



Regione Lazio
Comune di Anzio (RM)



CAPO D'ANZIO S.p.A.
C.D.M. n. 6586/2011

PROGETTAZIONE ESECUTIVA

FASE 3 - DARSENA SUD

Proponente:



Marina di
Capo d'Anzio

Amministratore Delegato
Avv. Antonio Bufalari

Titolo elaborato:

**RELAZIONE
GEOLOGICO-TECNICA**

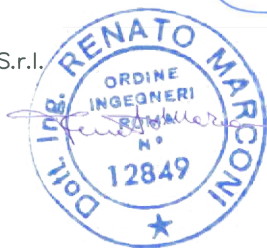
Progettazione:



Marinedi S.r.l.

Ing. Renato Marconi

Arch. Vittoria Biego



**Regione Lazio
Comune di Anzio (RM)**

Proponente: Capo d'Anzio S.p.A.

Progettazione: Marinedi S.r.l.

MARINA DI CAPO D'ANZIO

C.D.M. n. 6586/2011

PROGETTAZIONE ESECUTIVA

FASE 3

Darsena Sud

Relazione Geologico-Tecnica

INDICE

1.	INTRODUZIONE	4
2.	GEOLOGIA DELL'AREA	7
2.1	Inquadramento geologico generale	7
2.2	Assetto Geologico dell'area ristretta	8
2.3	Idrogeologia	11
2.4	Sismicità	14
	Classificazione sismica DELL'AREA.....	14
3.	CAMPAGNE DI INDAGINE	17
3.1	Sondaggi a carotaggio continuo	19
3.2	Prove SPT	20
3.3	Prove di laboratorio	23
	Determinazioni fisiche e prove di taglio diretto	23
	Prove edometriche.....	25
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	27
4.1	Unità litologiche	27
4.2	Classificazione sedimentologica	28
4.3	Parametri meccanici	30
	Angolo d'attrito interno	30
	Coesione efficace	32
	Modulo di deformazione	33
4.4	Parametri di progetto	34
5.	VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE NUOVE BANCHINE	36

**Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud**

Relazione Geologico-Tecnica

5.1	Generalità	36
5.2	Azioni sismiche	39
5.3	Risultati	40
6.	CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLE NUOVE OPERE	40
6.1	Generalità	40
6.2	Sezioni di calcolo	44
7.	CONCLUSIONI	46

1. INTRODUZIONE

La presente relazione intende definire un modello geologico e geotecnico funzionale alle attività di progettazione delle nuove banchine commerciale e turistica del porto di Anzio (Figura 1).



Figura 1: Inquadramento dell'area in esame

L'area in esame è quella dell'attuale porto di Anzio, che verrà potenziato per divenire la parte turistica del nuovo scalo, mentre verrà realizzata una struttura completamente nuova, esternamente all'attuale braccio di sud, per il porto commerciale. Il nuovo assetto della struttura marittima è quello riportato in Figura 2.

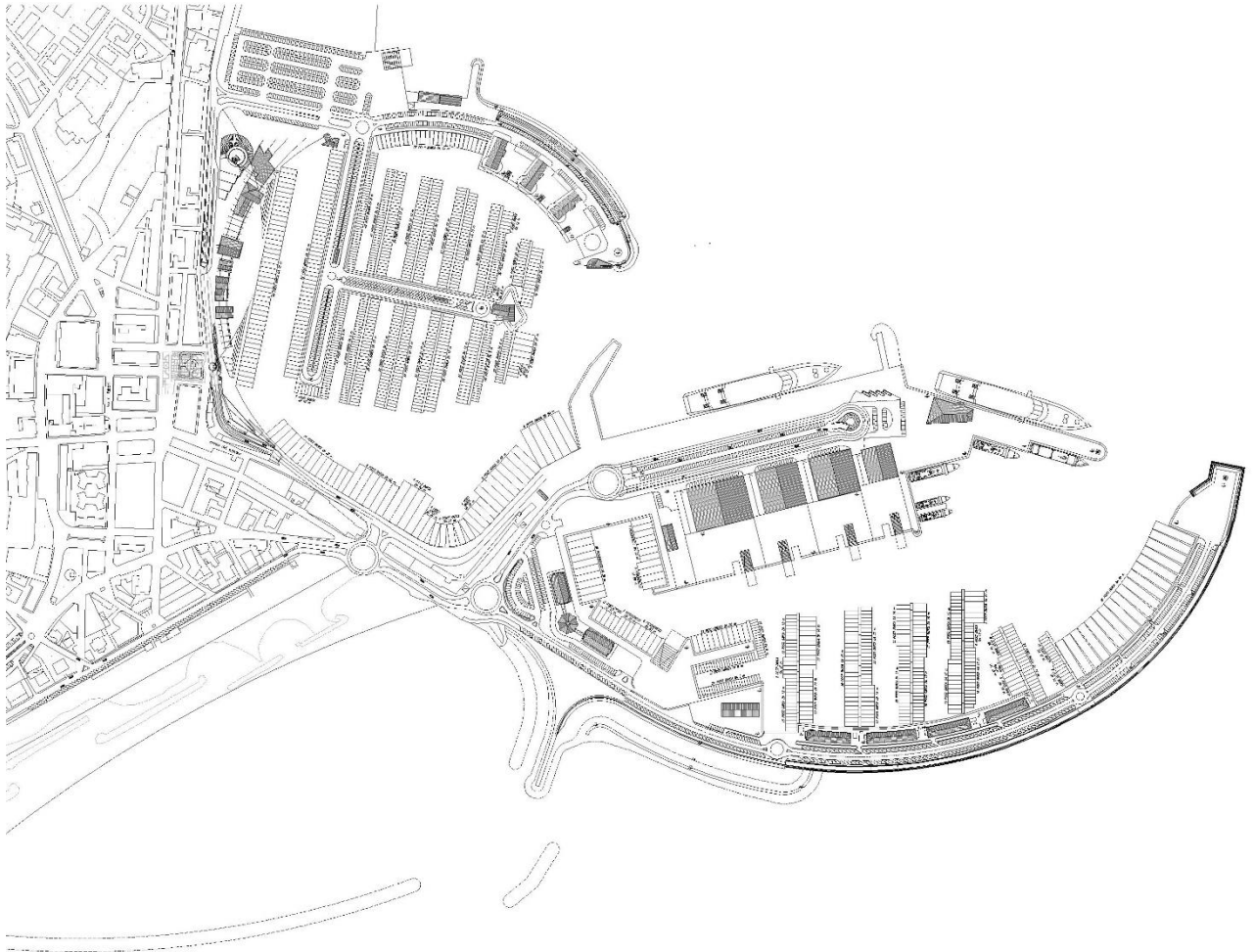


Figura 2: Schema progettuale della nuova struttura portuale

I campi di studio che saranno trattati dal presente elaborato fanno riferimento alla parte geologica e geotecnica emersa a valle della campagna di indagini eseguita dalla società GEOTER nei primi mesi del 2008 realizzata a terra ed a mare.

La parte geologica è strutturata a partire da un inquadramento geologico dell'area basato sulle conoscenze regionali e sull'individuazione delle macroformazioni presenti in sito, dai caratteri geomorfologici e strutturali, dallo studio sismico dell'area e dallo studio idrogeologico del sottosuolo. Lo studio geologico è inoltre corredato da una serie di informazioni riguardanti le caratteristiche granulometriche dei terreni di sedime sui quali si intesta l'opera, desunte dalle prove granulometriche eseguite sui campioni prelevati durante la campagna di indagine.

La parte geotecnica comprende, a partire dall'identificazione dei terreni costituenti il sedime, la determinazione dei parametri meccanici e di deformabilità dei terreni, in relazione alle stratigrafie di riferimento, con riferimento ai risultati delle prove geotecniche in situ e di laboratorio.

Dal punto di vista delle opere sono, in questa sede, riportate le verifiche di capacità portante delle sezioni tipo, differenziate secondo la stratigrafia di riferimento, ed i relativi cedimenti indotti dall'applicazione dei carichi.

In allegato sono disponibili tutti gli elaborati di calcolo cui si fa esplicito riferimento nel testo.

2. GEOLOGIA DELL'AREA

2.1 Inquadramento geologico generale

Per meglio inquadrare le problematiche geologiche del settore in esame viene di seguito descritta l'*evoluzione geologica dell'area costiera* a cui questo appartiene.

Nell'area costiera il substrato geologico più antico è rappresentato dai terreni argillosi e calcarei del Pliocene medio-inferiore e da quelli argilloso-sabbiosi del Pleistocene inferiore, affioranti lungo la falesia da Tor Caldara ad Anzio e nell'area di Torre Astura a Le Grottace. In particolare, i depositi sedimentari affioranti tra Anzio e Torre Astura rivelano un ambiente di spiaggia parzialmente alimentato da apporti fluviali.

Nell'area di Anzio, sono preservati anche sedimenti riferibili al Pliocene medio: molto noti sono gli affioramenti in *facies* di Macco ($Pl_{2,3}$) che si estendono sino in prossimità dei rilievi Lepini-Ausoni; si tratta di calcareniti bioclastiche, costituite prevalentemente da resti organogeni (pettinidi, ostreidi e gasteropodi), a testimonianza che nell'area costiera c'erano condizioni favorevoli a un ampio sviluppo della fauna di spiaggia e alla formazione di abbondante quantità di materiale bioclastico. Questi affioramenti si rinvergono, soprattutto nei pressi della stazione ferroviaria di Anzio, con continuità per circa 1 chilometro e un'ampia sezione consente di osservarne la giacitura: la stratificazione inclinata indica che l'ambiente in cui si sono depositi è riferibile ad un delta di conoide.

All'inizio del Pleistocene, dopo un breve periodo di emersione avuto nel Pliocene, si assiste all'ingressione marina che modifica nuovamente il paesaggio costiero. I sedimenti del Pleistocene medio, sia marini che continentali, scarsamente rappresentati in superficie, sono ben riconoscibili in quanto caratterizzati dalla presenza di abbondanti prodotti piroclastici rimaneggiati. Infatti, è proprio all'inizio di questo periodo che, poco più a Nord, ha inizio l'attività vulcanica dei Colli Albani. Per tutto il Pleistocene medio si riferiscono variazioni del livello marino per cause glacio-eustatiche che determinano fasi di sedimentazione e di erosione in tutta l'area. I primi prodotti vulcanici che giungono alla costa si depositano sui sedimenti plio-pleistocenici quando l'area è ancora parzialmente sommersa.

Successivamente, intorno a 360.000 anni fa, il Complesso dei Colli Albani emette, con una violenta eruzione, la III colata piroclastica del Tuscolano-Artemisio (tufo Lionato) che si depone in condizioni subaeree testimoniando che la linea di costa si era nuovamente spostata verso l'esterno. Nel

Pleistocene medio e superiore la sedimentazione, cui si aggiungono i prodotti vulcanici, appare controllata essenzialmente da fattori eustatici.

Circa 125.000 anni fa (Eutirreniano) si assiste a un innalzamento del livello del mare che raggiunge quota +6/+8 metri rispetto al livello attuale: la fase finale della trasgressione è rappresentata, nell'area, dai depositi eolici relativi alla *Duna Antica (qd)* che occupa in affioramento una fascia molto ampia, estendendosi parallelamente all'attuale linea di costa. Alla regressione post-eutirreniana segue una nuova fase trasgressiva, durante il Neotirreniano, di minore entità, in cui si assiste al lento sollevamento del mare che raggiunge i 2-3 metri sopra il livello attuale. I depositi eolici costieri, relativi alla *Duna Antica*, ostacolano l'avanzare del mare neotirreniano verso l'interno, favorendo la formazione di estese lagune che occupano gran parte delle piane costiere, la cui alimentazione è favorita da canali trasversali alle dune.

Alla fine del Pleistocene superiore, un forte peggioramento climatico determina il ritiro del mare che, nell'ultimo massimo raffreddamento, circa 22.000 anni fa, si abbassa fino a raggiungere 120 metri sotto il livello attuale, lasciando emersa parte della piattaforma continentale. Il paesaggio viene fortemente modificato: avanza la linea di riva di alcune decine di chilometri, precipita il livello di base, si approfondiscono i corsi d'acqua che vanno formando ampie valli. Il ritiro del mare determina, unitamente, lo sviluppo di stagni e paludi nelle aree interdunari.

Successivamente si osserva un processo di risalita del mare, in modo episodico, con fasi di stabilità del livello marino separate da rapide risalite. Circa 10.000 anni fa si assiste ad una nuova trasgressione marina con il livello del mare ad una quota prossima all'attuale; segue una fase regressiva a cui è collegata la formazione delle dune litoranee. Un clima più secco e l'abbassamento del livello del mare avrebbero determinato il graduale ritiro della laguna e, nelle aree più depresse, si sarebbe impostato un ambiente acquitrinoso-palustre che si mantiene tale fino alle bonifiche avviate in tempi storici.

2.2 Assetto Geologico dell'area ristretta

I litotipi affioranti nell'area in studio (zona Porto) sono riferibili, da bibliografia, alle sabbie rossastre della *Duna Antica (qd)* (Figura 2).

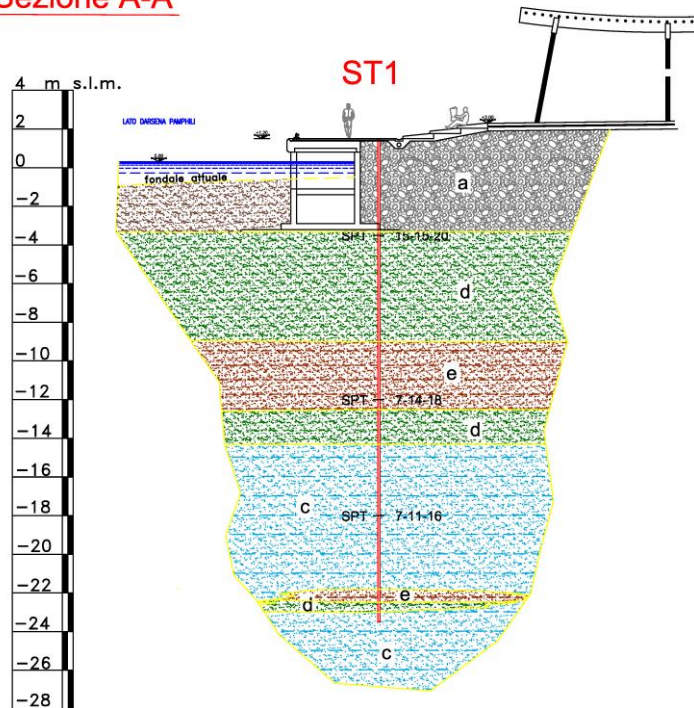
Le indagini geognostiche eseguite dalla GEOTER S.r.l. nella zona in oggetto, hanno evidenziato la presenza, sotto alcuni metri di banchina (3 – 8 m), di litotipi in generale sabbioso-limosi; nel dettaglio

**Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud**

Relazione Geologico-Tecnica

l'assetto stratigrafico che costituisce il substrato dell'area, dalle stratigrafie dei sondaggi ST1, ST2 e ST3, è così determinato:

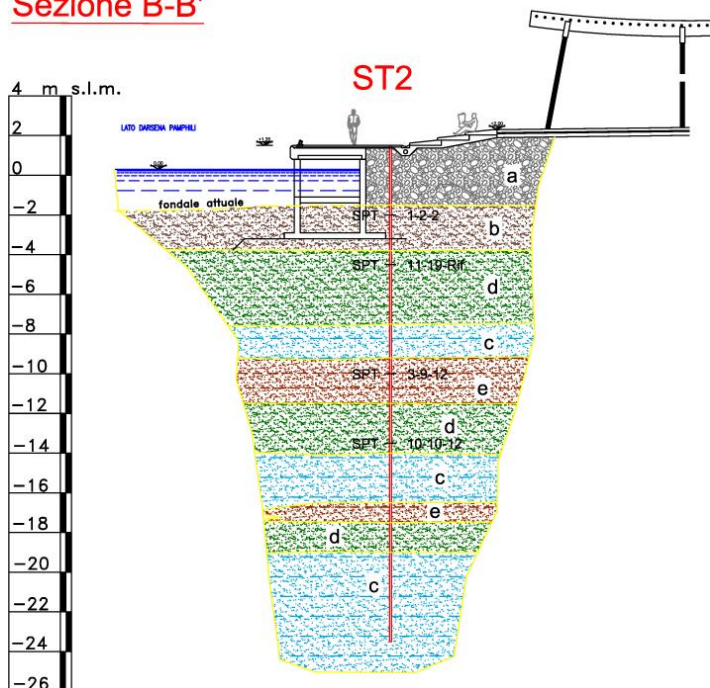
Sezione A-A'



LEGENDA

- a BANCHINA costituita da ciottoli e massi poligenici in scarsa matrice sabbiosa.
- b SABBIA DEBOLMENTE LIMOSA grigio scuro, da poco a mediamente addensata.
- c SABBIA CON LIMO / LIMO CON SABBIA di colore grigio, localmente debolmente argillosa
- d SABBIA DEBOLMENTE LIMOSA di colore avana, presenti frequenti tratti cementati (Macco)
- e SABBIA CON LIMO di colore avana

Sezione B-B'



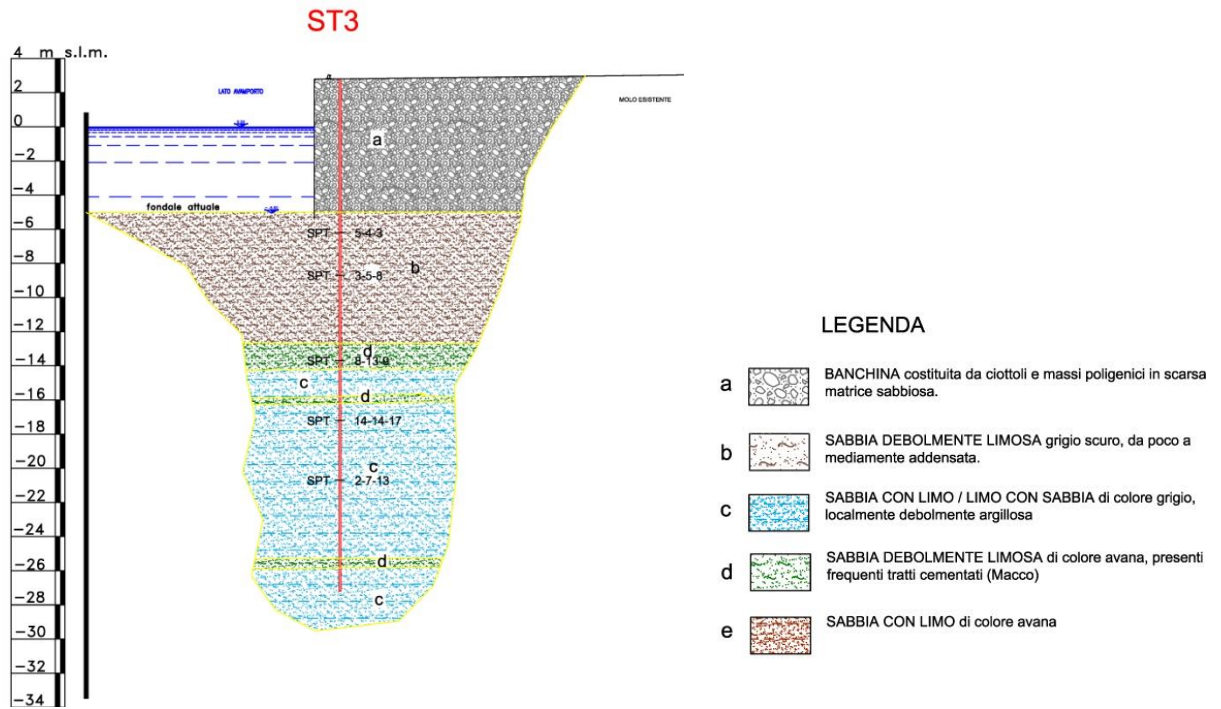
LEGENDA

- a BANCHINA costituita da ciottoli e massi poligenici in scarsa matrice sabbiosa.
- b SABBIA DEBOLMENTE LIMOSA grigio scuro, da poco a mediamente addensata.
- c SABBIA CON LIMO / LIMO CON SABBIA di colore grigio, localmente debolmente argillosa
- d SABBIA DEBOLMENTE LIMOSA di colore avana, presenti frequenti tratti cementati (Macco)
- e SABBIA CON LIMO di colore avana

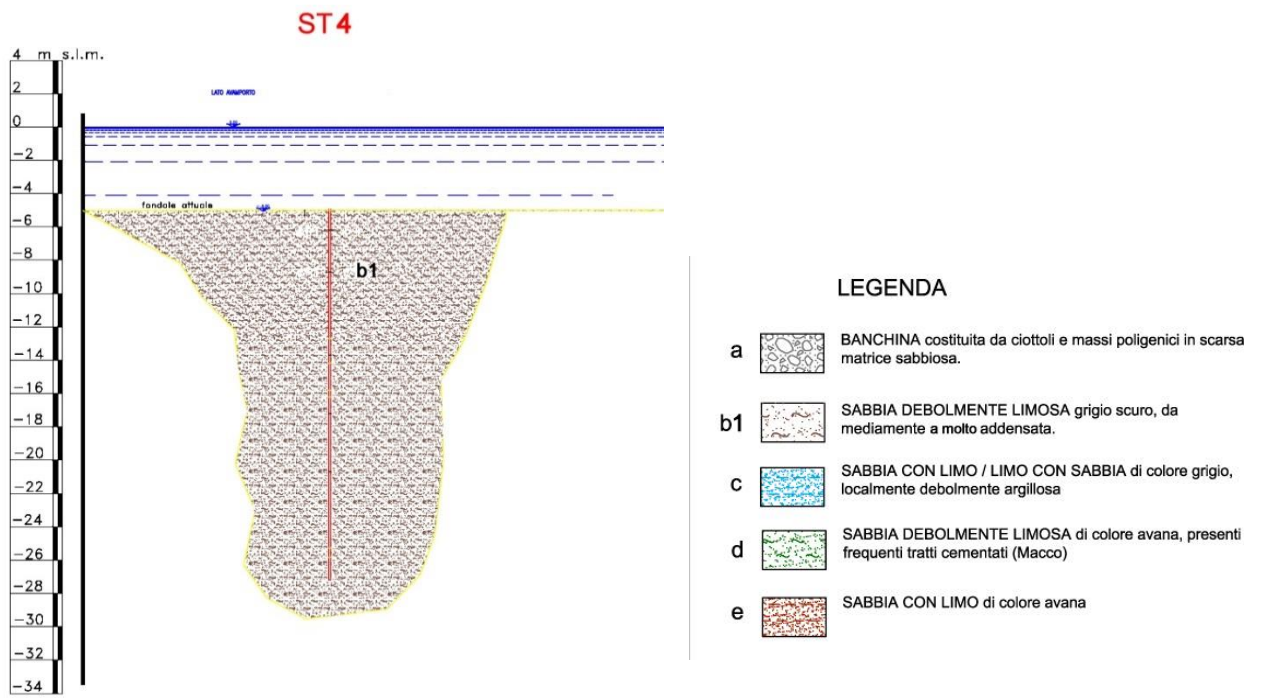
Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud

Relazione Geologico-Tecnica

Sezione C-C'



Sezione D-D'



2.3 Idrogeologia

L'area in oggetto appartiene al Gruppo idrogeologico dei Colli Albani, caratterizzato dalla presenza di litotipi costituiti prevalentemente da prodotti piroclastici indifferenziati.

La zona in studio ricade nel bacino idrografico della zona litoranea tra il fosso dell'Incastro ed il fosso Loricina (INC-LOR) (Figura 3).



Figura 3: Bacino idrografico della zona litoranea tra il fosso dell'Incastro ed il fosso Loricina

Tale bacino ha una forma grossomodo triangolare con una superficie complessiva di 92.78 kmq, la sua altitudine media è di circa 46 - 47 m s.l.m., non è presente nessuna asta principale, ma svariate aste secondarie tutte dirette a sud-ovest verso il Mar Tirreno. La parte settentrionale del bacino è costituito da terreni vulcanici dei Colli Albani, mentre nel resto del bacino affiorano depositi sabbiosi a luoghi cementati.

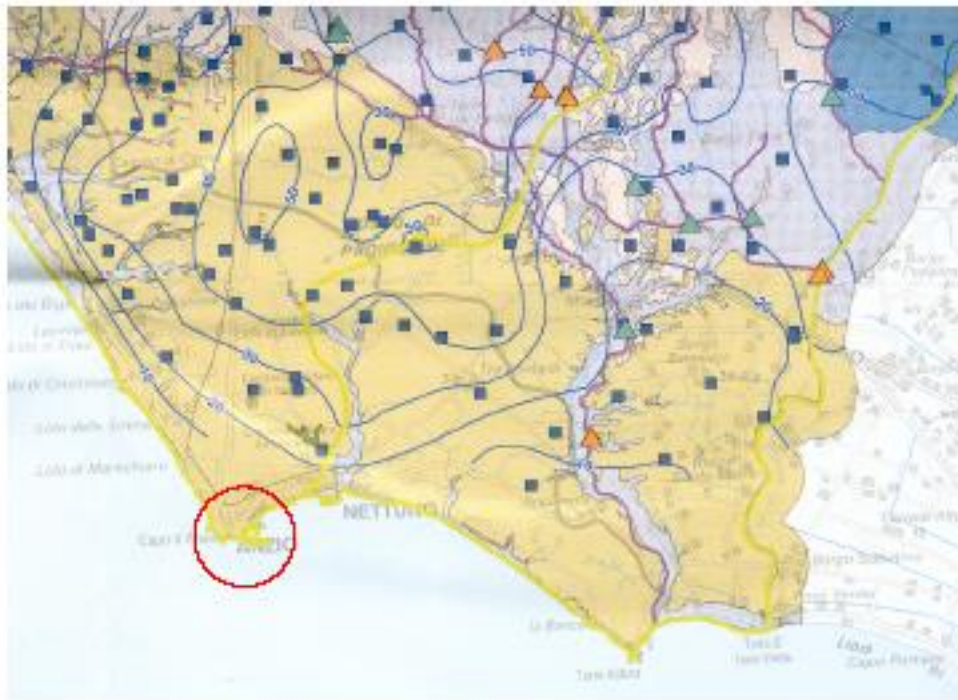
Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud

Relazione Geologico-Tecnica

Per quanto riguarda la permeabilità, nell'area in oggetto, i terreni vulcanici sono nel complesso mediamente permeabili per porosità mentre i depositi sabbiosi presentano una buona permeabilità.

Il deflusso delle acque sotterranee è orientata verso il Mar Tirreno in direzione SW e SSW.

Nel settore in studio la falda idrica principale, collegata direttamente al pelo libero del mare, è ben ricaricata dal complesso delle vulcaniti dei Colli Albani (Figura 4).



**Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud**

Relazione Geologico-Tecnica



Figura 4: Idrogeologia dell'area in esame (da Capelli G. & Mazza R. , 2005)

L'area in esame è caratterizzata da un clima tipicamente mediterraneo con temperature mediamente più basse all'inizio e alla fine dell'anno e valori più elevati durante i mesi estivi. Anche le precipitazioni seguono uno schema di distribuzione stagionale caratterizzato da apporti minimi in estate e mediamente più abbondanti nei mesi autunnali.

Nel dettaglio i dati di seguito riportati sono relativi alla stazione pluviometrica di Anzio nel periodo compreso tra il 1951 e il 2006.

Tabella 1: Valori medi delle precipitazioni mensili 1951 - 2006

località	PRECIPITAZIONI (mm)											
	gen	feb	mar	apr	mag	giu	lug	ago	set	ott	nov	dic
Anzio	61.2	53.7	50.8	50.1	27.0	14.7	9.8	23.7	58.4	79.0	97.3	83.5

La temperatura media annua è compresa tra 4,1 e 28,9°

2.4 Sismicità

Dall'analisi delle osservazioni disponibili presso l'Istituto Nazionale di Geofisica, andando a consultare la sismicità storica del territorio nazionale è possibile constatare che nel passato la zona di mare antistante Anzio ha subito il 22 Ottobre 1919 un terremoto di magnitudo 5,4 della scala Richter, raggiungendo un'intensità massima (MCS) pari al VII grado.

I cataloghi sismici indicano, inoltre, che tutti gli altri eventi sismici avvenuti nella zona (con intensità inferiori al VII grado registrato nel 1919), sono dovuti al risentimento di terremoti originatisi nell'apparato vulcanico dei Colli Albani (1892, 1895, 1899, 1901 e 1927) o, ancora più lontano, nella catena appenninica (Reatino del 1902, Avezzano del 1915). È proprio lungo tale catena che si sviluppano i terremoti tra i più forti e catastrofici dell'intera penisola italiana, legati a un contesto regionale sismotettonico che consente l'accumulo e il rilascio improvviso di elevati livelli energetici.

Differente è la situazione del settore costiero laziale, dove un diverso regime tettonico, associato a particolari caratteristiche litologiche, consente minori accumuli di energia di deformazione e di conseguenza lo sviluppo di terremoti a minore magnitudo.

Negli ultimi anni, l'evento sismico più importante è stato quello del 22 agosto 2005 con epicentro localizzato in mare, circa 5 miglia a largo della città di Anzio, e, sulla base dei dati strumentali, è stata stimata una magnitudo (scala Richter) di 4,5 e una profondità ipocentrale pari a 30 km; tale evento è stato generato dall'attivazione di una faglia che ha prodotto una lacerazione della crosta terrestre lunga 1 - 2 km e uno spostamento orizzontale della stessa faglia ampio alcuni centimetri. Alla scossa principale sono seguite solo due micro-scosse, la più forte delle quali è avvenuta il 23 Agosto con una magnitudo pari a 2,1.

Classificazione sismica DELL'AREA

Dal punto di vista normativo, il Comune di Anzio, come gran parte del territorio costiero laziale, fino al marzo del 2003 non era classificato e pertanto non rispondeva alla vigente normativa per le costruzioni in zona sismica.

L'ordinanza n. 3274 del 20-3-2003 e le nuove norme tecniche per la costruzione **NTC del D.M. del 14 gennaio 2008** stabiliscono che i primi 30 m di terreno al di sotto del piano di posa delle fondazioni vengano classificati in base alla velocità di propagazione delle onde di taglio Vs secondo categorie come riporta la seguente Tabella 2:

Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud

Relazione Geologico-Tecnica

Tabella 2 Categorie di suolo di fondazione in ottica sismica (V_{s30})

Suolo di fondazione	V_{s30}	$N_{spt} - C_u$
A Formazione litoide o suoli rigidi	> 800 m/sec	
B Sabbie o ghiaie addensate, argille molto consistenti	>360 m/sec <800 m/sec	$N_{spt} > 50$ $C_u > 250$ kPa
C Sabbie e ghiaie mediamente addensate, argille mediamente consistenti	>180 m/sec <360 m/sec	$15 < N_{spt} < 50$ $70 < C_u < 250$ kPa
D Terreni granulari sciolti, terreni coesivi da poco a mediamente consistenti	<180 m/sec	$N_{spt} < 15$ $C_u < 70$ kPa
E Strati superficiali alluvionali (5-20 m) su substrato rigido	<360 m/sec	
S1 Terreni costituiti o che includono uno strato di argille > 10 m, $PI > 40$	<100 m/sec	$C_u < 20$ kPa
S2 Terreni soggetti a liquefazione, argille sensibili, terreni non classificati in precedenza		

Il terreno presente nell'area in oggetto, in mancanza di specifiche prove sismiche sperimentali, può essere ragionevolmente riferito alla categoria **C**.

Nel dettaglio, ai fini della stessa normativa, per ogni sito si dovranno fornire i parametri sismici necessari per la determinazione delle azioni sismiche, quali:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- T^*_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud

Relazione Geologico-Tecnica

A tale proposito, i valori a_g , F_0 , e T_C^* sono stati calcolati, per il sito in esame, tramite il modello di calcolo indicato dal Ministero dei Lavori Pubblici. L'elaborazione (riportata in Figura 5) ha dato i seguenti risultati (per il calcolo agli stati limite ultimi):

$$a_g = 0.164 \text{ g}; \quad F_0 = 2.647 \quad ; \quad T_C^* = 0.323 \text{ sec}$$

Valori di progetto dei parametri a_g , F_0 , T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R

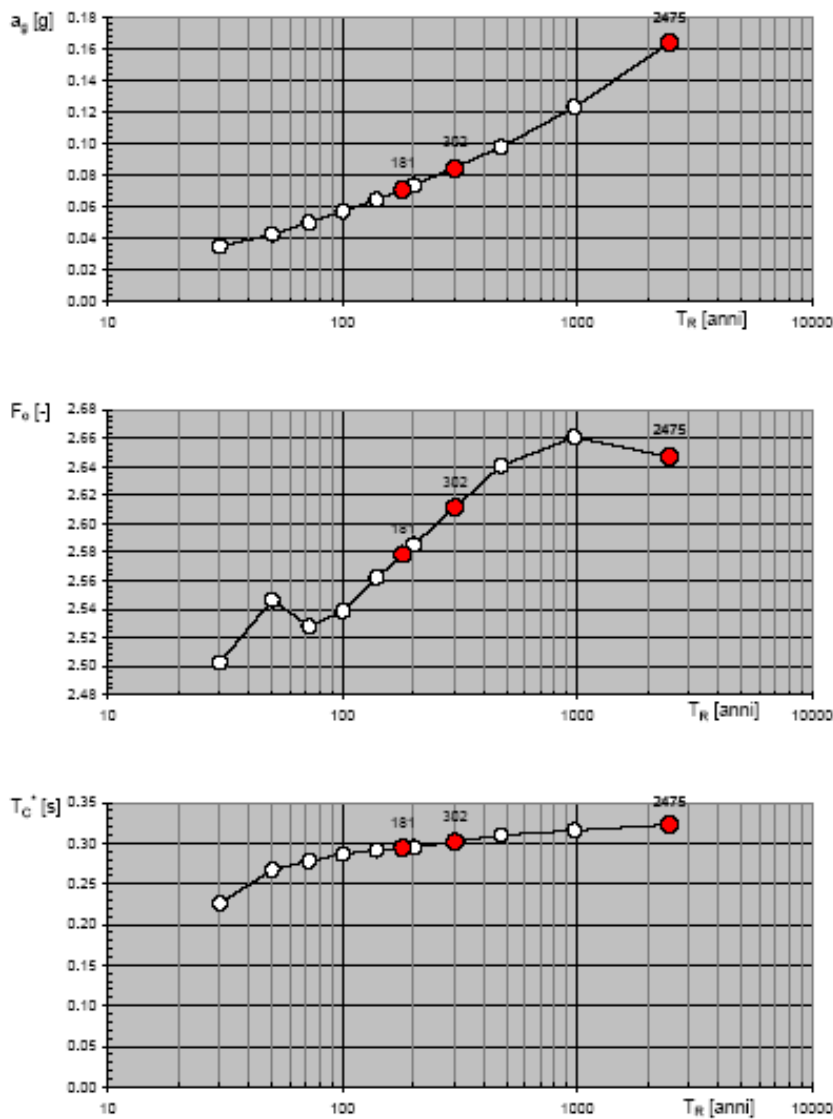


Figura 5: parametri sismici in funzione degli stati limite di calcolo ricavati secondo le NTC 14/01/2008

3. CAMPAGNE DI INDAGINE

Al fine di caratterizzare il sito a livello stratigrafico e litologico/meccanico la già citata campagna di indagini è consistita in:

- realizzazione di numero tre sondaggi a carotaggio continuo nelle zone di terra ferma spinti a profondità massime di 25 m dal p.c. (sondaggi denominati ST da 1 a 3 come ubicati in Figura 6);
- esecuzione, nei predetti sondaggi a terra ST, di numero dodici prove penetrometriche SPT (standard penetration test) e prelievo di numero sei campioni indisturbati e numero un campione rimaneggiato;
- realizzazione di numero sette sondaggi a carotaggio continuo a mare spinti a profondità massime di 18 m dal p.c. (sondaggi denominati SM da 1 a 7) ubicati come in Figura 6;
- esecuzione, nei predetti sondaggi a mare SM, di numero trenta prove penetrometriche SPT e prelievo di numero un campione indisturbato;

A seguito del prelievo dei campioni, su questi sono state condotte una serie di prove di laboratorio, nella fattispecie:

granulometria e caratteristiche fisiche su numero otto campioni;

limiti di Atterberg e classificazione USCS a AASHTO su numero cinque campioni;

prova di taglio diretto su numero sette campioni;

prova di compressione edometrica su numero due campioni.



Figura 6: Planimetria con linee batimetriche e ubicazione dei sondaggi geognostici

**Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud**

Relazione Geologico-Tecnica

3.1 Sondaggi a carotaggio continuo

La Tabella 3 riporta la sintesi delle perforazioni geognostiche effettuate nell'area.

Tabella 3: Quadro sinottico delle attività in situ eseguite

	Sondaggio	Profondità max dal p.c.	Prova Penetrometrica	Campioni
Sondaggi a Terra	ST1	25 m	-5.0m ; -13.5m ; -19.5m	-16m IND. ; -25m IND.
	ST2	25 m	-3.5m ; -6.0m ; -11.5m ; -15.0m	-9.5m RIM. ; -2m IND. -24.5m IND.
	ST3	30 m	-9.0m ; -11.5m ; -16.5m -20.0m ; -23.5m	-19.5m IND. ; -27.5m IND.
Sondaggi a Mare	SM1	15 m	-1.5m ; -3.0m ; -6.0m ; -7.5m ; -9.0m ; -12.0m	NO
	SM2	15 m	-1.5m ; -3.0m ; -6.0m ; -9.0m ; -12.0m	NO
	SM3	15 m	-1.5m ; -3.0m ; -4.5m ; -6.0m ; -9.0m ; -12.0m	NO
	SM4	15 m	-1.5m ; -3.0m ; -4.5m ; -6.0m ; -7.5m ; -10.5m ; -12.0m	NO
	SM5	5 m	NO	NO
	SM6	15 m	-3.0m ; -6.0m ; -12.0m	NO
	SM7	18 m	-6.0m ; -9.0m ; -12.0m	-17.5 IND.

L'esame delle carote recuperate dai sondaggi ha permesso l'identificazione di intervalli della successione stratigrafica macroscopicamente omogenei (strati), costituiti cioè o da un tipo di terreno predominante o da alternanze più o meno regolari di terreni differenti.

Le stratigrafie hanno evidenziato la sostanziale appartenenza dei terreni alle seguenti tipologie:

Materiale di riporto grossolano (corpo banchina esistente) (Unità A);

Sabbie fini limose di colore grigio (Unità B e B1);

Sabbie con limo e argilla di struttura omogenea (Unità C);

Sabbie limose avana e biancastre a tratti cementate (Unità D);

Sabbie limose avana e biancastre (Unità E).

3.2 Prove SPT

Nei fori di sondaggio relativi alla campagna di indagini sono state eseguite un totale di numero trentadue prove penetrometriche dinamiche SPT, particolarmente indicate per lo stima indiretta dei parametri di resistenza e deformabilità dei terreni granulari.

A tal fine è necessario applicare una serie di correlazioni operando prima alcune correzioni sul valore ottenuto per il parametro misurato N_{SPT} . In particolare occorre tener conto della marcata influenza su N_{SPT} delle tensioni efficaci agenti localmente, questo effetto può essere compensato introducendo la grandezza N' che rappresenta il numero di colpi relativo alla prova, normalizzato in base alla tensione efficace agente alla profondità di penetrazione σ'_v , secondo la seguente formulazione:

$$N' = 10 \cdot N_{SPT} (\sigma'_v)^{-0.5}$$

Sulla base di N' è quindi possibile stimare i parametri di resistenza meccanica ed in particolare l'angolo d'attrito efficace. Nello specifico è stata utilizzata la seguente relazione (Shioi e Fukuni, 1982):

$$\varphi' = 15 + \sqrt{15N'}$$

Per quanto riguarda la determinazione delle caratteristiche di deformabilità è stata utilizzata una correlazione desunta da prove pressiometriche secondo la quale il modulo di deformazione può essere determinato dalla relazione (Tornaghi, 1983):

$$E = 7\sqrt{N'} \quad (\text{MPa})$$

L'interpretazione dei dati delle prove condotte ha dato i risultati riportati in Tabella 4:

Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud

Relazione Geologico-Tecnica

Tabella 4: Valori dei parametri meccanici ricavati dalle prove SPT

Unità litologica	Id. Sondaggio	Profondità dal p.c.	N _{SPT}	N'	φ'	E (MPa)
Unità B	ST2	-3.5 m	4	8	26°	19
	ST3	-9.0 m	7	8	26°	20
	ST3	-11.5 m	13	14	29°	26
	SM6	-3.0 m	6	12	29°	24
	SM6	-6.0 m	11	16	30°	28
	SM6	-12.0 m	21	21	33°	32
Unità B1	SM1	-1.5 m	6	16	30°	28
	SM1	-3.3 m	19	37	39°	43
	SM1	-6.3 m	34	48	42°	48
	SM1	-7.8 m	22	28	35°	37
	SM1	-9.3 m	30	35	38°	41
	SM1	-12.3 m	34	34	38°	41
	SM2	-1.8 m	5	13	29°	25
	SM2	-3.3 m	12	23	34°	34
	SM2	-6.3 m	22	31	37°	39
	SM2	-9.3 m	23	27	35°	36
	SM2	-12.3 m	24	24	34°	34
	SM3	-1.8 m	9	24	34°	34
	SM3	-3.3 m	25	49	42°	49
	SM3	-4.8 m	21	34	38°	41
	SM3	-6.3 m	27	38	39°	43

**Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud**

Relazione Geologico-Tecnica

	SM3	-9.3 m	24	28	35°	37
	SM3	-12.3 m	33	33	37°	40
	SM4	-1.8 m	7	18	32°	30
	SM4	-3.3 m	11	21	33°	32
	SM4	-4.8 m	20	32	37°	40
	SM4	-6.3 m	20	28	36°	37
	SM4	-7.8 m	22	28	35°	37
	SM4	-10.8 m	25	27	35°	36
	SM4	-12.8 m	30	30	36°	38
Unità C	ST1	-19.5 m	27	22	33°	33
	ST3	-20.0 m	31	25	34°	35
	ST3	-23.5 m	20	15	30°	27
Unità D	ST1	-5.0 m	35 (*)	55 (*)	44° (*)	52 (*)
	ST2	-6.0 m	RIFIUTO (*)	-	-	-
	ST2	-11.5 m	21	22	33°	33
	ST2	-15.0 m	22	20	32°	31
	SM7	-6.0 m	16	23	34°	34
	SM7	-9.0 m	23	27	35°	36
	SM7	-12.0 m	23	23	34°	34
	SM7	-13.5 m	32	31	36°	39

(*) probabile livello cementato

In via qualitativa si può apprezzare la relativa uniformità dei valori registrati dalla prova SPT nelle differenti unità geomeccaniche, tra le quali si differenzia in particolar modo l'unità B, costituita dalle sabbie fini limose più superficiali, che mostra una scarsa resistenza alla penetrazione, indice di un

Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud

Relazione Geologico-Tecnica

probabile stato di scarso addensamento. Allo stesso modo la prova evidenzia la relativa compattezza degli orizzonti sabbiosi più profondi (Unità C e D); per quest'ultima, poi, la cospicua resistenza all'avanzamento riscontrata a tratti è un buon riscontro alla presenza di livelli cementati.

3.3 Prove di laboratorio

Determinazioni fisiche e prove di taglio diretto

Dei complessivi otto campioni che si è potuto prelevare durante le operazioni di sondaggio, sette sono tutti rappresentativi dell'unità geomeccanica C, costituita dalle sabbie con limo e argilla; ciò è dovuto alla sostanziale impossibilità di prelevare campioni dagli altri orizzonti, per i quali la scarsità di frazione fine ha impedito che il contenuto della fustella campionatrice potesse essere recuperato intatto. L'unico campione prelevato nelle sabbie dell'unità D è stato considerato utilizzabile per le sole determinazioni fisiche.

In Tabella 5 si riporta un quadro riassuntivo delle attività svolte in laboratorio.

Tabella 5: Quadro sinottico delle attività di laboratorio.

ID	Profondità di prelievo	Unità geomeccanica	Caratteristiche Fisiche	Taglio Diretto	Edometrica
ST1 – CI1	- 16.5 ÷ -17.0 m	Unità C	SI	SI	NO
ST1 – CI2	- 22.5 ÷ -23.0 m	Unità C	SI	SI	SI
ST2 – CI1	-21.0 ÷ -21.5 m	Unità C	SI	SI	NO
ST2 – CI2	- 24.5 ÷ -25.0 m	Unità C	SI	SI	NO
ST2 – CR1 (*)	-9.5 ÷ -11.0 m	Unità D	SI	NO	NO
ST3 – CI1	-19.5 ÷ -20.0 m	Unità C	SI	SI	NO
ST3 – CI2	- 27.5 ÷ -28.0 m	Unità C	SI	SI	SI
SM7 – C1	-17.5 ÷ -18.0 m	Unità C	SI	SI	NO

A partire dai dati ricavati dalle prove di laboratorio è stato possibile riassumere tutte le grandezze ricavate ed estrapolarne altre al fine di individuare una serie di parametri caratteristici delle singole unità litologiche, che sono stati riassunti in Tabella 6 e Tabella 7 che si riportano nel seguito.

Tabella 6: Quadro sinottico dei valori delle proprietà indice dei campioni di laboratorio

ID	Profondità di prelievo	Unità geomeccanica	Granulometria				Classifica AASHTO / USCS
			G%	S%	L%	A%	

**Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud**

Relazione Geologico-Tecnica

ST1 – CI1	- 16.5 ÷ -17.0 m	Unità C	0.4	56.1	23.5	20.0	-
ST1 – CI2	- 22.5 ÷ -23.0 m	Unità C	0.3	45.1	28.1	26.5	A6 / CL
ST2 – CI1	-21.0 ÷ -21.5 m	Unità C	0.2	44.8	31.5	23.5	A4 / ML-OL
ST2 – CI2	- 24.5 ÷ -25.0 m	Unità C	0.3	28.7	36.5	34.5	A4 / CL
ST2 – CR1 (*)	-9.5 ÷ -11.0 m	Unità D	0.0	47.5	28.5	24.0	-
ST3 – CI1	-19.5 ÷ -20.0 m	Unità C	0.4	52.1	31.5	16.0	-
ST3 – CI2	- 27.5 ÷ -28.0 m	Unità C	0.0	41.2	31.3	27.5	A6 / CL
SM7 – C1	-17.5 ÷ -18.0 m	Unità C	0.0	36.2	32.3	31.5	A4 / CL-ML

Tabella 7: Quadro sinottico dei parametri meccanici desunti dalle prove di taglio diretto

ID	Profondità di prelievo	Unità geomeccanica	Peso per unità di volume γ (kN/mc)	Angolo d'attrito efficace ϕ'	Coesione efficace c' (kPa)
ST1 – CI1	- 16.5 ÷ -17.0 m	Unità C	18.1	33°	14
ST1 – CI2	- 22.5 ÷ -23.0 m	Unità C	18.2	31°	10
ST2 – CI1	-21.0 ÷ -21.5 m	Unità C	17.8	31°	24
ST2 – CI2	- 24.5 ÷ -25.0 m	Unità C	19.2	26°	29
ST3 – CI1	-19.5 ÷ -20.0 m	Unità C	18.8	30°	5
ST3 – CI2	- 27.5 ÷ -28.0 m	Unità C	19.1	28°	40
SM7 – C1	-17.5 ÷ -18.0 m	Unità C	19.1	29°	20

I risultati delle determinazioni fisiche e delle prove meccaniche svolte sui campioni dell'unità geomeccanica C possono far scaturire alcune considerazioni qualitative circa la natura ed il comportamento meccanico del materiale.

I campioni possono venire ascritti alle "Terre limose" secondo la classifica AASHTO, avendo una componente fine (limosa e argillosa) sempre superiore al 35%, tale frazione fine, tuttavia, presenta una scarsa plasticità e non mostra segni di presenza di componente organica.

Il comportamento meccanico, in particolare la resistenza al taglio, appare influenzato dalla presenza dei limi e delle argille: nei campioni in cui questi termini sono maggiori si nota una maggiore componente di resistenza coesiva (superiore a 15 kPa) e contemporaneo lieve decremento dell'attrito interno ($\phi' < 30^\circ$). Analogamente le prove effettuate sui campioni con maggiore frazione sabbiosa

hanno mostrato minore resistenza in termini di coesione ($c' < 15$ kPa) ma angoli di attrito tipici di un materiale granulare ($\varphi' \geq 30^\circ$).

Prove edometriche

La prova edometrica consiste essenzialmente nell'applicazione di un carico ad un provino di terreno impedendone l'espansione laterale e verificando il fenomeno di consolidazione così indotto nel campione di terreno. Il punto di forza della prova consiste, oltre che nella semplicità realizzativa, nel fatto che le modalità di carico e le condizioni al contorno rispecchiano ciò che accade al terreno nella sua situazione "naturale": sottoposto a carico assiale ed impossibilitato ad espandere lateralmente.

La grandezza di maggiore interesse, nel caso specifico, deducibile dalle prove edometriche è il modulo di deformazione edometrico E_d , ovvero in assenza di deformazioni laterali. Questa grandezza è il rapporto tra incremento di carico imposto e relativa deformazione misurata nell'ambito della prova. La risposta del terreno, in termini di deformazione, è notoriamente dipendente dall'entità del carico applicato, il modulo edometrico sarà quindi variabile in relazione alla pressione esercitata.

Per le prove in esame l'andamento di E_d in relazione alla tensione verticale applicata è riportato nei grafici di Figura 7 e Figura 8, nelle quali è inoltre evidenziato il valore del modulo estrapolato per la tensione verticale agente alla profondità di prelievo del campione.

In base ai risultati si può determinare che, alle profondità individuate dai sondaggi per l'unità geomeccanica C, considerate le tensioni efficace ivi agenti, il valore del modulo "di calcolo", ai fini della stima del comportamento tenso-deformativo del terreno, è nell'ordine dei 20 MPa.

Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud

Relazione Geologico-Tecnica

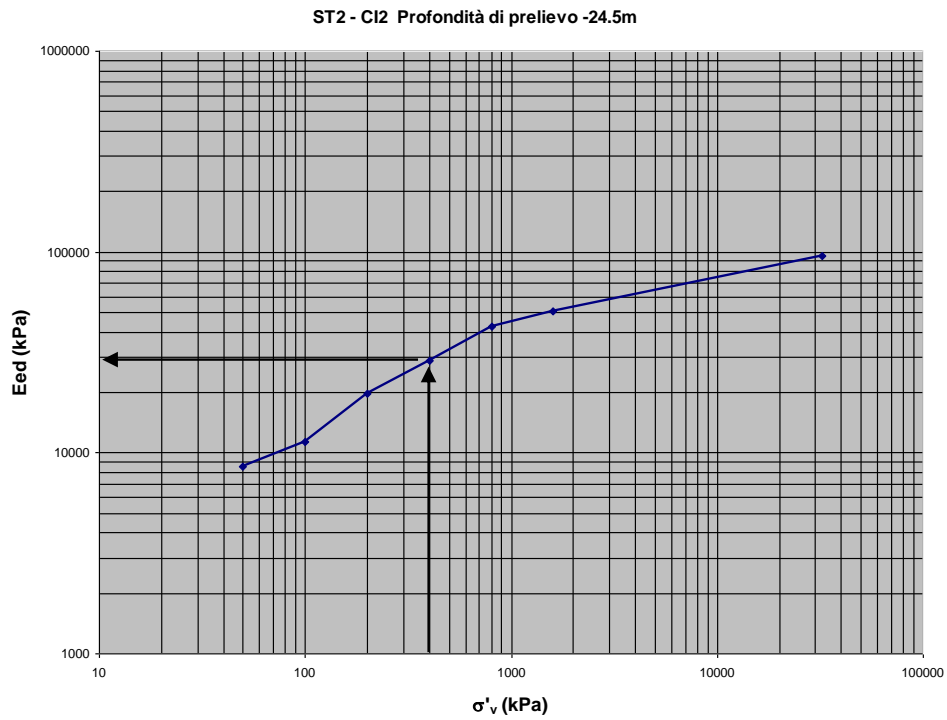


Figura 7: andamento $E_d - \sigma'_v$ campione CI2 sondaggio ST2

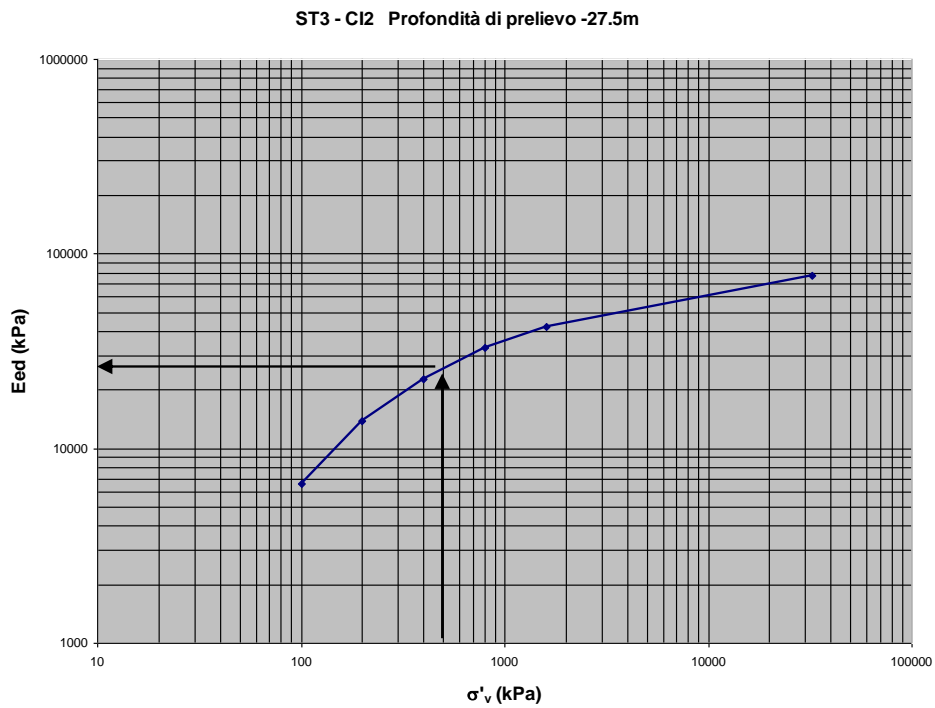


Figura 8: andamento $E_d - \sigma'_v$ campione CI2 sondaggio ST3

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La seguente caratterizzazione geotecnica è stata basata sui dati a disposizione, come riportati ai punti precedenti.

4.1 Unità litologiche

Secondo quanto evidenziato dalla campagna di indagine, i cui risultati sono stati illustrati in sintesi ai punti precedenti, la zona in esame è caratterizzata da una stratigrafia che vede la successione piuttosto regolare dei seguenti orizzonti:

- materiale a grana grossa, prevalentemente ciottolame, costituente le attuali banchine, messo in posto per formare le strutture del porto e presente solo in corrispondenza di queste, dal fondo marino fino ad emergere, definito unità geomeccanica A; per tale unità la caratterizzazione si baserà solo su dati di letteratura (affidabili data l'uniformità del materiale; peraltro questa unità rientra solo parzialmente nelle procedure di dimensionamento e verifica delle opere);
- strati superficiali di spessore assai variabile (e verosimilmente assente in alcune zone) di sabbie sciolte, di colore grigio, a tratti con resti di organismi marini, di probabile riporto o deposizione recente, definito convenzionalmente come unità geomeccanica B;
- strati mediamente potenti, riscontrati prevalentemente a mare esternamente alla foranea, di sabbie debolmente limose di colore grigio analoghe per litologia alle precedenti ma verosimilmente ad uno stato di addensamento maggiore, unità geomeccanica B1;
- orizzonti sabbiosi con presenza di fine costantemente superiore al 35%, di colore grigio, generalmente riportata come substrato dei sondaggi più profondi, risulta l'unico deposito campionabile poiché dotato di coesione intrinseca, denominato unità geomeccanica C;
- strati di sabbie limose avana e biancastri, quasi sempre intercalati all'unità C, localmente cementati in livelli centimetrici e pluricentimetrici generalmente piuttosto addensati, definiti unità geomeccanica D;
- sabbie limose avana, simili per litologia e stato fisico alla precedente unità, ma prive di cementazione, denominate unità geomeccanica E.

Va premesso che, da un punto di vista geomeccanico, anche alla luce dell'assenza di specifiche indagini di dettaglio, le unità geomeccaniche D e E vengono accomunate, assegnando loro le stesse caratteristiche di resistenza. Ciò può essere considerato a favore di sicurezza, dato che, nella

**Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud**

Relazione Geologico-Tecnica

definizione dei parametri meccanici, si è trascurato l'effetto della cementazione. Sono stati quindi considerati entrambi i materiali come privi di coesione.

4.2 Classificazione sedimentologica

Dall'esame delle granulometrie eseguite su 8 campioni mediante sedimentazione e setacciatura emergono i seguenti dati.

La descrizione granulometria, definita sulla base della nomenclatura A.G.I. 1963, è la seguente:

n° campione di laboratorio	Descrizione granulometrica
4871	Sabbia con limo ed argilla
4774	Sabbia limoso-argillosa
4775	Sabbia con limo ed argilla
4776	Sabbia con limo argillosa
4777	Limo con argilla e sabbia
4778	Sabbia con limo argillosa
4783	Sabbia con limo argillosa
4784	Sabbia con limo argillosa

E' inoltre possibile definire, sulla base dei passanti al 10, 30, 50 e 60 % della curva cumulativa i seguenti parametri statistici.

$U = D_{60} / D_{10}$ coefficiente di uniformità

$C = D_{30}^2 / D_{60} \times D_{10}$ coefficiente di curvatura

$M_{df} = D_{50}$ Mediana

Per i campioni in studio emergono i seguenti dati:

Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud

Relazione Geologico-Tecnica

ID campione	4871	4774	4775	4776	4777	4778	4783	4784
D ₆₀	0.042	0.15	0.07	0.075	0.032	0.085	0.08	0.05
D ₁₀	0.0001	0.001	0.0001	0.001	0.0001	0.0001	0.002	0.0001
D ₃₀	0.004	0.015	0.007	0.009	0.0035	0.01	0.015	0.0065
D ₅₀	0.022	0.09	0.04	0.035	0.015	0.042	0.06	0.032

Da ciò discendono i seguenti valori statistici per ciascuna curva:

ID campione	4871	4774	4775	4776	4777	4778	4783	4784
U	420	150	700	750	32	566	40	50
C	3.8	5.3	7	1.1	3.8	7.8	1.4	8.4
M _{df}	0.022	0.09	0.04	0.035	0.015	0.042	0.06	0.032

Dai dati della tabella emerge in genere un elevato assortimento della frazione granulometrica.

4.3 Parametri meccanici

Angolo d'attrito interno

Per quel che concerne i valori degli angoli d'attrito, nella Tabella 8 viene riportato il quadro sinottico dei valori desunti dalle differenti prove effettuate, in situ e di laboratorio.

Tabella 8: Quadro sinottico dei valori dell'angolo d'attrito dedotti dalle differenti prove per le unità geomeccaniche in esame

Unità geomeccanica	Prova SPT	Prova di taglio diretto
Unità B	26° ÷ 33°	-
Unità B1	29° ÷ 42°	-
Unità C	30° ÷ 34°	26° ÷ 30°
Unità D / Unità E	32° ÷ 36° (*)	-

(*) sono escluse le prove che forniscono valori fuori scala relative ai livelli cementati

Si può notare come i valori forniti siano crescenti a partire dalla unità B fino alla D, ciò è direttamente rappresentativo dello stato di addensamento dei depositi e marginalmente riflette la presenza di frazioni fini. Fa eccezione l'unità B1, in quanto l'unità si presenta in spessori tali da subire, alle maggiori profondità, tensioni di confinamento paragonabili a quelle cui sono sottoposte le unità D ed E. A titolo esemplificativo si riporta il grafico dell'andamento dei valori di N_{SPT} in funzione della profondità in cui si evidenzia l'influenza delle tensioni di confinamento sul parametro registrato e conseguentemente sulla resistenza meccanica (Figura 9).

Va notata anche la differenza tra i valori dedotti dalla prova SPT e quelli estrapolati dalle prove di taglio diretto per l'unità C. La differenza può essere imputata alla presenza di frazioni fini; queste ultime, fornendo un apporto coesivo alla resistenza meccanica del materiale, "falsano" i risultati delle prove penetrometriche, provocando un innalzamento del numero di colpi necessario all'avanzamento della punta. Questa maggiore resistenza si traduce in un maggiore valore, fittizio, dell'angolo d'attrito dedotto dalla prova.

Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud

Relazione Geologico-Tecnica

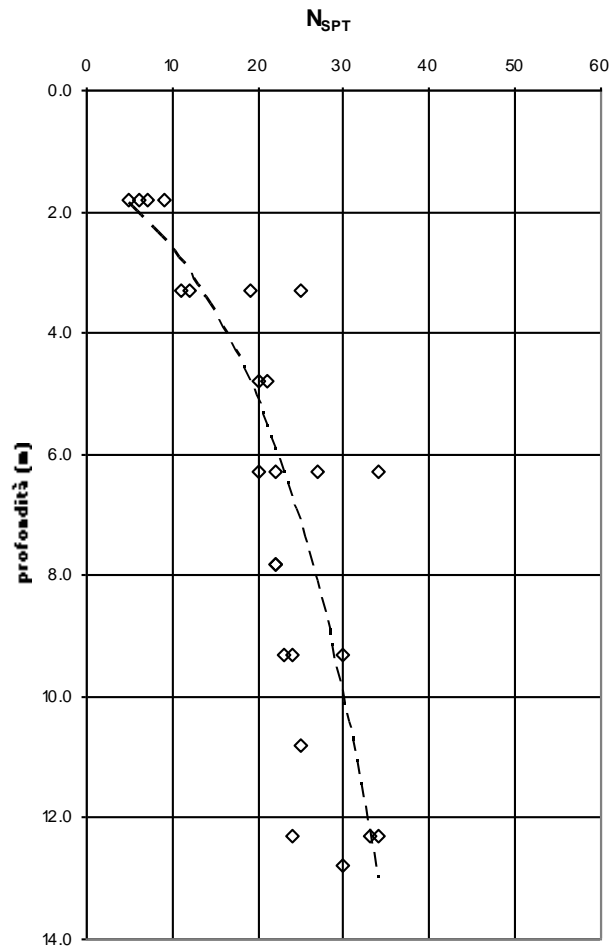


Figura 9: andamento del valore NSPT in funzione della profondità, prove effettuate sull'unità B1

Alla luce di queste considerazioni circa le prove, in questa sede, cautelativamente, si adotta un angolo di attrito di 28° per l'unità B, rappresentativo dello scarso grado di addensamento del materiale, considerato a comportamento meccanico puramente attritivo.

Per l'unità C si può considerare un valore di ϕ' pari a 30° tenendo conto anche di una certa coesione, fornita dalle frazioni fini, per la stima della quale si rimanda al punto successivo.

Infine, per l'unità D si propone un modello di resistenza puramente attritivo, trascurando eventuali contributi dei livelli cementati, come già illustrato, a favore di sicurezza. Con ciò si stima un angolo d'attrito interno di 34° .

**Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud**

Relazione Geologico-Tecnica

Coesione efficace

Per i valori attribuibili alla coesione efficace, nella Tabella 9 vengono riportati in sintesi i risultati dell'interpretazione delle prove effettuate.

Tabella 9: Quadro sinottico dei valori della coesione efficace stimati dalle differenti prove per le unità geomeccaniche in esame

Unità geomeccanica	Prova SPT	Prova di taglio diretto
Unità B	- (*)	-
Unità C	- (*)	5 ÷ 40 kPa
Unità D / Unità E	- (*)	-

(*) prova non significativa per la stima della coesione efficace

Come già accennato la sola unità geomeccanica che si considera dotata di coesione è la C, per la quale tale grandezza può essere stimata sulla base delle prove di taglio. Si nota una ampia dispersione dei valori dedotti da queste prove, attribuibile, come già illustrato, alla differente frazione di fini contenuta nei vari campioni oggetto di prova.

Stando questa situazione, al fine di rappresentare le capacità di resistenza meccanica dell'unità nel suo complesso, le si attribuisce una coesione relativamente modesta pari a 10 kPa, oltre a 30° di angolo d'attrito già proposti (cfr Figura 10)

Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud

Relazione Geologico-Tecnica

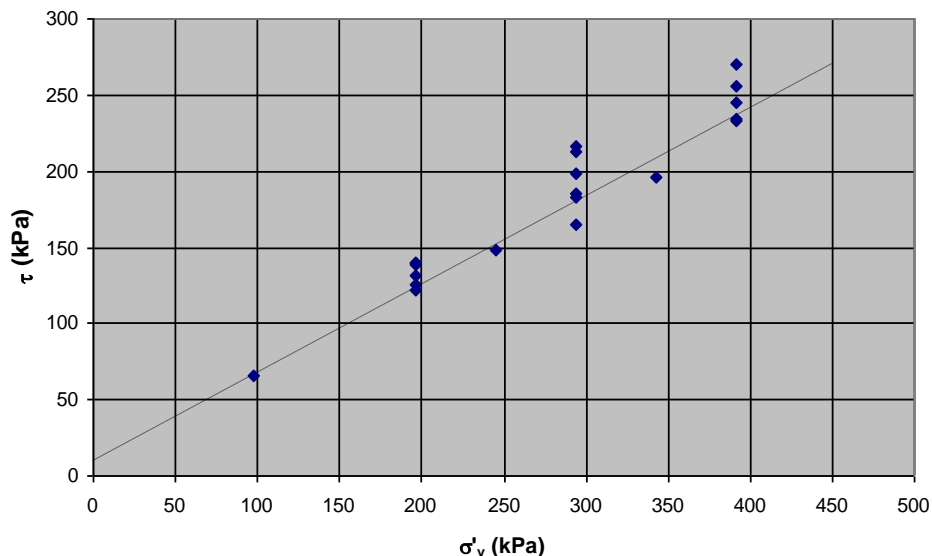


Figura 10: rappresentazione dei dati delle prove di taglio diretto (punti) e del criterio di resistenza adottato (retta tratteggiata $\phi'=30^\circ$ $c'=10$ kPa) sul piano $\sigma - \tau$

Modulo di deformazione

Si riporta infine (Tabella 10) la stima del modulo di Young, a partire dalle prove condotte.

Tabella 10: Quadro sinottico dei valori del modulo di Young stimati dalle differenti prove per le unità geomeccaniche in esame

Unità geomeccanica	Prova SPT	Prova edometrica
Unità B	19 ÷ 32 MPa	-
Unità B1	25 ÷ 49 MPa	-
Unità C	27 ÷ 33 MPa	20 ÷ 25 MPa (*)
Unità D / Unità E	31 ÷ 39 MPa	-

(*) valori relativi all'intervallo di tensione verticale efficace sullo strato in sito

Le stime del modulo di Young evidenziano una maggiore compressibilità dell'unità B, già individuata come meno addensata e dalle peggiori caratteristiche di resistenza meccanica. Per questo orizzonte si propone un valore del modulo di 25 MPa, all'incirca medio tra quelli forniti dalle prove

**Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud**

Relazione Geologico-Tecnica

penetrometriche. Per l'unità B1 il maggiore stato di addensamento, evidenziato dai valori mediamente maggiori di N_{SPT} , porta ad una stima di E maggiore, pari a 35 MPa.

Per l'unità C, oltre alle prove SPT, si hanno anche le prove edometriche; alla luce di queste, e data la presenza consistente di frazioni fini, considerato che le opere più "delicate" andranno realizzate nelle aree dove al substrato si trova questo materiale, si propende cautelativamente per un valore di calcolo di 20 MPa. Tale valore rende conto anche del fatto che il materiale, seppure dalle buone caratteristiche meccaniche complessive, si trova immerso, in questa situazione le tensioni verticali efficaci agenti risultano relativamente basse e così il relativo modulo, si vedano la Figura 7 e la Figura 8.

Per l'unità geomeccanica D / E, infine, si può assegnare un valore di 35 MPa, considerando che comunque dalla Tabella 10 sono stati esclusi i valori di E desunti dalle prove penetrometriche che hanno intercettato livelli cementati. Con ciò ci si mantiene in linea con l'ipotesi cautelativa di non tener conto dell'effetto di locali aggregazioni del deposito.

4.4 Parametri di progetto

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche delle unità litologiche presenti, sulla base dei dati riportati e della bibliografia esistente su tali tipi di terreni possono essere utilizzati i seguenti parametri meccanici.

Unità A - Materiale delle banchine (non investigato)

Peso unità di volume	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 0 \text{ kPa}$
Angolo di attrito efficace	$\varphi' = 38^\circ$
Modulo di Young	$E = 35 \text{ MPa}$

Unità B - Sabbie Limose grigie sciolte

Peso unità di volume	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 0 \text{ kPa}$

**Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud**

Relazione Geologico-Tecnica

Angolo di attrito efficace $\varphi' = 28^\circ$

Modulo di Young $E = 25 \text{ MPa}$

Unità B1 - Sabbie Limose grigie a mare

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

Coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$

Angolo di attrito efficace $\varphi' = 35^\circ$

Modulo di Young $E = 35 \text{ MPa}$

Unità C - Sabbie con Limo Argillose

Peso unità di volume $\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$

Coesione efficace $c' = 10 \text{ kPa}$

Angolo di attrito efficace $\varphi' = 30^\circ$

Modulo di Young $E = 20 \text{ MPa}$

Unità D / E - Sabbie Limose avana

Peso unità di volume $\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$

Coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$

Angolo di attrito efficace $\varphi' = 34^\circ$

Modulo di Young $E = 35 \text{ MPa}$

A partire dai valori sopra riportati e con riferimento alla campagna di indagine nel suo complesso (sondaggi e ricostruzione geologica), è possibile costruire un modello concettuale geotecnico dei terreni e delle sezioni stratigrafiche tipo, il tutto funzionale alla progettazione dell'opera in oggetto nelle sue parti strutturali e funzionali.

5. VERIFICHE DI STABILITÀ DELLE NUOVE BANCHINE

5.1 Generalità

Le verifiche di stabilità con i metodi dell'equilibrio limite rispondono a requisiti di semplicità e rapidità e sono correntemente impiegate, malgrado le loro limitazioni, nella pratica professionale. Ciascun metodo, tramite una serie di ipotesi semplificative, descrive il sistema statico delle forze agenti sulla potenziale massa instabile; l'imposizione dell'equilibrio della massa stessa fornisce un'equazione finale che permette di determinare il coefficiente di sicurezza come rapporto tra forze o momenti resistenti e mobilitanti.

Alcuni di questi metodi sono risolvibili tramite procedura iterativa, vale a dire creando una routine di calcolo "per tentativi" che facilita l'implementazione su macchina. Le analisi di stabilità che si basano su tali procedure si conducono esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura si suddivide in conci la parte instabile, si studia dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi si passa alla stabilità globale.

Esistono diverse formulazioni ascrivibili a diversi autori per il calcolo e la soluzione di problemi relativi alla stabilità dei pendii tramite metodi dell'equilibrio limite, tutti questi metodi si basano su ipotesi comuni, che sono:

- il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- la rottura avviene contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento, per il raggiungimento della resistenza limite;
- il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- la resistenza al taglio è espressa dal criterio di Mohr Coulomb.

Nell'utilizzare tali metodi di calcolo si fa sempre riferimento a problemi piani nei quali, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva e si trascura ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee ed isotrope e quando l'estensione lungo la massima pendenza del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

Una volta suddivisa in conci la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo, si calcolano le forze che agiscono su ciascuna striscia, imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia.

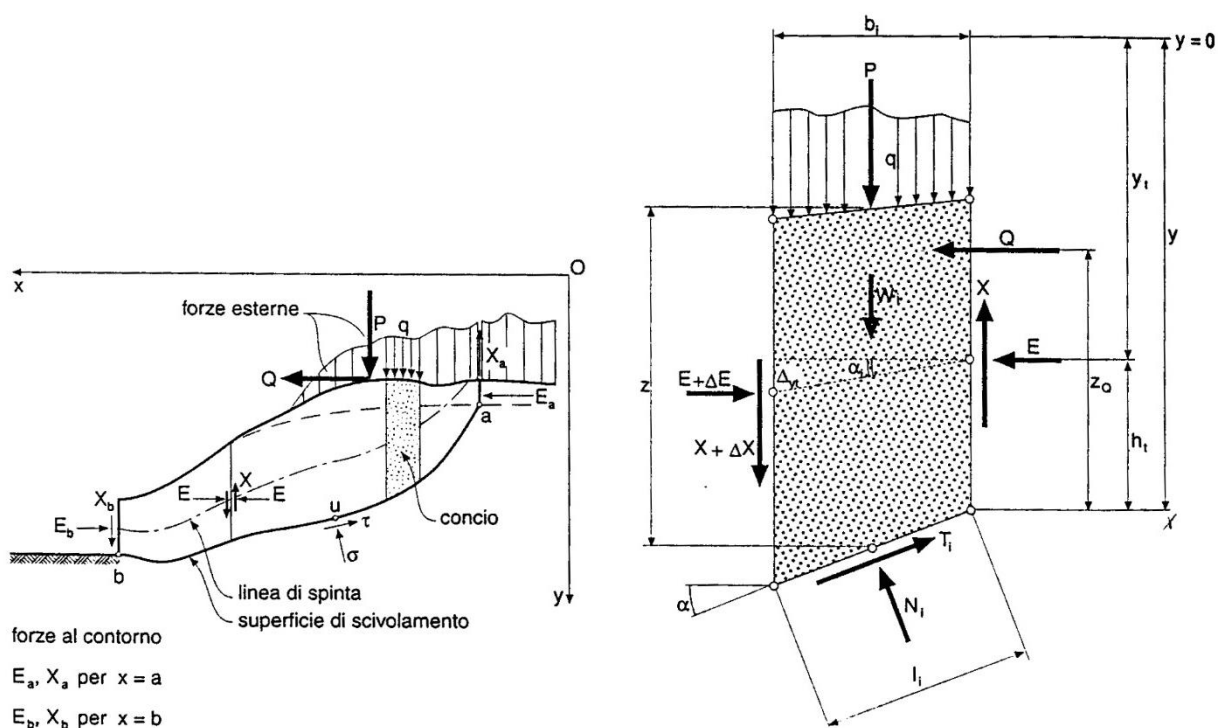


Figura 11: schema statico utilizzato nel metodo delle strisce

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $5n-2$ così composte:

- n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base;
- $n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E);
- $n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale;
- n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base;

**Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud**

Relazione Geologico-Tecnica

- 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come abbiamo già accennato dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno $2n-2$ incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato. Per renderlo determinato e trovare la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema.

La prima tra tutte, che risulta comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata, la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono caratteristiche di ciascun metodo; peraltro studi comparativi effettuati per indagare la risposta dei diversi metodi di calcolo, indicano che le differenze in termini di coefficiente di sicurezza mediamente non differiscono tra loro più del 5%.

Il metodo utilizzato in questo ambito è quello di Bishop semplificato e adotta come prima semplificazione l'ipotesi di una superficie di rottura circolare; inoltre considera la risultante delle forze perpendicolari alla superficie laterale del concio equilibrate ($X_i + X_{i+1} = 0$); annullando anche le forze agenti parallelamente alle facce laterali del concio è possibile ottenere un numero d'incognite uguali al numero d'equazioni ($2n$ equazioni in $2n$ incognite). Risolvendo il relativo sistema si ottiene un coefficiente di sicurezza dato dal rapporto tra la risultante dei momenti resistenti e la risultante dei momenti mobilitanti, nella forma:

$$FS = \frac{\sum M_{stab}}{\sum M_{destab}} ;$$
$$FS = \frac{\left\{ \left[\frac{\sum c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i'}{m_\alpha} \right] \right\}}{\sum W_i \sin \alpha} ;$$
$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi}{F} \right) .$$

L'espressione di FS è non lineare e va risolta tramite processo iterativo. Si assume, quindi, un valore di primo tentativo per FS che viene utilizzato per ricavare un relativo valore di primo di m_α ; questo a sua volta viene inserito nella formulazione di FS ed il valore così calcolato si utilizza per aggiornare

il valore di $m\alpha$ che a sua volta si sostituisce nuovamente nella relazione che da FS. Si procede in tal modo fino a che la differenza fra i valori di FS ricavati in due successive iterazioni è sufficientemente piccola; la convergenza è solitamente rapida ed univoca.

5.2 Azioni sismiche

Le verifiche di stabilità vengono effettuate in condizioni sismiche adottando il metodo pseudostatico e determinando i parametri, come segue, in ottemperanza alle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 18/01/2008).

Nel metodo pseudostatico le forze agenti sulla massa potenzialmente instabile sono costituite, oltre che dal peso proprio del volume dei terreni interessati, come già visto, dalle forze di inerzia dovute all'azione sismica:

$$F_H = \pm k_H W \quad ; \quad F_V = \pm 0,5 F_H$$

essendo F_H ed F_V rispettivamente le risultanti verticale ed orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile, e W il peso della massa stessa.

Per la determinazione del coefficiente di intensità sismica si utilizza la formula seguente:

$$k_H = \beta \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S_s è un fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione, dipende dalla natura dei terreni e dal fattore amplificativo dello spettro dell'accelerazione orizzontale F_0 come già definito al punto 0; nel caso in esame, dato un terreno di categoria C, si ottiene $S_s = 1.05$;
- a_g è l'accelerazione orizzontale massima sul suolo, dipende dalla zonazione sismica, pari a 0.164 g, come già illustrato al punto 0;
- β è un fattore riduttivo, funzione di a_g e variabile tra 0.2 e 0.3, nello specifico 0.24.

Inoltre, per strutture importanti erette sopra o in vicinanza di pendii con inclinazione $> 15^\circ$ e dislivello superiore a circa 30 m dovrà essere incrementata l'azione sismica di progetto moltiplicandola per un

coefficiente di amplificazione topografica S_T . In assenza di studi specifici la normativa raccomanda per S_T i valori seguenti:

$S_T \geq 1,2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati

$S_T \geq 1,4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$, $S_T \geq 1,2$ per siti dello stesso tipo ma pendenza media inferiore.

Non ricadendo in nessuna delle condizioni morfologiche indicate, per le verifiche condotte in questa sede si adotterà $S_T = 1$.

A valle di queste considerazioni si ha che il coefficiente di intensità sismica orizzontale k_h è pari a 0.04, quello verticale k_v sarà quindi ± 0.02 .

5.3 Risultati

Sono state prese in considerazione, per effettuare le verifiche di stabilità, le sezioni più significative rappresentative delle differenti tipologie costruttive reperibili in progetto, alle quali sono state assegnate le relative stratigrafie di calcolo, come emerse a valle della campagna di indagine.

I limiti da rispettare per il coefficiente di sicurezza scaturito dalla verifica, sono quelli prescritti dalle NTC del 14/01/08 relativamente allo stato limite ultimo; per la condizione di verifica statica $F_s \geq 1.1$, per la condizione sismica $F_s \geq 1.0$.

Per tutte le verifiche i risultati sono soddisfacenti dei coefficienti di sicurezza richiesti.

6. CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLE NUOVE OPERE

6.1 Generalità

Al fine di completare lo studio delle fondazioni, dopo aver analizzato la stabilità del complesso fondazione terreno, è necessario procedere ad analizzarne il comportamento sotto i carichi di esercizio e quindi verificare la sua funzionalità attraverso l'analisi dei cedimenti. La valutazione di questi, in realtà, dipende da vari fattori quali:

- i terreni interessati dall'applicazione del carico;
- a tipologia di fondazione;
- le caratteristiche della struttura in elevazione.

Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud

Relazione Geologico-Tecnica

L'analisi complessiva di tutti questi fattori è nota con il termine di “interazione terreno – struttura” ed ha assunto un aspetto molto rilevante durante la fase progettuale. Tuttavia, tale analisi può essere effettuata con diversi obiettivi che dipendono dalla natura dell'opera ed in particolare rispetto alla flessibilità delle opere stesse intese come rigidità della fondazione. Nel caso in esame, trattandosi principalmente di banchine a mare costituite sostanzialmente da opere in terra o da prefabbricati in calcestruzzo giuntati siamo nelle condizioni in cui i terreni e le loro caratteristiche di compressibilità rivestono il fattore principale nel comportamento sotto carico.

In tale sezione si tratterà quindi di formulare una previsione delle deformazioni e degli spostamenti che si osservano nel terreno di fondazione durante e successivamente il termine della costruzione delle opere. Cedimenti consistenti del terreno di fondazione non adeguatamente previsti possono essere causa non solo di sensibili variazioni della quota di imposta di progetto e di fessurazioni nel corpo rilevato, ma possono altresì danneggiare le strutture ad esso collegate.

Lo studio delle diverse banchine è stato eseguito facendo riferimento alle formule analitiche per l'analisi dei cedimenti di rilevati a forma trapezia simmetrica ed a condizioni di carico rettangolare a seconda del caso in esame. Per ogni opera analizzata è stato suddiviso il terreno di imposta in n strati e sono state assegnate ad ognuno di questi le caratteristiche geotecniche proprie ed uno spessore di riferimento. Per ciascuno strato si calcola poi l'incremento di pressione verticale indotto dall'area di carico nello strato stesso ed il relativo cedimento, il calcolo si estende fino alla profondità per la quale l'incremento di tensione verticale si riduce al 15 % della pressione geostatica efficace agente alla profondità z . oltre tale valore di $\Delta\sigma'_v$, infatti, gli effetti della variazione tensionale possono essere considerati trascurabili. Il calcolo dei cedimenti, effettuato in diversi punti distanti dall'opera e nei pressi della stessa, viene riportato in forma tabellare (Tabella **11**) facendo riferimento ai punti evidenziati nella Figura 12 e nella Figura 13 mentre in allegato si riportano gli andamenti del cedimento con la distanza.

Per quel che riguarda le impronte di **carico rettangolari** i punti di misura del cedimento sono: al piede (A = B) ed in mezzaria (C) secondo lo schema riportato in Figura 12.

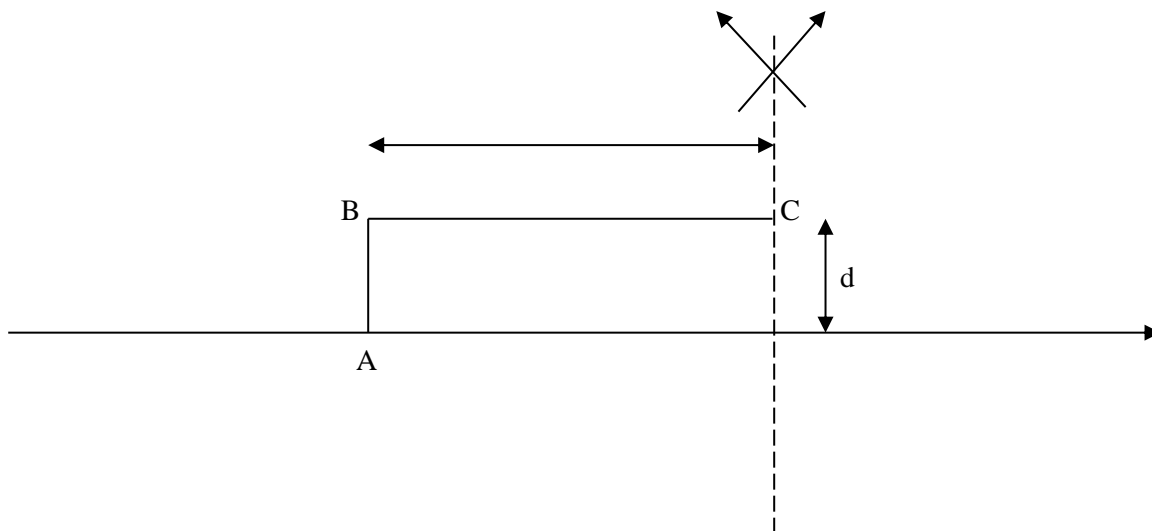


Figura 12: Schema di calcolo per la valutazione dei cedimenti.

Per quel che riguarda le impronte di **carico trapezie** i punti di misura del cedimento sono: al piede (A), sul bordo superiore (B) ed al centro (C), secondo lo schema riportato in Figura 13.

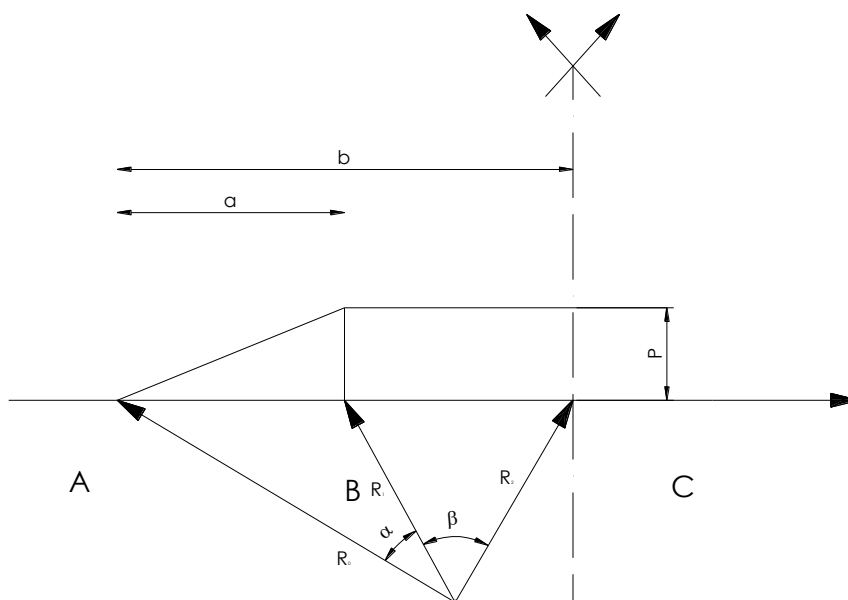


Figura 13: Schema di calcolo per la valutazione dei cedimenti.

Il peso dell'opera è stato calcolato moltiplicando i volumi per i pesi per unità di volume dei materiali effettivamente presenti in quelle aree, considerando inoltre gli effetti dei carichi permanenti e delle strutture eventualmente insistenti.

Il carico P contribuisce all'incremento di pressione verticale secondo la seguente relazione:

$$\sigma_z = \left[\beta + \frac{x\alpha}{a} - \frac{z}{R_2^2}(x-b) \right]$$

ove le grandezze geometriche sono riportate nella Figura 13.

Il calcolo dei cedimenti viene eseguito su gli n strati sommando il cedimento dell'iesimo strato calcolato tramite la relazione che segue:

$$W = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i \Delta \sigma_z}{E_i}$$

ove ΔH e $\Delta \sigma_z$ sono rispettivamente lo strato di terreno caratterizzato dal modulo di deformazione E_i e l'incremento di tensione che interessa lo strato stesso.

I cedimenti calcolati per le diverse sezioni e relativo al punto C sono riportati nella Tabella **11**:

Nel caso dell'impronta rettangolare, ove il corpo rilevato ha una forma sostanzialmente rettangolare si fa l'ipotesi di semispazio elastico e carico verticale uniformemente distribuito la σ_z è data dalla formulazione riportata da H.G. Poulos (1974) ed è pari a:

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} [\alpha + \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\delta)]$$

con riferimento alla Figura 14.

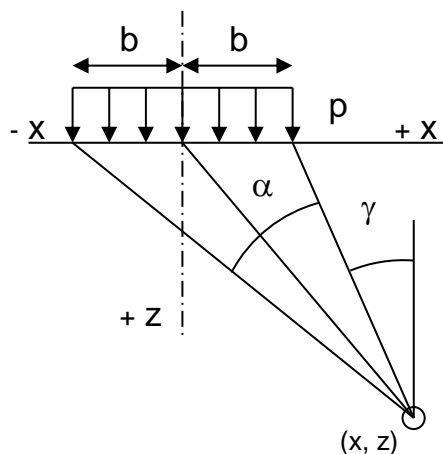


Figura 14: Striscia di carico infinita

6.2 Sezioni di calcolo

Le sezioni di riferimento sono state scelte in maniera tale che siano rappresentative di tutte le condizioni stratigrafiche e di carico presenti all'interno del progetto, in particolare sono state scelte le seguenti divise per stratigrafia di riferimento:

stratigrafia tipo 1:

sezione O

sezione N1

Stratigrafia tipo 2:

sezione O

sezione I

Stratigrafia tipo 3:

sezione C

sezione R

stratigrafia tipo 4:

sezione A

sezione B2

Tabella 11: Cedimenti dei rilevati e delle opere a mare

Sezione/stratigrafia	δA (m)	δB (m)	δC (m)
O / st. 1	0.027	0.027	0.043
N1 / st. 1	0.016	0.016	0.036
O / st. 2	0.036	0.036	0.048
I / st. 2	0.092	0.092	0.134
C / st. 3	0.096	0.333	0.429
R / st. 3	0.167	0.167	0.240
A / st. 4	0.022	0.022	0.048
B / st. 4	0.019	0.019	0.042

Come riportato nella Tabella 12 il cedimento massimo calcolato è pari a circa 0.4 m valore ottenuto in corrispondenza della sezione tipo C.

È necessario però specificare che, vista la natura dei terreni ed il loro comportamento sostanzialmente drenato, tali cedimenti saranno scontati per la maggior parte durante la fase di costruzione ed il cedimento residuo e l'eventuale decorso di questi nel tempo, sono da considerarsi trascurabili. Ciononostante tale eventuale cedimento è stato tenuto in considerazione al livello progettuale nella definizione delle quote relative ai franchi di sicurezza ed alle condizioni critiche di scavalco.

7. CONCLUSIONI

In considerazione di quanto fin qui riportato è possibile concludere che dal punto di vista geologico l'area risulta idonea alla costruzione ed all'ampliamento delle opere previste dal presente progetto, lo studio sedimentologico non ha rilevato particolari criticità nei confronti dell'imposta delle opere ed i caratteri idrogeologici non ne vengono influenzati.

La caratterizzazione geomeccanica ha evidenziato la presenza di terreni prevalentemente a comportamento drenato costituiti da sabbie, da medie a grossolane, talvolta limose e limi sabbiosi generalmente con buoni stati di addensamento e dalle caratteristiche di deformabilità comprese tra 20 e 35 MPa.

Dal punto di vista geotecnico le opere garantiscono la loro stabilità sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche e l'intervento di ampliamento rispetto alle banchine esistenti non influenza le opere preesistenti. Lo studio dei cedimenti ha evidenziato la possibilità che localmente le subsidenze possono raggiungere dei valori consistenti durante la fase di carico ma si escludono cedimenti dilazionati nel tempo.

Capo d'Anzio S.p.A.
C.D.M. n. 6586/2011

Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud

Relazione Geologico-Tecnica

ALLEGATI

Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud

Relazione Geologico-Tecnica

STRATIGRAFIA 1 – SEZIONE TIPO “O”

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

n (numero degli strati): 2 (-)
 $\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$: 1 (%)
 (Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media)
 Zw (Profondità della falda): 0,00 (m)

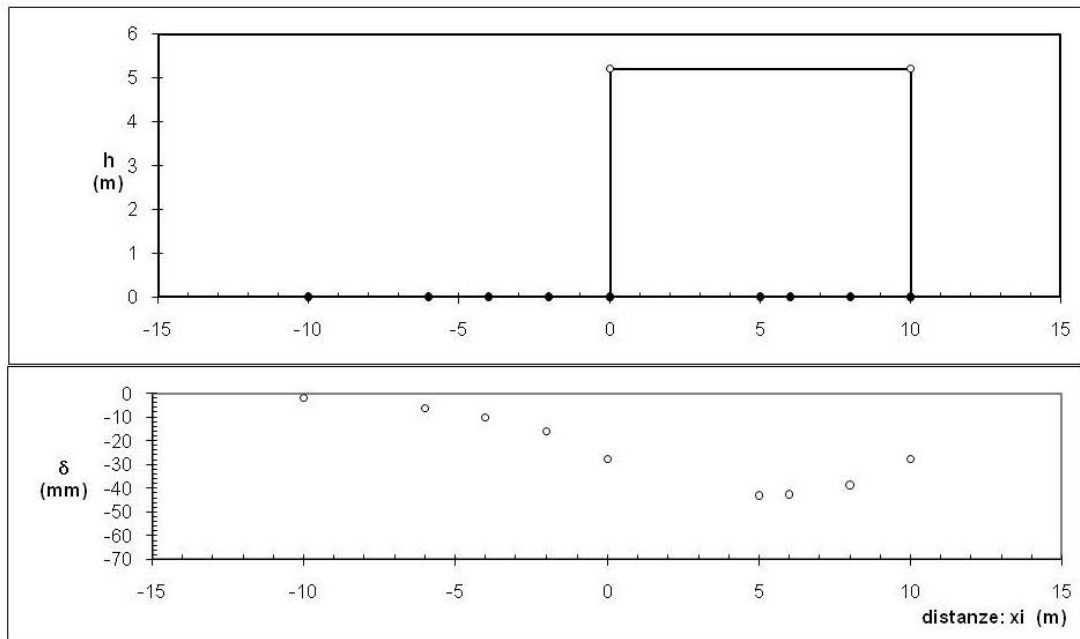
Strato	Z _{iniziale}	Z _{finale}	Spessore	Δz_i	E	ν	φ'	γ	terreno
(n)	(m)	(m)	(m)	(m)	(Mpa)	(-)	(°)	(kN/m ³)	
1	0,00	10,00	10,00	0,5	25,0	0,33	28,0	18,00	sabbia limosa avana chiara (d - e)
2	10,00	20,00	10,00	0,5	20,0	0,33	30,0	19,00	sabbia con limo argillosa (c)

ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-10,00	-8	-6	-4	-2	0	2	4	6	8	10

(manuale)

RISULTATI DELLE ANALISI



Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud

Relazione Geologico-Tecnica

STRATIGRAFIA 1 – SEZIONE TIPO “N1”

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

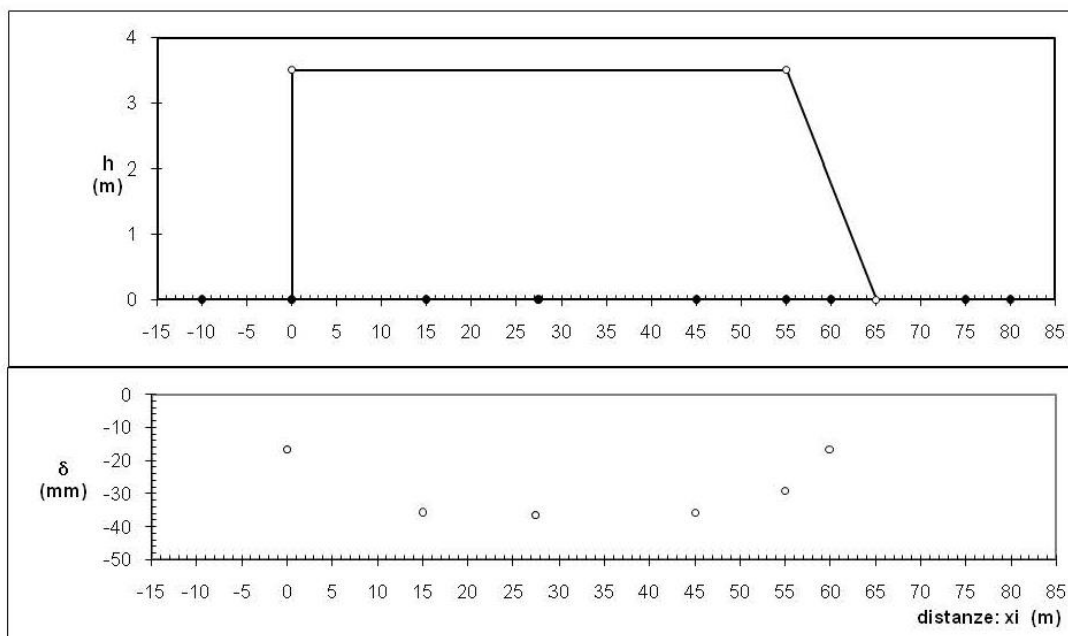
n (numero degli strati): 2 (-)
 $\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$: 2 (%)
 (Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media)
 Z_w (Profondità della falda): 0,00 (m)

Strato (n)	z _{iniziale} (m)	z _{finale} (m)	Spessore (m)	Δz_i (m)	E (Mpa)	ν (-)	φ' (°)	γ (kN/m ³)	terreno
1	0,00	10,00	10,00	0,5	25,0	0,33	28,0	18,00	sabbia limosa avana chiara (d - e)
2	10,00	20,00	10,00	0,5	20,0	0,33	30,0	19,00	sabbia con limo argillosa (c)

ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-10,00	-5	0	15	30	40	45	55	60	75	80

RISULTATI DELLE ANALISI



**Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud**

Relazione Geologico-Tecnica

STRATIGRAFIA 2 – SEZIONE TIPO “O”

**CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL
SOTTOSUOLO**

n (numero degli strati): 5 (-)

$\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$: 2 (%)
(Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media)

Zw (Profondità della falda): 0,00 (m)

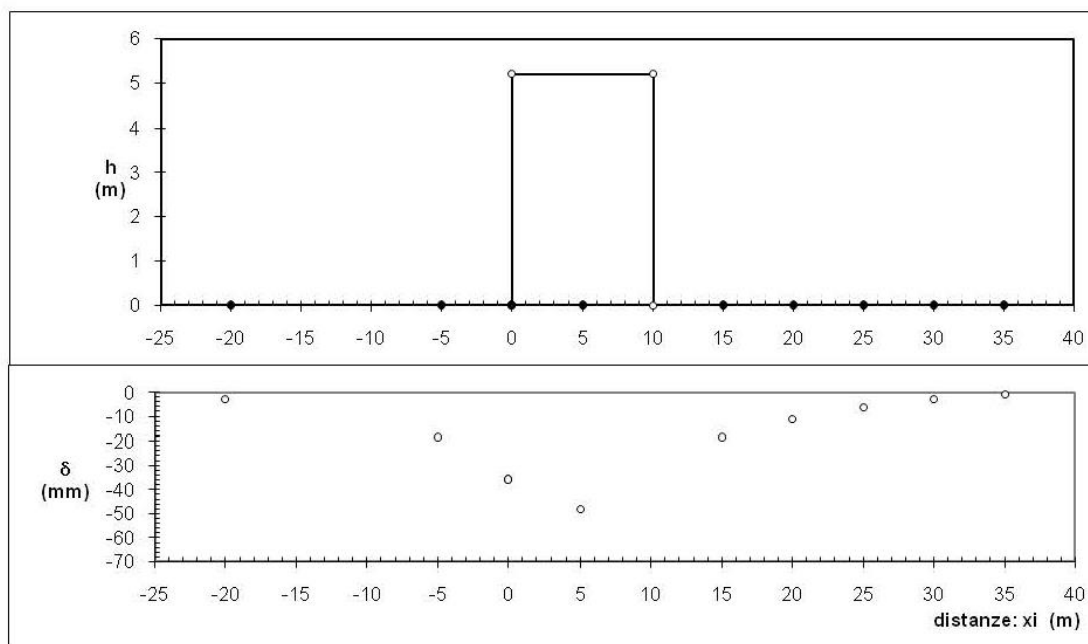
Strato (n)	z _{iniziale} (m)	z _{finale} (m)	Spessore (m)	Δz_i (m)	E (Mpa)	ν (-)	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)	terreno
1	0,00	1,00	1,00	0,5	25,0	0,33	28,0	18,00	sabbia limosa grigia (b)
2	1,00	5,00	4,00	0,5	35,0	0,33	34,0	19,00	sabbia limosa avana chiara (d)
3	5,00	7,00	2,00	0,5	30,0	0,33	30,0	19,00	sabbia con limo argillosa (c)
4	7,00	12,00	5,00	0,5	35,0	0,33	34,0	19,00	sabbia limosa avana chiara (d)
5	12,00	30,00	18,00	0,5	30,0	0,33	30,0	19,00	sabbia con limo argillosa (c)

ASCISSE DI CALCOLO

x1 (m)	x2 (m)	x3 (m)	x4 (m)	x5 (m)	x6 (m)	x7 (m)	x8 (m)	x9 (m)	x10 (m)	x11 (m)
-20,00	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	35

(manuale)

RISULTATI DELLE ANALISI



**Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud**

Relazione Geologico-Tecnica

STRATIGRAFIA 2 – SEZIONE TIPO “I”

**CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL
SOTTOSUOLO**

n (numero degli strati) (max 5): 5 (-)

$\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$: 2 (%)
(Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media)

Zw (Profondità della falda): 0,00 (m)

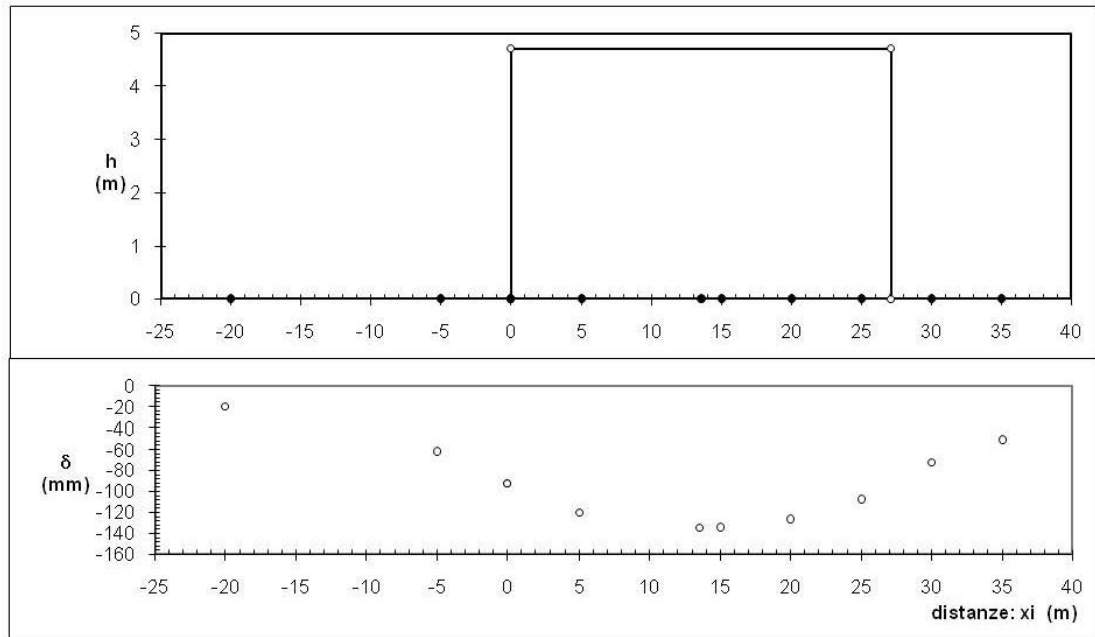
Strato (n)	Z _{iniziale} (m)	Z _{finale} (m)	Spessore (m)	Δz_i (m)	E (Mpa)	ν (-)	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)	terreno
1	0,00	1,00	1,00	0,5	25,0	0,33	28,0	18,00	sabbia limosa grigia (b)
2	1,00	5,00	4,00	0,5	35,0	0,33	34,0	19,00	sabbia limosa avana chiara (d - e)
3	5,00	7,00	2,00	0,5	20,0	0,33	30,0	19,00	sabbia con limo argillosa (c)
4	7,00	12,00	5,00	0,5	35,0	0,33	34,0	19,00	sabbia limosa avana chiara (d - e)
5	12,00	30,00	18,00	0,5	20,0	0,33	30,0	19,00	sabbia con limo argillosa (c)

ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-20,00	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	35

(manuale)

RISULTATI DELLE ANALISI



Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud

Relazione Geologico-Tecnica

STRATIGRAFIA 3 – SEZIONE TIPO “C”

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

n (numero degli strati): 5 (-)

$\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$: 2 (%)
(Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media)

Zw (Profondità della falda): 0,00 (m)

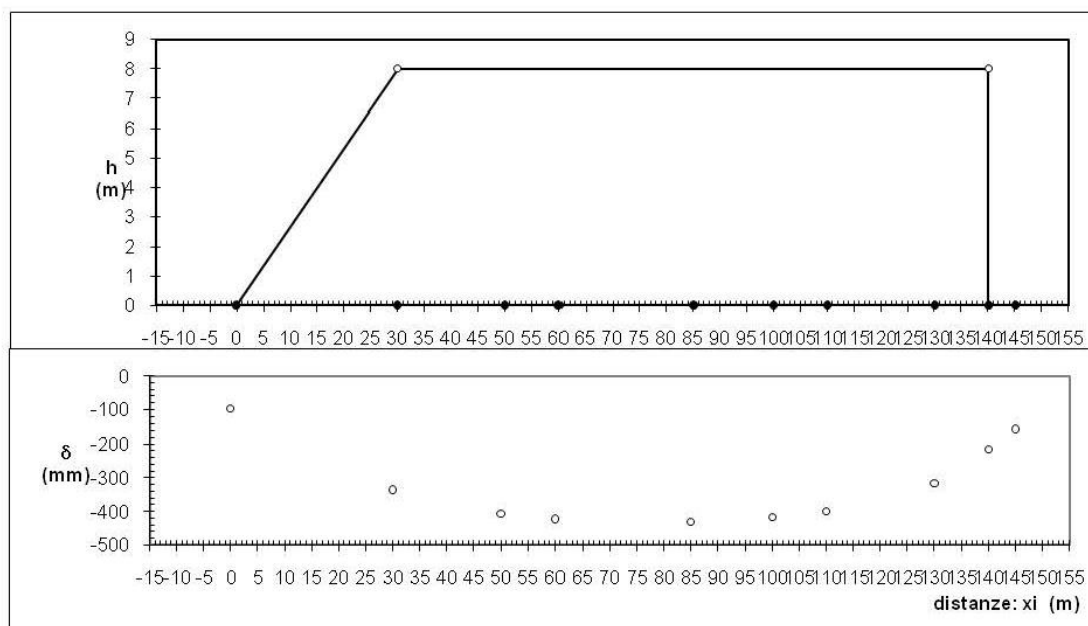
Strato (n)	Z _{iniziale} (m)	Z _{finale} (m)	Spessore (m)	Δz_i (m)	E (Mpa)	ν (-)	φ' (°)	γ (kN/m ³)	terreno
1	0,00	8,00	8,00	0,5	25,0	0,33	28,0	18,00	sabbia limosa grigia (b)
2	8,00	9,00	1,00	0,5	35,0	0,33	34,0	19,00	sabbia limosa avana chiara (d)
3	9,00	10,00	1,00	0,5	20,0	0,33	30,0	19,00	sabbia con limo argillosa (c)
4	10,00	11,00	1,00	0,5	35,0	0,33	34,0	19,00	sabbia limosa avana chiara (d)
5	11,00	30,00	19,00	0,5	20,0	0,33	30,0	19,00	sabbia con limo argillosa (c)

ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0,00	10	30	50	60	80	100	110	130	140	145

(manuale)

RISULTATI DELLE ANALISI



Progettazione Esecutiva
Fase 3, Darsena Sud

Relazione Geologico-Tecnica

STRATIGRAFIA 3 – SEZIONE TIPO “R”

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SOTTOSUOLO

n (numero degli strati) (max 5): 5 (-)

$\Delta\sigma_m/\sigma_{m0}$: 2 (%)
(Rapp. Tensione media indotta nel sottosuolo e tensione efficace media)

Zw (Profondità della falda): 0,00 (m)

Strato (n)	Z _{iniziale} (m)	Z _{finale} (m)	Spessore (m)	Δz_i (m)	E (Mpa)	ν (-)	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)	terreno
1	0,00	8,00	8,00	0,5	25,0	0,33	28,0	18,00	sabbia limosa grigia (b)
2	8,00	9,00	1,00	0,5	35,0	0,33	34,0	19,00	sabbia limosa avana chiara (d)
3	9,00	10,00	1,00	0,5	30,0	0,33	30,0	19,00	sabbia con limo argillosa (c)
4	10,00	11,00	1,00	0,5	35,0	0,33	34,0	19,00	sabbia limosa avana chiara (d)
5	11,00	30,00	19,00	0,5	30,0	0,33	30,0	19,00	sabbia con limo argillosa (c)

ASCISSE DI CALCOLO

x1	x2	x3	x4	x5	x6	x7	x8	x9	x10	x11
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-10,00	-5	0	5	10	15	20	25	30	35	40

(manuale)

RISULTATI DELLE ANALISI

