è controllata dalla deposizione degli spessi depositi sabbiosi attribuibili a **cordoni litorali e dunali** (facies S). Nelle zone più interne, sopra i depositi sabbiosi, si osservano sedimenti recenti legati all’evoluzione dei sistemi fluviali più importanti. Fra le verticali dei sondaggi S1 ed S3 si rinvencono **depositi di palude salmastra** (facies P) appartenenti agli ambienti palustri della Pialassa.

Al di sotto del Subsystema di Ravenna sono riconoscibili i **depositi di piana alluvionale** (facies A) del tardo-pleistocene (circa 15.000 anni fa).

I profili penetrometrici risultanti lungo tutto il canale si correlano bene con la ricostruzione presentata, schematizzata nella sezione geologica dei sedimenti recenti del Ravennate di Figura 6 (da Carta Geologica d’Italia, foglio 223). Sulla stessa figura sono infatti sovrapposti i profili di resistenza alla punta di 3 CPT realizzate lungo il canale, di cui la CPTu3/2014 realizzata presso la Darsena San Vitale, la CPT8/1978 realizzata a Largo Trattaroli, la CPTu21/2014 realizzata a Porto Corsini: si osserva un’ottima correlazione tra le resistenze alla punta delle prove penetrometriche e la variabilità delle quattro unità litologiche individuate nell’area portuale.

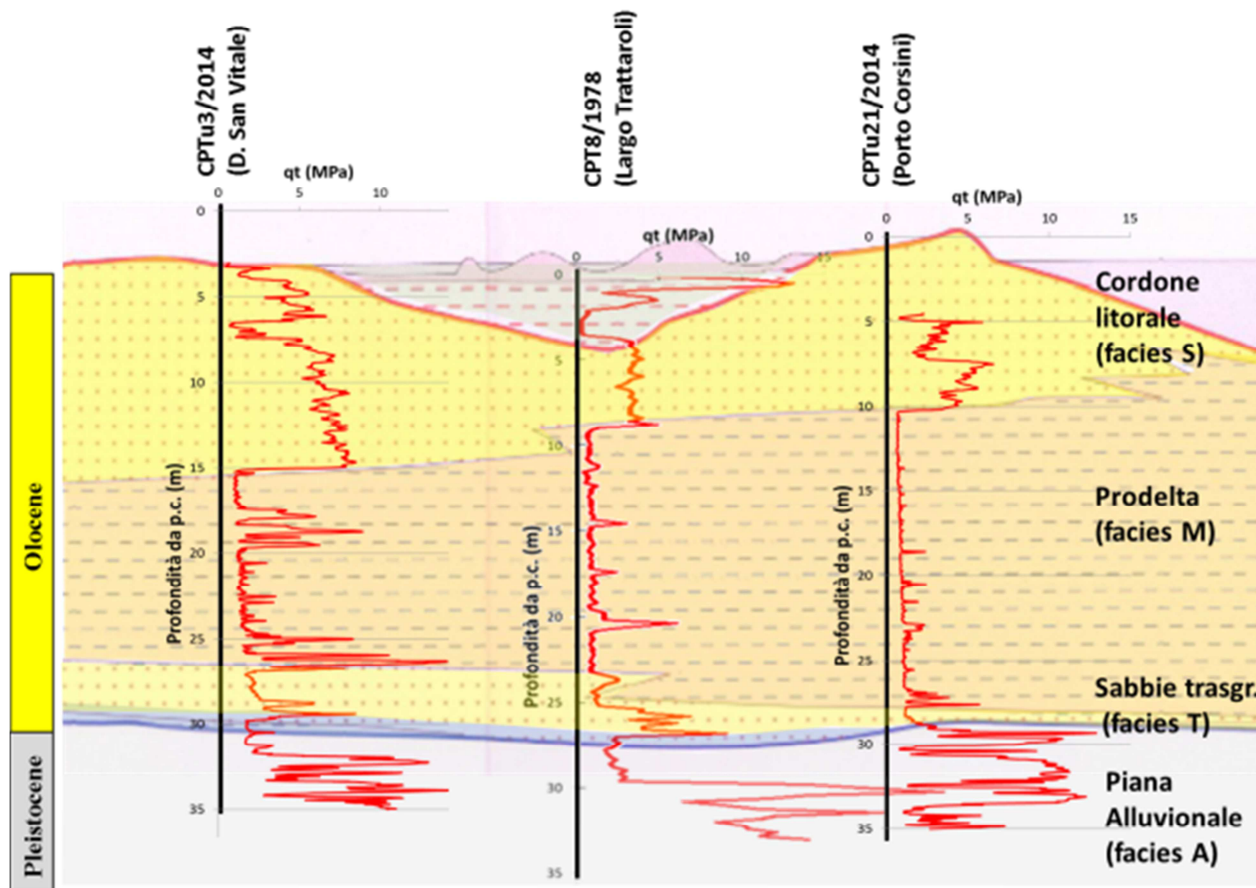


Figura 6 - Sovrapposizione fra la resistenza penetrometrica corretta misurata nelle verticali CPTu3/2014, CPT8/1978, CPTu21/2014 e la corrispondente sezione geologica dei sedimenti recenti del Ravennate (da Carta Geologica d'Italia, foglio 223)

In sostanza risulta concettualmente utile suddividere l'area portuale in 3 settori, sulla base dell'andamento del tetto del cordone litorale di facies S (Figura 7):

- Settore EST: rappresentativo di Marina di Ravenna e Porto Corsini è caratterizzato dal Cordone litorale S affiorante ma di limitato spessore ($s = 7-8$ m) ed un deposito di Prodelta di grande potenza ($s > 15$ m) e con solo sporadici livelli permeabili;
- Settore CENTRALE: rappresentativo di Largo Trattaroli è caratterizzato dalla presenza dei depositi di palude salmastra nei primi metri da piano campagna e da uno spessore delle sabbie di cordone litorale ridotto a pochi metri ($s < 5-6$ m);
- Settore OVEST: rappresentativo della Darsena San Vitale è caratterizzato da una elevata potenza delle sabbie di Cordone litorale S, che raggiungono spessori dell'ordine dei 15 m e da un ridotto spessore del Deposito di Prodelta ($s < 10$ m) che si presenta anche intercalato da numerosi livelli e lenti sabbiose.

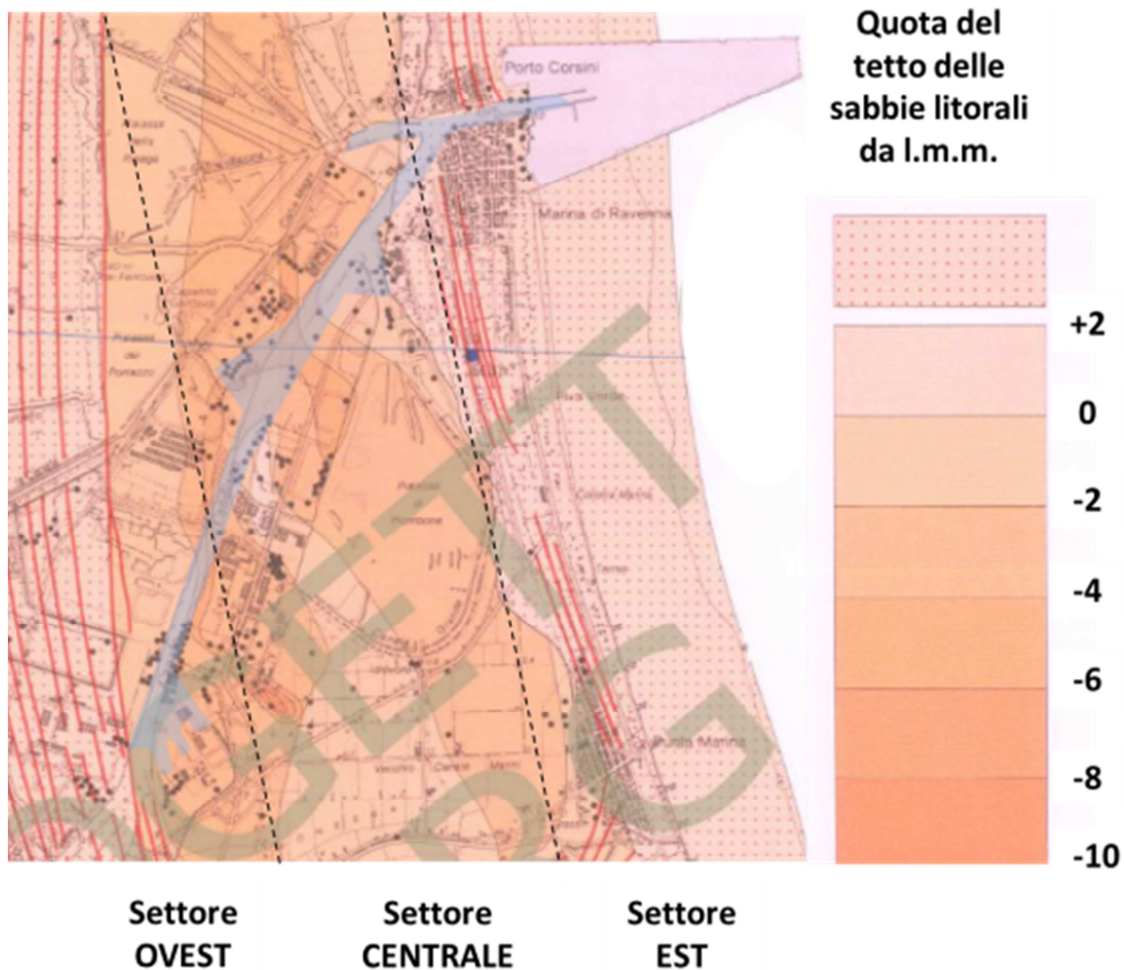


Figura 7 – Profondità del tetto delle sabbie litorali e suddivisione in settori omogenei



8.2 MODELLO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO e CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Per la definizione della successione stratigrafica di dettaglio relativa alla banchina in questione si fa riferimento al profilo delle unità geotecniche costruito sulla base della recente campagna di indagine (2015), mostrato in Figura 8 relativamente al tratto di interesse.

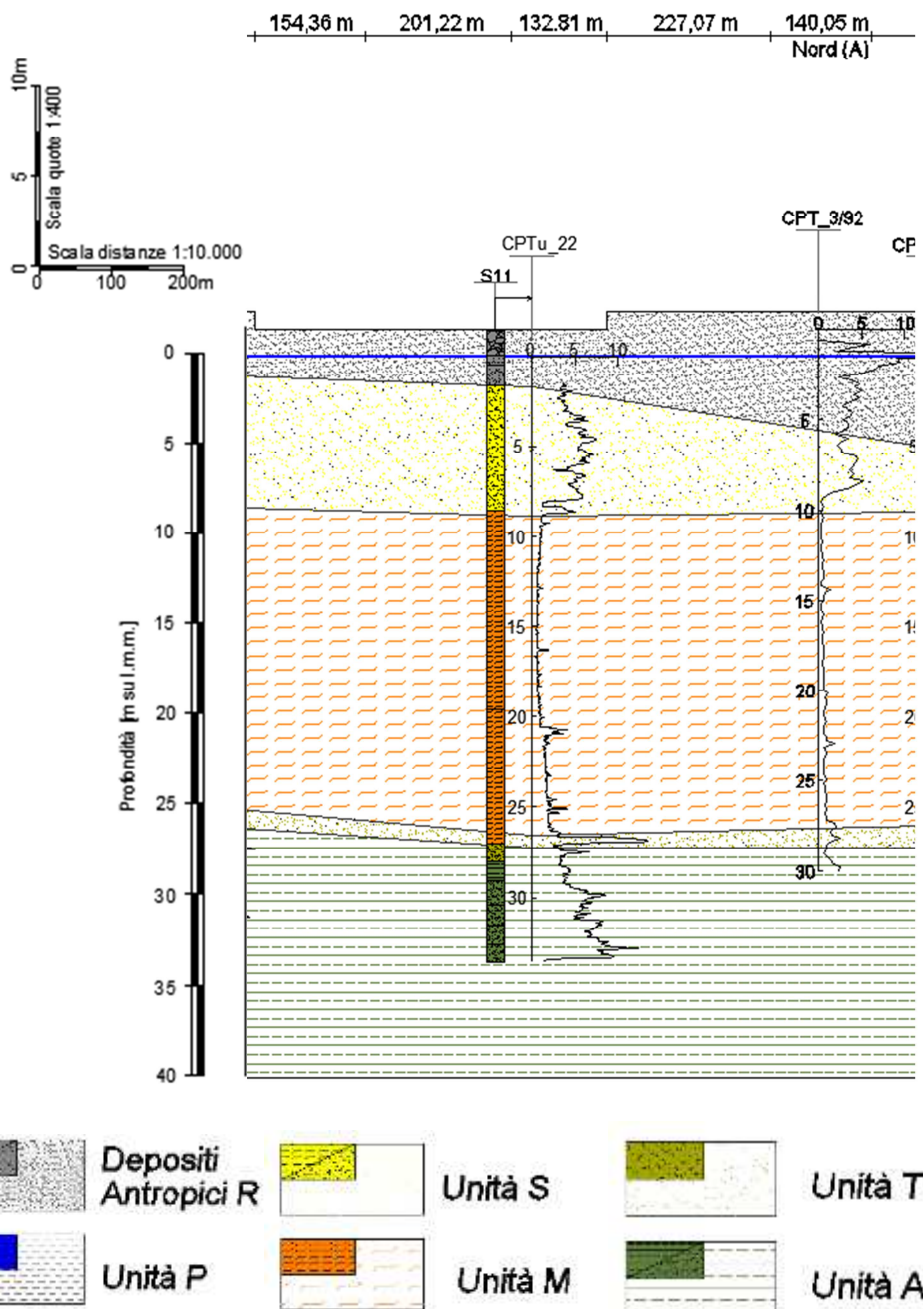


Figura 8 – Profilo delle unità geotecniche nel tratto di interesse

In definitiva si adotta la seguente successione stratigrafica di riferimento:

- Deposito antropico (R) +1,0 / -2,0 m su l.m.m.
- Sabbie Dunali (S) -2,0 / -8,5 m su l.m.m.
- Limi Argillosi (M) -8,5 / -25,5 m su l.m.m.
- Sabbie profonde (T) -25,5 / -26,5 m su l.m.m.
- Alluvioni profonde (A) z < -26,5 m su l.m.m.

Per la scelta delle caratteristiche meccaniche dei terreni presenti si fa riferimento al quadro sinottico generale dei parametri geotecnici (Tabella 1) ottenuti dall’elaborazione del complesso delle indagini disponibili al porto di Ravenna, i cui dettagli possono essere trovati nella relazione generale di caratterizzazione geotecnica.

Tabella 1. Quadro sinottico generale dei parametri geotecnici (da Rel. generale caratterizzazione geotecnica)

			Litotipo S e I	Litotipo P	Litotipo M	Litotipo A	
						porzione fina	porzione granulare
			Depositi S (sabbie fini di cordone litorale) Depositi T (strati sabbiosi trasgressivi)	Deposito P di palude	Deposito M prevale coesivo di prodelta	Deposito A di piana alluvionale	
Peso di volume	γ [kN/m ³]		17,5-19,5	17,0-18,0	17,5-19,5	18,5-20,5	
Peso specifico dei	γ_s [kN/m ³]		27,40	n.d.	27,70	26,5	n.d.
Contenuto d'acqua	w [%]		22-30	40	25-40	22-33	n.d.
Limite liquido	LL [%]		-	n.d.	30-55	32-57	n.d.
Indice di plasticità	IP [%]		-	n.d.	10-30	12-33	n.d.
Coeff. di spinta a riposo	k_0 [-]		-	n.d.	0,4-0,6	0,5-0,6	n.d.
Grado di sovracosolidazione	OCR		-	1	1	1 - 2	
Densità relativa	DR [%]	CPTu	30-50	-	-	-	20-40
Parametri di resistenza in tensioni efficaci	c' [kPa]	T.D	0 30	n.d.	0 30	0 28	-
		L.I.	0 38	n.d.	0 32		-
	ϕ' [°]	CU- CD	L.I.	0 34	n.d.	0 28	-
		L.S.	0 39	n.d.	0 32	-	
Parametri di resistenza in tensioni totali	c_u [kPa]	DMT	34-36	-	-	-	n.d.
		CPTu	35-38	n.d.	25-30	-	32-35
		UU	-	n.d.	20-60	60-110	-
		DMT	L.I.	-	5-30	0,15 σ'_v 0,22 σ'_v	0,15 σ'_v 0,30 σ'_v
Modulo di taglio a piccole deformazioni	G_0 [MPa]	L.S.	-	10-20	0,12 σ'_v 0,26 σ'_v	-	-
		DH	27-63	n.d.	47-100	110-195	
		CH	45	25	35-60	75-90	
		Re.Mi.	40-100	n.d.	80-160	90-160	
		Colonna Risonante	65-95	n.d.	70-140	120	-
CPTu	40-80	n.d.	25-70	-	-		
Moduli elastici operativi	E_s [MPa]	CPTu	20-50	n.d.	n.d.	n.d.	50-70
Moduli edometrici	M [MPa]	σ'_v :50-100kPa σ'_v :100-200kPa σ'_v :200-400kPa	-	n.d.	1,8-4,0 2,0-7,0 3,0-11,0	- 6,0-9,0 9,0-15,0	-
	M_{OTM} [MPa]	DMT	20-45	1-4	2-6	-	-
	M [MPa]	CPTu	-	1-3	2-6	5-10	-
Coeff. di compressibilità	C_c [-]		-	n.d.	0,17-0,36	0,20 - 0,30	-
Coeff. di rigonfiamento	C_s [-]		-	n.d.	0,02-0,05	0,02 - 0,06	-
Coeff. di consolidazione verticale	c_v [m ² /s]		-	n.d.	2-10 ⁻⁷ 7-10 ⁻⁷	n.d.	-



Per la scelta del valore più appropriato dei parametri geotecnici per i terreni presenti nel tratto in esame si fa riferimento ai risultati della prova CPTu22_2014 (Figura 9) e ai relativi parametri ricavati dall'elaborazione della prova (Figura 10).

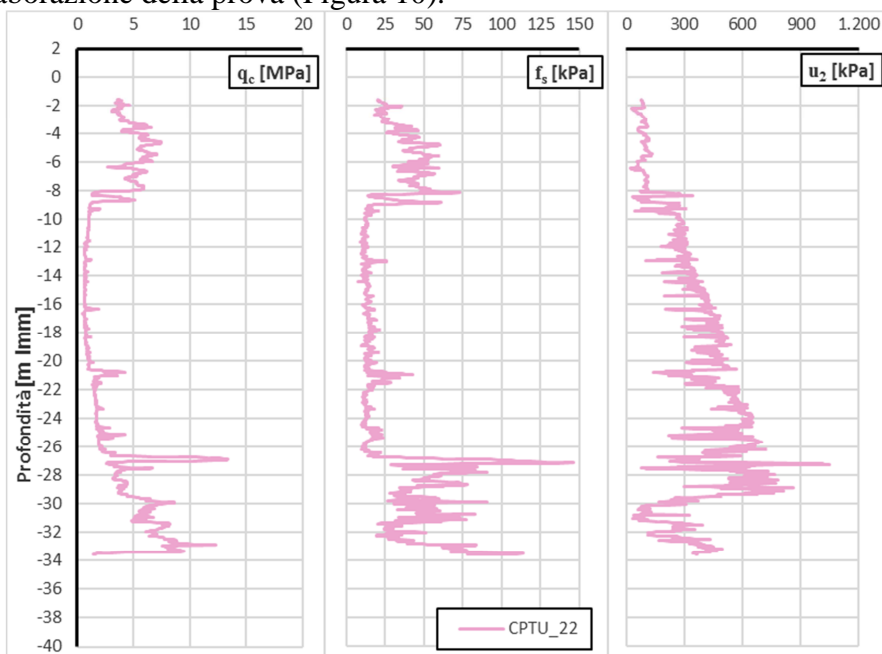


Figura 9 – Risultati della prova CPTu_22

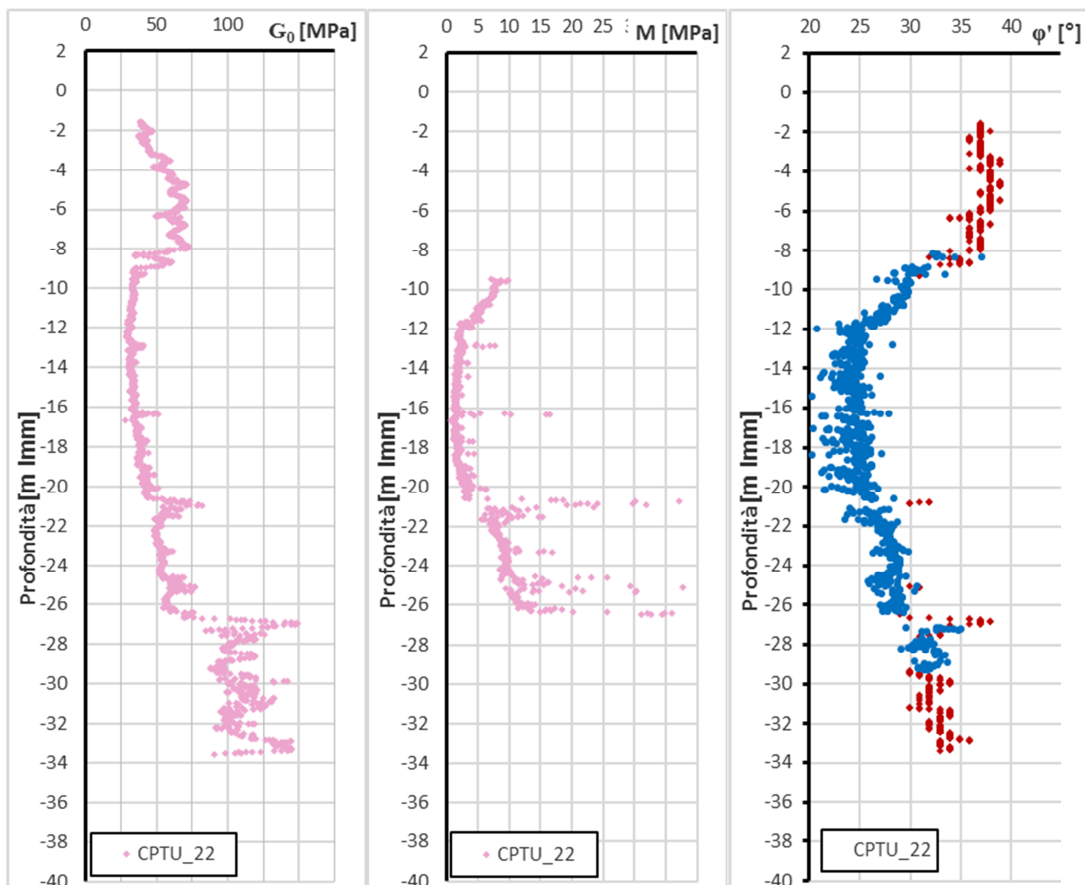


Figura 10 – Principali parametri geotecnici ottenuti dall'elaborazione della CPTu_22

Pertanto i parametri geotecnici scelti per ogni unità geotecnica presente sono indicati in Tabella 2. Per le alluvioni profonde, considerando l’alternanza tra livelli coesivi e granulari, si sceglie una caratterizzazione da deposito prevalentemente coesivo.

Considerato che il palancolato di protezione è completamente sommerso, la stratigrafia di analisi è stata definita da -5,00 m da l.m.m.

Tabella 2. Parametri geotecnici scelti per le unità geotecniche presenti

		Profondità (m da l.m.m).	γ (kN/m ³)	E_{50}' (kN/m ²)	ν (-)	c_k' (kPa)	φ_k' (°)
(S)	Sabbie Dunali	-5,0 / -8,5	18,00	15.000	0,25	-	36
(M)	Limi Argillosi	-8,5 / -25,5	18,00	4.000	0,25	-	28
(T)	Sabbie profonde	-25,5 / -26,5	18,50	25.000	0,25	-	33
(A)	Alluvioni profonde	-26,5 / -40,0	19,00	20.000	0,25	-	28

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Porto Corsini Est - Palancolato a protezione Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 17 di 44</p>
--	---	---

8.3 SICUREZZA DELL'OPERA

8.3.1 Quadro normativo

Il presente documento è redatto in conformità alle prescrizioni del Decreto Ministeriale Infrastrutture del 14 gennaio 2008 (**DM Infrastrutture 14 gennaio 2008**, nel seguito indicato come DM 2008) e della relativa circolare applicativa (**Circolare 2 febbraio 2009 n.617/C.S.LL.PP.**).

Le verifiche di sicurezza sono svolte secondo il metodo semi-probabilistico con l'applicazione dei coefficienti di sicurezza parziali. In base a tale metodo, ogni singola causa di incertezza, sulle sollecitazioni, sui materiali, sulle resistenze, sugli schemi di calcolo etc... viene pesata con un apposito coefficiente, detto appunto di sicurezza parziale, che è proporzionato all'influenza ed al grado di incertezza di norma attribuibili al parametro considerato.

I dimensionamenti delle opere tengono conto dei possibili Stati Limite Ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) per le condizioni statiche e dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e di danno (SLD) per le condizioni sismiche.

8.3.1.1 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)

a_d geometria di progetto

γ_F coefficienti parziali per le azioni

γ_E coefficienti parziali per gli effetti delle azioni

γ_M coefficiente parziali per i materiali

Il Decreto del 2008 fornisce un solo gruppo di valori numerici, valido sia per γ_F che per 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

γ_F coefficienti parziali per le azioni

γ_M coefficienti parziali per i materiali (parametri geotecnici dei terreni)

γ_R coefficienti parziali per le resistenze

Il Decreto 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).

Tabella 3. Coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche (o sull'effetto delle azioni caratteristiche): γ_F (o γ_E).

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale	A1	A2
Permanenti	Sfav.	χ_{G1}	1.3	1.0
	Fav.	χ_{G1}	1.0	1.0
Permanenti non strutturali	Sfav.	χ_{G2}	1.5	1.3
	Fav.	χ_{G2}	0	0
Variabili	Sfav.	χ_{Qi}	1.5	1.3
	Fav.	χ_{Qi}	0	0

Tabella 4. Coefficienti parziali sui parametri caratteristici del terreno: γ_M

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coeff. parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente della resistenza a taglio	ϕ'	$\gamma_{\phi'}$	1	1.25
Coazione efficace	c'	$\gamma_{c'}$	1	1.25
Resistenza non drenata	c_u	γ_{c_u}	1	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1	1

Tabella 5. Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche degli ancoraggi

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

Tabella 6. Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche per opere di materiali sciolti e fronti di scavo

Resistenza	Simbolo	R2
	γ_R	1.1

Tabella 7. Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche per pali di fondazione: γ_R

Resistenza	Simbolo	R1	R2	R3	R1	R2	R3
	γ_R	infissi			trivellati		
Base	γ_b	1	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35
Laterale in compressione	γ_s	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 8. Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica degli ancoraggi in funzione del numero di verticali indagate

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Porto Corsini Est - Palancolato a protezione Relazione di calcolo</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 19 di 44</p>
 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>		

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	≥5
ξ_3	1.8	1.75	1.70	1.65	1.60
ξ_4	1.8	1.70	1.65	1.60	1.55

8.3.1.2 Approcci e combinazioni utilizzate

Nel presente progetto si sono utilizzati:

- 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.

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

8.3.1.3 Verifiche delle prestazioni (SLE e SLD)

E' stato verificato che il valore di progetto dell'effetto delle azioni E_d risultasse minore del valore di progetto limite dell'effetto delle azioni C_d ; in particolare sono stati valutati gli spostamenti corrispondenti agli stati limite di servizio in condizioni statiche (SLE) e sismiche (SLD) per confrontarli con le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili.

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

$$E_d \leq C_d$$

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

Per opere portuali il livello di danno può essere stimato secondo le raccomandazioni del PIANC (Permanent International Association for Navigation Congresses), riassunte in Tabella 9. In sostanza per un palancolato ancorato i limiti di operatività (Degree I) fanno riferimento all'accumulo di deformazioni residue permanenti pari all'1,5% dell'altezza dell'opera al di sopra del fondale o, alternativamente, 30 cm. I limiti di danno, salvaguardia della vita e collasso (rispettivamente Degree II, III, IV) fanno riferimento alla risposta tenso-deformativa dei diversi elementi strutturali (limite elastico, plasticizzazioni concentrate, rotture).

Tabella 9. Criteri di danno per opere portuali flessibili (PIANC, 2001)

Level of damage		Degree I	Degree II	Degree III	Degree IV	
Residual displacements	Sheet pile wall	Normalized residual horizontal displacement (d/H)*	Less than 1.5%**	N/A	N/A	N/A
		Residual tilting towards the sea	Less than 3°	N/A	N/A	N/A
	Apron	Differential settlement on apron	Less than 0.03-0.1 m	N/A	N/A	N/A
		Differential settlement between apron and non-apron areas	Less than 0.3-0.7 m	N/A	N/A	N/A
		Residual tilting towards the sea	Less than 2-3°	N/A	N/A	N/A
Peak response stresses/strains	Sheet pile wall	Above mudline	Elastic	Plastic (less than the ductility factor/strain limit above mudline)	Plastic (less than the ductility factor/strain limit above mudline)	Plastic (beyond the ductility factor/strain limit above mudline)
		Below mudline	Elastic	Elastic	Plastic (less than the ductility factor/strain limit below mudline)	Plastic (beyond the ductility factor/strain limit below mudline)
	Tie-rod	Elastic	Elastic	Plastic (less than the ductility factor/strain limit for tie-rod)	Plastic (beyond the ductility factor/strain limit for tie-rod)	
	Anchor	Elastic	Elastic	Plastic (less than the ductility factor/strain limit for anchor)	Plastic (beyond the ductility factor/strain limit for anchor)	

* d : residual horizontal displacement at the top of the wall; H : height of sheet pile wall from mudline.

**Alternative criterion is proposed with respect to differential horizontal displacement less than 30 cm.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><i>Progetto Definitivo</i> <i>Porto Corsini Est - Palancolato a protezione</i> <i>Relazione di calcolo</i></p> <div style="text-align: center;">  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p> </div>	<div style="text-align: center;">  <p>Membro della Federazione CIG RINA ISO 9001 Certificato</p> </div> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 21 di 44</p>
--	--	---

8.3.2 Azioni sulle opere

Per l'opera di protezione in esame è necessario considerare le azioni dovute al peso proprio del terreno, all'acqua e al sisma.

8.3.2.1 Azioni sismiche

La Norma Nazionale prescrive che sotto l'effetto delle azioni sismiche di progetto deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso. In particolare il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito (§7.1 NTC2008):

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di Danno (**SLD**);
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano soddisfatte le verifiche relative allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**).

Al riguardo, la Norma non considera necessario eseguire le verifiche di sicurezza dei manufatti nei confronti dello Stato Limite di Collasso (**SLC**), riservate alle sole costruzioni provviste di isolamento sismico, come espressamente richiamato al §C7.1 della Circolare applicativa della Norma ed esplicitato nella Tabella C.7.1.I della medesima Circolare. In particolare, la Tabella C.7.1.I individua lo stato limite SLV come unico Stato Limite Ultimo da considerare per l'analisi in condizioni sismiche di muri di sostegno, paratie, ancoraggi, rilevati e scavi, fondazioni.

Pertanto, con riferimento agli stati limite pertinenti, la norma fornisce le seguenti definizioni:

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

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

La pericolosità sismica è 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 . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Per la banchina in progetto, come concordato con la Committente si considerano le seguenti prescrizioni per le strutture:

- vita nominale: 50 anni;
- classe d'uso: 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 (Tab.3.2.I, delle NTC2008):

- per una probabilità di superamento del 63% nel periodo di riferimento definito (75 anni) allo Stato Limite di Danno;
- per una probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento definito (75 anni) allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

In sostanza le ipotesi fatte sul periodo di riferimento portano, in termini di strategia di progettazione, a considerare un evento sismico con un tempo di ritorno pari a $T_R=75$ anni per lo SLD e $T_R=712$ anni per lo SLV.

In Figura 11 sono indicate le coordinate geografiche della banchina in esame.

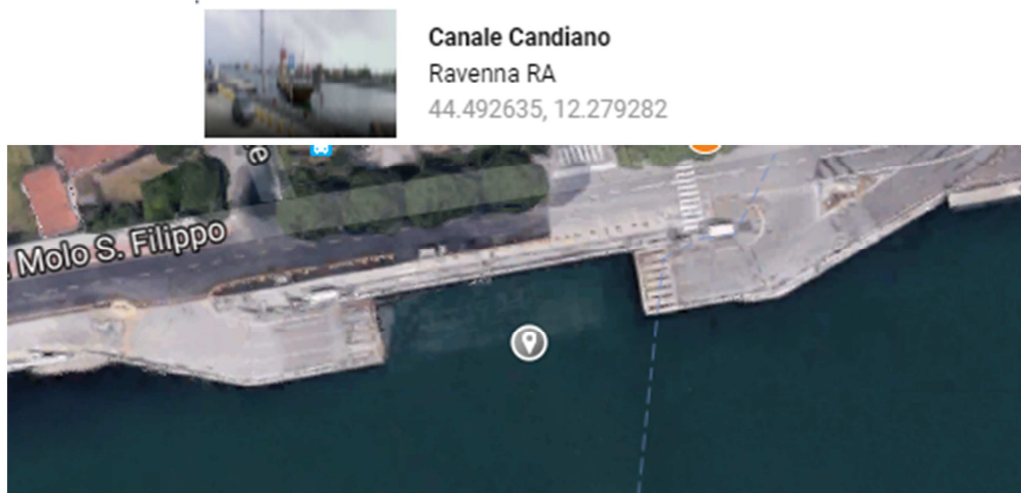


Figura 11 – Coordinate geografiche della banchina in esame (da Google maps)

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

$$\text{SLD } a_g = 0,051g \qquad \text{SLV } a_g = 0,138g$$

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}) di Ravenna:

	a_g	F_0	S_s	S_T	a_{max}/g
SLD	0,051	2,493	1,800	1,00	0,092
SLV	0,137	2,588	1,800	1,00	0,247

Quando si utilizzano metodi di analisi di tipo pseudostatico 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 senza significative riduzioni di resistenza (Figura 12).

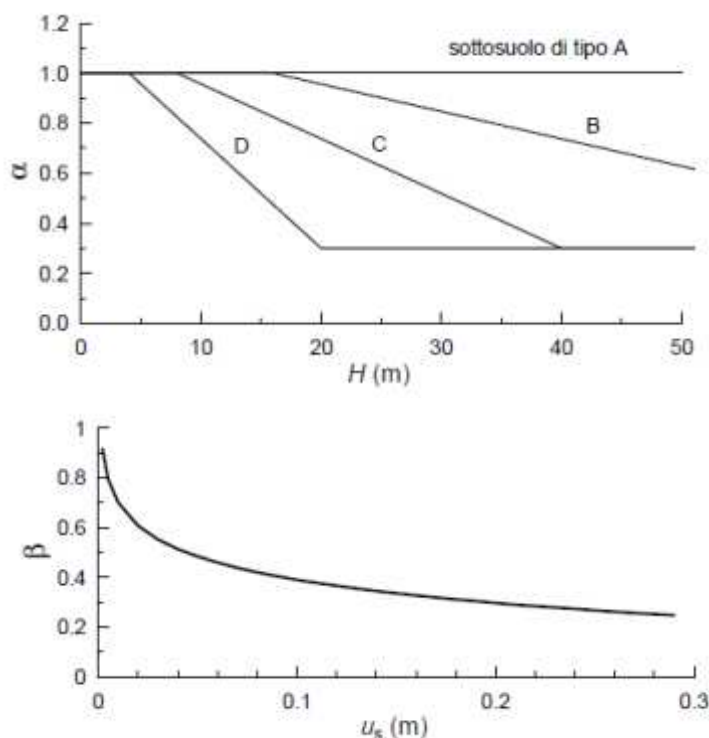


Figura 12 – Utilizzo di metodi pseudostatici per il calcolo delle paratie: valutazione del coefficiente di deformabilità α (in alto) e di spostamento β (in basso)

Per la banchina in progetto possono essere utilizzati i seguenti valori:

- **Banchina - SLV:** $k_h = \alpha \cdot \beta \cdot (a_{max}/g) = 0,2 \cdot 0,247 = 0,049$

$k_v = 0$

- **Banchina - SLD:** $k_h = \alpha \cdot \beta \cdot (a_{max}/g) = 0,3 \cdot 1,0 \cdot 0,092 = 0,028$

$k_v = 0$

Tali valori sono stati scelti in base alle seguenti considerazioni:

In SLV un palancolato di altezza $H = 25$ m su suolo di tipo D permette di assumere $\alpha = 0,3$; il valore di β coerente con uno spostamento plastico permanente di 5 cm è pari a 0,55. Essendo il prodotto dei due coefficienti pari a $0,165 < 0,2$, si deve assumere 0,2. In ogni caso il valore di β assunto per le verifiche SLV è relativo a valori di spostamento largamente inferiori allo 0,5% H.

In SLD si valuta il comportamento dell'opera assumendo $\beta=1$, cioè senza ammettere spostamenti permanenti.

Per le analisi delle condizioni di stabilità generale dell'opera con metodi pseudostatici è possibile valutare il coefficiente sismico orizzontale riducendo l'accelerazione massima attesa al sito per un coefficiente di riduzione β_s (Tabella 10).



Tabella 10. Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0,30	0,28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0.1$	0,20	0,20

Quindi, le analisi di stabilità generale con metodi pseudostatici possono essere eseguiti con i seguenti valori dei coefficienti sismici:

- **SLV:** $k_h = \beta_s \cdot (a_{max}/g) = 0,24 \cdot 0,247 = 0,059$ $k_v = \pm 0,5 k_h = \pm 0,030$

Il valore di $\beta_s = 0,24$ tiene conto della categoria di sottosuolo e del campo di accelerazione attesa.

In alternativa la Norma ammette l'utilizzo del **metodo agli spostamenti** per l'analisi delle condizioni sismiche dell'opera, che implica una valutazione dello spostamento indotto dal sisma sul cinematismo di collasso critico.

A tal fine si determina l'accelerazione che innesca il primo cinematismo critico (cosiddetta accelerazione critica), si valuta il rapporto tra l'accelerazione critica e l'accelerazione massima attesa al sito e si stima lo spostamento permanente indotto tramite degli abachi appositamente costruiti su ampi database accelerometrici. Nel caso in esame si fa riferimento agli abachi proposti da Rampello *et al.* (2008), basati sull'analisi di dati accelerometrici italiani. L'abaco appropriato al caso è relativo alla categoria di sottosuolo D con accelerogrammi scalati a 0,25 g (Figura 13).

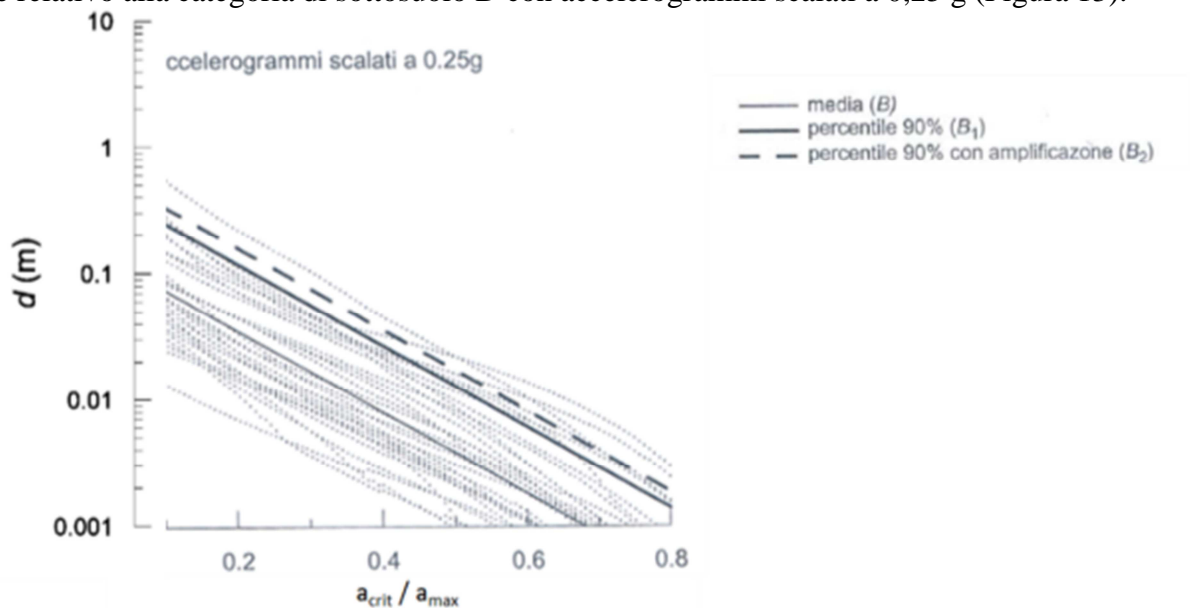


Figura 13 – Abaco per la stima degli spostamenti permanenti indotti da terremoti su suolo D per accelerazione attesa pari a 0,25g ed in funzione del rapporto tra accelerazione critica e massima (da Rampello et al., 2008)



8.3.2.2 Azione idrodinamica (Westergaard)

La presenza dell'acqua libera gioca un importante ruolo nel determinare il carico in condizioni simiche sulle 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, durante e dopo lo scuotimento sismico, e la pressione idrodinamica, che risulta dall'interazione tra la struttura e l'acqua.

Tale pressione idrodinamica è usualmente stimata con la soluzione di Westergaard (1931) come indicato in Figura 14.

Incremento dinamico
(Westergaard, 1933)

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H \cdot z}$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

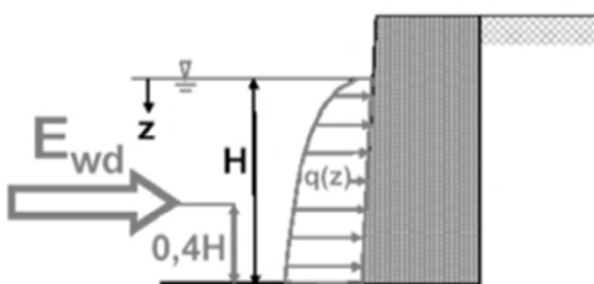


Figura 14 - Valutazione della pressione idrodinamica indotta da azione sismica (Westergaard)

La pressione idrodinamica agisce sia in una direzione che nell'altra, cioè si manifesta come incremento o decremento della pressione idrostatica agente sull'opera.

L'azione idrodinamica di Westergaard, valutata su un fondale di 12,5 m ed applicata sul palancolato tra -5,0 e -12,5 m da l.m.m., ha la distribuzione indicata nel grafico di Figura 15, tenendo conto delle accelerazioni sismiche definite in precedenza.

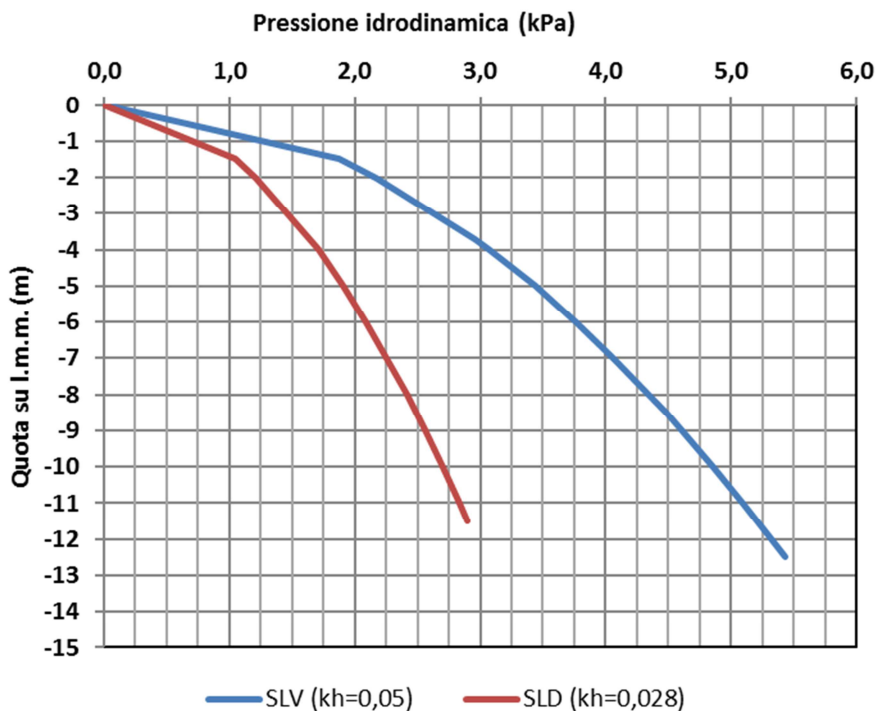


Figura 15 - Azioni idrodinamiche di Westergaard utilizzate in SLV e SLD

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Porto Corsini Est - Palancolato a protezione Relazione di calcolo</p>  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p>Membro della Federazione C&G RINA ISO 9001 Certificato</p> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 26 di 44</p>
--	--	--

8.4 ANALISI NUMERICHE DELLE OPERE IN PROGETTO

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 2D**.

Il codice di calcolo **Plaxis 2D** utilizza il metodo degli elementi finiti (F.E.M.); si basa su una discretizzazione del mezzo (definizione della mesh) con l'ipotesi che gli elementi si scambiano 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:

Automatic mesh generation: 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, come l'Hardening Soil Model che è stato utilizzato per i depositi più significativi;

Staged construction: 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.

Phi-c reduction: 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 ($\tan \phi'$ e c') fino al completo sviluppo del meccanismo di rottura.

Il fattore di riduzione così definito:

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

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 cinematisma di rottura.

Se l'analisi Phi-c reduction 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), 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 $\gamma_{R2} = 1,1$.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Porto Corsini Est - Palancolato a protezione Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 27 di 44</p>
--	---	---

Il software utilizzato è stato validato.

Per i terreni presenti si sono utilizzati due distinti modelli costitutivi:

- per le sabbie (S) e per i limi argillosi (M), i due strati più significativi nel determinare l'interazione terreno-struttura a Ravenna, si è utilizzato un modello elasto-plastico ad incrudimento isotropico e deviatorico (Hardening Soil Model);
- per tutti gli altri terreni si è utilizzato un modello elasto-plastico perfetto con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

8.4.1 Il modello costitutivo Hardening Soil Model: caratteristiche principali

Al fine di modellare con migliore precisione l'interazione struttura-terreno, per i terreni più significativi della stratigrafia di Ravenna, la sabbia (S) e i limi argillosi (M), è stato utilizzato il legame costitutivo 'Hardening Soil Model' (HSM). In tale modello l'evoluzione della superficie di snervamento è legata sia a deformazioni volumetriche che di taglio. L'Hardening Soil si basa sull'ipotesi alla base del noto modello iperbolico di Duncan & Chang (1970), secondo la quale in condizioni di compressione triassiale drenata, la relazione fra sforzo deviatorico q e deformazione assiale ε_a può essere ben approssimata da un'iperbole. Il modello di Duncan però, non prevede l'esistenza di una soglia plastica ed il comportamento risulta elastico, reversibile, mentre l'Hardening Soil Model considera una soglia plastica.

Le caratteristiche principali del modello sono:

- soglia plastica basata sul criterio di rottura di Mohr Coulomb;
- dilatanza del terreno;
- incrudimento deviatorico;
- incrudimento volumetrico;
- tre moduli di rigidezza indipendenti (deviatorico, edometrico e scarico-ricarico);
- dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale;
- possibilità di considerare la storia di carico (pre-consolidazione).

L'idea base nella formulazione dell'Hardening Soil Model è che la curva sforzo – deformazione di un campione di terreno sottoposto ad una prova triassiale consolidata drenata sia descrivibile dalla seguente equazione:

$$-\varepsilon_1 = \varepsilon_{50} \frac{q}{q_a - q} = \frac{q_a}{2E_{50}} \frac{q}{q_a - q}$$

dove q è l'invariante deviatorica ($q = \sigma_1 - \sigma_3$), q_a è il valore limite asintotico della tensione deviatorica, E_{50} è il modulo elastico al 50% della tensione massima deviatorica e ε_{50} è la corrispondente deformazione principale (Figura 16).

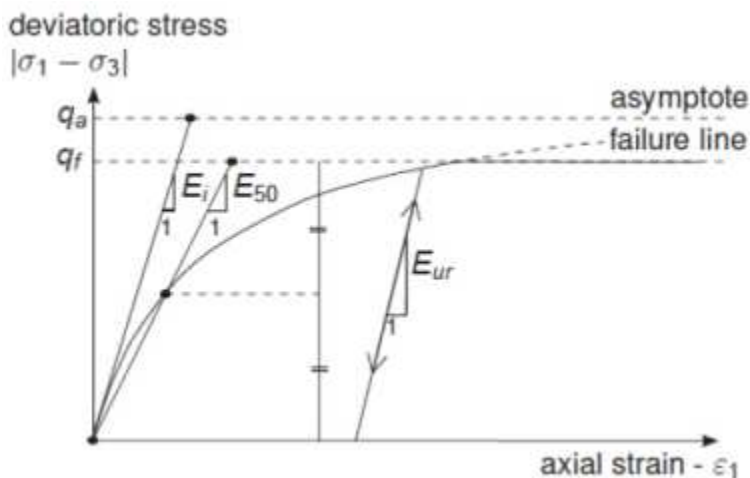


Figura 16 – Parametri principali del modello HSM relativi ad una prova triassiale consolidata drenata

La tensione deviatorica a rottura (q_f) e la tensione limite asintotica (q_a) sono legate dal cosiddetto “failure Ratio” R_f :

$$q_a = \frac{q_f}{R_f}$$

e, considerando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, si ha che:

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}$$

In Plaxis $R_f = 0,9$ è assunto come parametro di default.

Per considerare il comportamento anelastico del terreno, con sviluppo di deformazioni irreversibili, l’Hardening Soil Model adotta una formulazione della rigidità del terreno con tre valori di rigidità in funzione del percorso di carico considerato:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma'_3 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'_1 + c \cdot \cot \varphi}{p_{ref} + c \cdot \cot \varphi} \right)^m$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma'_3 \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m$$

dove E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref} sono i valori che assumono le rigidità in corrispondenza di una pressione di riferimento $p_{ref} = 100 \text{ kPa}$, ed m è un parametro di forma. Il modulo elastico di carico (E_{50}) e di scarico-ricarico (E_{ur}) sono legati alle tensioni principale minima (σ'_3), mentre il modulo edometrico (E_{oed}) è legato alla tensione principale massima (σ'_1). Il coefficiente m regola l’evoluzione del modulo e, se non calibrato su prove reali, può essere assunto pari a 0,5 per le sabbie e 0,8 per le argille.

In Figura 17 sono mostrati, nel piano degli invarianti di tensione p' e q , le diverse regioni descritte dai parametri considerati.

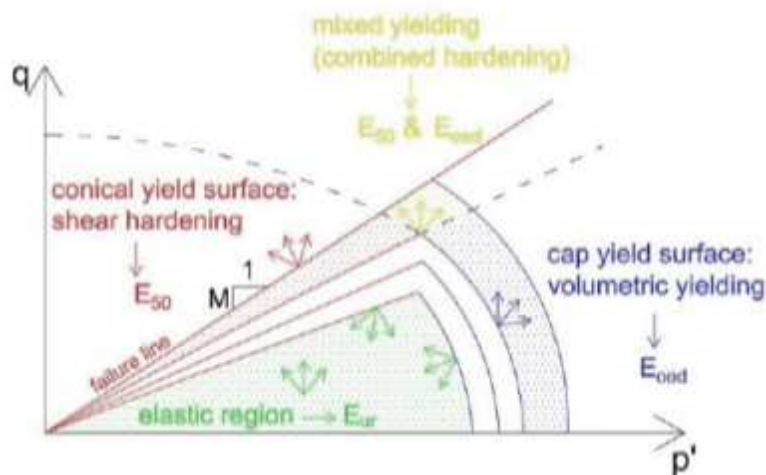


Figura 17 – Delimitazione delle regioni elastica e plastica e dei parametri associati alle superfici di snervamento che ne regolano l’evoluzione nel piano degli invarianti di tensione p' e q .

8.4.2 Modello geotecnico della banchina

La soluzione tecnica scelta per la realizzazione della banchina è stata descritta in precedenza. In questo paragrafo si descrivono le caratteristiche dello schema geotecnico utilizzato per impostare il modello numerico per le analisi dell’opera.

Il sistema opera-terreno viene modellato agli elementi finiti in condizioni di deformazione piana.

Il modello viene focalizzato sul palancolato di protezione della vecchia banchina, per cui si assume un fondale orizzontale, collocato a monte a -5,00 m ed a valle a -12,50 m.

Le vecchie strutture non vengono incluse nel modello di analisi.

Il nuovo palancolato viene modellato con un elemento piastra (*plate*).

In Figura 18 è presentato lo schema utilizzato per le analisi numeriche.

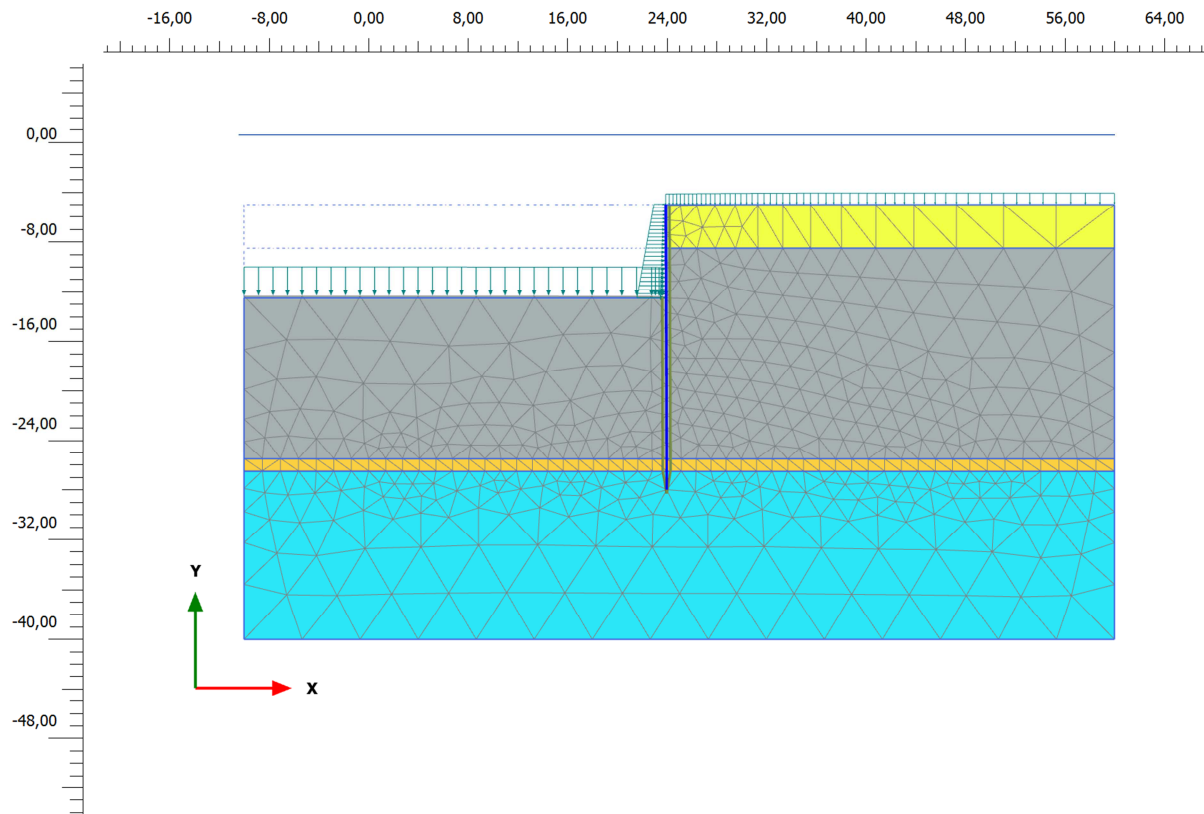


Figura 18 – Schema utilizzato per le analisi numeriche del palancolato a protezione della darsena traghetti

Le caratteristiche salienti del modello di calcolo sono:

- profondità del fondale di calcolo -12,50 m da l.m.m.;
- quota fondale a monte -5,00 m da l.m.m.;
- palancolato combinato tubo-AZ con tubolare principale $\phi 1420$, spessore 16 mm, esteso da -5,0 a -28,0 m da l.m.m., e palancole intermedie tipo AZ13-770 estese da -5,0 a -20,0 m da l.m.m.

Per i terreni presenti nel volume significativo dell'opera sono stati adottati i parametri geotecnici indicati nella seguente tabella:

		Sabbie	Limi argillosi	Sabbie profonde	Alluvioni profonde
Param.	U.M.	(S)	(M)	(T)	(A)
Model.	[-]	HSM	HSM	MC	MC
Quota	[m su l.m.m.]	-5,0 / -8,5	-8,5 / -25,5	-25,5 / -26,5	-26,5 / -40,0
γ	[kN/m ³]	18,00	18,00	18,50	19,00
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	15.000	4.000	25.000	20.000
E_{ed}^{ref}	[kN/m ²]	15.000	4.000	-	-
E_{ur}^{ref}	[kN/m ²]	45.000	12.000	-	-
m	-	0,5	0,8	-	-
v	-	0,25	0,25	0,25	0,25
c'	[-]	nulla	nulla	nulla	nulla
ϕ'	[°]	36	28	33	28
$\frac{\phi'_k}{\gamma_{M(A2)}}$	[°]	30,2	23,0	27,5	23,0

MC: Mohr-Coulomb; HSM: Hardening Soil Model
 γ : Peso di volume
 E_{50}^{ref} : modulo elastico alla deformazione corrispondente al 50% del carico di rottura
 E_{ed}^{ref} , E_{ur}^{ref} : modulo edometrico e scarico/ricarico in HSM
m: fattore di forma per HSM
v: modulo di Poisson
c'; ϕ' : parametri di resistenza

Gli elementi strutturali tipo piastra (*plate*) sono stati inseriti nel modello con le seguenti caratteristiche di rigidezza assiale e flessionale:

ELEMENTI STRUTTURALI - PLATE

No.	Identification	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	v [-]
1	ø1420, sp. 16mm i=3.023m	4.903.000	1.208.000	0,15

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Porto Corsini Est - Palancolato a protezione Relazione di calcolo</p>	 <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 32 di 44</p>
 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>		

Nell'analisi numerica si è fatto riferimento alle seguenti fasi realizzative dell'opera:

	Fase	Fase di provenienza:	Descrizione
Lavorazioni progetto attuale	0	N/A	Generazione dello stato tensionale metodo k0
	1	0	Inserimento paratia
	2	1	Escavo fino a -12,50 m da l.m.m.- SLE e SLU11 (SOLLECITAZIONI RISULTANTI DA AMPLIFICARE per 1.)
Verifiche di sicurezza e funzionalità	3	2	SLU12 (parametri geotecnici ridotti)
	4	2	Stabilità generale in condizioni statiche (metodo phi-c reduction)
	5	2	SLD (sisma $k_h=0,028$, Westergaard $k_h=0,028$, parametri geotecnici caratteristici)
	6	5	SLV (sisma $k_h=0,050$, Westergaard $k_h=0,050$, parametri geotecnici caratteristici)
	7	6	$k_h=0,059$ $k_v=-0,03$
	8	7	Stabilità generale in condizioni sismiche ($k_h=0,059$ $k_v=-0,030$) con metodo phi-c reduction

Nel seguito sono presentati i risultati ottenuti mentre in allegato sono contenuti i report relativi alle caratteristiche di sollecitazione per i vari elementi strutturali ed i grafici con i rispettivi andamenti.

8.4.3 Risultati delle analisi

In base alle condizioni di carico considerate, si presentano:

- le sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU) e di salvaguardia della vita (SLV);
- le sollecitazioni e gli spostamenti allo stato limite di esercizio (SLE) e allo stato limite di danno (SLD);
- la verifica di stabilità globale del complesso opera-terreno.

8.4.3.1 Risultati delle analisi di sicurezza (SLU/SLV)

In Tabella 11 si presentano i risultati delle analisi in condizioni SLU/SLV.

Tabella 11. Risultati delle analisi SLU/SLV

		Statica (SLU)		Sismica (SLV)
		SLU11	SLU12	Pseu.statica + Westergaard
		1,3 (perman.) ϕ_k	1,0 (perman.) $\phi_{d,rid}$	ϕ_k
PARATIA tubo \varnothing 1420 sp.=16mm+AZ13-770	M (kNm/m)	572	486	898
	T (kN/m)	113	93	151
	N (kN/m)	112	86	86

Per lo stato limite allo SLV, si presentano alcuni dettagli dei risultati dell'analisi. In Figura 19 è presentato il campo di spostamenti orizzontali prodotto dalla combinazione di carico considerata. Si osserva il campo di influenza dello scavo nonché il volume di terreno coinvolto dalle fondazioni degli ancoraggi.

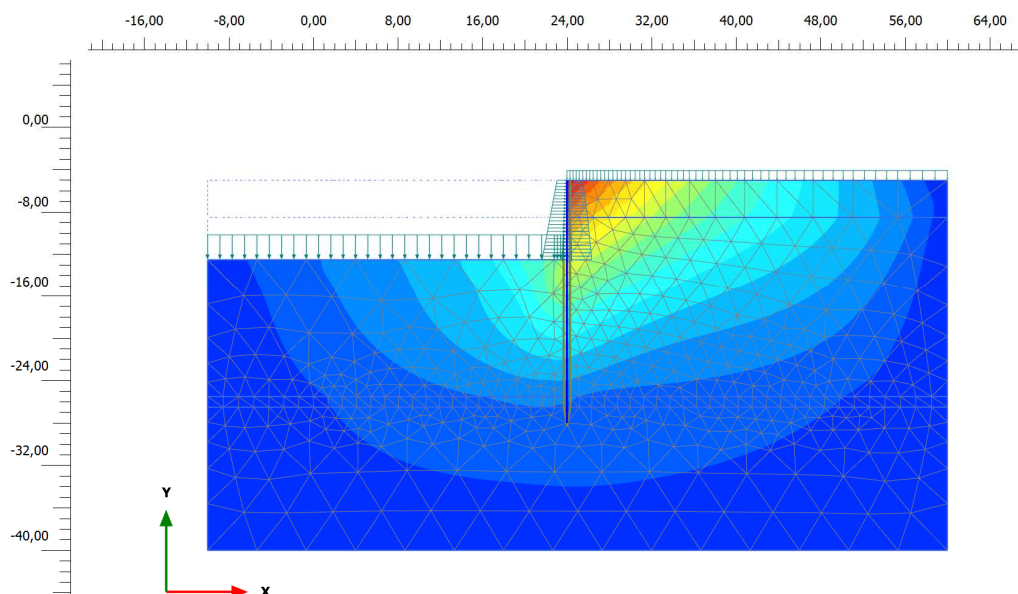


Figura 19 - Analisi SLV: campo degli spostamenti orizzontali.

In Figura 20 sono riportate le caratteristiche di sollecitazione sul palancolato metallico nelle combinazioni di carico SLU e SLV. Si osserva che il valore massimo del momento flettente si colloca all'incirca alla quota di -17 m da l.m.m., circa 5 m al disotto del fondo scavo.

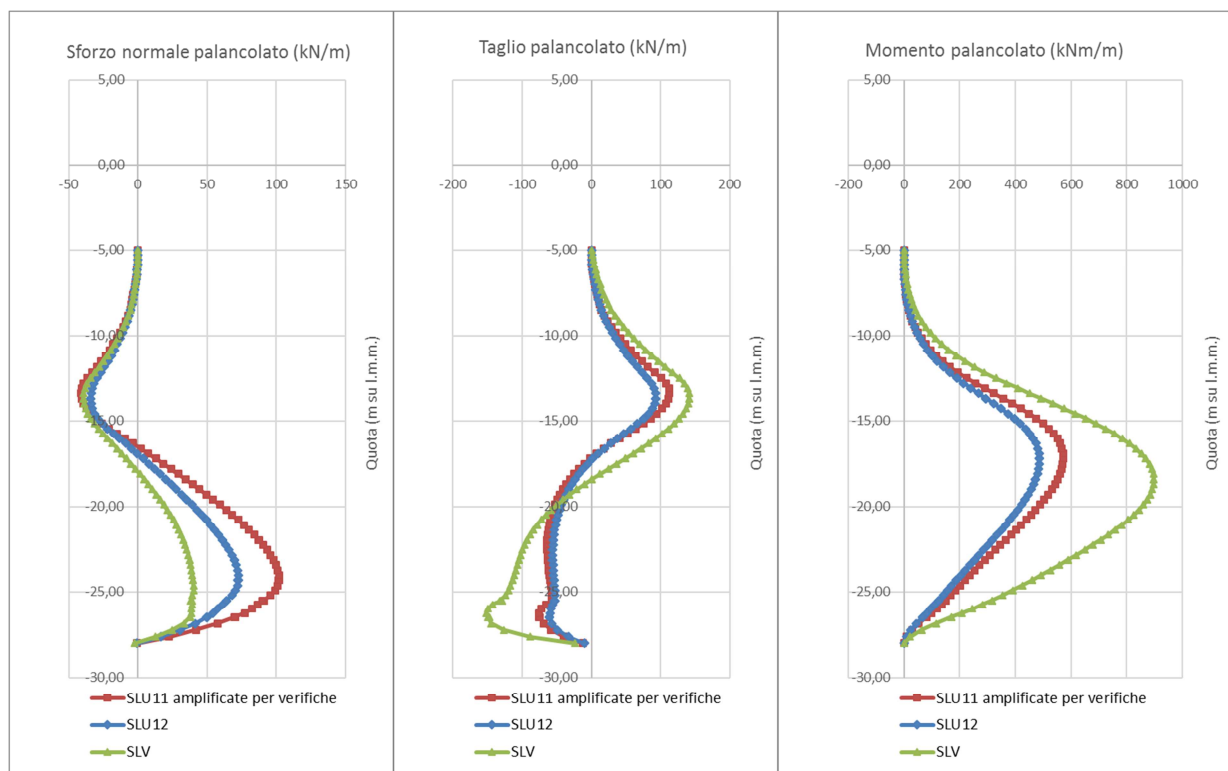


Figura 20 - Analisi SLU-SLV: diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente agente sul palancolato

8.4.3.2 Risultati delle analisi di funzionalità (SLE/SLD)

In Tabella 12 si forniscono i risultati delle analisi di funzionalità.

Tabella 12. Risultati delle analisi SLE/SLD

		SLE	SLD
			Pseu.statica + Westergaard
		1,0 (perman.) ϕ_k	ϕ_k
PARATIA tuboø1420 sp.=16mm+AZ13-770	M (kNm/m)	440	671
	T (kN/m)	87	116
	N (kN/m)	86	86
Spostam. paratia lato mare (cm)	-5,00 m	10	20
	MAX	10	20
	-28,00m	1	2

Lo spostamento del palancolato indicato in tabella è quello complessivo dalla sua installazione. Nella Figura 21 e Figura 22 sono mostrati gli spostamenti orizzontali del sistema nelle condizioni di esercizio SLE e SLD. Si osserva che lo spostamento massimo è concentrato in pancia alla paratia.

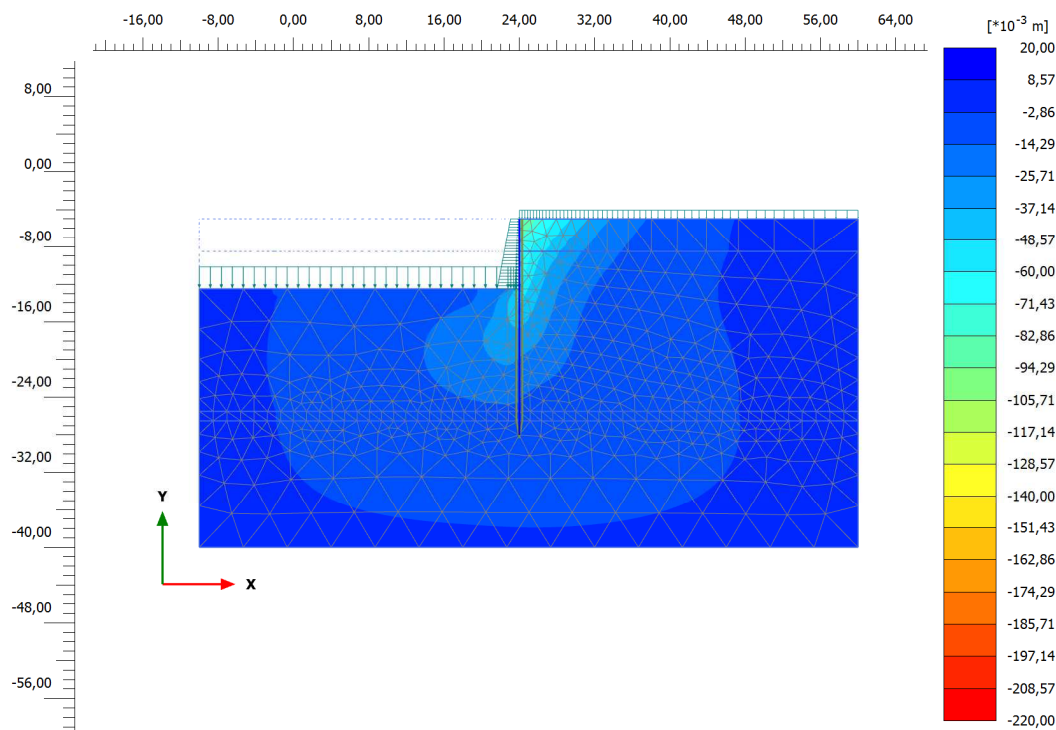


Figura 21 - Analisi SLE: campo degli spostamenti orizzontali.

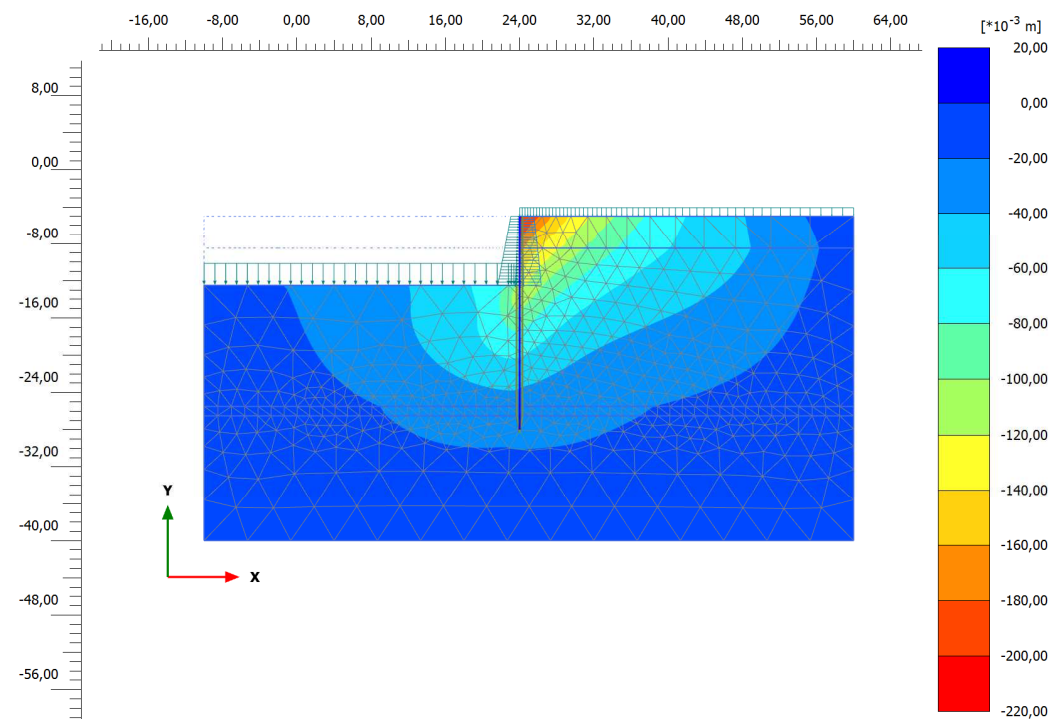


Figura 22 - Analisi SLD: campo degli spostamenti orizzontali.



In Figura 23 sono riportati i diagrammi dello sforzo normale, del taglio e del momento flettente agenti sul palancolato agli stati limite di esercizio considerati (SLE-SLD)

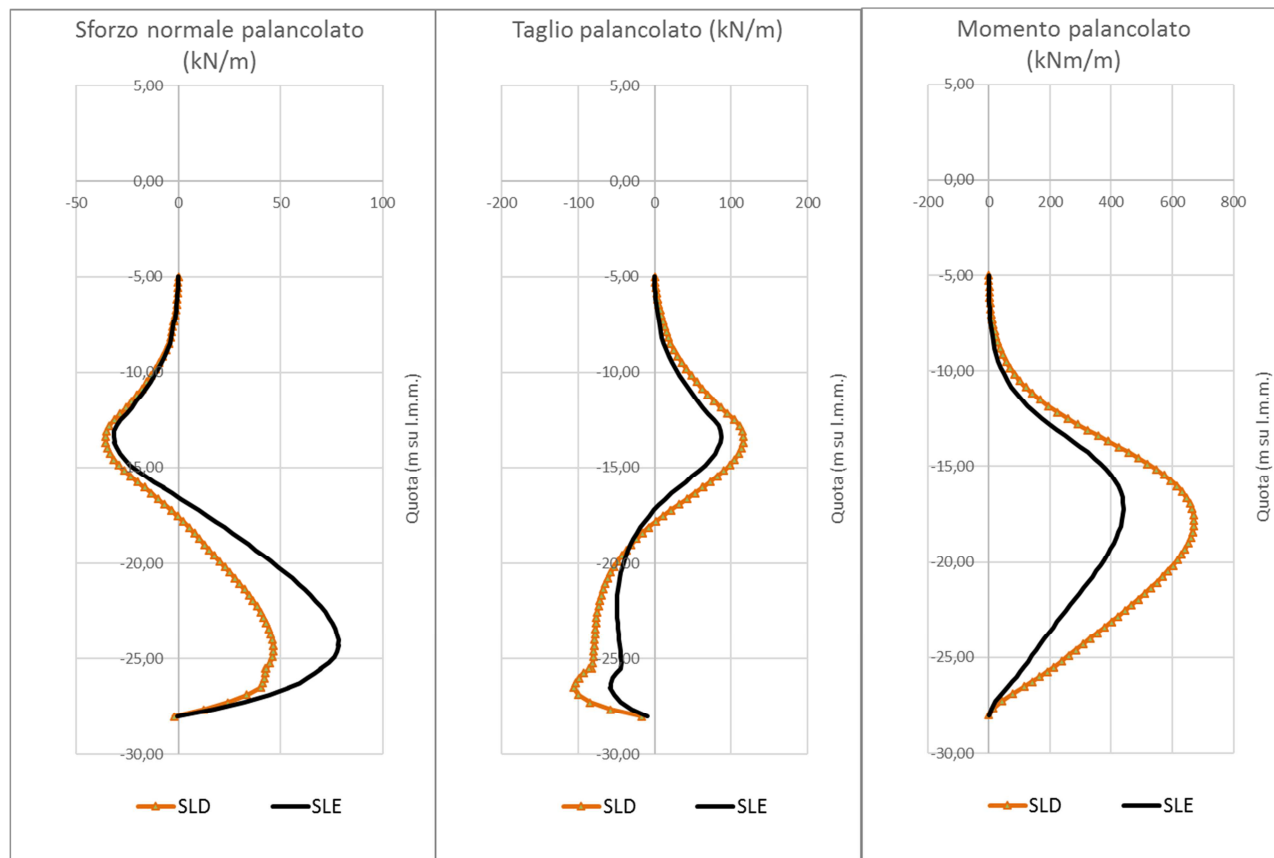


Figura 23 - Analisi SLE-SLD: diagramma dello sforzo normale, taglio e momento flettente agente sul palancolato

In Figura 24 sono mostrati gli spostamenti complessivi maturati dal palancolato metallico agli stati limite di servizio analizzati.

Si osserva uno spostamento massimo di circa 10 cm in sommità del palancolato in condizione SLE-rara. Tale valore tiene conto di uno spostamento complessivo della paratia nel modello numerico di circa 1 cm. Ciò significa un'inflexione massima della paratia di 9 cm, valore che appare compatibile con la funzionalità di un'opera portuale di grandi dimensioni.

Allo Stato Limite di Danno si osserva una inflessione del palancolato metallico di circa 18 cm. Uno spostamento calcolato di tale entità in condizioni sismiche SLD rientra nel campo degli spostamenti previsti per le opere portuali dalle raccomandazioni PIANC anche per l'operatività dell'infrastruttura (livello di danno 1).

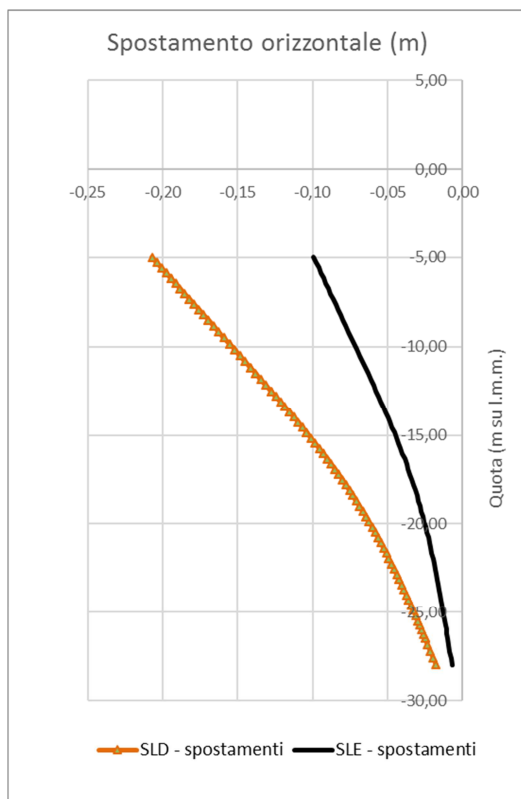


Figura 24 - Confronto delle deformate della palancola nelle diverse analisi di stato limite di esercizio

8.4.3.3 Analisi di stabilità globale

Le analisi di stabilità generale del sistema geotecnico sono state effettuate con il codice FEM Plaxis con la tecnica della riduzione dei parametri (c- ϕ reduction method).

La verifica in condizioni statiche viene eseguita con i coefficienti A2 sui sovraccarichi ed M2 sui terreni. Secondo la Norma la verifica è 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 del valore prescritto per il coefficiente parziale sulle resistenze calcolate $\gamma_R = 1,1$.

La Figura 25 mostra il quadro degli spostamenti orizzontali e dei punti di plasticizzazione dell'analisi in condizione statica mentre in Figura 26 quelle in condizioni sismiche in $k_h = 0,059$ $k_v = -0,030$.

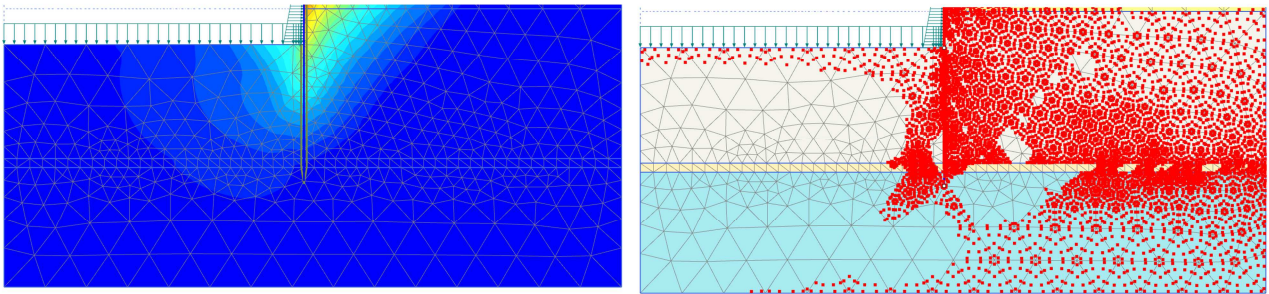


Figura 25 - Analisi di stabilità globale: condizioni statiche SLU

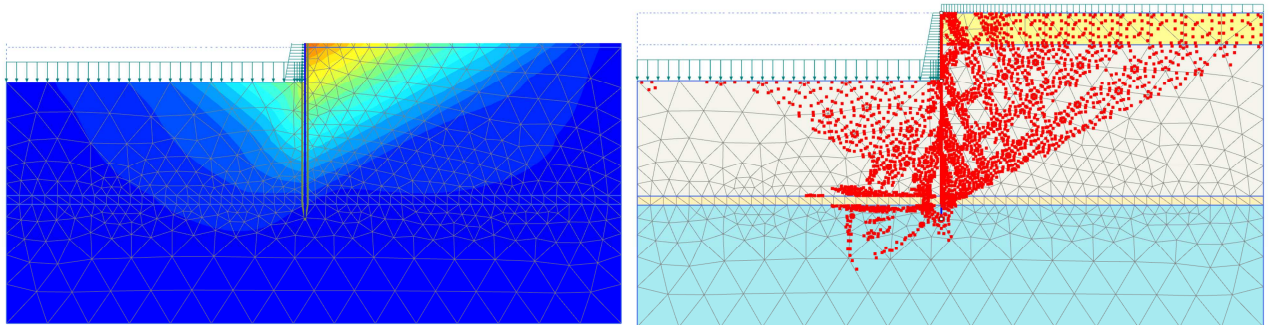


Figura 26 - Analisi di stabilità globale: condizioni sismiche SLV

Come si può osservare in Tabella 13 le condizioni di sicurezza rispetto alla stabilità globale nelle condizioni SLU e SLV sono garantite con i margini prescritti dalla Norma Nazionale.

Tabella 13. Risultati delle analisi di stabilità globale della banchina in SLU

Opera analizzata	$R(\gamma_{M2}) / E_d$	
	Condizioni statiche	Condizioni sismiche
Palancolato a protezione Darsena Traghetti	1,48	1,35

9 VERIFICHE STRUTTURALI

Nel seguito sono riportate le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) degli elementi strutturali costituenti l'opera di protezione della darsena traghetti.

Le sollecitazioni agenti sui singoli elementi strutturali per le combinazioni di carico definite in condizioni statiche e sismiche sono state ricavate dai risultati dei calcoli geotecnici eseguiti nei precedenti paragrafi ed ai quali si rimanda per maggiori dettagli.

9.1 Palancolato

La nuova opera è costituita da un palancolato metallico combinato palo-palancola a protezione delle banchine della darsena traghetti, costituito da un palo tubolare di diametro $\Phi 1420$ e spessore 16 mm e da una palancola intermedia AZ13-700 della ArcelorMittal Sheet Piling. I pali tubolari e le palancole intermedie AZ sono realizzati in acciaio tipo S430GP. Le caratteristiche del palancolato combinato, dei pali principali e delle palancole intermedie AZ sono riportate nel prospetto seguente.

	Area	Momento di inerzia	Modulo elastico
$\Phi 1420$ sp.=16 mm	cm ² 705,7	cm ⁴ 1.739.152	cm ³ 24.495
AZ13-700	cm ² 188,5	cm ⁴ 28.750	cm ³ 1.825

La capacità resistente delle sezioni è stata determinata con il metodo elastico (E) assumendo un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento.

L'analisi globale della struttura (modellazione geotecnica) è stata eseguita con il metodo elastico (E), valutando gli effetti delle azioni nell'ipotesi che il legame tensione-deformazione del materiale sia indefinitamente lineare.

Le verifiche strutturali delle sezioni sono state eseguite tenendo conto dei fenomeni di corrosione che inducono una perdita di spessore dei singoli elementi con conseguente diminuzione delle caratteristiche di resistenza delle sezioni.

A tal proposito, si è fatto riferimento al D.M. 31 luglio 2012, recante “Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici”, con cui sono stati adottati i valori di corrosione raccomandati nelle tabelle 4-1 e 4-2 della UNI EN 1993-5:2007 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 5” e riportate per semplicità di lettura nel seguito.

Table 4-1: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in soils, with or without groundwater

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist,)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Polluted natural soils and industrial sites	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressive natural soils (swamp, marsh, peat, ...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Non-compacted and non-aggressive fills (clay, schist, sand, silt,)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Non-compacted and aggressive fills (ashes, slag,)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75
Notes:					
1) Corrosion rates in compacted fills are lower than those in non-compacted ones. In compacted fills the figures in the table should be divided by two.					
2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.					

Table 4-2: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in fresh water or in sea water

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Common fresh water (river, ship canal,) in the zone of high attack (water line)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Very polluted fresh water (sewage, industrial effluent,) in the zone of high attack (water line)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Sea water in temperate climate in the zone of high attack (low water and splash zones)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Sea water in temperate climate in the zone of permanent immersion or in the intertidal zone	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50
Notes:					
1) The highest corrosion rate is usually found in the splash zone or at the low water level in tidal waters. However, in most cases, the highest bending stresses occur in the permanent immersion zone, see Figure 4-1.					
2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.					

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Porto Corsini Est - Palancolato a protezione Relazione di calcolo</p>	 <p>Membro della Federazione C&G RINA ISO 9001 Sistema di Gestione Certificato</p> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 42 di 44</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

Come emerge anche dalle tabelle, i tassi di corrosione a cui il palancolato è soggetto variano a seconda delle condizioni al contorno (ad es. ambiente marino zona immersa e/o *splash zone*, tipo di terreno a tergo, etc.).

In particolare, nel caso in esame essendo la vita nominale delle opere pari a 50 anni ed essendo la palancola interamente immersa, i valori raccomandati di corrosione utilizzati sono i seguenti:

- lato terra (terreno naturale indisturbato): 0,60 mm
- lato mare (acqua del mare in clima temperato nella zona di permanente immersione o nella zona intertidale): 1,75 mm.

Si è trascurata la corrosione interna ai pali in quanto riempiti con calcestruzzo.

Inoltre a favore di sicurezza è stato utilizzato anche lato terra il valore di 1,75 mm.

Le caratteristiche di resistenza dei pali principali tubolari applicando i valori di corrosione di cui sopra sono state ricavate con l'applicazione di semplici formule matematiche, mentre quelle dei pali intermedi AZ con il programma Durability EC3-5 della ArcelorMittal Sheet Piling.

Nel prospetto seguente sono riportate le caratteristiche di resistenza delle sezioni corrose.

	Area	Momento di inerzia	Modulo elastico
Φ1420 sp.=16 mm	cm ² 627,8	cm ⁴ 1.543.107	cm ³ 21.788
AZ13-700	cm ² 149,0	cm ⁴ 22.974	cm ³ 1.463

Nonostante la perdita di spessore dell'acciaio delle membrature, la classe delle sezioni rimane inalterata e pertanto continuano ad essere applicati i metodi elastici (E) descritti.

Si osserva inoltre che la diminuzione delle caratteristiche resistenti delle sezioni comporta una redistribuzione dello stato sollecitativo della struttura che essendo complessivamente meno rigida è quindi soggetta da un lato a minori sollecitazioni e dall'altro a maggiori deformazioni.

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza delle membrature a taglio e flessione considerando le caratteristiche di resistenza delle sezioni corrose. A vantaggio di sicurezza le verifiche sono state eseguite utilizzando i valori ottenuti dal modello con le rigidezze degli elementi non corrosi.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Porto Corsini Est - Palancolato a protezione Relazione di calcolo</p>	 <p>Membro della Federazione C&G RINA ISO 9001 Sistemi di Qualità Certificati</p> <p>DIREZIONE TECNICA Pag. : 43 di 44</p>
 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>		

Verifica delle membrature a taglio

L'area resistente a taglio (A_v) per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme, nell'ipotesi che il taglio sia portato solo dai pali principali, si può assumere pari a (cfr. §4.2.4.1.2 del D.M. 14/01/2008):

$$A_v = 2A/\pi = 39.967 \text{ mm}^2$$

dove:

- $A = 62.780 \text{ mm}^2$ è l'area della sezione;

La resistenza di calcolo a taglio ($V_{c,Rd}$), in assenza di torsione, vale pertanto:

$$V_{c,Rd} = A_v \times f_{yk} / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = 9.230 \text{ kN}$$

dove:

- $A_v = 39.967 \text{ mm}^2$ è l'area resistente a taglio della sezione;
- $f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza caratteristica a snervamento (acciaio S420MH);
- $\gamma_{M0} = 1,05$ è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 (cfr. Tabella 4.2.V del D.M. 14/01/2008).

Il valore di calcolo massimo dell'azione tagliante (V_{Ed}) si ha nella combinazione statica SLU11:

$$V_{Ed} = 151 \times 3,023 = 457 \text{ kN}$$

La verifica di resistenza delle membrature a taglio è pertanto soddisfatta:

$$\eta = V_{c,Rd} / V_{Ed} = 20,20 \geq 1,00$$

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;">Progetto Definitivo Porto Corsini Est - Palancolato a protezione Relazione di calcolo</p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;">DIREZIONE TECNICA Pag. : 44 di 44</p>
--	---	---

Verifica delle membrature a flessione

Essendo il taglio massimo di calcolo (V_{Ed}) inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio ($V_{c,Rd}$):

$$V_{Ed,max} = 457 \text{ kN} \leq 0,5 \times V_{c,Rd} = 4.615 \text{ kN}$$

si trascura l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

La resistenza di calcolo a flessione del palo principale ($M_{el,Rd}$) vale pertanto:

$$M_{el,Rd}(\phi 1420 \text{ sp.}=16 \text{ mm}) = W_{el,min} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 8.715 \text{ kNm}$$

dove:

- $W_{el,min} = 21.788 \text{ cm}^3$ è il modulo elastico della sezione;
- $f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza caratteristica a snervamento (acciaio S420MH);
- $\gamma_{M0} = 1,05$ è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 (cfr. Tabella 4.2.V del D.M. 14/01/2008).

La resistenza di calcolo a flessione della palanca intermedia AZ ($M_{el,Rd}$) vale invece:

$$M_{el,Rd}(AZ13-700) = W_{el,min} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 599 \text{ kNm}$$

dove:

- $W_{el,min} = 1.463 \text{ cm}^3$ è il modulo elastico della sezione;
- $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza caratteristica a snervamento (acciaio S430GP);
- $\gamma_{M0} = 1,05$ è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 (cfr. Tabella 4.2.V del D.M. 14/01/2008).

Il momento flettente massimo di calcolo (M_{Ed}) si ha nella combinazione sismica SLV:

$$M_{Ed} = 898 \times 3,023 = 2.715 \text{ kNm (SLV)}$$

Il momento flettente di calcolo agente sul palo principale vale:

$$M_{Ed}(\phi 1420 \text{ sp.}=16 \text{ mm}) = M_{Ed} \times I_{tubo} / (I_{tubo} + I_Z) = 2.675 \text{ kNm}$$

mentre quello agente sulla palanca intermedia AZ vale:

$$M_{Ed}(AZ13-700^*) = M_{Ed} \times I_Z / (I_{tubo} + I_Z) = 40 \text{ kNm}$$

dove:

- $I_{tubo} = 1.543.107 \text{ cm}^4$ è il momento di inerzia del palo principale;
- $I_Z = 22.974 \text{ cm}^4$ è il momento di inerzia del palo intermedio AZ.

La verifica di resistenza delle membrature a flessione è pertanto soddisfatta con i seguenti coefficienti di sicurezza:

$$\eta(\phi 1420 \text{ sp.}=16 \text{ mm}) = M_{el,Rd} / M_{Ed} = 3,26 \geq 1,00$$

$$\eta(AZ13-700) = M_{el,Rd} / M_{Ed} = 14,98 \geq 1,00$$