



COMUNE DI CASTIGLIONE DELLA PESCAIA



**MARINA DI PUNTA ALA S.P.A.**  
 LOCALITA' IL PORTO SNC  
 PUNTA ALA - CASTIGLIONE DELLA PESCAIA (GR)  
 42°48',48 N - 10°44',22 E

# AMPLIAMENTO DEL PORTO TURISTICO DI PUNTA ALA STRALCIO FUNZIONALE OPERE CIVILI MARITTIME

# B.09

## PROGETTO DEFINITIVO

### RILIEVI, INDAGINI E STUDI SPECIALISTICI RELAZIONE DI MODELLAZIONE GEOTECNICA

20 012 DR B 009 0

Committente

Marina di Punta Ala S.p.a.  
 sede legale:  
 Castiglione della Pescaia (GR)  
 Loc. Il Porto - Punta Ala

Progettazione opere marittime:



Progettazione:

Ing. Marco TARTAGLINI  
 Ing. Marco DEL BIANCO  
 Ing. Andrea SANZONE

Gruppo di lavoro:

Ing. Alessio CAMUSI  
 Ing. Valerio TRULLI  
 Dott.ssa Sara SCRIMIERI

Consulenza geotecnica:

AGiS Ingegneria s.r.l.  
 Ing. Giuseppe IORIO

05.04.2024	0	EMISSIONE	G.I.	M.D.B.	M.T.
Data	Rev.	DESCRIZIONE	Disegnato:	Verificato:	Approvato:

Dimensioni foglio: A1

La MODIMAR s.r.l. si riserva la proprietà di questo documento con la proibizione di riprodurlo o trasferirlo a terzi senza autorizzazione scritta.  
 This document is property of MODIMAR s.r.l. Reproduction and divulgation forbidden without written permission

**PREFAZIONE**

*Il seguente elaborato posto a base della progettazione fa riferimento ad una configurazione planimetrica di progetto che risulta superata in quanto è stata successivamente ottimizzata.*

---

Cliente:



MARINA DI PUNTA ALA S.p.a.

---

**AMPLIAMENTO DEL PORTO TURISTICO DI PUNTA ALA**  
**STRALCIO FUNZIONALE OPERE MARITTIME**  
**PROGETTO DEFINITIVO**

**RILIEVI, INDAGINI E STUDI SPECIALISTICI A SUPPORTO DELLA PROGETTAZIONE**  
**B.09 – RELAZIONE DI MODELLAZIONE GEOTECNICA**



Modimar srl - Via Monte Zebio 40  
00195 - Roma

06-3269361 telefono  
06-32694630 fax  
info@modimar. email  
www.modimar. web



Modimar Project srl - Via Asmara, 72  
00199 - Roma

**Consulenza geotecnica:**

**AGiS Ingegneria**

## Sommario

<b>Capitolo 1</b>	<b>Premesse .....</b>	<b>4</b>
<b>Capitolo 2</b>	<b>Quadro geologico ed ambientale dell'area .....</b>	<b>5</b>
	2.1 Quadro geologico e geomorfologico .....	5
	2.2 Indagini eseguite .....	6
	2.2.1 Richiami sulle indagini pregresse .....	6
	2.2.2 Campagna di indagine di Progetto Definitivo (2020/21) .....	8
	2.2.3 Richiami sull'indagine geotecnica in laboratorio .....	9
<b>Capitolo 3</b>	<b>Successione stratigrafica e caratteristiche geotecniche dei terreni .....</b>	<b>10</b>
	3.1 Schemi stratigrafici .....	10
	3.1.1 Zona Costiera.....	10
	3.1.2 Zona di transizione .....	10
	3.1.3 Zona marina.....	11
	3.2 Criteri di modellazione geotecnica dei terreni .....	12
	3.3 Caratteristiche geotecniche dei terreni .....	15
	3.3.1 Unità Df - Depositi sabbiosi-limosi di fondale.....	15
	3.3.2 Unità SL/SLc - Depositi marini sabbiosi-limosi .....	15
	3.3.3 Unità SLp, Spo/SLA - Complesso delle sabbie a posidonia.....	17
	3.3.4 Unità FMA - Flysch marnoso-arenaceo (Macigno).....	18
	3.3.5 Materiali di riempimento e di costruzione .....	19
<b>Allegato 1–</b>	<b>Modellazione geotecnica .....</b>	<b>21</b>
	Quadro geologico ed ambientale .....	21
	Modelli geotecnici di riferimento.....	22
<b>Allegato 2–</b>	<b>Interpretazione prove penetrometriche dinamiche DPSH .....</b>	<b>26</b>
	Prove zona Costiera.....	26
	Prove zona di transizione .....	27
	Prove zona marina.....	28
<b>Allegato 3 -</b>	<b>Report interpretativo prove di laboratorio di tipo non standard .....</b>	<b>32</b>

## Capitolo 1      Premesse

Scopo della presente relazione è quello di definire il modello geotecnico di riferimento per la progettazione delle opere marittime del progetto di ampliamento del Marina di Punta Ala.

Le nuove opere si inseriscono in un quadro geologico ed ambientale complesso ed articolato qual è appunto la fascia costiera di Punta Ala, ma nell'insieme ben studiato in quanto supportato dai risultati di una specifica e mirata campagna di indagini, oltre che da dati ed esperienze derivate da opere analoghe eseguite in passato.

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti nell'area in esame sono stati in particolare utilizzati i risultati della campagna di indagine integrativa di Progetto Definitivo ed estrapolati alcuni dati relativi ad una precedente campagna di indagine fatta eseguire dalla Marina di Punta Ala S.p.A. già in sede di progettazione preliminare.

Tale procedura ha consentito di disporre nei tempi opportuni di dati utili e congruenti, utili a far derivare un modello geotecnico del sottosuolo sufficientemente rappresentativo per sostenere la verifica delle condizioni di stabilità e di sicurezza delle opere nonché per operare previsioni dei cedimenti che le opere subiranno in fase realizzativa ed in esercizio.

## Capitolo 2 Quadro geologico ed ambientale dell'area

### 2.1 Quadro geologico e geomorfologico

Come un più ampio inquadramento geologico preliminare della zona consente di evidenziare, il promontorio di Punta Ala ricade nell'ambito di affioramenti ascrivibili al complesso del Flysch marnoso-arenaceo (Formazione del Macigno) costituito da alternanze irregolari di banchi arenacei a comportamento meccanico di tipo litoide e di livelli di terreni a grana fine e finissima (argilliti, siltiti e marne scagliose). La componente litoide a composizione prevalentemente quarzosa-feldspatica si presenta in strati e banchi fratturati, di spessore variabile da alcuni decimetri fino ad oltre il metro, con frequenti episodi di calcite secondaria. La componente fine è invece caratterizzata da un limo-argilloso sovente a struttura scistosa.

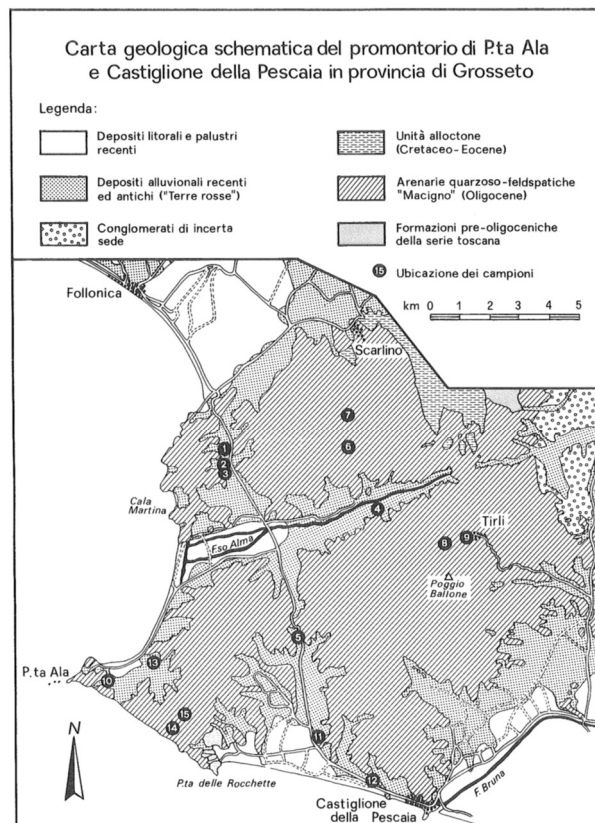


Fig. 1 - Carta geologica schematica.

**Figura 1. Inquadramento geologico del promontorio di Punta Ala (da Gandolfi e Paganelli, 1990)**

Nelle zone a terra le dorsali flyschoidi si riversano verso il mare con morfologie a tratti accidentate, in parte obliterate dalla intensa urbanizzazione che caratterizza la zona collinare a ridosso del porto. Comune è la presenza di incisioni morfologiche favorite dall'alterazione e erosione del substrato, colmate da alluvioni terrazzate e conoidi che degradano progressivamente verso mare.



**Figura 2. Promontorio di Punta Ala sopra il Porto**

Le quote del rilievo tendono ad aumentare verso nord-est, fino a raggiungere il colmo in prossimità di Torre Hidalgo; in prossimità del porto è invece presente una falesia verticale.

Nella fascia costiera, sovrapposti al complesso dei Flysch, risultano infine presenti, in sommità, importanti complessi sedimentari di età ed origine diversa, difficilmente riconducibili ad un unico e semplice schema stratigrafico, collegati alle diverse fasi della evoluzione della stessa linea di costa. Questi sono costituiti da variegati strati e banchi di terreni a composizione variabile tra quella di sabbie medio fini, limose, a tratti ghiaiose, da poco a moderatamente addensate, fino a tratti molto addensate, e quella delle sabbie limose argillose contenenti resti di posidonia sepolta, scarsamente addensate. I contatti tra i diversi complessi non sono sempre di semplice interpretazione, non escludendo che possano anche essere di origine tettonica.

## 2.2 Indagini eseguite

### 2.2.1 Richiami sulle indagini pregresse

L'area marina antistante il Porto interessata dalle nuove opere infrastrutturali è stata preliminarmente indagata mediante una indagine morfologica "Side Scan Sonar" "SSS" e geofisica stratigrafica ad alta risoluzione "Sub Bottom Profiler" "SBP" realizzate nel 2014 dalla società Geocoste snc di Firenze.

In particolare, la stratigrafia superficiale dei fondali è stata esaminata per mezzo di un SBP di nuova generazione acustica a tecnologia "Chirp". Questo sistema consente di identificare, tramite la produzione di immagini ad alta risoluzione (<10 cm), sia le sequenze litostratigrafiche al di sotto del fondale, sia l'eventuale presenza di oggetti sepolti. In particolare sono state eseguite n°15 sezioni di indagine, così distribuite:

- parallele a costa: Linea L1; L3; L4; L8; L9;
- perpendicolari a costa: L2; L5; L6; L7; L10; L11:L12; L13; L14; L15.

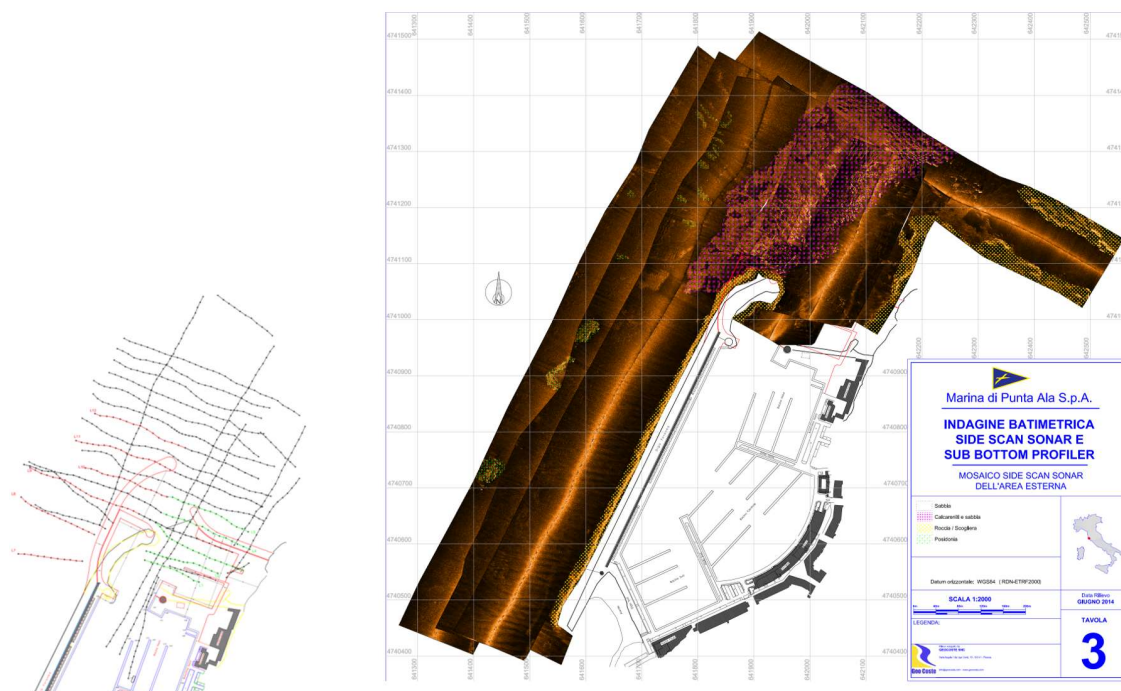
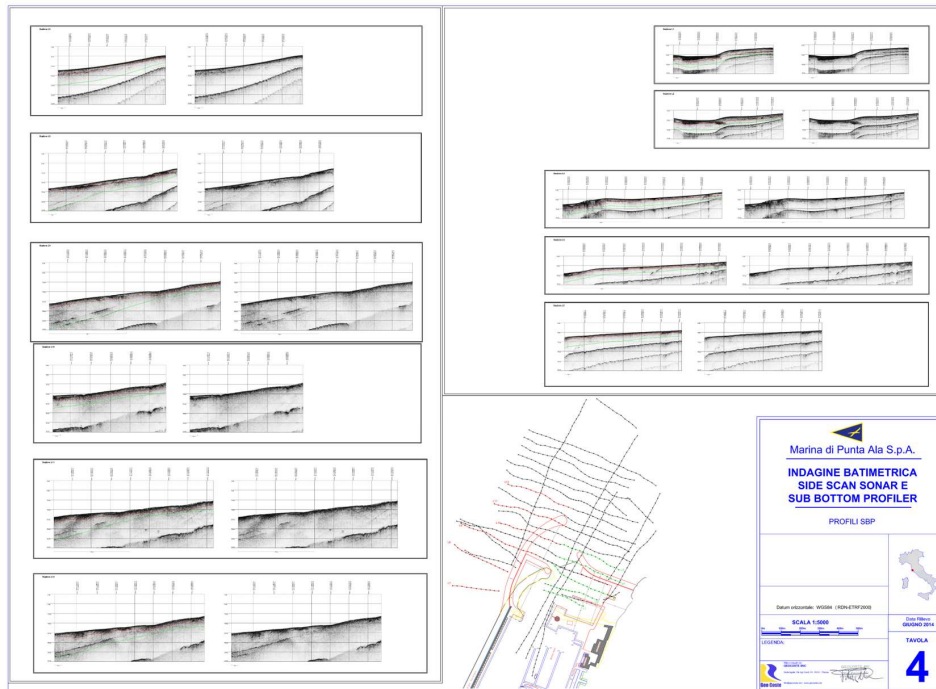


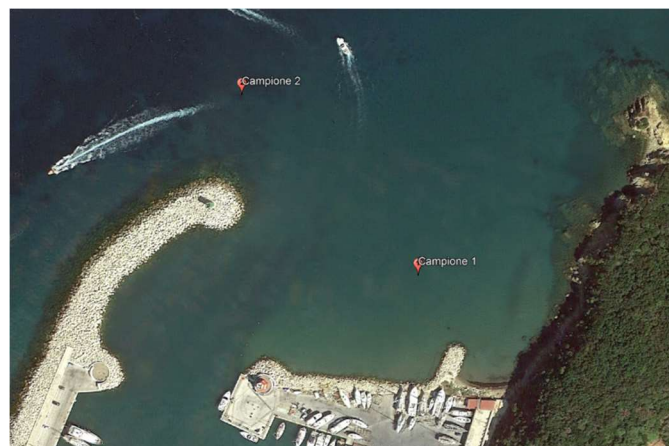
Figura 3. Disposizione allineamenti Chirp sub bottom profiler eseguito da Geocoste snc nel 2014



**Figura 4. Indagine batimetrica side scan sonar e sub bottom profiler eseguito da Geocoste snc**

Per l'indagine è stata utilizzata una frequenza variabile da 4 kHz a 20 kHz, velocità di sparo di 10 msec, e velocità di acquisizione della imbarcazione < 3 nodi, ottenendo penetrazioni al di sotto del fondale variabili da circa 5,00 m a circa 15,00 m, con ottima risoluzione di 0,20/0,30 m. Le prospezioni sono state reinterprete in considerazione delle nuove informazioni stratigrafiche disponibili. Si rimanda allo specifico rapporto "Revisione Relazione Geofisica Marina" a firma del Dott. Pelliccia per maggiori indicazioni.

A supporto del Piano Attuativo per l'ampliamento e la riqualificazione del porto turistico di Punta Ala Per completezza si riportano infine alcuni prelievi di campioni di sabbia dai fondali ala profondità di circa 0,50mt, uno in corrispondenza della diga sottoflutto Nord e all'intersezione tra la diga grecale ed la foranea. I campioni sono stati inviati al Laboratorio Geotecnico di ISMGEO dove sono stati sottoposti a prove di caratterizzazione e di resistenza meccanica mediante prove di taglio anulare. Si rimanda alla Relazione Geologica e Geotecnica di Progetto Preliminare a firma dei Dott. Serrai e Pelliccia per maggiori indicazioni.



**Figura 5. Prelievi di campioni sul fondo**

Una prova di taglio diretto è stata infine eseguita nel 2007 su un campione rimaneggiato di disfacimento di arenaria prelevato in prossimità dello Yacht Club.



## 2.2.2 Campagna di indagine di Progetto Definitivo (2020/21)

L'indagine geotecnica effettuata dalla Società Earth Science S.r.l. si è svolta tra dicembre 2021 e gennaio 2022 in due fasi in continuità fra loro. La prima ha interessato i terreni su cui è impostata la diga foranea, la seconda i sedimenti presenti a mare.

Complessivamente sono stati eseguiti n.5 sondaggi meccanici a carotaggio continuo corredati da prove in foro tipo SPT con prelievo di campioni indisturbati e non, da sottoporre a prove di laboratorio. I n.4 sondaggi a mare - indicati con la sigla SM, (SM1,.., SM4) – hanno permesso di indagare profondità comprese tra i 15 e 30 metri a partire dai fondali attuali, lungo l'allineamento della nuova diga e "avandiga" foranea, in corrispondenza della Diga Grecale e nella zona di raccordo tra Banchina Cantiere e Hidalgo Nord. Nella zona nei pressi della testata della attuale diga foranea si sono raggiunti i 30 metri dalla quota di banchina e il foro (ST1) è stato attrezzato per una prova down-hole DH. I sondaggi sono stati effettuati con una sonda SE CK 600 SL installata a mare sulla piattaforma autosollevante movimentata da un Rimorchiatore di proprietà Sales S.p.A..

A mare si è proceduto inoltre all'esecuzione di n.11 prove penetrometriche dinamiche continue superpesanti del tipo DPSH (DP1-DP11), con preventiva infissione del rivestimento in avanzamento con misura delle battiture dell'attrito laterale ogni 30 cm, spinte fino a 15 m dal fondale marino oppure fino a rifiuto strumentale. Nella Figura 6 è riportata l'ubicazione dei sondaggi e delle prove. Per le stratigrafie dei sondaggi insieme ai dettagli ed i risultati delle prove geotecniche in situ si rimanda alla specifica RELAZIONE SULLE INDAGINI GEOTECNICHE DI SITO E LABORATORIO.

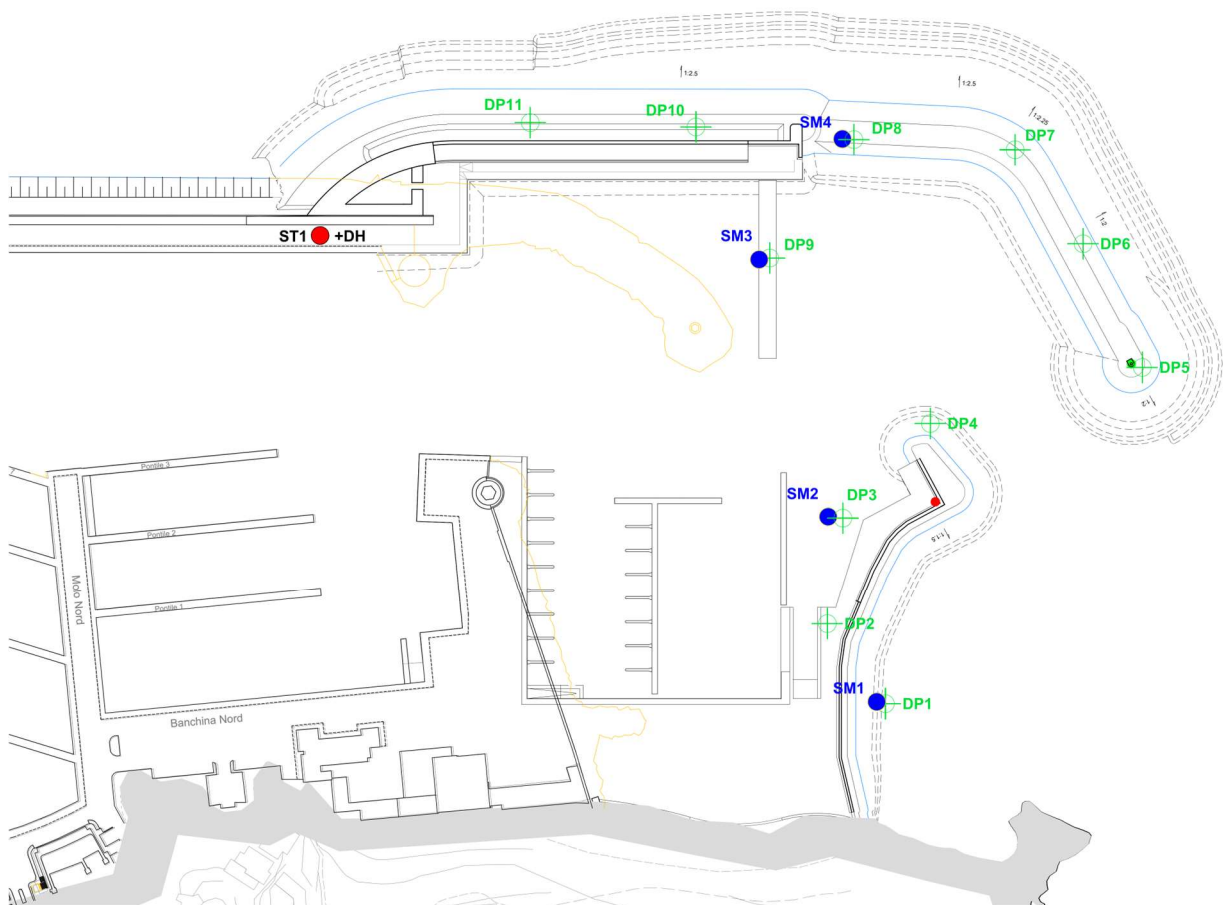


Figura 6. Planimetria indagini campagna geognostica 2021

### 2.2.3 Richiami sull'indagine geotecnica in laboratorio

I campioni prevalentemente rimaneggiati, prelevati durante l'esecuzione dei sondaggi e delle prove SPT sono stati inviati al laboratorio terre Geoplanning S.r.l. di Roma per le prove del caso, consistite essenzialmente in prove di classificazione quali determinazione della composizione granulometrica e del peso specifico dei grani.

Per quanto i terreni di fondazione ("sabbie a posidonia"), i risultati forniti dalle prove, insieme alla impressioni dirette acquisiti visitando i luoghi ed esaminando attentamente i materiali carotati e conservati in cassette, hanno consigliato un ulteriore approfondimento della caratterizzazione geotecnica.

A tal fine i materiali dei sondaggi SM3 e SM4 conservati in cassette sono stati inviati ai laboratori di meccanica delle terre della ELLE TI s.r.l. di Firenze per l'esecuzione di speciali prove meccaniche su campioni di terreno di grandi dimensioni, preventivamente ricostituiti in laboratorio.

In particolare sono state eseguite prove di taglio diretto per la misura della resistenza al taglio e "veloci" in condizioni simil non drenate, mentre per quanto riguarda i parametri di compressibilità, si è proceduto a numerose edometriche del tipo ad incrementi di carico.

I risultati delle prove sono contenuti in fascicoli redatti dal laboratorio ELLE TI e costituisce parte integrante della relazione di interpretazione delle prove riportata in allegato. Ad essi si rimanda per una conoscenza più dettagliata delle modalità esecutive e dell'elaborazione dei dati sperimentali.

In definitiva sulla base delle indicazioni emerse dai risultati di laboratorio si può affermare che l'indagine svolta è stata sufficientemente ampia da consentire una buona conoscenza dei terreni, sia per quanto riguarda la natura, sia le caratteristiche di resistenza e di deformabilità.

Sarà comunque buona norma verificare in progetto esecutivo le ipotesi di modellazione e di comportamento delle opere anche sulla base di un sistematico programma di monitoraggio e controllo essenzialmente basato sulla misura degli spostamenti indotti nelle diverse fasi costruttive.

## Capitolo 3 Successione stratigrafica e caratteristiche geotecniche dei terreni

### 3.1 Schemi stratigrafici

Sulla base degli studi e delle indagini eseguite, facendo riferimento alle principali categorie di opere così come presentate e suddivise in progetto, possono essere definiti i seguenti quadri stratigrafici caratterizzanti rispettivamente la zona più prossima alla costa (zona “costiera”), quella immediatamente antistante (zona di “transizione”) e quella al largo, ove insisterà la nuova avandiga foranea nord (zona “marina”).

#### 3.1.1 Zona Costiera

Nella zona in questione ricade interamente la zona di radice della Darsena Hidalgo (Banchina Hidalgo Est) fino all'incirca fino a metà del futuro sviluppo a nord (Banchina Hidalgo Nord), con batimetrie gradualmente discendenti da quota circa -1/-2 a -4/-4.5 m slm.

Simili condizioni stratigrafiche sono da ragionevolmente attendersi fino alla attuale propaggine Nord dell'area portuale con la Torre Faro (Molo Torre). Sia il sondaggio SM1 che le prove penetrometriche continue DP1 e DP2 sono infatti coerenti tra di loro ed indicano la presenza di terreni granulari a prevalente granulometria grossolana (sabbie-limose a tratti ghiaiose convenzionalmente definite “Depositi recenti di fondale” “DF”) scarsamente addensate, di spessore di 1-2 metri, passanti a sabbie medio-fini debolmente limose “SL”, da poco a moderatamente addensate. Il passaggio alle arenarie fratturate del substrato flyschoidale, intercettate a profondità comprese tra circa 8.5-9.5 m dal l.m.m. (SM1), si riconosce per un repentino incremento della resistenza penetrometrica (sabbie addensate “SLc”), confermato anche nel tratto immediatamente al largo, fino a valori di rifiuto strumentale in corrispondenza del tetto dei termini rocciosi.

#### 3.1.2 Zona di transizione

A partire dalla batimetria -4/-4.5 m slm e procedendo verso l'esterno, fino a fondali ubicati tra -6/-7 m slm, lungo l'allineamento in direzione Nord/Nord-Ovest compreso tra la testata diga foranea attuale (sondaggio ST1, prova DP11) e la zona di testata della Banchina Hidalgo-Nord (sondaggio SM2) e quella immediatamente antistante (sporgente interno della Diga Grecale, sondaggio SM3) è possibile riconoscere una zona di transizione tra ambiente costiero e marino in cui l'assetto stratigrafico appare significativamente condizionato dalle dinamiche di sedimentazione e di corrente avvenute in passato, e regolato dal progressivo, a tratti repentino, approfondimento del tetto del substrato roccioso, quest'ultimo verosimilmente influenzato dalla tettonica.

In particolare il sondaggio SM2 ha evidenziato la presenza, a profondità comprese tra 7 e 11 m (corrispondente a -12/-16 m slm circa), di uno strato di sabbie limose argillose con resti di fibre e filamenti di radici di posidonie sepolte (“matte”) e resti conchigliari (“SLp”), in quel tratto poco addensate. In superficie il profilo stratigrafico si presenta abbastanza favorevole poiché caratterizzate da sabbie limose, da scarsamente addensate (DF) indicativamente presenti al più nel primo metro, seguite da sabbie generalmente molto addensate/compatte assimilabili alle sabbie addensate “SLc”, fino a 6-7 metri di profondità. Per queste ultime non sono segnalate tracce di cementazione anche se non è da escludere che tale comportamento possa derivare da processi di parziale diagenizzazione di antichi cordoni dunali. Il tetto del flysch arenaceo è stato infine intercettato a circa 18 m da l.m.m.

Procedendo verso mare, nei pressi della testata interna della Diga Grecale (sondaggio SM3), è possibile riconoscere la successione individuata dal sondaggio SM2 solo a partire da circa 5 metri di profondità, con

presenza di sabbie limose relativamente addensate (SL/SLc) fino a 10 metri (-13.5/-19 m slm), sovrapposte ad uno spesso banco di sabbie limose con resti di SLp mediamente addensate, da 12 a 19 m (-21/-28 m slm). Rispetto alla zona retrostante, in copertura è stato intercettato un livello superficiale di sabbie a posidonia (SPo) scarsamente addensate di spessore 3.5 metri (-10/-13.5 m slm) tipico dell'ambiente di sedimentazione marino, in progressivo lento aumento verso l'esterno. Completa il quadro stratigrafico la presenza di un livello pressochè continuo di sabbie limose sciolte (DF) sui fondali attuali di modesto spessore.

Analoghe condizioni stratigrafiche sembrano essere presenti in corrispondenza del tratto terminale della diga foranea dove si ritrova sostanzialmente la medesima successione individuata dal foro SM3 (sondaggio ST1), fino al settore immediatamente antistante il braccio attuale indagata dalla prova DP11, dove in superficie è stato intercettato un banco di depositi sabbiosi recenti ("DFs") probabilmente connessi a quell'importante fenomeno di insabbiamento desumibile dalle batimetrie. La serie dei depositi marini è caratterizzata da uno stato di maggiore addensamento per effetto del confinamento offerto dal corpo rilevato (spessore corpo diga pari a circa 8.5 m) mentre il tetto del substrato è stato intercettato a circa -27 m slm ed è rappresentato da "marne argillose scagliosa di colore grigio-azzurro".

Afferisce alla zona di transizione anche la zona in testata del molo di sottoflutto e della limitrofa Banchina Cantiere indagata dalla prova DP4, dove superato un primo strato sabbioso (SL) di spessore 3 metri sembra essere presente la successione marina con alternanze di sabbie limose argillose con resti di posidonia poco addensate (SPo) e sabbie limose argillose (SLA) fino ad almeno 15-20 m di profondità. In tal caso il tetto del flysch può essere solamente estrapolato e presumibilmente è possibile che si attesti a profondità comprese tra -25/-30 m da lmm.

### 3.1.3 Zona marina

Nella zona più a largo, i fondali tendono progressivamente a ridursi da 7 a 9-10 m da l.m.m. ed i dati acquisiti dal sondaggio SM4 e dalle restanti prove penetrometriche continue (DP4,..., DP10) sembrano nel complesso omogenei tra loro nel confermare la presenza di terreni sabbiosi-limosi-argillosi variegati con resti di posidonie sepolte ("matte") riconducibili al tipico complesso delle "sabbie a posidonia".

In particolare nel sondaggio SM4 sono presenti sabbie limose argillose con posidonia generalmente poco consistenti ("SPo") dapprima fino a circa 5 metri dal fondale e poi tra circa 10 e 16 m di profondità, intercalate a livelli di sabbie limose argillose apparentemente scevre da materiale organico ("SLA") poco consistenti, fino a circa 20 m. A maggiori profondità le condizioni stratigrafiche si presentano maggiormente favorevoli poiché caratterizzate da sabbie limose da poco a moderatamente addensate, riconducibili al complesso delle sabbie limose da poco a moderatamente addensate ("Sabbie limose" SL). Anche in questo caso il tetto del flysch non è stato intercettato e non si può escludere si attesi oltre i 35-45 m da l.m.m.

Per quanto riguarda il terreno di riporto che costituisce la diga di sopraflutto esistente, si tratta di un materiale costituito da blocchi e trovanti di dimensioni variabili in matrice sabbiosa-limosa nella parte superficiale e generalmente sabbio-limosa-argillosa nella parte terminale, verosimilmente a causa di fenomeni di compenetrazione con i sottostanti depositi marini attuali in fase di posa in opera.

I rapporti geometrici tra gli spessori, la loro continuità planimetrica e l'interferenza con le varie opere sono rappresentate nelle sezioni riportate in allegato.

## 3.2 Criteri di modellazione geotecnica dei terreni

Il lavoro di interpretazione dei dati ottenuti dalle campagne in sito ed in laboratorio ha portato alla identificazione di n. 6 unità litologiche tipo contraddistinte per natura o caratteristiche, quali:

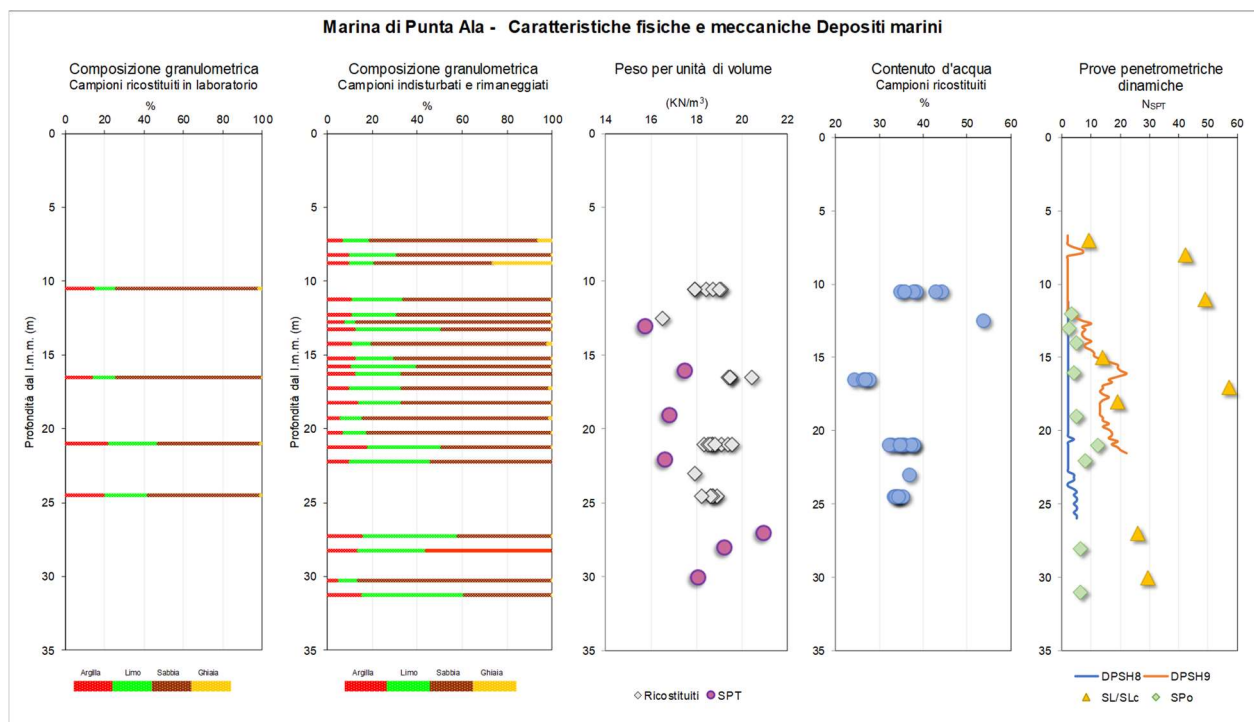
### Depositi marini attuali e recenti:

- Unità DF: sabbie limose sciolte;
- Unità SL/SLc: sabbie limose da poco a moderatamente addensate, a luoghi compatte/molto addensate;
- Unità SLp: sabbie limose con resti di posidonie sepolte, da poco a moderatamente addensate;
- Unità SPo/SLA: Complesso sabbie limose a posidonia superficiali e sabbie limose argillose, da sciolte a poco addensate.

### Termini di substrato

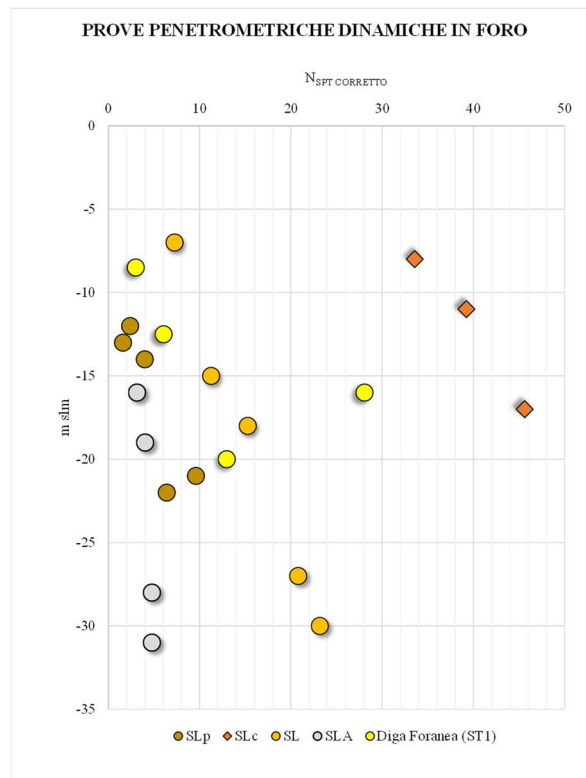
- Unità FMA: Flysch marnoso arenaceo (Macigno)

La caratterizzazione geotecnica dei depositi marini è stata essenzialmente basata sulla interpretazione delle numerose prove penetrometriche dinamiche in foro tipo SPT e continue tipo DPSH eseguite, utilizzando correlazioni di carattere empirico che legano i valori del numero di colpi per "piede di avanzamento",  $N_{SPT}$ , ai parametri geotecnici, in funzione della classificazione granulometrica ottenuta dalle prove di di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati.



**Figura 7. Caratteristiche fisiche e meccaniche terreni di imposta**

Nell'interpretazione delle prove SPT si è tenuto in conto dell'impiego sistematico, nei sondaggi a mare, del campionatore a punta conica al posto del campionatore standard a punta aperta che, come noto, fornisce risultati non completamente confrontabili; come diretta conseguenza i risultati delle prove SPT e DPSH sono state preventivamente corrette trasformando i valori del numero di colpi ottenuti con la punta conica in valori  $N_{SPT}$  equivalenti, prudenzialmente mediante un fattore correttivo 0.80 (Figura 8).



**Figura 8. N<sub>SPT</sub> corretti**

In modo del tutto analogo, per la diretta utilizzazione ai fini applicativi delle prove DPSH, i valori di resistenza all'avanzamento sono stati preventivamente rapportati ai valori delle più diffuse prove tipo SPT. In appendice sono riportati i valori di  $N_{SPT}$  misurati alle varie profondità ed interpretati con riferimento ai parametri di resistenza al taglio e di compressibilità.

Sulla base di consolidate correlazioni di carattere empirico largamente usate in campo applicativo, dalla elaborazione dei risultati è stato quindi possibile definire con buona approssimazione le caratteristiche geotecniche dei terreni. In particolare, in accordo a quanto indicato da Skempton (1986) la densità relativa  $D_R\%$  è stata correlata al valore  $N_{SPT}$  con la seguente legge:

$$D_R(\%) = 100 \cdot \left( \frac{N_{SPT}}{A + B \times \sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

dove A e B sono costanti empiriche variabili tra  $A=27.5 \div 43.3$  e  $B=21.7 \div 27.5$  (sabbie fini normalconsolidate e sovraconsolidate) e  $\sigma'_{v0}$  (espresso in  $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) il valore della tensione verticale efficace alla profondità di prova.

Per la stima dell'angolo di resistenza al taglio di picco  $\varphi'_p$  è stata adottata la nota relazione proposta da Bolton (1986):

$$\varphi'_p = \varphi'_{cv} + 3I_R$$

dove  $I_R$  è assunto pari a:

$$I_R = D_R(10 - \ln p_r') - 1$$

con  $p_r' = \sigma'_{ff} = 1.4 \times 272 \text{ kPa}$ .

Per una stima dei moduli elastici operativi da adoperare nel calcolo dei cedimenti delle opere a gettata, trattandosi di problemi di "primo carico", caratterizzati da incrementi di tensione rispetto alla condizione

geostatica iniziale, si è fatto riferimento alla correlazione proposta da Jamiolkowski (1988) per  $E'_{25}$  è il modulo secante ad un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%:

$$E'_{25}(MPa) = (10.5 - 3.5 \times Dr) \times N_{SPT}/10$$

nel caso di terreni poco addensati, e nel caso di terreni addensati:

$$E'_{25}(MPa) = (52.5 - 35 \times Dr) \times N_{SPT}/10$$

Nella caratterizzazione di seguito rappresentata, nell'ambito dei medesimi complessi stratigrafici precedentemente individuati, sono stati distinti i terreni presenti in profondità a partire dal fondale marino esistente da quelli individuati al di sotto della massicciata che costituisce la diga esistente che, per effetto del conseguente confinamento offerto, presentano inevitabilmente migliori caratteristiche meccaniche.

Vista la presenza delle sabbie a posidonia caratterizzate da uno scarso addensamento per la realizzazione delle opere a gettata sarà adottata una opportuna procedura costruttiva in avanzamento mediante un rilevato provvisorio. Nel caso del molo di sottoflutto e di sopraflutto è stata inoltre studiata la possibilità di adottare interventi di "precarica" sugli stessi rilevati di lavoro proprio al fine di anticipare il decorso dei cedimenti nel tempo. Uno specifico carattere del progetto ha in tal senso riguardato la previsione dei cedimenti che subiranno i rilevati di lavoro nella fase di collocazione in opera e le opere completate, successivamente, per effetto dei sovraccarichi di esercizio.

In tal caso i valori dei moduli operativi  $E'_{op}$  dei terreni sabbiosi consolidati ( $DF^*$ ,  $SPO^*$ ,  $SLA^*$  e  $SL^*$ ) sono stati ottenuti a partire dai assunti moduli iniziali a piccole deformazioni  $E_0$  ricavati dal modulo di taglio  $G_0$  stimato dalla prova down-hole eseguita in testata della attuale diga foranea attraverso la nota formulazione:  $E_0 = 2 \times (1 + n') \times G_0$ . Il modulo operativo è stato assunto  $E'_{op}$  pari a  $E'_{op} = 1/3 \div 1/4 \times E_{ur}$  mentre il modulo di in condizioni di scarico-ricarico  $E_{ur} = 1/3 \times E_0$ .

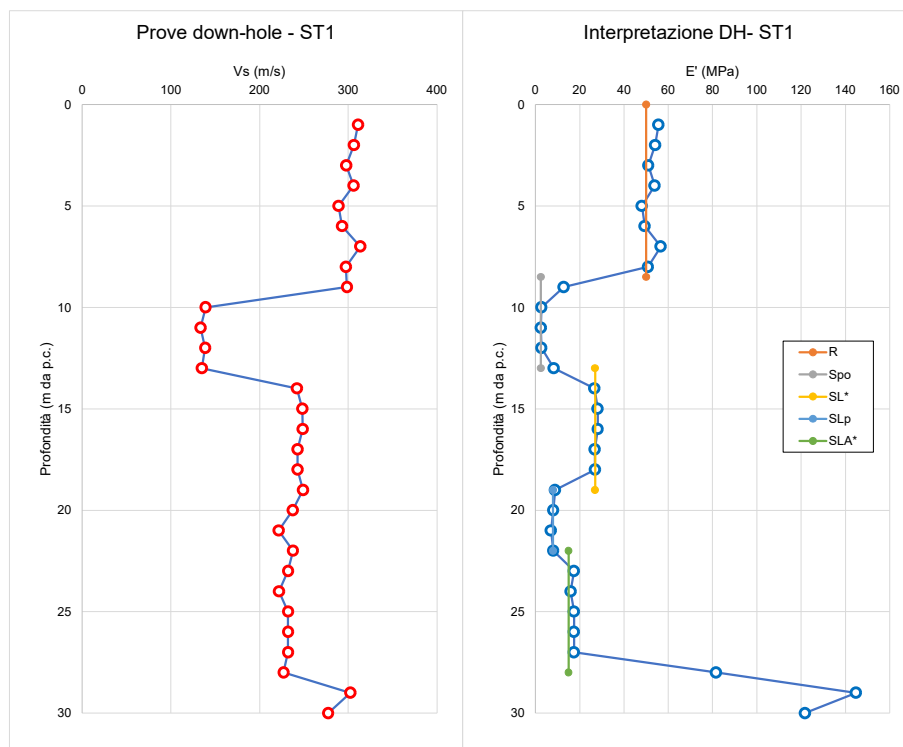


Figura 9. Interpretazione prove sismiche – sondaggio ST1

### 3.3 Caratteristiche geotecniche dei terreni

#### 3.3.1 Unità Df - Depositi sabbiosi-limosi di fondale

È costituita da sedimenti sabbioso-limosi localmente con scheletro ghiaioso, da sciolti a scarsamente addensati presenti nella fascia costiera per spessori generalmente modesti, al più di 1-2 m.

Le prove DPSH hanno registrato sistematicamente l'avanzamento della sonda per peso proprio, a conferma dello scarso addensamento che la contraddistingue.

Dal punto di vista progettuale il materiale non riveste particolare importanza in quanto verrà in gran parte asportato nelle fasi di dragaggio e bonifica per la realizzazione dello scanno di imbasamento del tratto di banchinamento a massi sovrapposti a terra.

Ad ogni modo, per i parametri geotecnici si può fare prudenzialmente riferimento ai seguenti range:  $\gamma=17\text{kN/m}^3$ ;  $c' = 0\text{ kN/m}^2$ ;  $\varphi' = 23-27^\circ$ ;  $E'=2-4\text{ MPa}$ . Valori decisamente superiori dei parametri geotecnici sono da attendersi per i depositi di fondale presenti al di sotto della diga foranea (DF\*) e i depositi sedimentati a tergo della diga (DFs):  $\gamma=18.5\text{ kN/m}^3$ ;  $c' = 0\text{ kN/m}^2$ ;  $\varphi' = 28-32^\circ$ ;  $E'=10-15\text{ MPa}$ .

#### 3.3.2 Unità SL/SLc - Depositi marini sabbiosi-limosi

È questa la formazione delle sabbie limose individuata a profondità comprese tra 2 e 7 metri in corrispondenza della fascia costiera (SM1 e SM2), tra circa 5 e 10 metri nel settore di transizione (SM3), ed infine in probabile progressivo approfondità (>20 metri da fondale) nella zona esterna.

Si tratta di materiali in condizioni di medio-basso stato di addensamento ("SL") contraddistinti da valori di densità relativa  $D_R$  compresi tra il 30-45% in progressivo lento aumento con la profondità, con addensamento che può tuttavia risultare localmente medio-alto ("SLc") come risulta dalle prove penetrometriche che hanno fornito valori di  $N_{SPT}$  equivalenti anche superiori a 40 colpi su piede di avanzamento. Caratteristiche simili sono state riscontrate per la fascia di terreni sabbiosi immediatamente sovrastanti le torbiditi arenacee del Macigno.

I livelli sabbiosi intercettati al di sotto della diga foranea hanno chiaramente evidenziato un benefico effetto del sovraccarico, evidenziato da un numero di colpi  $N$  di poco inferiore a 30, ad indice di uno stato di addensamento superiore ( $D_R > 50\%$ ).

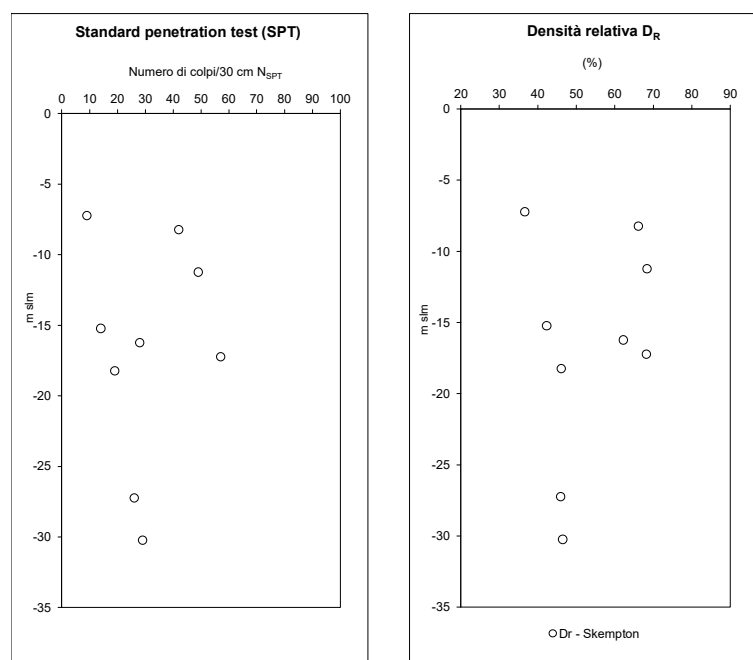


Figura 10. Risultati prove SPT – Sabbie limose



In termini di resistenza il medio stato di addensamento conduce a valori di  $\varphi'_p$  per lo più compresi tra  $28^\circ$  e  $30^\circ$ , in leggero aumento con la profondità. L'involuppo di una prova di taglio anulare ha condotto a valori di  $c' = 0$  e  $\varphi' = 27^\circ$ . Vista la natura dei campioni prelevati e l'andamento di tipo incrudente delle curve sforzi-deformazioni, questi ultimi valori possono essere ragionevolmente rappresentativi delle condizioni di stato critico. Per le sabbie SLc l'ottimo grado di addensamento conduce a valori decisamente superiori ( $\varphi' = 34^\circ - 36^\circ$ ). In tutti i casi si assume una coesione efficace nulla.

Per quanto riguarda la deformabilità, le prove SPT conducono alla seguente legge di variazione con la profondità:

$$E' = E'(z) = 2.5 \text{ MPa} + 0.40 \text{ MPa} \cdot \Delta z \text{ (m)}$$

con  $\Delta z = z - z_0$ , con  $z_0 = -5 \text{ m s.l.m.}$  Valori di  $E'$  superiori, compresi tra 20 e 30 MPa, sono da attendersi per le sabbie consolidate sotto il peso della massicciata SL\*.

Per le sabbie SLc, prevalendo il campo elastico, è possibile riferirsi a moduli dell'ordine di 50 MPa.

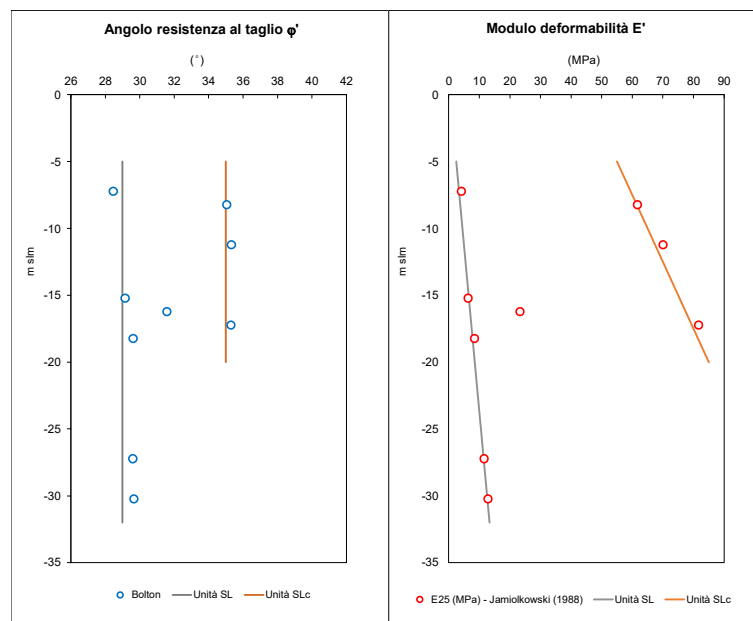
Sulla base di quanto esposto, nell'ambito delle profondità di interesse, ai termini sabbio-limosi appartenenti al complesso delle "Depositi marini attuali" possono essere cautelativamente attribuiti i seguenti range di parametri geotecnici di riferimento:

#### Sabbie limose SL

$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ;  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ ;  $\varphi' = 29^\circ$ ;  $E' = E'(z) = 2.5 \text{ MPa} + 0.40 \text{ MPa} \cdot \Delta z \text{ (m)}$

#### Sabbie limose addensate SLc

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ;  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ ;  $\varphi' = 35^\circ$ ;  $E' = 50 \text{ MPa}$ .



**Figura 11. Interpretazione Prove SPT – Sabbie limose**

Per le sabbie limose SL\* possono essere assunti ragionevolmente parametri geotecnici migliori, quali:

#### Sabbie limose precaricate SL\*

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ;  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ ;  $\varphi' = 32^\circ$ ;  $E' = 25 \text{ MPa}$ .

### 3.3.3 Unità SLp, Spo/SLA - Complesso delle sabbie a posidonia

Si tratta di un materiale “composito” speciale, dotato di una matrice di base sabbioso-limosa-argillosa insieme a sporadici gusci millimetrici di gasteropodi e frammenti centimetrici di scheletri di crinoidi scarsamente addensata, ed una componente fibrosa, a luoghi prevalente, costituita prevalentemente da resti algali e radici diffuse che, in particolari condizioni di deformazione, agisce da “rinforzo”, con analogie in qualche modo riconducibili a quelle di una terra rinforzata.

Granulometricamente si tratta di sabbie medio-fini limose argillose o con limo, con un contenuto di fini che oscilla tra 20 e 40% (SM nella classificazione USCS) e che localmente, solo in alcuni limitati casi, risulta preponderante (classe ML - limi con sabbia inorganici di bassa plasticità). Questi ultimi dati devono essere tuttavia presi con attenzione in quanto è possibile che la frazione grossolana sia stata in parte dilavata durante il prelievo a mare.

Il peso è risultato variare per lo più tra 17 e 20 kN/m<sup>3</sup>. Alcune misure indirette sui campioni prelevati dalle SPT sembrano confermare un lento ma progressivo aumento con la profondità, a partire da circa  $\gamma=16$  kN/m<sup>3</sup> nei tratti più superficiali scarsamente addensati. Per tale motivo, nella caratterizzazione le sabbie a posidonia sepolte (“SLp”) da poco a moderatamente addensate in quanto già consolidate sotto il peso dei terreni sovrastanti, sono state quindi distinte da quelle insistenti direttamente sui fondali (“Spo”) o comunque poco addensate anche in profondità (zona marina).

Per tali terreni, le prove penetrometriche, che hanno fornito valori costantemente pari a  $N_{20}=1-3$ , corrispondente a  $N_{SPT}=3-5$  su piede di avanzamento, a fronte di un numero di colpi necessari all’avanzamento variabili in un ampio range, non sembrano in grado di cogliere l’effettivo comportamento geotecnico atteso.

Nella caratterizzazione si è fatto pertanto riferimento, con le opportune cautele, ai consolidati modelli meccanici e reologici utilizzati in campo geotecnico e basati sull’acquisizione sperimentale dei corrispondenti parametri di riferimento mediante prove “speciali” di laboratorio.

In conclusione, nel caso di interventi caratterizzati da modalità di costruzione per “fasi” sufficientemente “dilatate” nel tempo, per le quali possono essere assunte a rigore condizioni “drenate” simili a quelle sperimentate in laboratorio, i parametri di riferimento possono essere assunti pari a  $c'=5$  kPa e  $\phi'=23^\circ$ .

L’andamento del modulo edometrico di primo carico  $E_{ed}$  da impiegare nel calcolo dei cedimenti può essere rappresentato dalla seguente legge di variazione con le tensioni verticali agenti  $\sigma'_{v0}$ :

$$E_{ed} = E_{ed,ref} \left( \frac{\sigma'_v}{p_{ref}} \right)^m$$

dove  $m$  un parametro legato alla reologia del materiale. Assumendo i parametri rappresentati in tabella, per tensioni comprese tra  $\sigma'_{v0} \approx 50 \div 200$  kPa risultano valori di  $E_{ed}$  compresi tra 1.5 e 4.0 MPa. Il modulo elastico può essere descritta da una analoga legge con  $E'_{ref} \approx 1.20$  MPa:

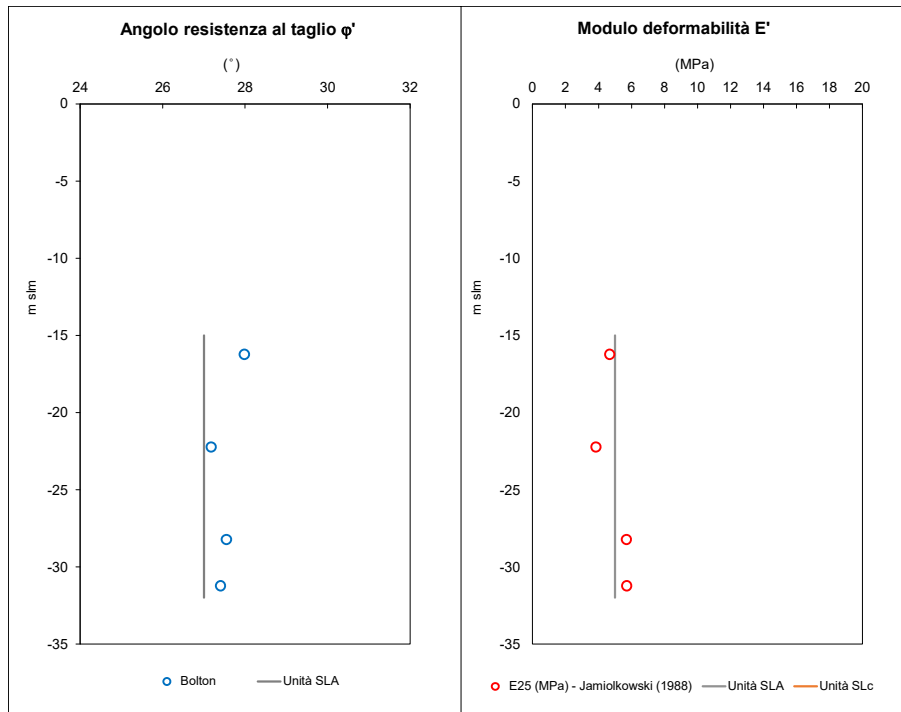
$$E' = E'_{ref} \left( \frac{\sigma'_v}{p_{ref}} \right)^m$$

Valori di  $N_{SPT}$  relativamente maggiori ( $N_{SPT}=4-6$  tra 6 e 21 m di profondità dal fondale) sono stati ottenuti nei livelli di sabbie limose argillose SLA intercalati, che versano in uno stato di addensamento medio-basso ( $D_R=20-30\%$ ) anche a rilevanti profondità, presumibilmente a causa del limitato confinamento offerto dalle sabbie a posidonia sovrastanti. In tali termini, le prove penetrometriche risultano inoltre

maggiormente affidabili e conducono valori di  $\varphi'$  per lo più compresi tra  $27^\circ$  e  $28^\circ$ . Il valore del modulo di “primo carico” per i materiali in posto può essere prudenzialmente assunto pari a 5 MPa.

#### Sabbie limose argillose SLA

$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ ;  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ ;  $\varphi' = 27^\circ$ ;  $E' = 5 \text{ MPa}$ .



**Figura 12. Interpretazione prove SPT – Sabbie limose argillose SLA**

Anche in questo caso, per le sabbie limose argillose precaricate SLA\* possono essere assunti ragionevolmente parametri geotecnici migliori, quali:

#### Sabbie limose argillose precaricate SLA\*

$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$ ;  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$ ;  $\varphi' = 29^\circ$ ;  $E' = 15 \text{ MPa}$ .

#### **3.3.4 Unità FMA - Flysch marnoso-arenaceo (Macigno)**

Il Flysch marnoso-arenaceo è caratterizzato dall'alternanza irregolare e spesso caotica di banchi lapidei costituiti da arenarie a composizione quarzoso-feldspatica e livelli pelitici caratterizzati da strutture sedimentarie stratiformi e oblique, generalmente con rapporto A/P > 75%. Le discontinuità hanno una spaziatura variabile generalmente compresa nel metro, anche se è possibile riconoscere banchi arenacei di spessore plurimetrico

Per le arenarie del Macigno, in letteratura si ritrovano valori di resistenza a compressione compresi tra circa 10 e 44 MPa, mediamente pari a 30 MPa, tipici di rocce a resistenza da medio bassa a bassa secondo la classifica di Deere&Miller (ISRM). Per i livelli marnosi-argillosi, possono essere ragionevolmente assunti valori di resistenza nell'ordine di 1-1.5 MPa, tipici di rocce tenere e fortemente alterate.

In tale ambito le caratteristiche geotecniche risultano marcatamente variabili in funzione non solo delle caratteristiche litologiche intrinseche ma anche e soprattutto dei caratteri strutturali dei vari complessi, della loro giacitura media e dell'effetto derivante dalle dislocazioni tettoniche e, nella parte più superficiale, dei processi di alterazione subiti.

Considerata la scarsa rappresentatività dei campioni indisturbati da sottoporre a prove di laboratorio e dalla stessa significatività delle prove in sito, per la valutazione dei range di comportamento geotecnico dei terreni è quindi da ritenere maggiormente significativo fare riferimento alla classificazione di Esu (1977) delle cosiddette formazioni “strutturalmente complesse”, in base alla quale il Flysch del Macigno rientra nel gruppo B1 (“sequenze ordinate di strati di roccia ed argilla o argillite più o meno giuntata o fessurata”) o B2 (“strati molto fratturati e dislocati di rocce resistenti e argille o argilloscisti più o meno fessurati e con giunti”)

Sulla base di tale classificazione, nelle successive modellazioni risulta comunque conveniente utilizzare un modello di comportamento del tipo continuo equivalente che tiene conto globalmente dell’effetto degli strati arenacei e contraddistinto da caratteristiche di resistenza al taglio e deformabilità “medie”.

In particolare, assumendo un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb, le caratteristiche di resistenza al taglio possono essere ragionevolmente descritte da valori della coesione  $c' = 50-100 \text{ kN/m}^2$  e dell’angolo di resistenza al taglio  $\varphi'$  pari a  $35^\circ$ . Per quanto riguarda la compressibilità dell’ammasso roccioso, questa può essere prudenzialmente rappresentata da valori del modulo  $E' = 150 \text{ MPa}$ , simile a quello di scarico-ricarico e pari a “ $E'_{30}$ ”, ossia pari a  $0.30 E_0$ , con  $E_0$  modulo a piccole deformazioni. Per la determinazione dei parametri di deformabilità di riferimento a piccole deformazioni  $E_0$  si è fatto riferimento essenzialmente ai valori delle velocità di propagazione delle onde di compressione  $V_p$  e taglio  $V_s$  medi ottenuti dalle prove geofisiche in corrispondenza degli strati di marne profonde presenti in testata della diga foranea. Valori verosimilmente superiori sono da attendersi per l’ammasso arenaceo ( $E > 400 \text{ MPa}$ ).

### 3.3.5 Materiali di riempimento e di costruzione

#### a) Materiali di rinterro e rinfilanco

A ridosso delle banchinature interne della Darsena Hidalgo il progetto prevede la formazione del terrapieno di banchina a tergo dei muri di banchina per la creazione di piazzali ed aree da adibire ad attività diverse utilizzando i materiali ricavati dai lavori di dragaggio.

Dalla ricostruzione stratigrafica complessiva, risulta che i terreni da dragare risultano sabbie più o meno limose localmente ghiaiose.

In considerazione delle possibili difficoltà di costipamento di tali materiali, nelle verifiche geotecniche sono stati attribuiti parametri geotecnici molto cautelativi, attribuendo ai terreni un peso dell’unità di volume  $\gamma_{\text{sat}} = 19,0 \text{ kN/m}^3$ , un valore delle coesione efficace  $c' = 0$ , un angolo di resistenza al taglio  $\varphi' = 30^\circ$  ed un modulo di compressibilità  $E' = 15 \text{ MPa}$ .

#### b) Scanno di imbasamento.

Per la realizzazione dello scanno di imbasamento dei muri di banchina è previsto l’impiego di materiale inerte di buone caratteristiche, riconducibile a quelle di un tout-venant di cava. Ai fini dei calcoli e delle verifiche, tali terreni risultano dotati di caratteristiche meccaniche, ragionevolmente esprimibili con i seguenti parametri geotecnici medi: peso dell’unità di volume  $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$ ; coesione efficace  $c' = 0$ , angolo di resistenza al taglio  $\varphi' = 40^\circ$ .

Per il calcolo dei cedimenti, a questo livello è stato attribuito un modulo di compressibilità iniziale  $E'$  pari a  $10 \text{ MPa}$ , così come risultato da “back analysis” basate sul controllo diretto di opere analoghe.

Tale valore apparentemente basso se correlato alle buone caratteristiche geotecniche del pietrame, trova giustificazione con lo scarso addensamento iniziale del materiale conseguente alle modalità della sua collocazione in opera.

*c) Opere a gettata*

Come precedentemente anticipato, il nucleo delle dighe a gettata di sopraflutto e di sottoflutto così come lo scanno di imbasamento verrà realizzato con materiale inerte di buone caratteristiche, riconducibile a quelle di un tout-venant di cava. Ai fini dei calcoli e delle verifiche, tali terreni risultano dotati di caratteristiche meccaniche, ragionevolmente esprimibili con i seguenti parametri geotecnici medi: peso dell'unità di volume  $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$ ; coesione efficace  $c' = 0$ , angolo di resistenza al taglio  $\varphi' = 40^\circ$ .

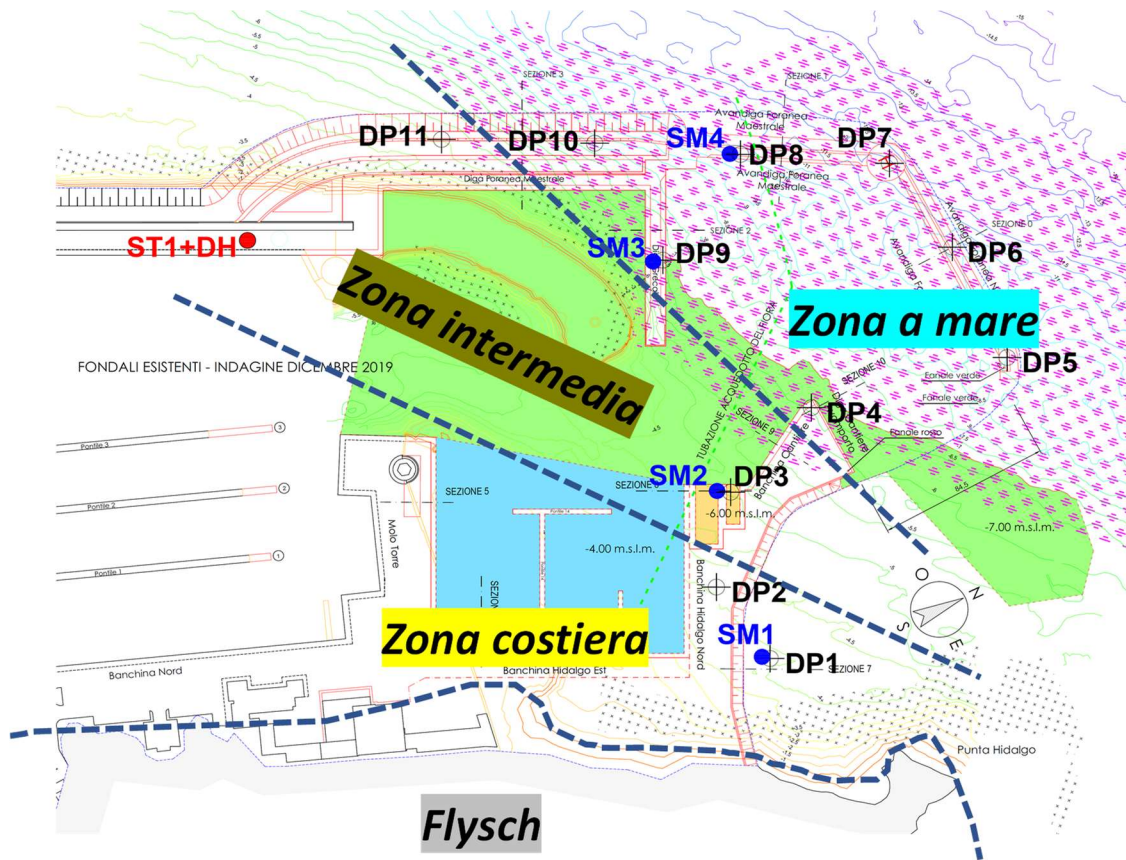
Lo strato di transizione (filtro) tra il nucleo e il rivestimento verrà realizzato invece con massi da 0.5÷1.5 t, a cui sono stati attribuiti ragionevolmente i seguenti parametri geotecnici medi: peso dell'unità di volume  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ ; coesione efficace  $c' = 0$ , angolo di resistenza al taglio  $\varphi' = 45^\circ$ .

Le due berme laterali saranno costituite sempre con massi naturali, rispettivamente con massi di peso compreso tra 50÷500 kg (40-200 kg per il molo sottoflutto), lato porto, e tra 1.5÷3 t lato mare, a cui sono stati attribuiti ragionevolmente i seguenti parametri geotecnici medi: peso dell'unità di volume  $\gamma = 16.5\text{-}17.5 \text{ kN/m}^3$ ; coesione efficace  $c' = 0$ , angolo di resistenza al taglio  $\varphi' = 45^\circ$ .

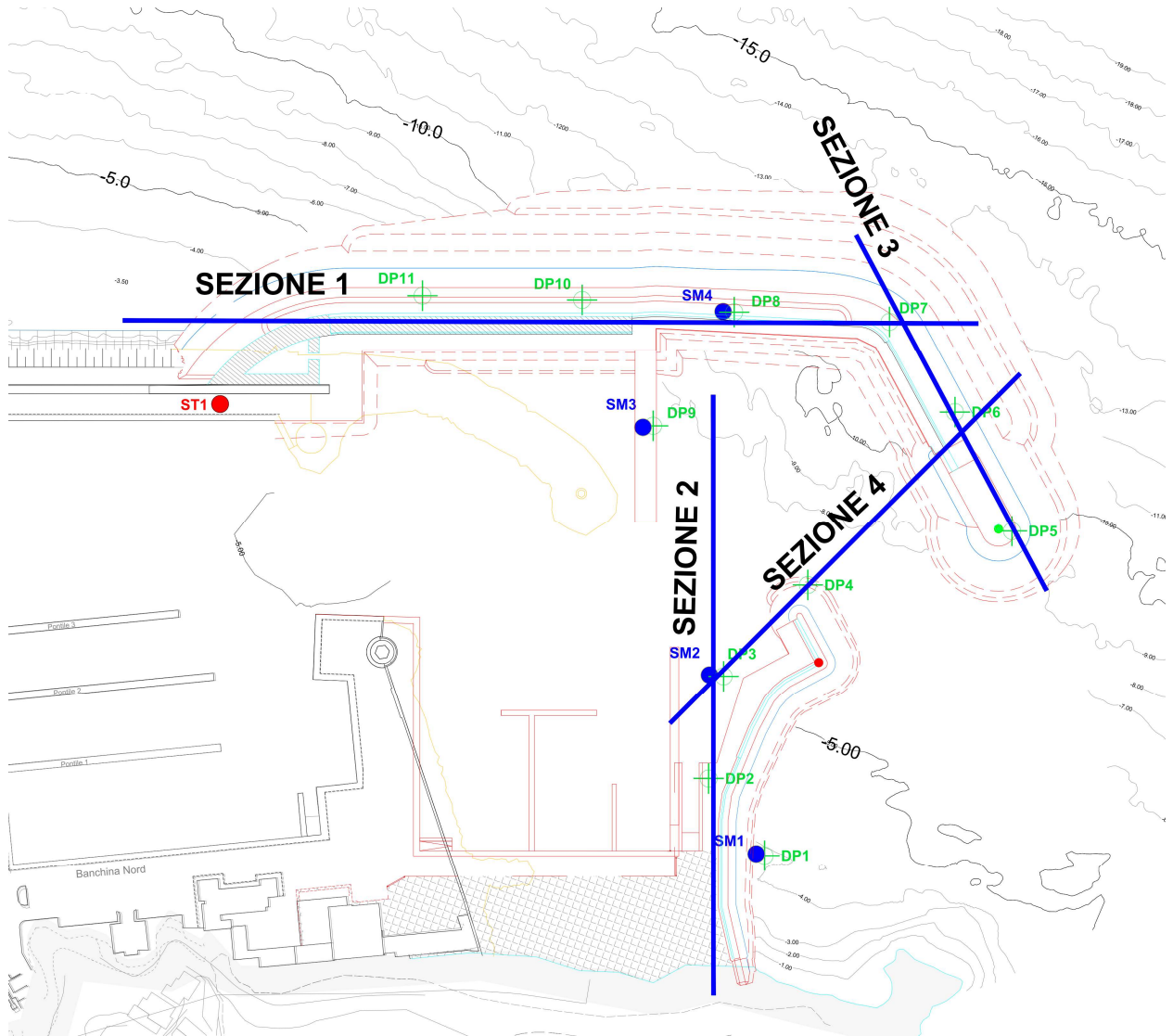
Infine il rivestimento (Mantellata) sarà realizzato con massi di dimensioni superiori del peso di 8÷11 t circa a cui sono stati attribuiti ragionevolmente i seguenti parametri geotecnici medi: peso dell'unità di volume  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ ; coesione efficace  $c' = 0$ , angolo di resistenza al taglio  $\varphi' = 45^\circ$ .

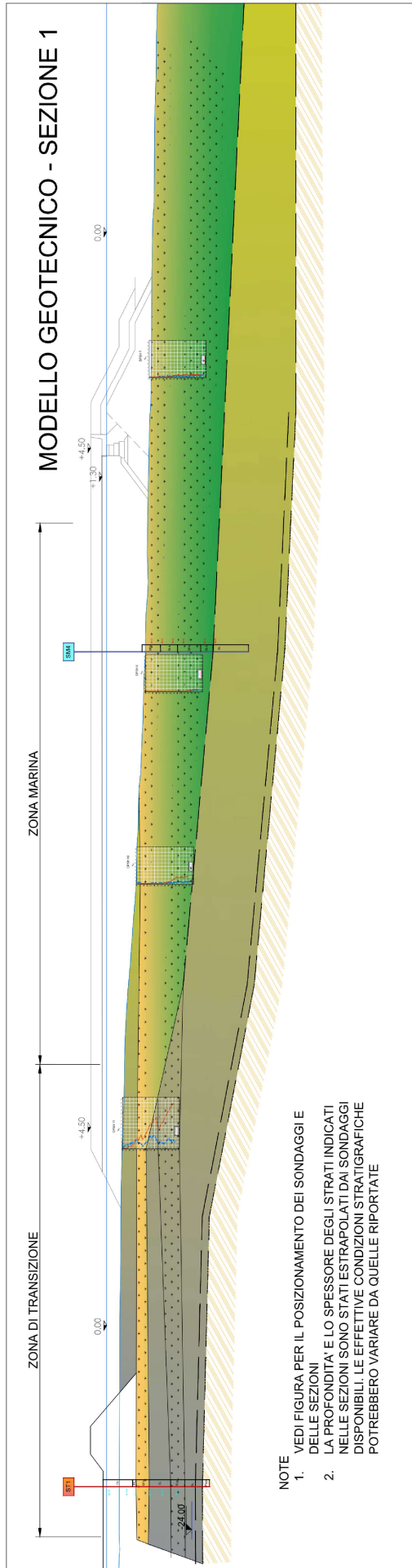
# Allegato 1– Modellazione geotecnica

## Quadro geologico ed ambientale



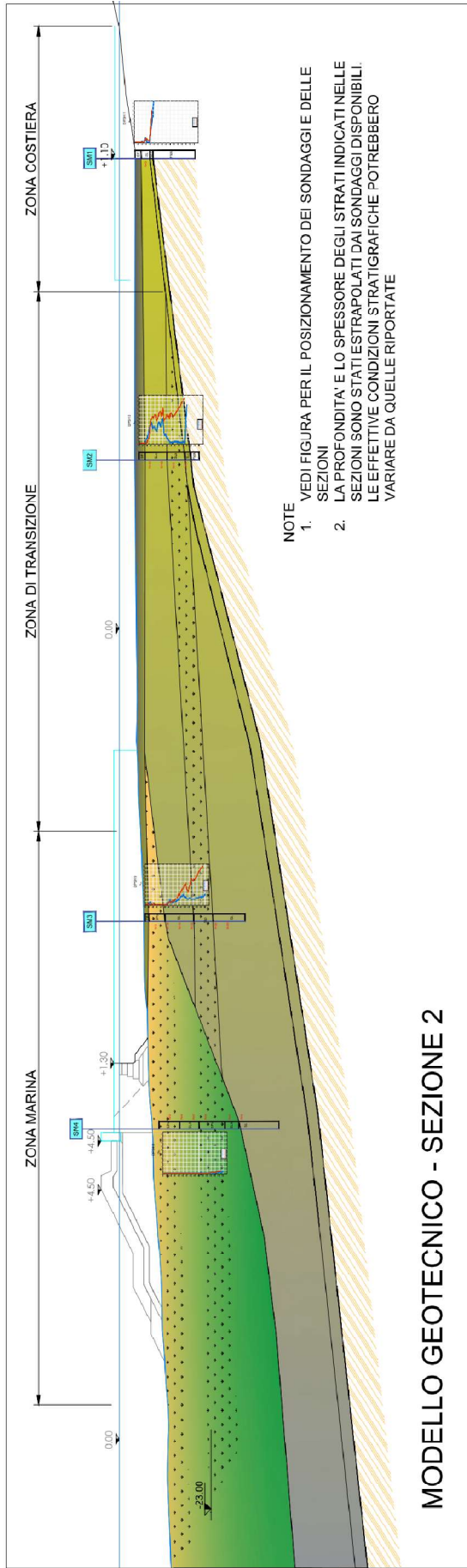
# Modelli geotecnici di riferimento





ZONA DI TRANSIZIONE	
DF	DEPOSITI SABBIOSI-LIMOSI DI FONDALE
SL	SABBIE LIMOSE DA POCO A MODERATAMENTE ADDENSATE
SLc	(SL), A TRATTI COMPATTE/MOLTO ADDENSATE (SLc)
SLp	SABBIE LIMOSE CON RESTI DI POSIDONIA SEPOLTE DA POCO A MODERATAMENTE ADDENSATE (SLp)
FMA	FLYSCH MARNOSO-ARENACEO (MACIGNO)
ZONA MARINA	
DF	DEPOSITI SABBIOSI-LIMOSI DI FONDALE (DF)
SFp	COMPLESSO SABBIE A POSIDONIA SEPOLTA (SFp)
SLa	SABBIE LIMOSE A POCO A MODERATAMENTE INTERCALATE A BANCHI DI LIMITE SEPOLTE (SLa)
SL	SABBIE LIMOSE DA POCO A MODERATAMENTE ADDENSATE (SL), A TRATTI MOLTO ADDENSATE (SLc)
SLp	SABBIE A POSIDONIA SEPOLTE (SLp)



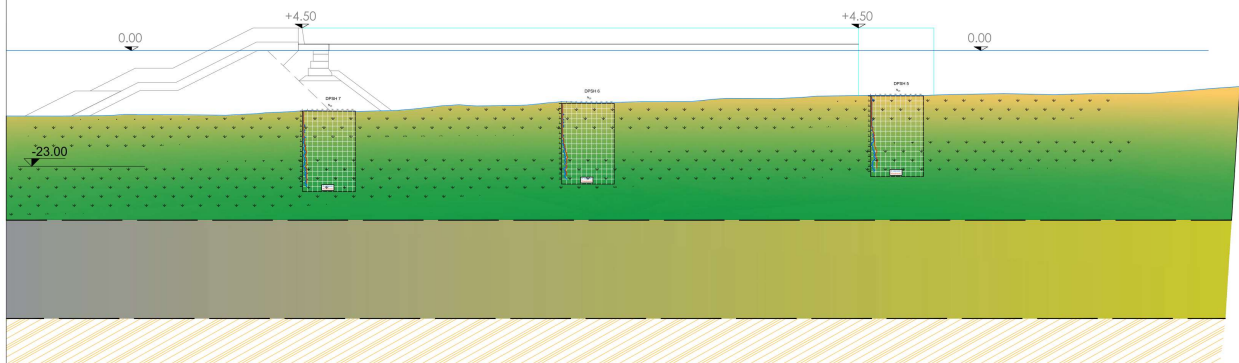


**NOTE**  
 1. VEDI FIGURA PER IL POSIZIONAMENTO DEI SONDAGGI E DELLE SEZIONI  
 2. LA PROFONDITA' E LO SPESSORE DEGLI STRATI INDICATI NELLE SEZIONI SONO STATI ESTROPOLATI DAI SONDAGGI DISPONIBILI. LE EFFETTIVE CONDIZIONI STRATIGRAFICHE POTREBBERO VARIARE DA QUELLE RIPORTATE

**MODELLO GEOTECNICO - SEZIONE 2**

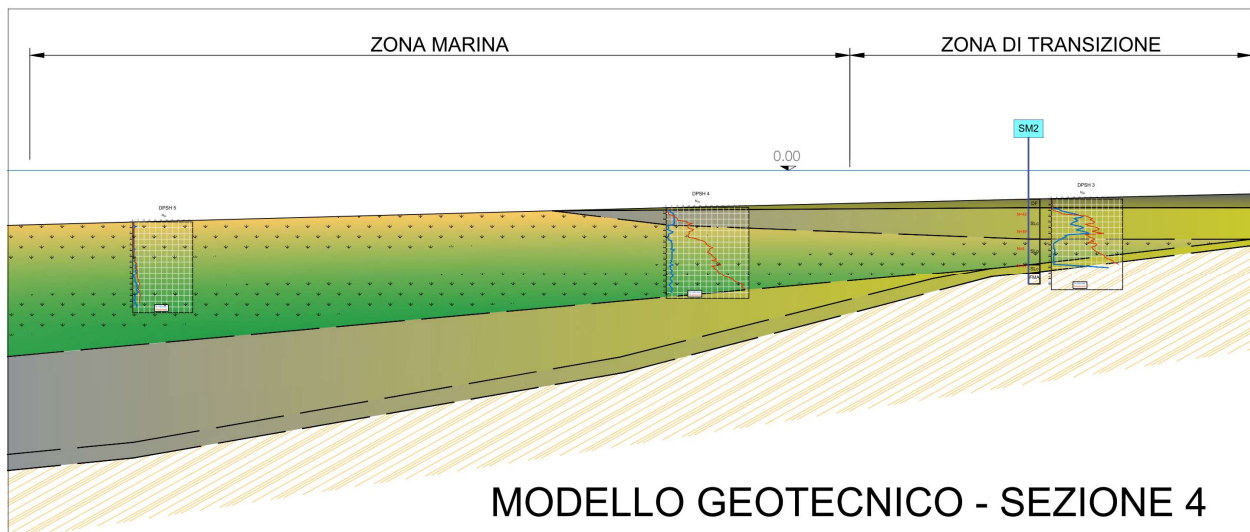
<b>ZONA COSTIERA</b>	
DF	SABBIE LIMOSE A TRATTI GHIAIOSE SCARSAMENTE ADDENSATE
SL SLc	SABBIE LIMOSE DA POCO A MODERATAMENTE ADDENSATE (SL), A TRATTI COMPATTE/MOLTO ADDENSATE (SLc)
F1/K	FLYSCH MARNOSO-ARENACEO (MACIGNO)
<b>ZONA DI TRANSIZIONE</b>	
DF	DEPOSITI SABBIOSI-LIMOSI DI FONDALE
SL SLc	SABBIE LIMOSE DA POCO A MODERATAMENTE ADDENSATE (SL), A TRATTI COMPATTE/MOLTO ADDENSATE (SLc)
SLf	SABBIE LIMOSE CON RESTI DI POSIDONIA SEPOLTE DA POCO A MODERATAMENTE ADDENSATE (SLf)
F1/K	FLYSCH MARNOSO-ARENACEO (MACIGNO)
<b>ZONA MARINA</b>	
DF	DEPOSITI SABBIOSI-LIMOSI DI FONDALE (DF)
SPp	COMPLESSO SABBIE A POSIDONIA
SLA	SABBIE LIMOSE ARGILLOSE POCO ADDENSATE INTERCALATE A BANCHI DI MATTE SEPOLTE (SPp)
SL SLc	SABBIE LIMOSE DA POCO A MODERATAMENTE ADDENSATE (SL), A TRATTI MOLTO ADDENSATE (SLc)
SLf	SABBIE A POSIDONIA SEPOLTE (SLf)

## MODELLO GEOTECNICO - SEZIONE 3



### NOTE

1. VEDI FIGURA PER IL POSIZIONAMENTO DEI SONDEGGI E DELLE SEZIONI
2. LA PROFONDITA' E LO SPESSORE DEGLI STRATI INDICATI NELLE SEZIONI SONO STATI ESTRAPOLATI DAI SONDEGGI DISPONIBILI. LE EFFETTIVE CONDIZIONI STRATIGRAFICHE POTREBBERO VARIARE DA QUELLE RIPORTATE



## MODELLO GEOTECNICO - SEZIONE 4

### NOTE

1. VEDI FIGURA PER IL POSIZIONAMENTO DEI SONDEGGI E DELLE SEZIONI
2. LA PROFONDITA' E LO SPESSORE DEGLI STRATI INDICATI NELLE SEZIONI SONO STATI ESTRAPOLATI DAI SONDEGGI DISPONIBILI. LE EFFETTIVE CONDIZIONI STRATIGRAFICHE POTREBBERO VARIARE DA QUELLE RIPORTATE

### ZONA DI TRANSIZIONE

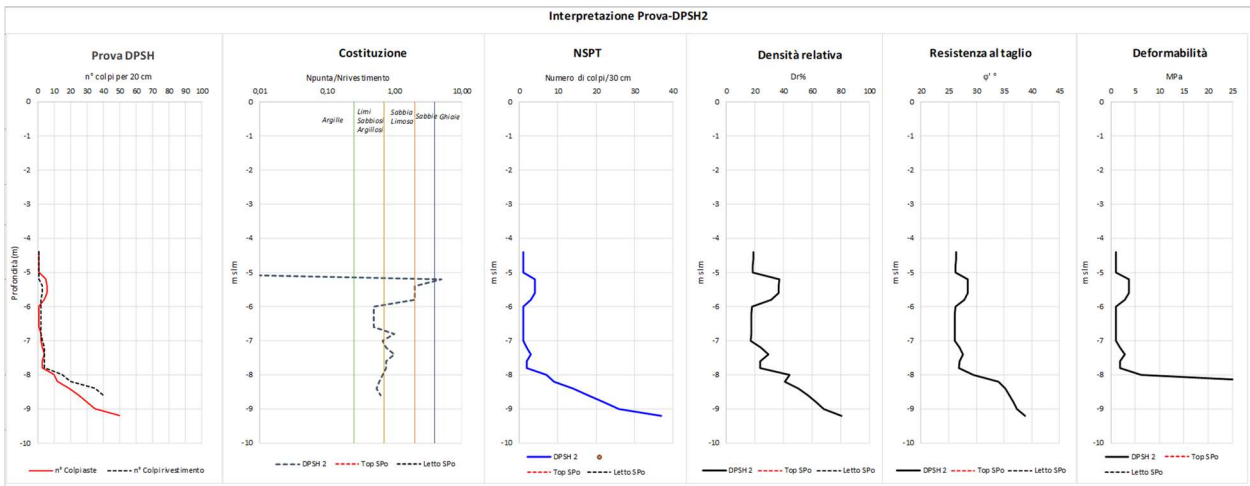
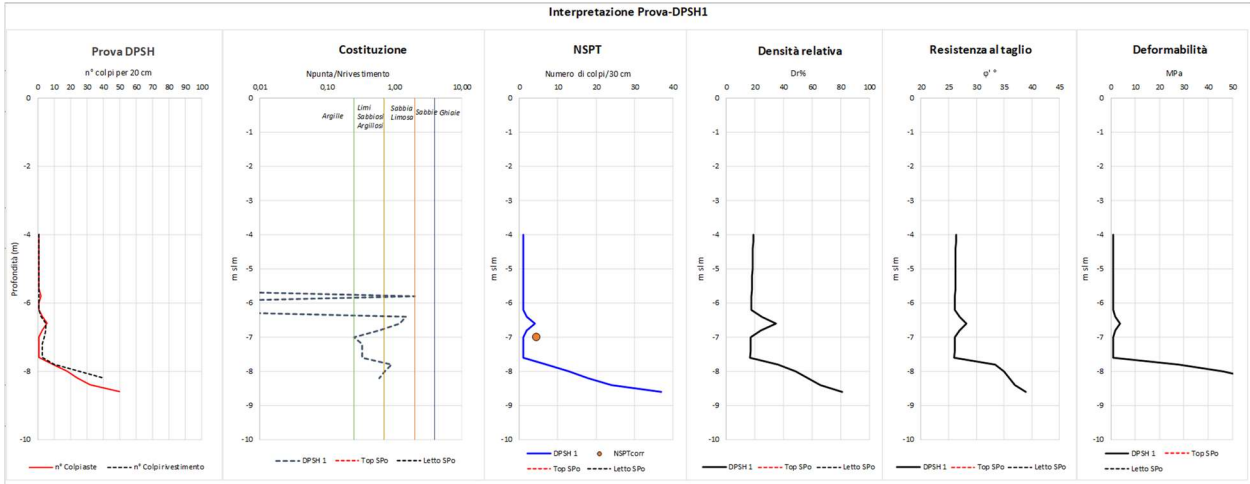
DF	DEPOSITI SABBIOSI-LIMOSI DI FONDALE
SL SLc	SABBIE LIMOSE DA POCO A MODERATAMENTE ADDENSATE (SL), A TRATTI COMPATTE/MOLTO ADDENSATE (SLc)
SLp	SABBIE LIMOSE CON RESTI DI POSIDONIA SEPOLTE DA POCO A MODERATAMENTE ADDENSATE (SLp)
FMA	FLYSCH MARNOSO-ARENACEO (MACIGNO)

### ZONA MARINA

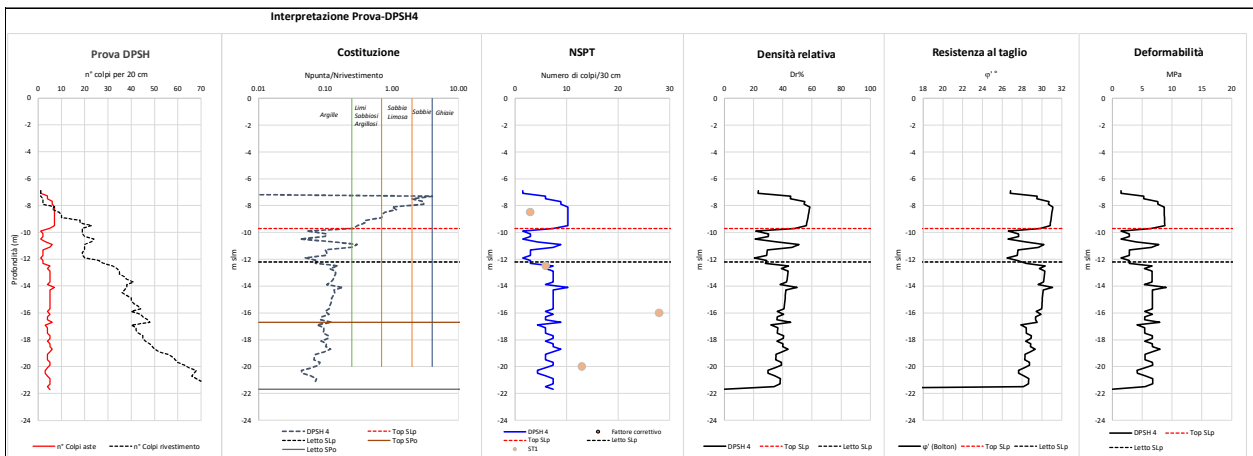
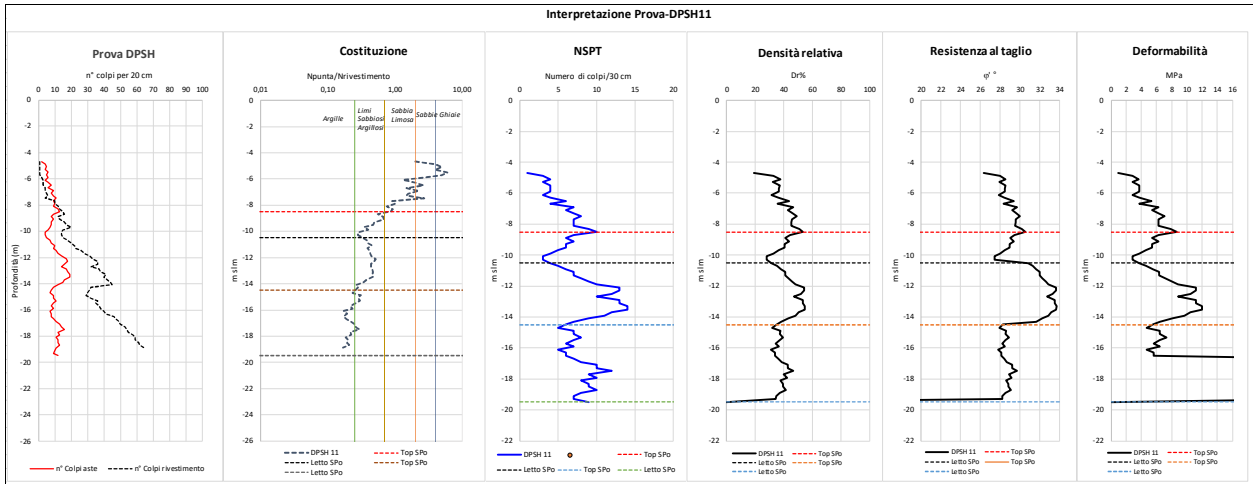
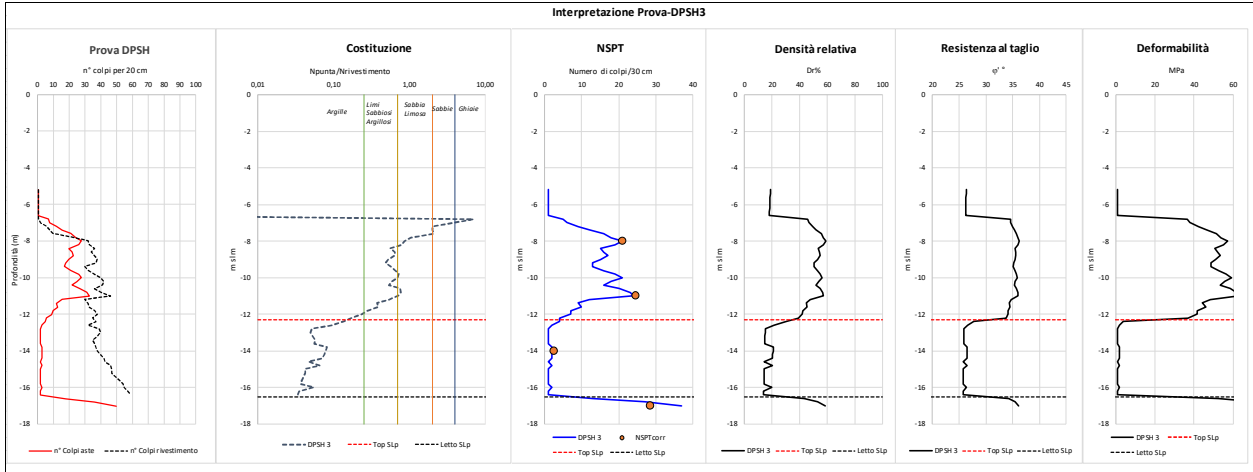
DF	DEPOSITI SABBIOSI-LIMOSI DI FONDALE (DF)
SPo SLA	COMPLESSO SABBIE A POSIDONIA SABBIE LIMOSE ARGILLOSE POCO ADDENSATE INTERCALATE A BANCHI DI MATTE SEPOLTE (SPo)
SL SLc	SABBIE LIMOSE DA POCO A MODERATAMENTE ADDENSATE (SL), A TRATTI MOLTO ADDENSATE (SLc)
SLp	SABBIE A POSIDONIA SEPOLTE (SLp)

# Allegato 2– Interpretazione prove penetrometriche dinamiche DPSH

## Prove zona Costiera

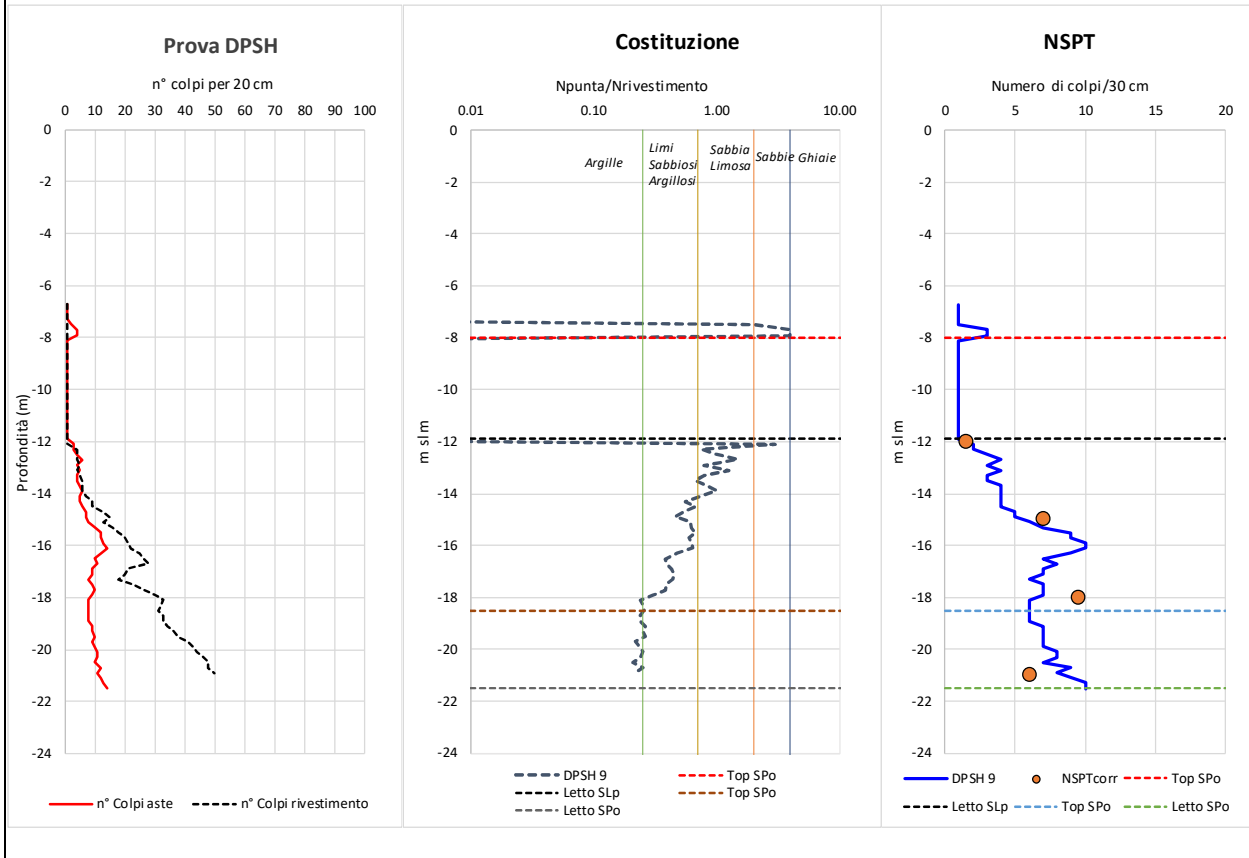


# Prove zona di transizione

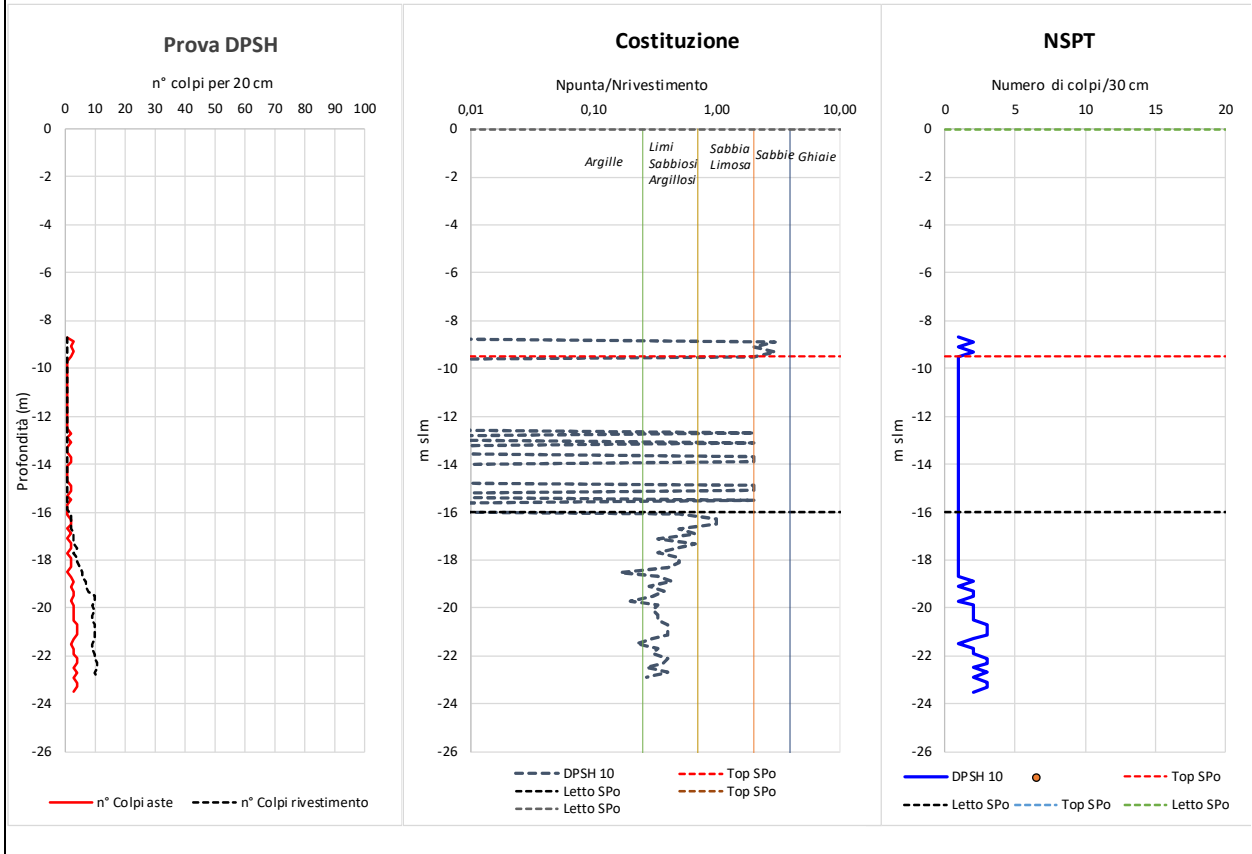


## Prove zona marina

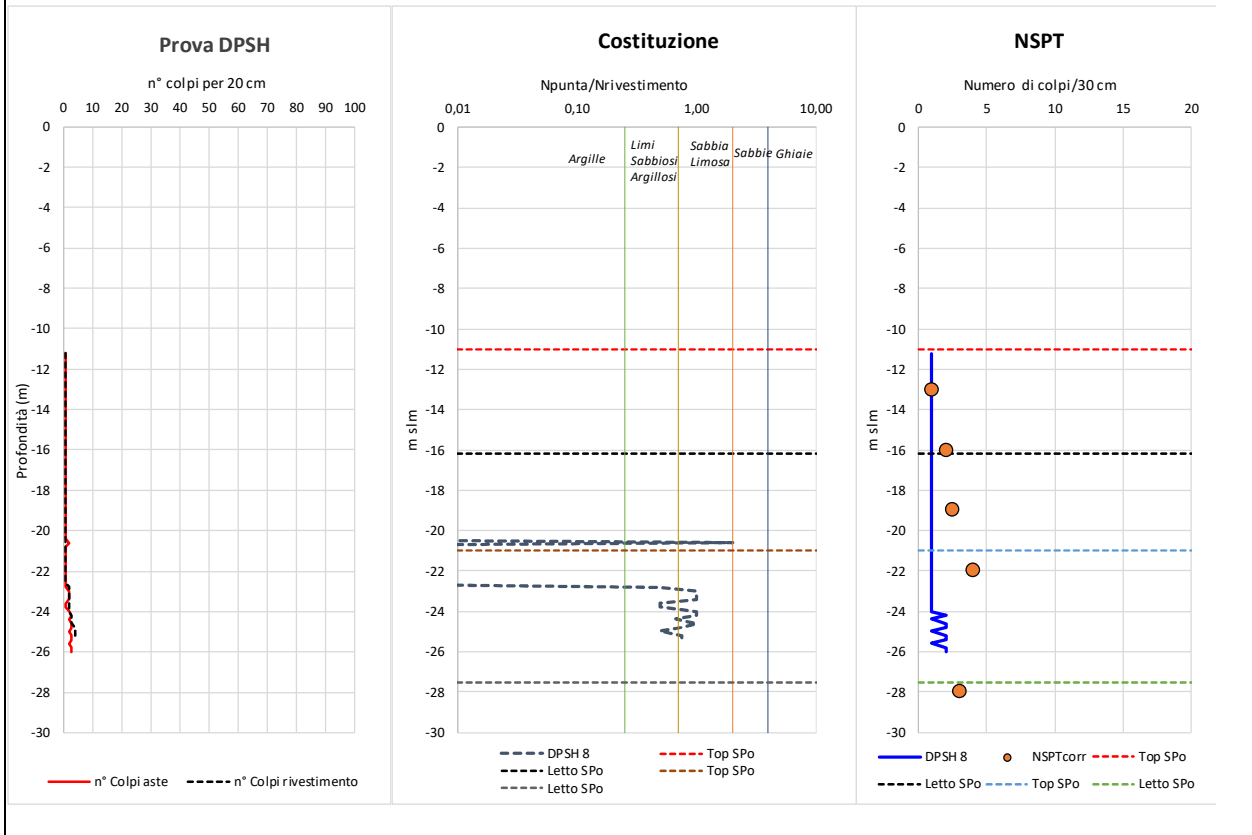
### Interpretazione Prova-DPSH9



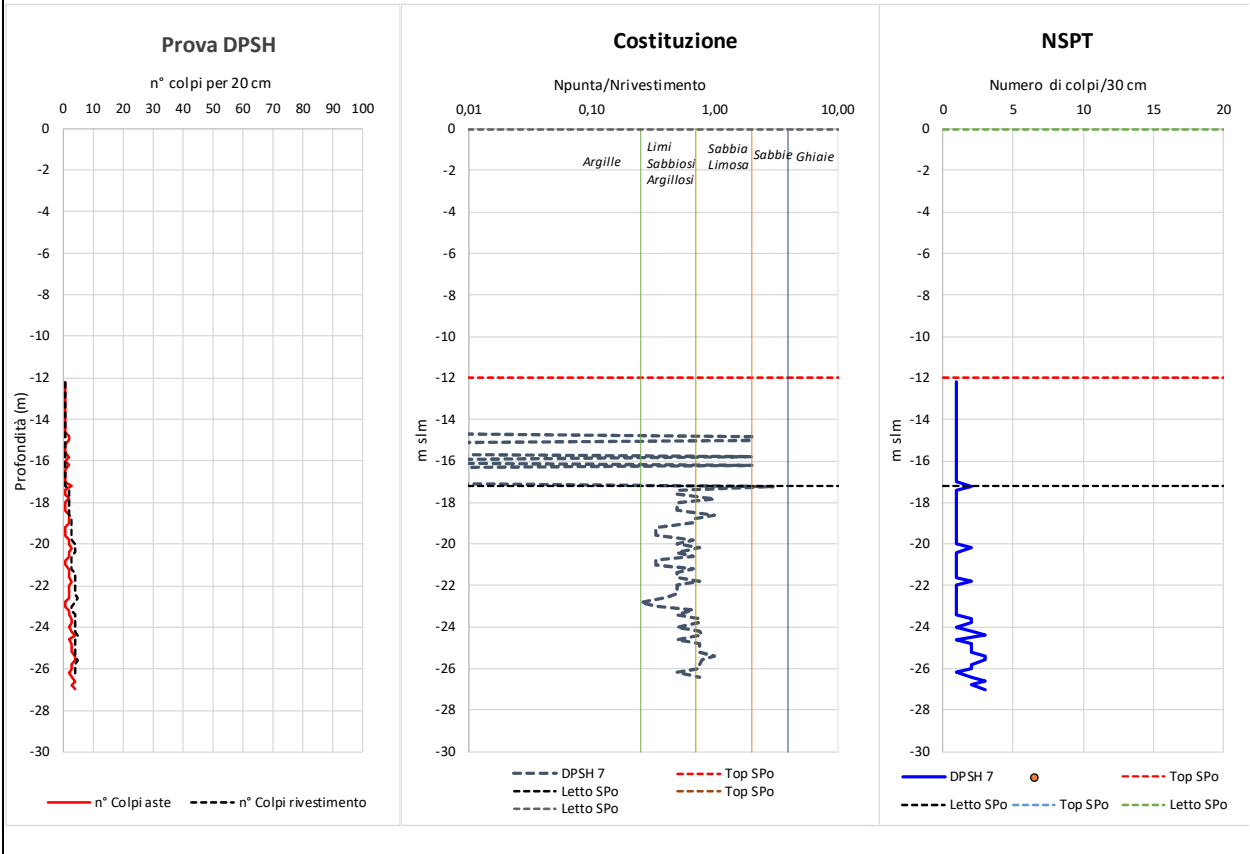
### Interpretazione Prova-DPSH10



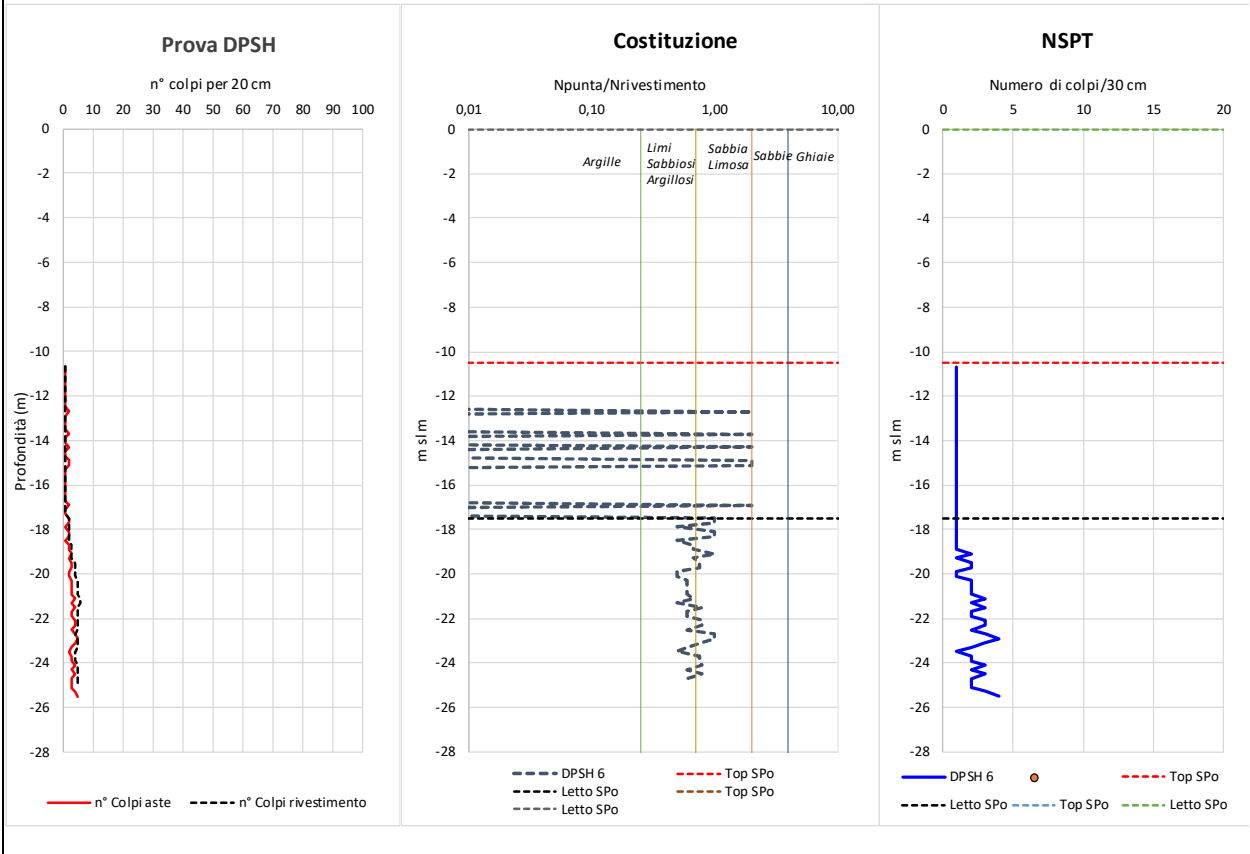
### Interpretazione Prova-DPSH8



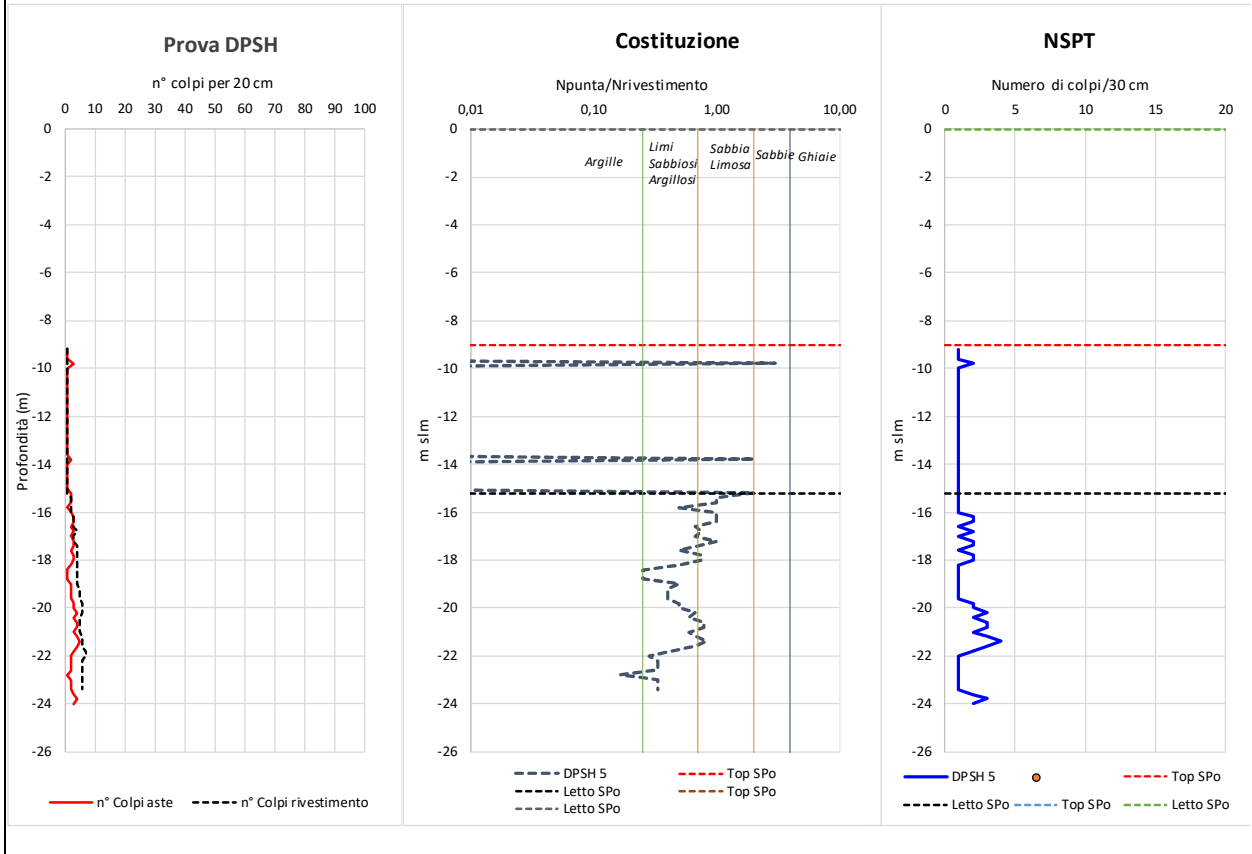
### Interpretazione Prova-DPSH7



### Interpretazione Prova-DPSH6



Interpretazione Prova-DPSH5





## Allegato 3 - Report interpretativo prove di laboratorio di tipo non standard

**MARINA DI PUNTA ALA S.p.a.**

Progetto Definitivo Ampliamento del Marina di Punta Ala



### PROVE DI TAGLIO DI LABORATORIO DI GRANDI DIMENSIONI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE DELLE OPERE A MARE



Elaborazione e interpretazione delle prove geotecniche sperimentali

## Premesse

Al fine di approfondire il comportamento geotecnico del complesso di sabbie a posidonia diffusamente intercettato nella zona a largo, in accordo con la Marina Punta Ala S.p.A. è stata quindi prevista l'esecuzione di un mirato programma di prove geotecniche sperimentali su campioni preventivamente ricostituiti in laboratorio eseguite presso il Laboratorio Terre ELLE TI s.r.l. di Firenze.

Nella prima parte del presente rapporto vengono illustrate le modalità di prova previste. I carichi di prova, in particolare, sono stati definiti in funzione di una stima preliminare delle azioni trasmesse in fondazione dalle diverse tipologie di manufatti ed ottimizzate sulla base della risposta ottenuta in alcune prove preliminari di taratura.

Nella seconda parte vengono illustrati e commentati i risultati del programma di prove geotecniche di laboratorio eseguite (prove di classificazione, compattazione, compressibilità e di resistenza al taglio in speciale apparecchiatura di taglio diretto) su campioni di materiali carotati e conservati in cassette, nell'ambito del programma di prove sperimentali.

Adattando le modalità di prova già sperimentate su miscele di materiali fibrosi simili a quelli in posto, le speciali prove di taglio eseguite, per la continuità, la congruenza e la coerenza dei risultati ottenuti, si sono rivelate un utile dispositivo sperimentale per ricavare parametri di resistenza al taglio di verifica e di progetto.

## Prove di laboratorio – procedure operative

Nel presente rapporto di prova si riferisce su prove di taglio condotte su campioni provenienti dai sondaggi SM3 e SM4 effettuati a mare. I campioni analizzati sono stati prelevati direttamente dalle cassette catalogatrici dei sondaggi e sono stati scelti in modo da rappresentare la variabilità delle quantità di alghe a posidonia presenti nei campioni stessi.



**Materiale impiegato per le prove: sondaggio SM3 (sx) e SM4 (dx); preparazione dei campioni in laboratorio**

Per ciascun campione ricostruito sono state preventivamente eseguite prove di classificazione quali: granulometria completa, sia su frazione grossolana (setacciatura) che fine (sedimentazione), determinazione del peso specifico dei grani e, per ciascun provino sottoposto a prova, del peso di volume e contenuto d'acqua  $w_n\%$ .

Per la stima delle caratteristiche di compressibilità sono state eseguite delle specifiche prove di compressione in cella edometrica di grandi dimensioni. La prova consiste nella misura sperimentale delle deformazioni verticali indotte in un campione di grandi dimensioni ( $d=7$  cm), ricostruito in laboratorio e sottoposto a cicli di carico crescenti. Per gli step di carico maggiormente rappresentativi (50-100 kPa, 100-200 kPa e 200-400 kPa) il carico è stato mantenuto per un periodo di 3 gg in modo da consentire la migliore definizione delle curve carico-cedimento-tempo.

<b>Prove di laboratorio – Prove edometriche</b>			
<b>Tensioni</b>	<b>Prova 1</b>	<b>Prova 2</b>	<b>Prova 3</b>
n.6 step di carico $\sigma'_n = 25, 50, 100, 200, 400, 800$ kPa scarico	SP-C1	SP-C2	SP-C3

**Prove edometriche di laboratorio sui campioni ricostituiti- sabbie a posidonia**

Nella sperimentazione sono state eseguite inoltre n.2 prove edometriche di taratura i cui risultati sono stati utilmente impiegati. Le prove di taglio diretto "TD" sono state eseguite su 5 provini a livelli tensionali compresi tra 50 e 350 kPa, impiegando una scatola di Casagrande di dimensioni maggiorate (L e h=10 cm).

<b>Prove di laboratorio – Taglio diretto</b>			
<b>Tensioni</b>	<b>Prova 1</b>	<b>Prova 2</b>	<b>Prova 3</b>
n.5 step di carico $\sigma'_n = 50, 100, 150, 250$ e 350 kPa	SM3-SP1	SM4-SP2	SM3-SP3

**Prove di taglio diretto di laboratorio sui campioni ricostituiti – sabbie a posidonia**

A completamento di indagine è stata eseguita una prova "veloce" imponendo, nella scatola di taglio, una velocità del pistone significativamente più elevata rispetto alla prova standard, utilizzando del grasso siliconico come sigillante tra le due scatole, in modo da voler simulare i carichi applicati "istantaneamente" (SM4-SP2), oltre a delle prove di compressione edometrica e di taglio diretto standard su campioni ricostituiti sabbiosi-limosi scevri da sostanza organica. Queste ultime prove costituiscono un utile dispositivo sperimentale per meglio tarare i risultati ottenuti dalle prove di laboratorio "speciali" condotte sui materiali fibrosi.

<b>Prove di laboratorio – Prove su terreni sabbiosi</b>	
<b>Edometrica</b>	<b>Tensioni</b>
SL-C1	EDOMETRICA n.6 step di carico $\sigma'_n = 25, 50, 100, 200, 400, 800$ kPa scarico
SL-C1	TAGLIO DIRETTO STANDARD n.3 step di carico $\sigma'_n = 100-200-300$ kPa

**Prove edometriche di laboratorio sui campioni ricostituiti – sabbie limose**

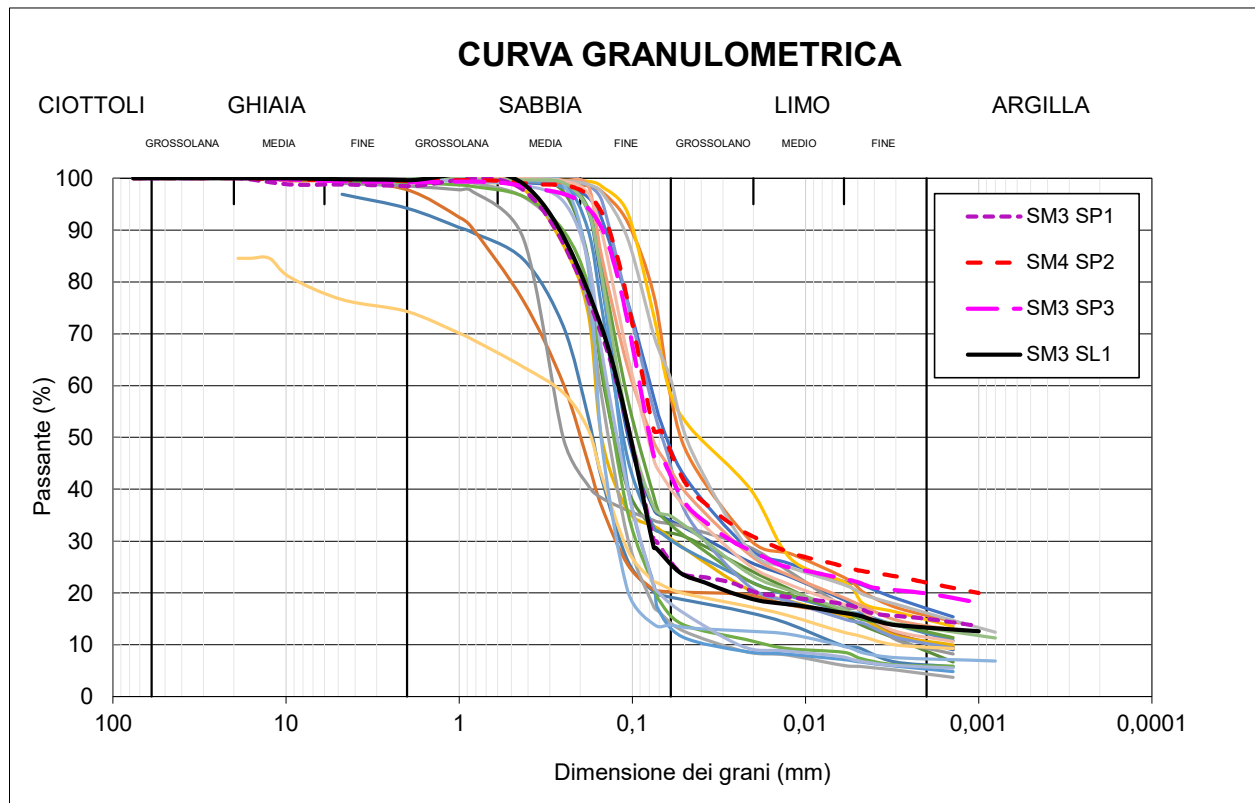
Per le prove di laboratorio si rimanda agli specifici Rapporti Tecnici redatti dal Laboratorio terre ELLE TI S.r.l. riportati nella RELAZIONE SULLE INDAGINI GEOTECNICHE DI SITO E LABORATORIO. In allegato sono riportati anche gli esiti di alcune prove di taratura integrative eseguite nell'ambito della sperimentazione.

## Risultati ottenuti ed interpretazione

### Caratteristiche granulometriche

Dal punto di vista granulometrico, i terreni sono schematizzabili come sabbie con limo argillose o sabbie limose-argillose. La forma delle curve è in tutti i casi ben correlata all'ampia distribuzione granulometrica che caratterizza la formazione. In particolare, il coefficiente di uniformità  $C_u = D_{60}/D_{10}$  è risultato sistematicamente superiore a 100, mentre il coefficiente di curvatura  $C_c = (D_{30})^2/(D_{10} \cdot D_{60})$  è risultato sistematicamente esterno all'intervallo 1-3, conforme al netto cambiamento di pendenza delle curve in corrispondenza del passaggio tra la classe delle sabbie e dei limi.

Nella figura seguente la curva granulometrica dei campioni ricostituiti è stata confrontata con quelle ottenute dai numerosi campioni rimaneggiati sabbiosi-limosi e sabbiosi-limosi-argillosi prelevati durante i sondaggi. Come si può notare, due dei tre campioni analizzati (SM3-SP2 e SP3) ricadono in corrispondenza dell'estremo superiore del range granulometrico individuato, quello corrispondente ad un maggiore contenuto di fini rispetto alla media. Viceversa il campione SM3-SP1 nel coincidere con SM3-SL1 ricade indicativamente nella fascia mediana.



Sabbie a posidonia: curva granulometrica a confronto con campioni rimaneggiati

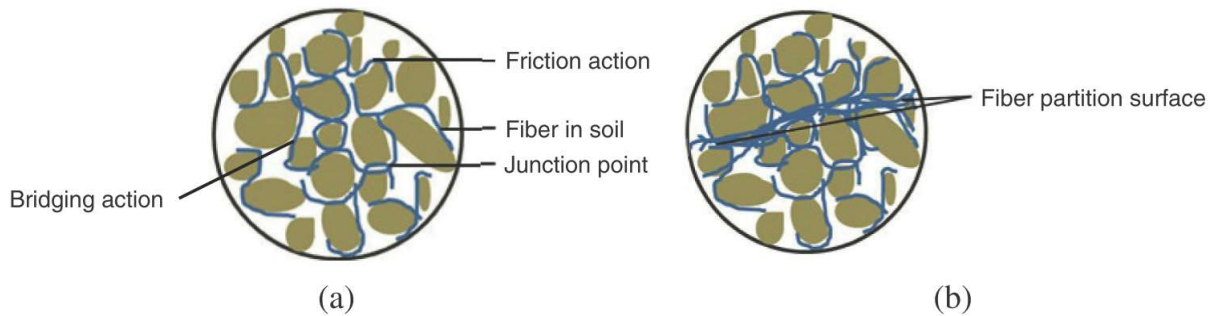
### Compressibilità

Nel seguito vengono presentati e interpretati i risultati più significativi ottenuti dalle prove edometriche che, pur nelle limitazioni inerenti il tipo di struttura e le diverse modalità di preparazione dei provini preparati in laboratorio, consentono una significativa stima dei principali parametri di compressibilità da impiegare nel calcolo dei cedimenti.

Un primo aspetto meritevole di attenzione riguarda l'effetto della presenza delle fibre sul grado di compattazione iniziale e quindi sulla compressibilità relativa.

Il peso per unità di volume  $\gamma$  dei campioni fibrosi ricostituiti, risultato variabile tra circa 17.5 e 20.0 kN/m<sup>3</sup>, è strettamente legato ai valori dell'indice vuoti iniziale  $e_0$ , risultati compresi tra circa 0.9 e 1.4 e significativamente maggiori di quanto ottenuto per il campione di sabbie pulite.

Tale diverso comportamento è da correlare proprio alla presenza delle fibre che alterando le mutue azioni trasferite tra grano e grano, comportano una bassa efficacia di compattazione del materiale, come confermato da alcune esperienze condotte in letteratura su materiali simili (*Performance evaluation of silty sand reinforced with fibres*, F. Ahmad, F. Bateni, M. Azmi – 2009).

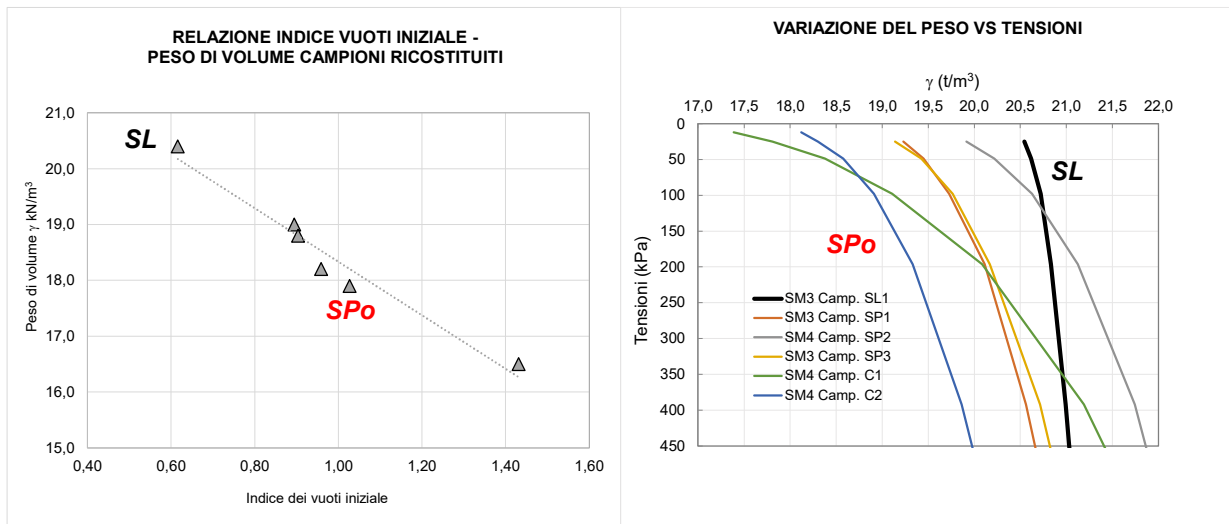


**Sabbie a posidonia: interazione a livello microscopico tra grani e fibre**

A prescindere dalle modalità di preparazione dei campioni, le sabbie a posidonia, a parità di energia di compattazione, sono dunque destinate a raggiungere un minor grado di addensamento (ovvero un maggiore indice dei vuoti e con peso inferiore) rispetto alle sabbie limose pulite.

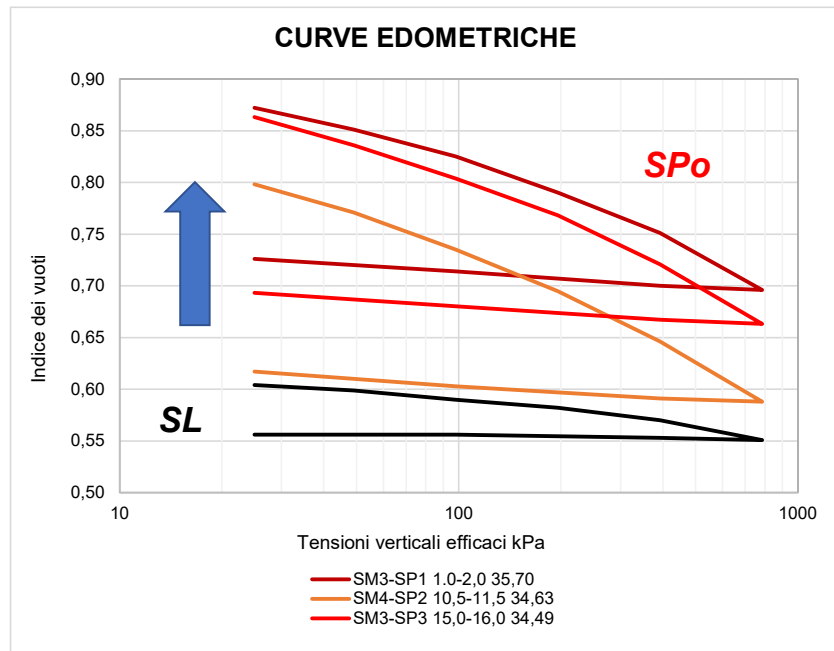
Tale comportamento si riflette sulla stessa compressibilità come confermano le prove sperimentali in cui, rapportando le deformazioni verticali al peso iniziale, è possibile individuare una relazione di tipo iperbolica tra peso  $\gamma$  e tensione verticale di confinamento  $\sigma'_v$ .

L'andamento di  $\gamma(\sigma'_v)$  è caratterizzato da un primo tratto incrudente fino ad un valore soglia, circa 200 kPa, seguito da un successivo aumento pseudo-lineare di  $\gamma$  con  $\sigma'_v$ . Un comportamento sostanzialmente differente mostra invece il campione sabbioso-limoso pulito che fornisce una risposta sistematicamente più rigida sino da bassissimi stati tensionali per poi aumentare in modo assai modesto con le tensioni.



**Sabbie a posidonia: Correlazione tra peso di volume, indice dei vuoti e tensioni applicate (compattazione)**

Le curve edometriche ottenute rappresentando i risultati delle prove nel piano  $e/\log\sigma'_v$ , consentono inoltre una definizione del comportamento reologico del materiale fibroso rispetto ai materiali standard (sabbie, argille): come è possibile notare, in tutti i casi le curve sperimentali non mostrano un netto cambiamento di pendenza correlabile al raggiungimento di un incrudimento di tipo volumetrico - tradizionalmente definito attraverso la pressione di snervamento  $\sigma'_v$  (o di preconsolidazione  $\sigma'_p$ ) - ad indice di un comportamento tendenzialmente *attritivo* del geomateriale.



#### Prove edometriche su campioni di grande dimensione

Pur in mancanza di un evidente tratto “vergine”, nell’interpretazione si è ritenuto utile fornire i valori dell’indice di compressibilità  $c_c$  calcolati alle tensioni di prova maggiormente significative ai fini progettuali, e dall’indice di rigonfiamento  $c_s$ , oltre che del modulo di compressibilità edometrica  $E_{ed}$  e dei parametri di consolidazione e permeabilità.

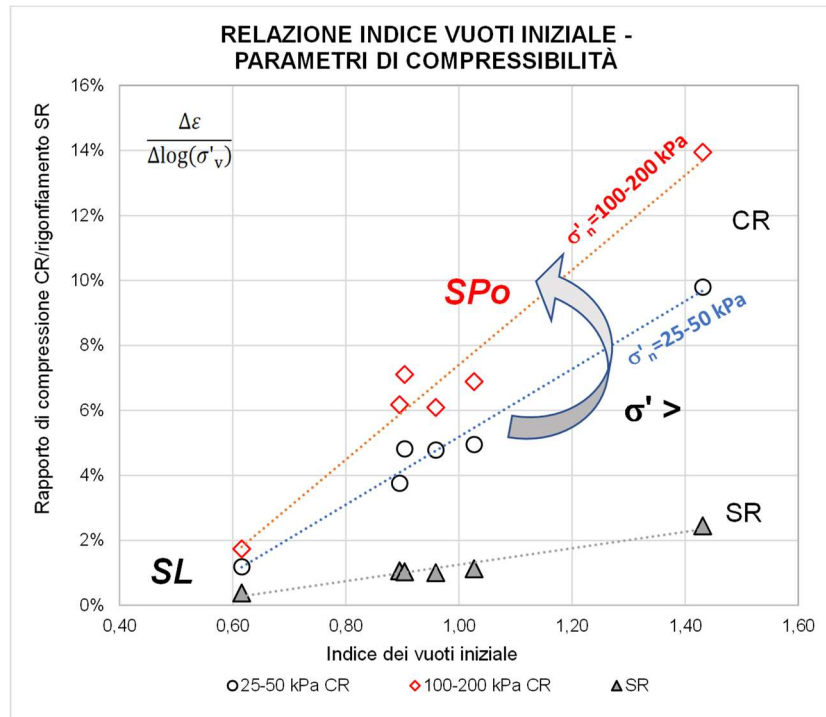
In particolare, nel range  $\sigma'_v=100-200$  kPa, l’indice di compressibilità  $c_c$  è risultato compreso tra 0.12-0.34, mentre, nel tratto di scarico, l’indice di rigonfiamento  $c_s$  è pari a 0.02-0.06. Tali valori risultano sensibilmente maggiori a quelli ottenuti sulle sabbie pulite, rispettivamente pari a  $c_c=0.03$  e  $c_s=0.01$ .

Prove edometriche (campo di tensioni →)					25-50 kPa	50-100 kPa	100-200 kPa	200-400 kPa	$C_s$	25-50 kPa	50-100 kPa	100-200 kPa	200-400 kPa	SR
Sondaggio	Prof. da p.c. (m)	wn%	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$e_0$	$C_c$	$C_c$	$C_c$	$C_c$		CR	CR	CR	CR	
SM4-C1	2,50	53,64	16,5	1,431	<b>0,24</b>	<b>0,28</b>	<b>0,34</b>	<b>0,35</b>	<b>0,06</b>	0,098	0,114	0,140	0,143	0,02
SM4-C2	13,00	36,81	17,9	1,027	<b>0,10</b>	<b>0,11</b>	<b>0,14</b>	<b>0,17</b>	<b>0,02</b>	0,050	0,056	0,069	0,082	0,01
SM3-SP1	1.0-2,0	35,70	19,0	0,895	<b>0,07</b>	<b>0,09</b>	<b>0,12</b>	<b>0,13</b>	<b>0,02</b>	0,038	0,046	0,062	0,068	0,01
SM4-SP2	10,5-11,5	34,63	18,8	0,904	<b>0,09</b>	<b>0,12</b>	<b>0,13</b>	<b>0,16</b>	<b>0,02</b>	0,048	0,061	0,071	0,084	0,01
SM3-SP3	15,0-16,0	34,49	18,2	0,959	<b>0,09</b>	<b>0,11</b>	<b>0,12</b>	<b>0,16</b>	<b>0,02</b>	0,048	0,054	0,061	0,079	0,01
SM3-SL1	7,0-8,0	24,19	20,4	0,616	<b>0,02</b>	<b>0,03</b>	<b>0,03</b>	<b>0,04</b>	<b>0,01</b>	0,012	0,017	0,017	0,025	0,00

#### Risultati ed interpretazione delle prove edometriche su campioni di grande dimensione

Anche in questo caso, tali risultati sono confermano come la presenza delle fibre determini un marcato incremento della *compressibilità* rispetto alle sabbie pulite, tanto maggiore quanto più basso risulta lo stato di addensamento iniziale (ovvero quanto più alto risulta l’indice dei vuoti iniziale  $e_0$ ) e, ovviamente,

maggiori risultano le tensioni normali  $\sigma'_v$  a cui i campioni vengono sottoposti. Per una immediata indicazione quantitativa utile a meglio comprendere i riflessi progettuali, viene proposta la rappresentazione nel piano  $\varepsilon/\log\sigma'_v$ : a parità di tensioni di prova (100-200 kPa), risulta che il “coefficiente di compressione”  $C_R = \Delta\varepsilon/\Delta\log\sigma'_v$  varia tra circa il 6-7 % (per valori di  $e_0 \approx 0.90 \div 1.05$ ) e il 14%, in quest’ultimo caso per un campione caratterizzato dal maggiore indice dei vuoti iniziale testato,  $e_0 \approx 1.45$  con un aumento compreso tra il 375% e l’800% rispetto al le sabbie limose, per le quali si ottiene un valore di  $C_R \leq 2\%$ .



**Interpretazione prove edometriche su campioni di grande dimensione**

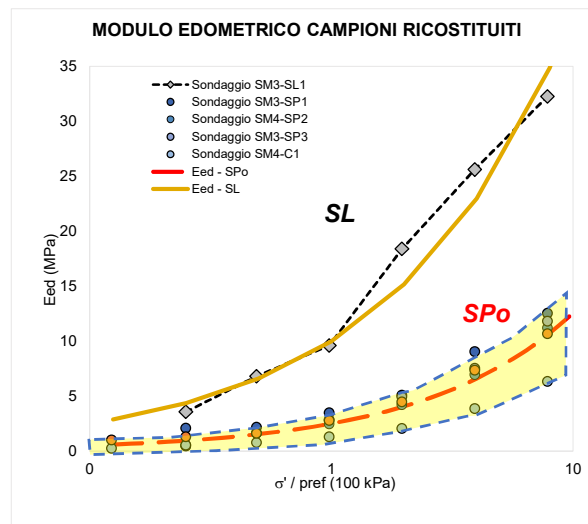
**Modulo edometrico.** L’andamento del modulo edometrico di primo carico  $E_{ed}$  da impiegare nel calcolo dei cedimenti può essere rappresentato dalla seguente legge di variazione con le tensioni verticali agenti  $\sigma'_{v0}$ :

$$E_{ed} = E_{ed,ref} \left( \frac{\sigma'_v}{p_{ref}} \right)^m$$

dove  $m$  un parametro legato alla reologia del materiale. Assumendo i parametri rappresentati in tabella, per tensioni comprese tra  $\sigma'_{v0} \approx 50 \div 200$  kPa risultano valori di  $E_{ed}$  compresi tra 1.5 e 4.0 MPa per le sabbie a posidonia (SPo) e tra 6.60 e 15 MPa per le sabbie pulite.

Parametri compressibilità	Complessi	
	SPo	SL
$E_{ed,ref}$ (MPa)	2,5	10
$m$	0,7	0,6

**Modello di comportamento – Modulo edometrico**



Curve di andamento del modulo edometrico

Una stima del corrispondente modulo di deformazione in condizioni drenate  $E'$  può essere ottenuto mediante la seguente formulazione:

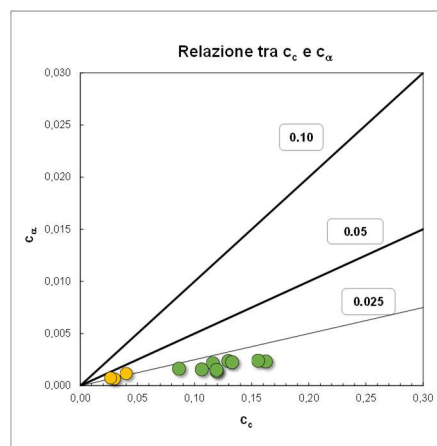
$$E_{ed} = \frac{(1 - \nu)}{(1 - 2\nu) \times (1 + \nu)} \times E'$$

Assumendo un valore del coefficiente di Poisson  $\nu$  pari prudenzialmente a 0.40, l'andamento del modulo elastico può essere descritta da una analoga legge con  $E'_{ref} \approx 1.20$  MPa:

$$E' = E'_{ref} \left( \frac{\sigma'_v}{p_{ref}} \right)^m$$

**Reologia del materiale fibroso.** Per gli step di carico maggiormente rappresentativi (50-100 kPa, 100-200 kPa e 200-400 kPa) il carico è stato mantenuto per un periodo di 3 gg in modo da consentire la migliore definizione delle curve carico-cedimento-tempo.

Tutte le curve cedimento-tempo evidenziano infatti un modestissimo effetto reologico da creep identificato da valori di  $c_\alpha$  nel complesso bassi e simili a quelli delle sabbie limose. I valori del coefficiente di consolidazione secondaria  $c_\alpha$  ottenuti alle tensioni maggiormente significative sono riportati in funzione del coefficiente di compressibilità  $c_c$  calcolato nell'intervallo di tensioni corrispondente; esso varia tra 0.011 e 0.018. I valori ottenuti ricadono pienamente nell'intervallo definito da Mesri (1977) per altri terreni di varia origine, non organici, con valori di  $c_\alpha/c_c$  compresi tra 0.025 e 0.10.



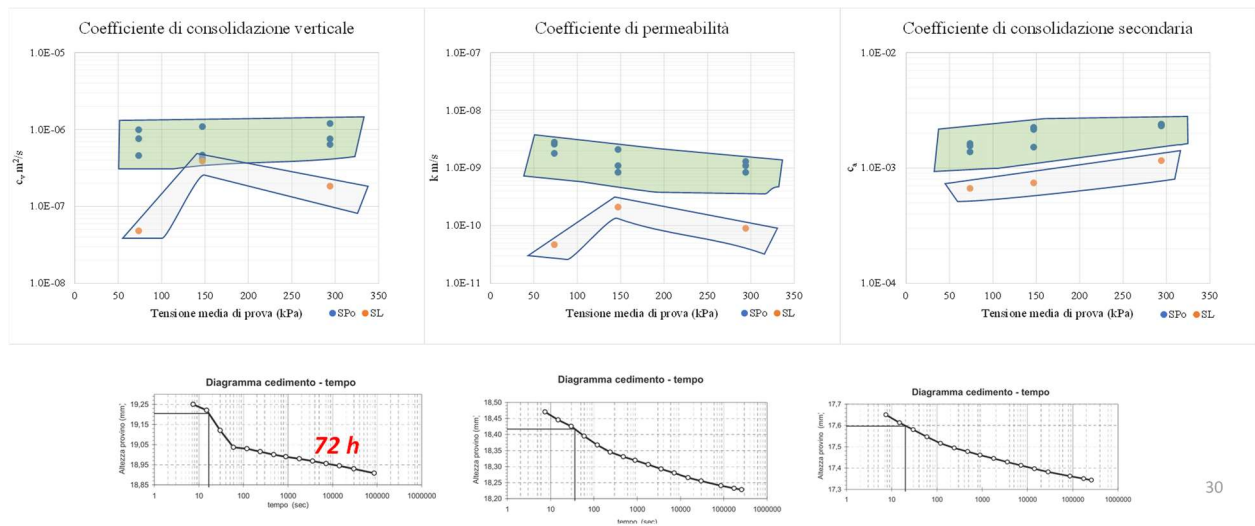
Abaco  $C_c/C_\alpha$



**Caratteristiche di consolidazione.** I certificati di prova evidenziano inoltre valori di permeabilità e i tempi di consolidazione leggermente più rapidi in presenza di fibre. In particolare, il coefficiente di consolidazione verticale  $c_v$  dei tre campioni di sabbie a posidonia è risultato compreso tra circa  $1.20 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \div 4.20 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$  nel range di tensioni 100-200 kPa;  $c_v$  è peraltro da sottolineare come i valori ottenuti per il campione SM3-SL1, compresi tra di  $c_v = 3.9 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$  e  $4.8 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ , siano oltremodo bassi se rapportati alla composizione granulometrica dei materiali testati (frazione limosa-argillosa pari al 26%).

Alla luce di quanto ottenuto non è dunque da escludere che i tempi di consolidazione ottenuti possano risultare inferiori di quelli effettivi in quanto, come risulta da una consolidata esperienza, i coefficienti di consolidazione deducibili da prove di laboratorio, probabilmente a causa dell'“effetto scala” dei campioni comunque ricostituiti, possono esprimere valori di due o tre volte più bassi di quelli reali.

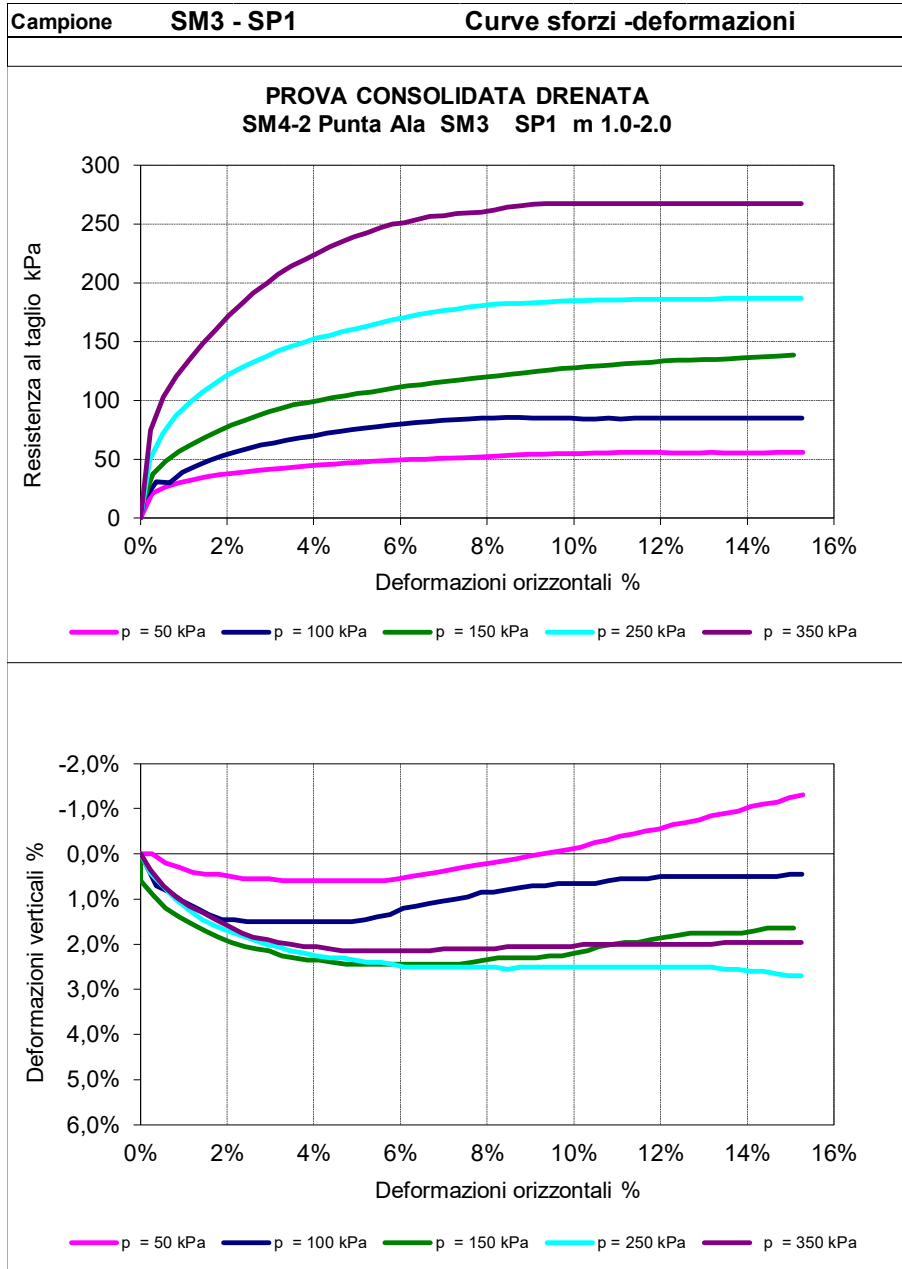
D'altra parte, il mancato raggiungimento di un asintoto nelle curve cedimento-tempo non consente di escludere a priori che i cedimenti, pertanto, possano protrarsi nel tempo a causa di deformazioni, sia pure modeste, di tipo lento, associabili a fenomeni deformativi tipo “creep”.

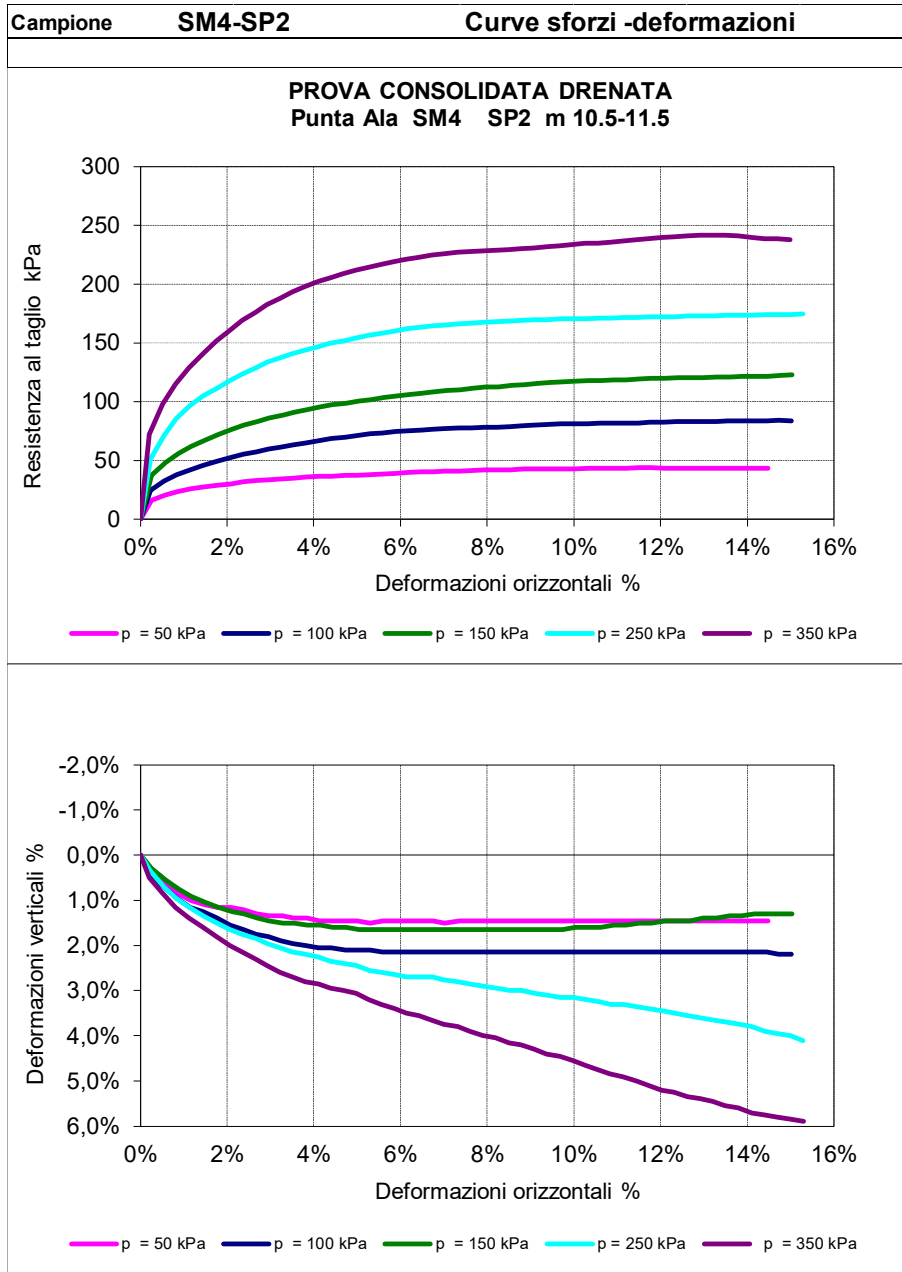


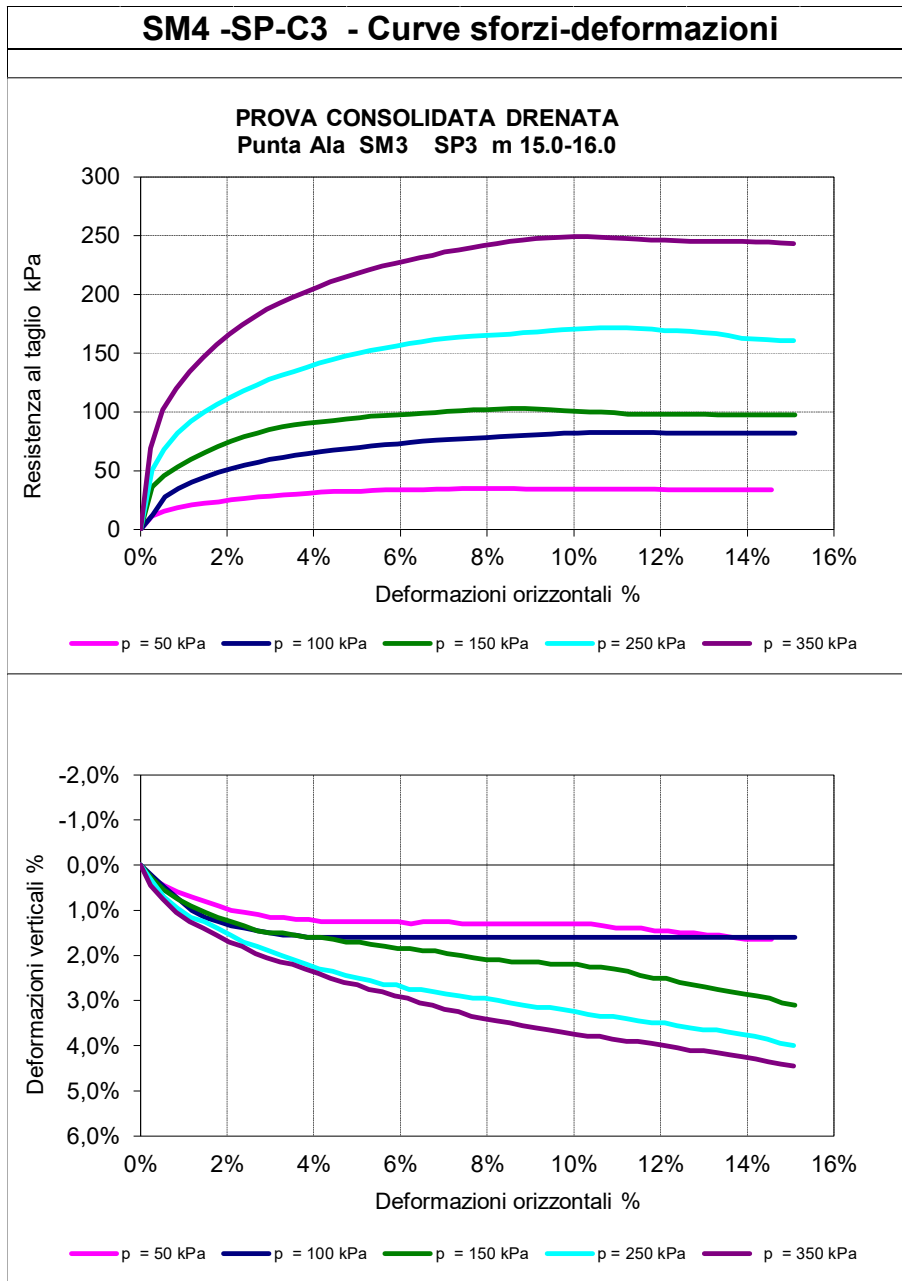
Curve cedimento tempo

## Resistenza al taglio

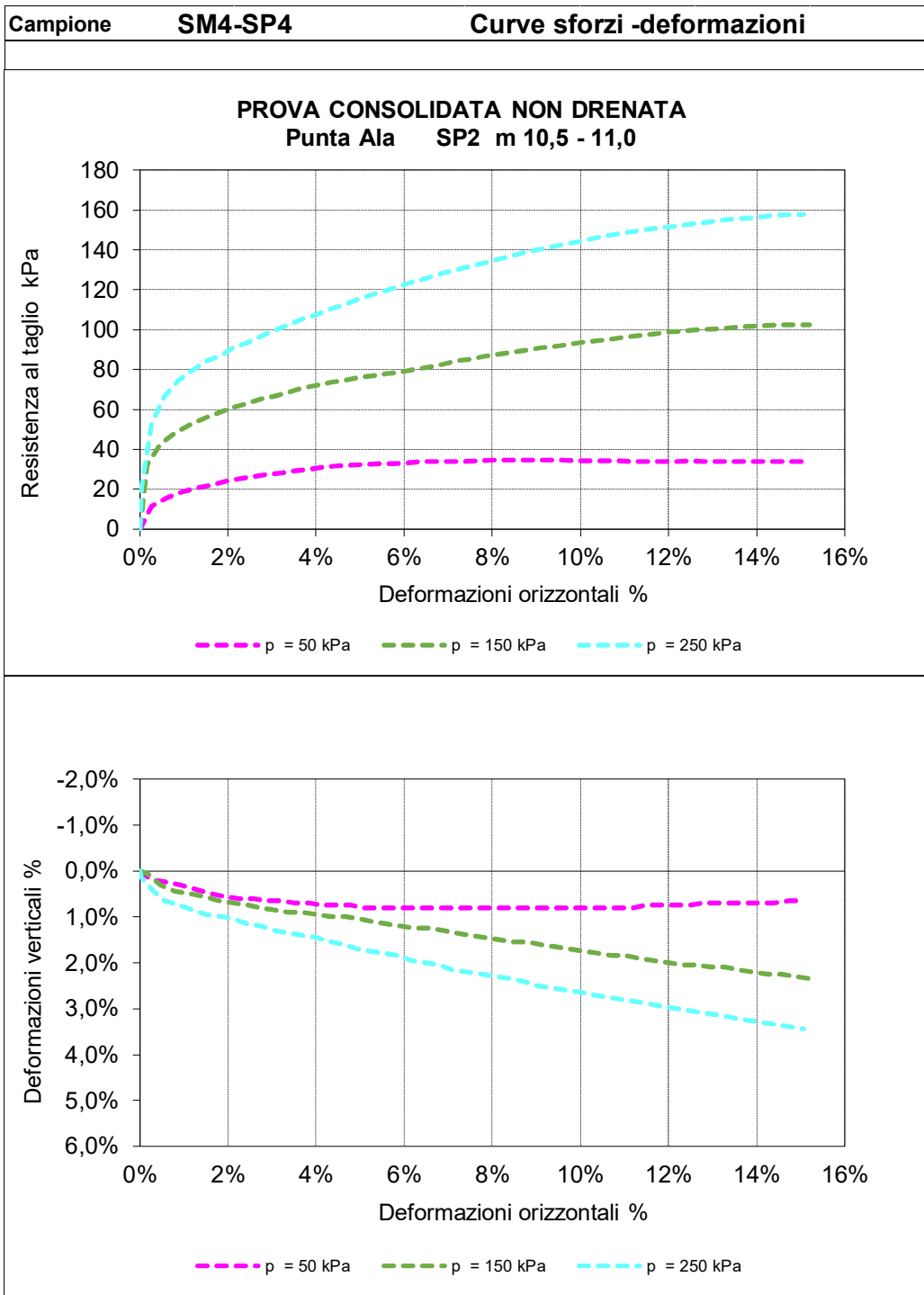
Come accennato sono state eseguite un totale di quattro prove di taglio diretto TD di grandi dimensioni. Tre prove in condizioni perfettamente drenate, con carico assiale compreso tra 50 e 350 kPa; nella quarta il campione una volta consolidato a pressioni comprese tra 50 e 250 kPa, è stato portato a rottura velocemente in condizioni quasi non drenate. Nelle figure seguenti sono riportate le curve sperimentali carico-spostamento ottenute per ciascuna prova:





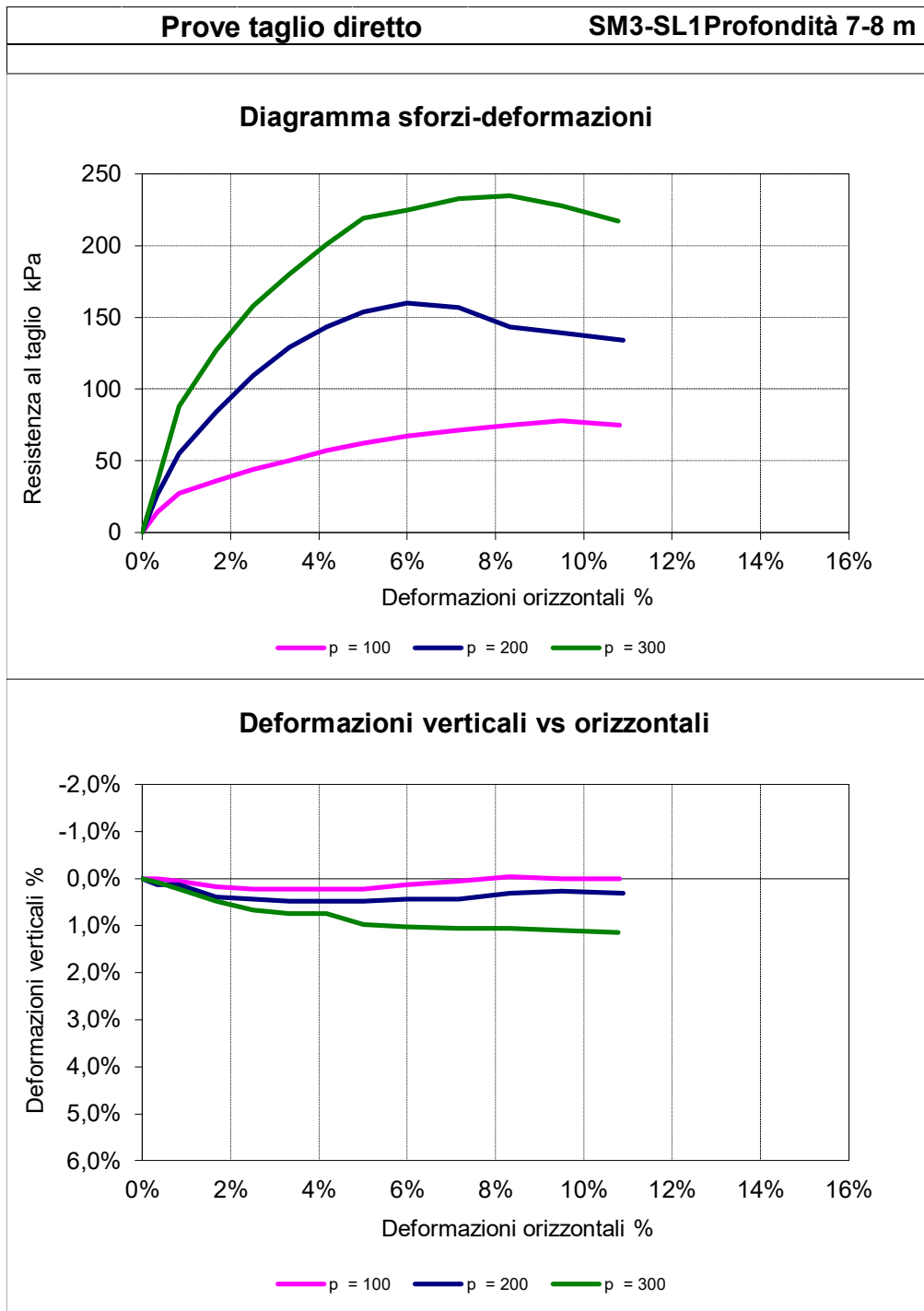


**Curve sforzi deformazioni prove di taglio diretto consolidate-drenate eseguite su campioni ricostituiti di sabbie a posidonia**



Curve sforzi deformazioni prova veloce eseguita su un campione ricostituito di sabbie a posidonia

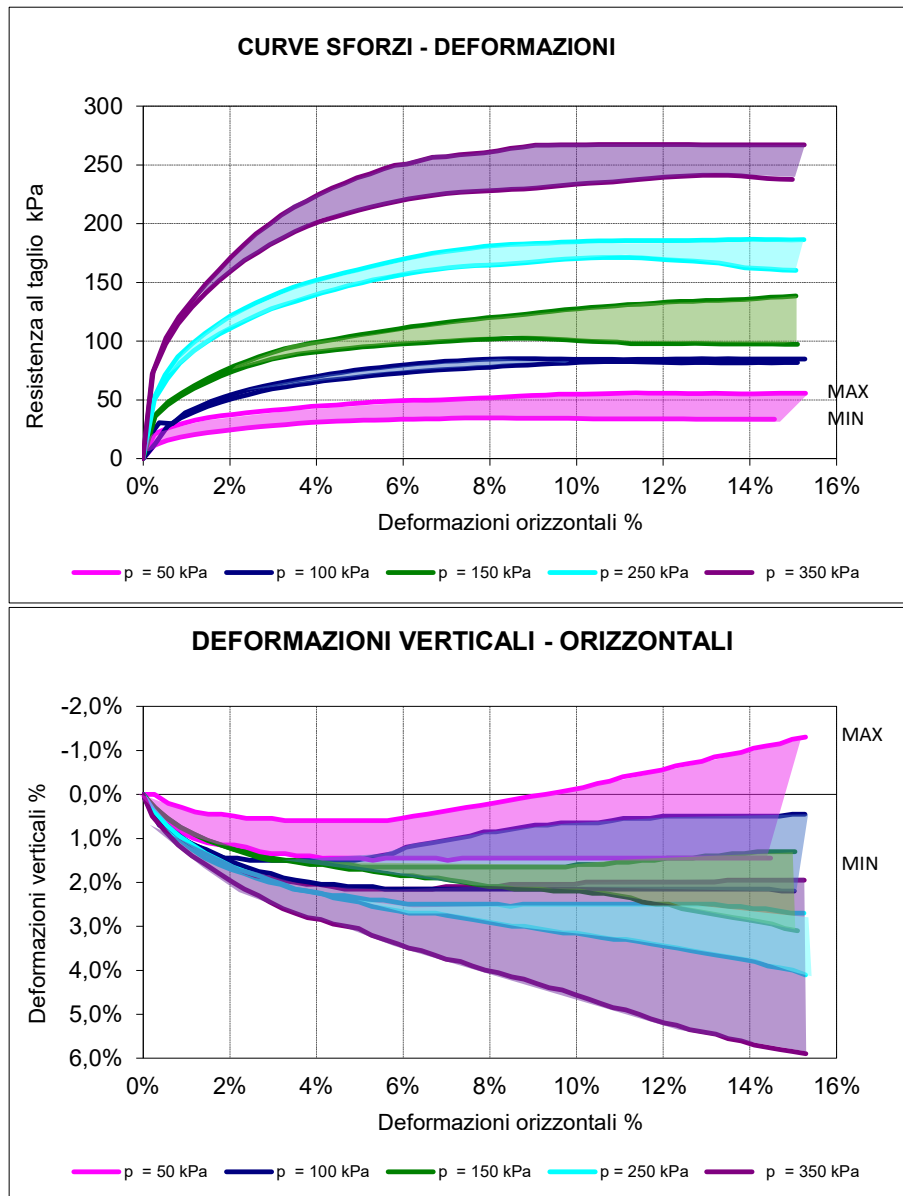
A completamento di indagine è stata eseguita una prova standard su campioni ricostituiti sabbiosi-limosi scevri da sostanza organica.



Prove di taglio diretto su campioni ricostituiti di sabbie limose

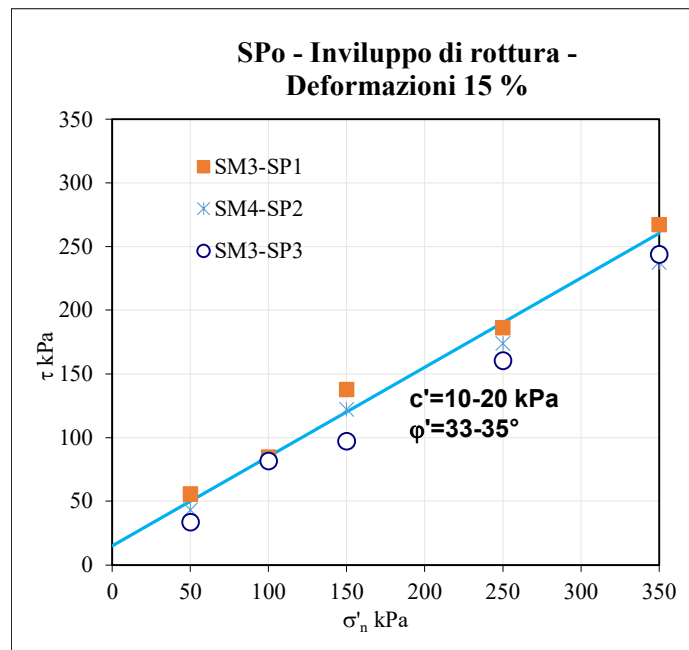
In generale, le curve sforzi-deformazioni ottenute sono tipiche di un materiale incoerente, assimilabile a quello di una sabbia poco addensata.

In quasi tutti i casi si registra un aumento della resistenza al taglio con le deformazioni verticali, ad indice di un comportamento contraente. Solamente in corrispondenza delle tensioni verticali più basse ( $\sigma'_n=50-100$  kPa) per portare a rottura la prova si è registrato un leggero aumento di volume del campione, che tuttavia non corrisponde ad un evidente picco di resistenza tipico di un materiale rammollente. La resistenza che ne deriva in questi casi è risultata comunque di poco maggiore rispetto ai campioni a comportamento prettamente contraente, in linea con la teoria della dilatanza.



#### Confronto prove di taglio in condizioni drenate su campioni di sabbie a posidonie

La presenza delle fibre sembra incidere in modo positivo sulla resistenza al taglio offerta, almeno alla scala di laboratorio. Confrontando infatti le curve sforzi deformazioni ottenute in condizioni drenate, le sabbie a posidonia presentano infatti una maggiore resistenza a taglio rispetto alle *sabbie limose argillose* pulite, espressa da valori di  $c'$  (definibile in questo caso come coesione di "matrice fibrosa") dell'ordine di 10-20 kPa alle massime deformazioni.



#### Riepilogo inviluppi di rottura sabbie a posidonia a deformazioni massime

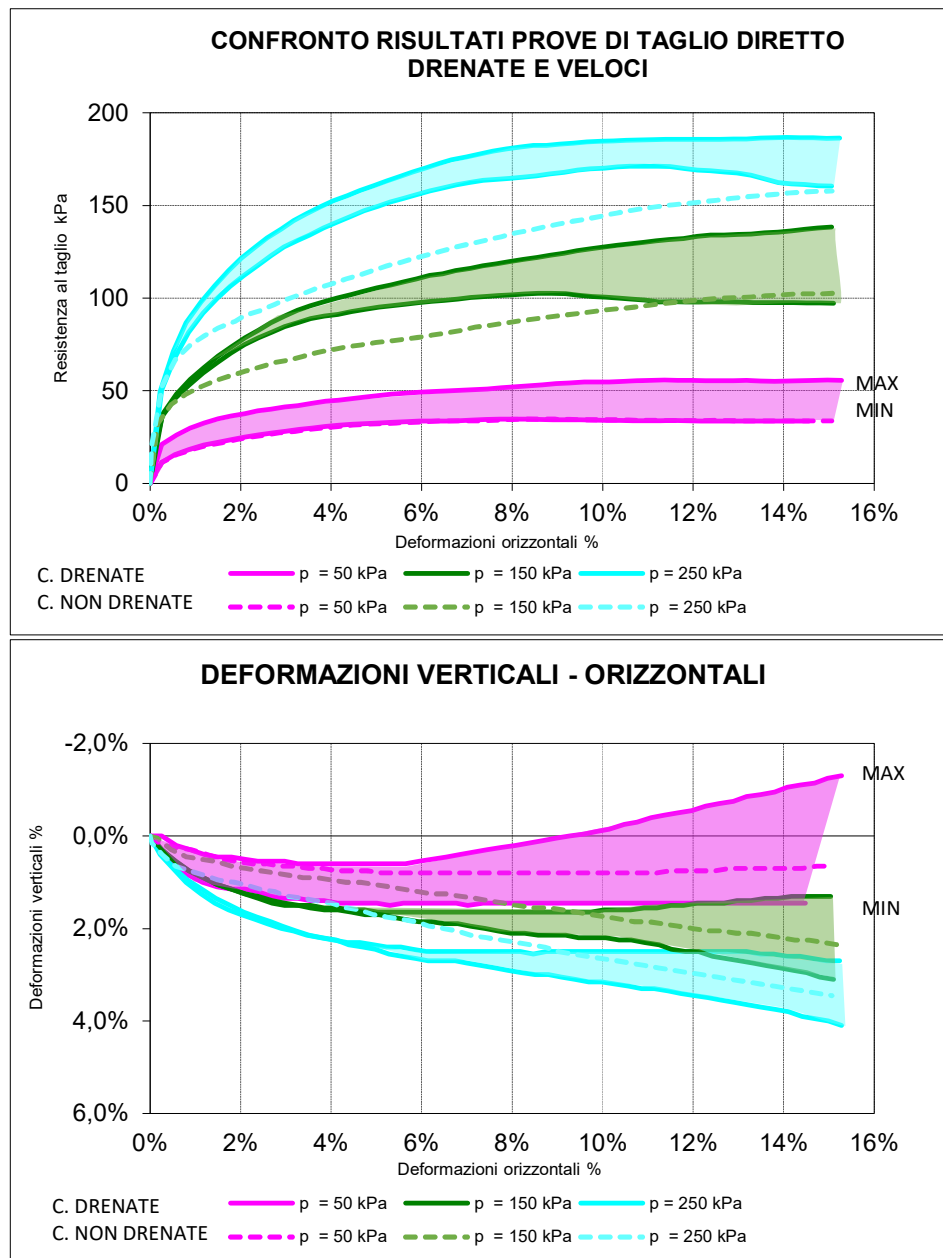
C'è comunque da considerare come tale resistenza complessiva, per essere completamente mobilitata, necessità tuttavia di scontare maggiori deformazioni rispetto alle sabbie pulite che raggiungono la resistenza di picco a valori di  $\delta_n$  più bassi, per lo più compresi tra il 6-8%.

Per quanto riguarda le cosiddette condizioni di “breve termine” non si possono avere al momento indicazioni precise su una quantificazione degli effetti dei processi di consolidazione, a cui sono stati sottoposti i campioni prima della fase di taglio, circa l'incremento della resistenza al taglio. Nel presente programma sperimentale, tuttavia, data la presenza di una matrice fine comunque significativa, si è tentato di simulare le suddette condizioni, imponendo, nella scatola di taglio, una velocità del pistone significativamente più elevata rispetto alla prova standard, in modo da voler simulare i carichi di taglio applicati “istantaneamente” senza un completo drenaggio delle pressioni neutre indotte, ovvero eseguendo una prova consolidata-non drenata “veloce”.

In tal caso come evidenzia il confronto con i risultati della prova di taglio diretto consolidata-drenata è risultata evidente una riduzione della resistenza al taglio complessivamente offerta dalla sabbie a posidonia, con perdite finanche nell'ordine del 25-40% per carichi verticali compatibili con quelli trasferibili dalle opere marittime.

In definitiva, al maggiore contenuto di fibre è associabile una maggiore resistenza al taglio del mezzo solamente in condizioni perfettamente drenate, ovvero per carichi applicati lentamente. In ogni caso il maggiore contributo in termini di resistenza al taglio è possibile solo a fronte di maggiori deformazioni scontate (“duttilità”).





**Confronto tra sabbie a posidonie e sabbie limose (a sinistra); confronto prove consolidate-drenate e consolidate-non drenate (a destra) sui campioni ricostituiti di sabbie a posidonia**

### **Parametri resistenza al taglio di progetto - Criterio della deformazione limite accettabile (ADC)**

Anche in questo caso un elemento osservato comune a tutte le prove è la elevata compressibilità delle sabbie a posidonie registrata in condizioni drenate, per le quali, a qualsiasi livello di sollecitazione, la rottura del materiale viene raggiunta per deformazioni orizzontali molto elevate, superiori al 10%.

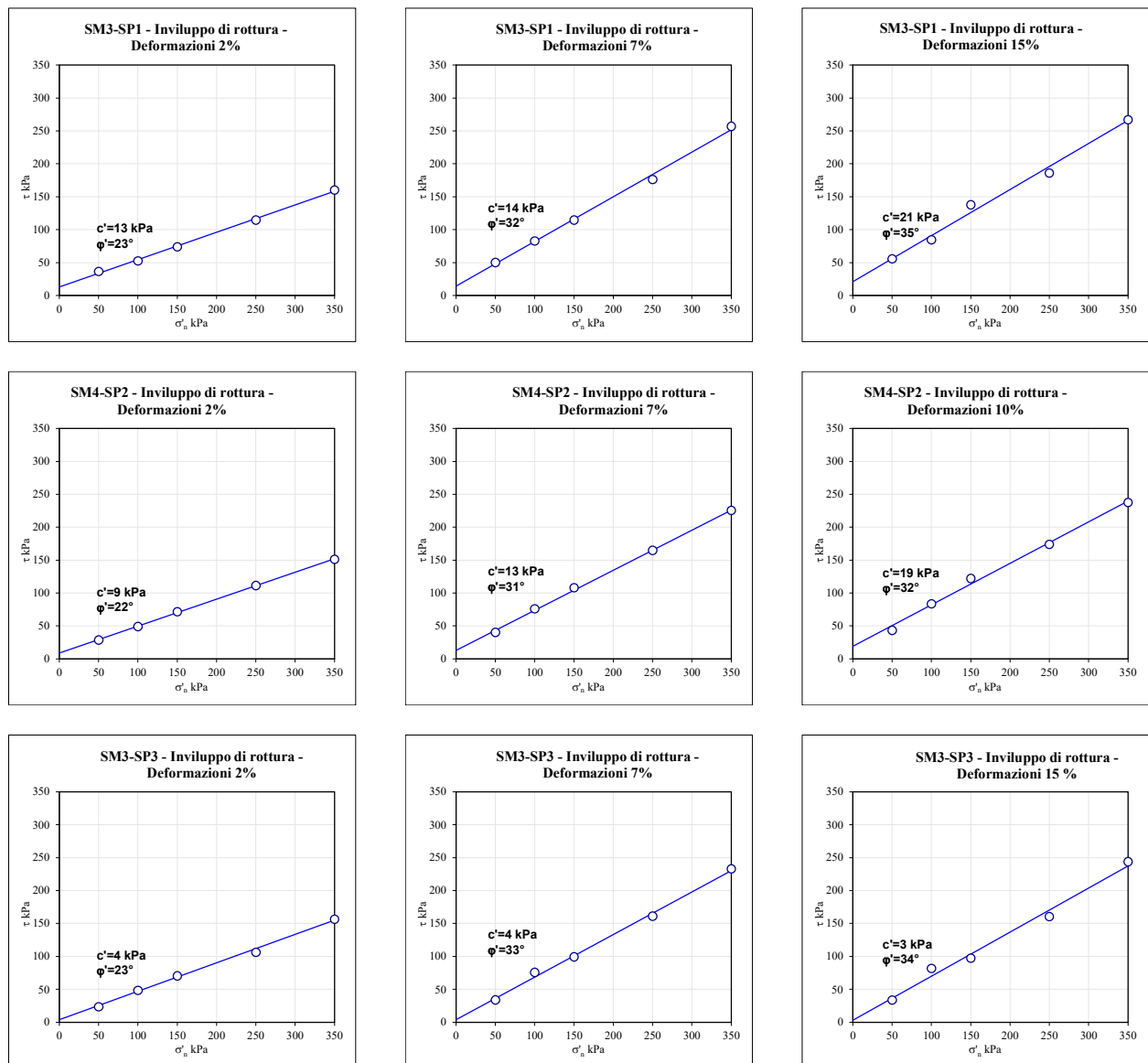
Tale comportamento non consente evidentemente di adottare a rigore il criterio di rottura di Mohr-Coulomb riferito ad un modello rigido plastico generalmente attribuito ai terreni e di esprimere la resistenza al taglio di tali materiali mediante i tradizionali parametri coesione  $c'$  e angolo di resistenza al taglio  $\phi'$ .

C'è infatti da considerare che, nella pratica, per opere marittime quali quelle previste in progetto si possono manifestare significativi problemi geotecnici per eccessivi cedimenti o per fenomeni di instabilità

che si possono verificare anche per deformazioni molto minori di quelle necessarie per giungere allo stato limite di rottura di tali materiali.

Per cui, in accordo con i moderni criteri di indicazione degli stati limite di esercizio (SLE) e ultimi (SLU), questo può essere ottenuto introducendo valori delle deformazioni limiti accettabili. Interpretando i valori delle sollecitazioni che inducono tali deformazioni limiti come sollecitazioni limiti ultime, è così possibile interpretare il comportamento meccanico delle sabbie a posidonia con riferimento a parametri di resistenza al taglio “fittizi” (Criterio della Deformazione Limite Accettabile – CDLA, Grisolia et al. 1995b), associati a valori limiti di deformazioni, in modo da consentire l’applicazione dei metodi dell’equilibrio limite per verificare le condizioni di stabilità di insieme.

Operando in tal modo, l’insieme di coppie  $(\sigma_n, \tau^*)^{\varepsilon=2\%}$ ,  $(\sigma_n, \tau^*)^{\varepsilon=7\%}$  e  $(\sigma_n, \tau^*)^{\varepsilon=15\%}$  sono state rappresentate nel piano di Mohr, individuando i corrispondenti parametri di resistenza al taglio ( $c'$ ;  $\varphi'$ ).



#### Inviluppi di rottura a deformazioni del 2, 7 e 15% SM3-SP1, SM4-SP2, SM3-SP3 – condizioni drenate

In particolare, il comportamento è riconducibile a quello di un terreno sabbioso sciolto debolmente coerente, con un inviluppo di rottura che, ai fini pratici, può essere rappresentato per mezzo di leggi di comportamento di tipo “lineare” descritto, dai seguenti range di valori dell’angolo di resistenza al taglio

$\varphi'$  in generale più bassi rispetto a quelli delle sabbie limose e da una coesione fittizia  $c' > 0$  ("coesione fibrosa"):

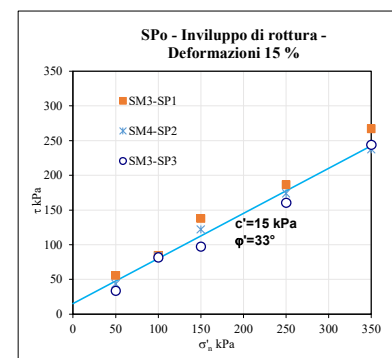
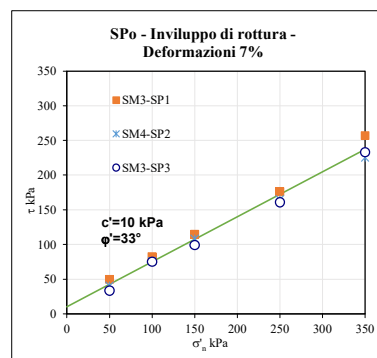
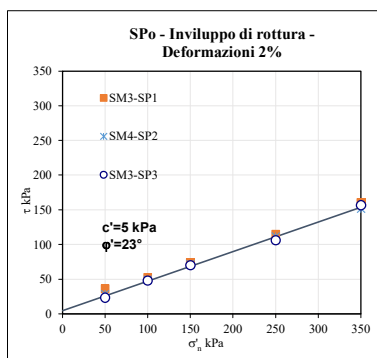
Condizioni	Deformazione %	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ °
Drenate	2	4-13	22-23
	7	4-14	31-33
	15	3-21	32-35

Parametri di resistenza – criterio deformazione limite

I parametri di riferimento medi possono dunque essere ragionevolmente assunti pari a:

Condizioni	Deformazione %	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ °
Drenate	2	5	23
	7	10	33
	15	15	33

Parametri di resistenza – criterio deformazione limite



Riepilogo inviluppi di rottura a deformazioni del 2, 7 e 15%

Considerando che i coefficienti di sicurezza nei confronti della stabilità imposti dalla normativa vigente sono tali per cui normalmente le deformazioni indotte risultano relativamente contenute, i parametri operativi sono stati prudenzialmente assunti per una deformazione del 2%.

In tali ipotesi, nel caso di interventi caratterizzati da modalità di costruzione per "fasi" sufficientemente "dilatate" nel tempo, per le quali possono essere ragionevolmente assunte condizioni "drenate" simili a quelle sperimentate in laboratorio, i parametri di riferimento possono essere assunti pari a  $c'=5$  kPa e  $\varphi'=23^\circ$ ; viceversa nel caso in cui i carichi risultassero applicati istantaneamente la risposta del materiale fibroso risulta descritta da valori dei parametri di resistenza più bassi, pari a  $c'=5$  kPa e  $\varphi'=19^\circ$ .

Sabbie a posidonia	Tensioni	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ °
	Condizioni drenate	5	23
	Carichi immediati	5	19

Involuppi di rottura forniti dalle prove di laboratorio