



TERMINAL GNL NEL PORTO CANALE DI CAGLIARI PROGETTO AUTORIZZATIVO

TERMINAL GNL NEL PORTO CANALE DI CAGLIARI
PROGETTO AUTORIZZATIVO



Progettazione

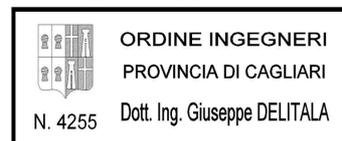
Società di ingegneria incaricata per la progettazione



COSIN S.r.l.
SOCIETÀ DI INGEGNERIA UNIPERSONALE
09134 CAGLIARI - VIA SAN TOMMASO D'AQUINO 18
Tel e fax +39 070 2346768
info@cosinsrl.it
P.IVA 03043130925

Progettista e responsabile per l'integrazione
fra le varie prestazioni specialistiche

Ing. Giuseppe Delitala



Gruppo di lavoro COSIN S.r.l.

Geologia e geotecnica

Geol. Alberto Gorini

Opere Civili

Ing. Nicola Marras

Studio di impatto ambientale

Ing. Emanuela Corona

Fotosimulazioni

Arch. Daniele Nurra

Archeologia

Archeol. Anna Luisa Sanna



Consulenze specialistiche:

Rapporto preliminare di sicurezza

Società ICARO S.r.l.

Opere antincendio

Ing. Fortunato Gangemi

Opere Marittime

Ing. Giovanni Spissu

Opere Strutturali

Ing. Francesco Fiori

Studio di impatto Acustico

Ing. Antonio Dedoni

RELAZIONE DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PRELIMINARE

1 - ELABORATI TECNICI E SPECIALISTICI

NOME FILE

D_01_ES_05_RGT_R00

FORMATO

CODICE ELAB.

D 01 ES 05 RGT R00

REV. A

A4

A

PRIMA EMISSIONE

Maggio 2017

Gorini

Delitala

Delitala

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO



INDICE

1	PREMESSA	2
1.1	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PROPOSTI	3
1.2	APPROCCIO METODOLOGICO DI STUDIO.....	4
1.3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
1.4	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	7
2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PRELIMINARE	9
2.1	CARATTERI GEOMORFOLOGICI	9
2.2	CARATTERI LITOSTRATIGRAFICI LOCALI	11
2.3	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO	14
2.4	CAMPAGNA DI INDAGINI GEOGNOSTICHE	16
2.5	PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA PRELIMINARE DEI LITOTIPI.....	25
3	CONCLUSIONI	29



1 PREMESSA

L'intervento in oggetto ha come obiettivo di realizzare un terminal per il GNL (Gas Naturale Liquefatto) nel Porto Canale di Cagliari. L'impianto è stato localizzato in un'area che intercetta il tracciato delle reti di trasporto del gas GPL (Gas Petrolio Liquefatto) esistenti dell'area vasta di Cagliari, ed in prossimità della dorsale Sarroch/Oristano/Porto Torres dell'ipotetico futuro metanodotto. L'obiettivo principale è quello di garantire agli utenti civili e industriali della Sardegna la possibilità di utilizzare il gas metano come fonte energetica alternativa a quelle già presenti nell'isola.

Il Terminal sarà caratterizzato da una struttura in banchina per la connessione e lo scarico del GNL dalle navi metaniere, un complesso di tubazioni criogeniche per il trasporto del fluido nella zona impianto, un sistema di stoccaggio, pompaggio, e rigassificazione del GNL.

Nel Terminal saranno installati 18 serbatoi criogenici, 9 gruppi di pompaggio, 40 vaporizzatori ad aria ambiente (AAV) e una stazione per il filtraggio, la misura e l'odorizzazione del gas naturale propedeutica all'immissione nelle reti di trasporto. Attraverso le baie di carico per le autocisterne si potrà trasportare il GNL su gomma in tutta l'isola, o rifornire le navi, attuando così le direttive europee sull'utilizzo del GNL come combustibile per le imbarcazioni.

Il progetto proposto rientra nelle linee guida del Piano Energetico Ambientale della Regione Sardegna, ed in quelle dell'Accordo di Programma Quadro per la Metanizzazione della Sardegna. La scelta progettuale adottata è inoltre in piena sinergia con le direttive europee e nazionali, sulla realizzazione di infrastrutture per i combustibili alternativi (Direttiva 2014/94/UE e D.Lgs.257/2016).

Con il Terminal di ISGAS, il porto canale potrebbe diventare, senza ulteriori infrastrutturazioni, un polo nel mediterraneo per il rifornimento delle navi che utilizzano il GNL come carburante per il trasporto marittimo. Le infrastrutture sono infatti progettate per creare un efficiente "*Bunkering Point*" (ship to ship, truck to ship, o pipe to ship).

A tal proposito si ricorda che il porto di Cagliari fa parte dei 14 porti italiani core delle reti transeuropee di trasporto (Reti TEN-T) del Regolamento UE1315/2013, che dovranno a breve garantire la "*disponibilità di combustibili puliti alternativi*".

Il proponente del progetto è la ISGAS Energit Multiutilities S.p.A., società Concessionaria, in regime di esclusiva, del servizio di distribuzione del gas nei comuni di Cagliari, Oristano e Nuoro. Attualmente ha oltre 21.000 utenti attivi. ISGAS si occupa della distribuzione e vendita dell'aria propanata (integralmente sostituibile con il metano) attraverso reti canalizzate nei vari territori comunali.

Il Terminal è stato progettato per essere un importante punto di "*Entry*" nel sistema di metanodotti della Sardegna, attualmente in fase di progettazione. Tuttavia il Terminal GNL potrà svolgere a pieno le sue funzioni anche collegandosi alla rete di trasporto del gas già esistente a servizio dell'area vasta di Cagliari.



1.1 Descrizione degli interventi proposti

L'impianto sarà composto da 7 macro zone: un'area bracci di carico localizzata nella banchina del Porto Canale a 700 metri di distanza dal terminal principale, in cui sono presenti in bracci di carico e scarico del GNL dalle navi, area stoccaggio GNL in cui sono localizzati serbatoi e pompe criogeniche, area vaporizzatori, area di carico autocisterne, area gestione BOG, area torcia e infine area di misura odorizzazione e rilancio del metano.

L'impianto sarà ubicato all'interno del Porto Industriale di Cagliari. Le coordinate del Baricentro dell'area dell'impianto sono E=1507402.7727 N= 4340468.3092 secondo il sistema di Riferimento Gauss Boaga (Roma Monte Mario). Come verrà illustrato negli elaborati geologici e geotecnici, l'area è stata storicamente ricavata allo stagno di Santa Gilla durante i lavori per la costruzione del Porto Industriale stesso negli anni 60, risulta infatti principalmente costituita da terreni di riporto.

La banchina sarà dotata di braccio di carico e scarico del GNL. Lo scarico avrà ovviamente la funzione di portare il GNL al terminale. Le funzioni di carico invece saranno base per la creazione di un punto di bunkeraggio navale per il GNL. La banchina sarà quindi dotata di una sala controllo per il comando delle operazioni di carico e scarico.

Il GNL verrà dalla banchina all'impianto tramite tubazioni criogeniche. Queste verranno alloggiare in un cavedio interrato costruito in calcestruzzo armato con coperture armate interamente ispezionabile. All'interno del cavedio verranno installate le tubazioni criogeniche per il BOG e per il bunkeraggio e linee di spurgo. Inoltre verranno predisposti dei corrugati per il passaggio delle linee elettriche e cavi di segnale per la trasmissione dei dati di processo. Il cavedio sarà intervallato da un loop di espansione per le tubazioni criogeniche ogni 100m e cavedio si estenderà per CA. 1.000 m.

Ciascun serbatoio sarà di forma cilindrica e posizionato orizzontalmente fuori terra. I serbatoi saranno disposti in 3 gruppi, composti ognuno da 6 serbatoi con l'asse maggiore parallelo, ed una distanza minima tra un serbatoio e l'altro di 6 m, i serbatoi saranno del tipo *full containment* (con doppio serbatoio) secondo la Norma UNI 1473 cap.6.3, dimensionato per una capacità nominale di 1.226 mc per ciascun serbatoio, e di 22.068 mc complessivi per il terminal. I serbatoi saranno dotati di valvole di intercettazione e collegati agli altri serbatoi attraverso un collettore da cui saranno alimentate le pompe per il rilancio del GNL verso: vaporizzatori, baie di carico e bracci di carico in banchina.

Il terminale potrà rigassificare 832 milioni di metri cubi annui di gas naturale all'anno, che saranno immessi nella rete regionale. Gli impianti saranno mediamente in marcia il 95% circa delle ore annue e la suddetta capacità di rigassificazione di 832 milioni di mc/anno corrisponde ad una portata media di gas prodotto pari a 100.000 mc/h. Ottenuti da un massimo di 20 Vaporizzatori in funzione (considerato che lavorano alternati a coppia). I vaporizzatori che si utilizzeranno vaporizzatori ad aria ambiente



AAV (Ambient Air Vaporizer) con capacità di circa 5.000 mc/h ciascuno. I vaporizzatori saranno costituiti da elementi di pianta rettangolare su un telaio in alluminio nel quale dei tubi di acciaio disposti a serpentina portano il GNL a pressione, a contatto con la temperatura ambientale in modo da effettuare lo scambio di calore per raggiungere lo stato gassoso.

Al fine di raggiungere altre zone della Sardegna che non saranno allacciate alla rete verrà predisposta una zona denominata "Baia di Carico" in cui le autocisterne apposite per il GNL potranno effettuare il rifornimento. In uscita dai serbatoi si bypasserà la zona vaporizzazione portando il GNL direttamente alle 2 baie di carico tramite le due pompe dedicate a funzionamento alternato.

Il Gas naturale prima di essere immesso nella rete dovrà passare attraverso la strumentazione di analisi e controllo. In prima fase dovrà passare attraverso lo Skid di filtrazione. Dopo la filtrazione verrà prelevato un campione per l'analisi che verrà effettuata nella Cabina Cromatografi. Successivamente si incontra la fase di odorizzazione. Questa fase verrà bypassata nel caso in cui ad essere immesso in rete sia gas naturale ad alta pressione, perché l'odorizzazione del metano ad alta pressione verrà effettuata laddove il futuro gestore del metanodotto lo reputi opportuno. Dopo l'odorizzazione si passa alla fase di misura fiscale, per la contabilizzazione della quantità di metano immessa in rete. Infine per regolare le caratteristiche di portata e pressione il metano passerà nel gruppo di riduzione finale (GRF), per essere immesso o nella rete dei metanodotti o nella rete cittadina.

1.2 Approccio metodologico di studio

La presente relazione tratta gli aspetti geotecnici relativi al progetto di fattibilità tecnica ed economica per i lavori denominati "*Realizzazione di un terminal GNL presso il Porto Canale di Cagliari*".

Tale relazione è volta ad esaminare gli aspetti geotecnici dell'area in esame e i parametri geotecnici dei terreni coinvolti dall'opera prevista in progetto.

Per raggiungere tale obiettivo si è reso necessario eseguire:

- analisi di sondaggi esistenti localizzabili in prossimità dell'area di intervento, necessari per verificare l'assetto stratigrafico del terreno in esame;
- ricerca bibliografica e il confronto con dati esistenti in possesso;
- rilievo geologico speditivo di un'area di qualche Km².

Il tutto ha permesso, grazie ad una conoscenza dei luoghi, di acquisire i dati necessari per una corretta parametrizzazione geologico – geotecnica dell'area in esame.

Quanto sopra, ai sensi della normativa vigente in materia con particolare riferimento a:

Il presente lavoro è svolto in accordo con le normative vigenti in materia (D.M. 11.03.1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità



dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" e del D.M. 14.01.2008 (Nuove norme tecniche per le costruzioni). L'area del Porto Canale è ubicata in un settore geologicamente recente che negli ultimi decenni è stato soggetto ad opere di bonifica e quindi ad approvvigionamento di materiali di riporto. Trattandosi di un contesto transizionale fluvio-deltizio-marino, l'area risulta caratterizzata dalla presenza di sedimenti scarsamente consolidati. L'analisi degli interventi in progetto dovrà pertanto prestare particolare attenzione ai carichi esercitati dalle strutture sul substrato.

La configurazione litostratigrafica risulta abbastanza complessa dal punto di vista geotecnico, a causa della frequenza di lenti e livelli limosi algali con vasta distribuzione areale. Tale presenza rappresenta un fattore critico in termini di capacità con la quale il substrato può, sotto l'effetto dei carichi esercitati dalle opere, espellere l'acqua contenuta, con evidenti effetti sui tempi di consolidamento e sul comportamento meccanico dei terreni.

In questa fase verrà pianificata una campagna di indagini geognostiche (da eseguirsi nella fase progettuale successiva), atta a fornire tutti gli elementi necessari per ottenere una corretta parametrizzazione delle unità litostratigrafiche coinvolte dalle azioni di progetto e per definire i valori delle proprietà geomeccaniche dei terreni in termini di portanza e di cedimenti.

1.3 Normativa di riferimento

La presente relazione viene redatta ai sensi delle seguenti norme:

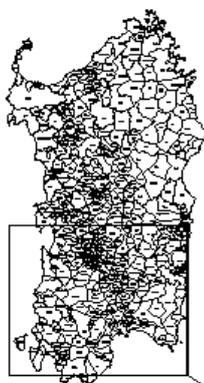
- Legge n. 64 del 02.02.1974 «Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche», che prevede l'obbligatorietà dell'applicazione per tutte le opere, pubbliche e private, delle norme tecniche che saranno fissate con successivi decreti del Ministero per il Lavori Pubblici;
- D.M. LL.PP. 11 marzo 1988 – Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, sulla stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Circolare LL.PP. 24 settembre 1988 n. 30483 – Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, sulla stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.



- Circolare n. 218/24/3 del 09.01.1996 «Istruzioni applicative per la redazione della Relazione Geologica e della Relazione Geotecnica»;
 - Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28.04.2006 «Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone»;
 - Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) adottato dalla Giunta Regionale con D.G.R. n. 54/33 del 30.12.2004 e reso esecutivo con Decreto Assessoriale n. 3 del 21.02.2005 con pubblicazione nel BURAS n. 8 dell'11.03.2005»;
 - Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.2003 «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica» e successive modifiche e integrazioni;
 - D.M. 14 gennaio 2008 – “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
 - D.M. Infrastrutture del 06.05.2008 «Integrazioni al D.M. 14.01.2008 di approvazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni emesse ai sensi delle leggi n. 1086 del 05.11.1971 e n. 64 del 02.02.1974, così come riunite nel Testo Unico per l'Edilizia di cui al D.P.R. n. 380 del 06.06.2001 e dell'art. 5 del D.L. n. 136 del 28.05.2004, convertito in legge, con modificazioni, dall'art. 1 della Legge n. 186 del 27.07.2004 e ss.mm.ii.»;
 - Eurocodice 1 - Parte 1 «Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo»;
 - Eurocodice 7 «Progettazione geotecnica». 2004;
 - Eurocodice 8 «Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture». Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici. 2004;
 - Delibera Giunta Regionale 30 marzo 2004, n. 15/31 - Disposizioni preliminari in attuazione dell'O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
 - R.D. 25 luglio 1904, n. 523 Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie.
-

1.4 Inquadramento geografico

L'area interessata da questo studio si trova nel Comune di Cagliari, in corrispondenza della zona portuale denominata "Porto Canale", nel settore immediatamente ad W del Capoluogo. L'area è ubicata in adiacenza al *terminal container* per lo smistamento del traffico destinato ai principali porti del Mediterraneo occidentale. Il porto si estende dal Villaggio Pescatori a Sud dell'area in esame, a Sa Illetta, che un tempo era un isolotto che si addentrava all'interno dello Stagno di santa Gilla.



Regione Autonoma della Sardegna
Provincia di Cagliari
Comune di Cagliari

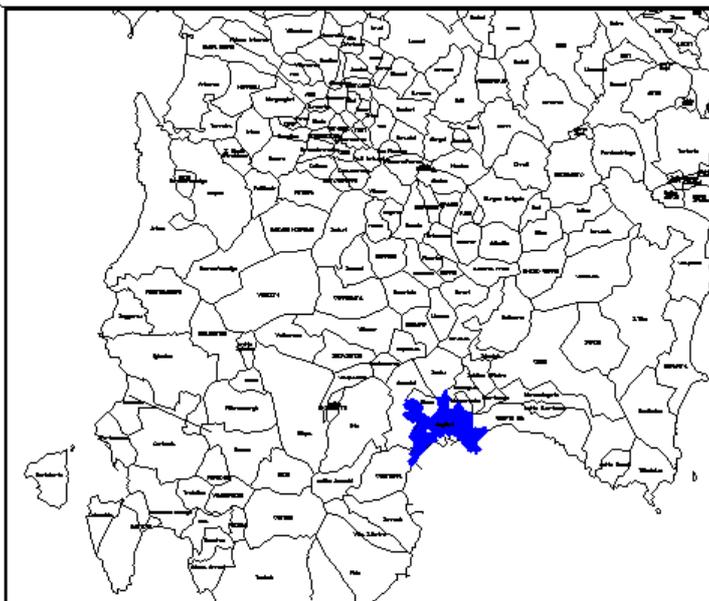


Figura 1 – Inquadramento geografico

L'area in esame ricade all'interno del Foglio 557 Sez.III – “Cagliari” dell'I.G.M. in scala 1:25.000 e alla tavola 557140 “Cagliari” nella Cartografia Tecnica Regionale, in scala 1:10.000.



Figura 2 – Foto aerea (Google Earth, ripresa da 3 Km di altezza).



2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA PRELIMINARE

2.1 Caratteri geomorfologici

La porzione meridionale della piana del Campidano, nella quale è localizzato il settore oggetto di indagine, mostra una certa complessità di ambienti costieri e di transizione all'entroterra, con vasti stagni-lagune che si distendono ai piedi del sistema collinare cagliaritano.

La zona in esame è situata lungo un'area estremamente pianeggiante costituita prevalentemente da depositi antropici.

Gli elementi geomorfologici predominanti sono rappresentati dalle fasce costiere lagunari, in corrispondenza delle opere da realizzare, e dalle aree costiere marine nell'intorno dell'area studiata.

Alla formazione del paesaggio naturale dell'area cagliaritana hanno certamente contribuito, oltre che gli ordinari processi morfogenetici, anche movimenti neotettonici (Cherchi *et alii*, 1978c). L'esatta ubicazione delle strutture neotettoniche è di difficile determinazione per la forte antropizzazione e per le estese coperture quaternarie attuali. Tuttavia si può facilmente osservare che i rilievi collinari sono orientati generalmente NNW-SSE, come le strutture tettoniche che delimitano il *graben* plio-quaternario del Campidano; solo a sud del centro storico i rilievi, più irregolari, non mostrano allungamento preferenziale. Tra i rilievi collinari si segnalano i colli di Tuvixeddu (99 m), Tuvu Mannu (99 m), Buoncammino (98 m), S. Michele (120 m), M. Claro (69 m), Bonaria (25 m) e M. Urpino (58 m). Lo spianamento alla sommità osservabile in alcuni di essi, è da ricondurre all'intensa attività estrattiva per pietra da costruzione.

L'area del Porto oggetto del presente intervento ricade ai limiti di un vasta zona umida comunemente indicata con il toponimo di "Stagno di Santa Gilla", vasto bacino retro costiero di forma approssimativamente deltoide, che si estende dal margine occidentale della città di Cagliari sino al bivio di Capoterra ed alla foce del Rio Santa Lucia.

Il limite a mare della laguna si trova a sud ed è rappresentato da un cordone litoraneo bordato da una spiaggia debolmente e regolarmente falcata, originatasi per l'azione del moto ondoso che ha distribuito in questo modo i sedimenti rispetto ai promontori di Capo Sant'Elia e di Torre Zavorra

(Sarroch), rispettivamente a SE e a SW del bacino lagunare. Non risulta invece nettamente demarcato il margine verso terraferma della laguna (N-NW), in quanto il rilievo mantiene una debolissima energia per una decina di chilometri ed oltre di distanza dal litorale marino e le aree palustri si raccordano alla pianura del Campidano in maniera molto graduale.

L'attuale fisionomia dello stagno, profondamente modificato rispetto al suo assetto originario, è il risultato di ingenti opere di colmata e di escavo legate principalmente alle



realizzazione delle saline impiantate presso Macchiareddu nel 1928, al successivo intervento per la costruzione del Porto Canale, all'ampliamento dell'aeroporto e alla sistemazione dei canali e delle foci fluviali. Le antiche forme ed i lembi di terra emersa che caratterizzavano lo Stagno di Cagliari sono solo in parte riconoscibili nell'intricato sistema di arginature e canali: all'interno di quello che in origine era un unico specchio d'acqua emergevano diverse piccole isole, la più ampia delle quali era quella di Sa Illetta o San Simone. Vi erano poi le isole di Sa Figu Morisca, de Is Fraris, de Is Cadenas, Pischeras, Isoledda ed Ischeras, alle quali sono state appoggiate le varie arginature che delimitano le vasche evaporanti e quelle di salificazione.

La conformazione "a delta" della laguna, nelle sue linee essenziali, può essere ricondotta all'azione combinata di deposito e rimaneggiamento di sedimenti fluviali e fluvio-marini nell'ambiente deltizio di transizione terra-mare: ancor oggi ad essa afferiscono diversi corsi d'acqua che non raggiungono direttamente il mare, tra i quali, quelli di maggior rilievo quanto a portata, sia liquida che solida, sono il Rio Cixerri e il Flumini Mannu nel settore settentrionale, e il Rio di Santa Lucia nel settore meridionale. Altri corsi d'acqua minori sono il Rio Sa Nuxedda di Assemmini, il Rio Sa Murta, il Rio Giacù Meloni ed il Rio di Sestu.

La genesi della laguna è strettamente correlata con l'evoluzione paleogeografica che il settore costiero meridionale dell'Isola ha subito soprattutto da 150.000 a circa 12.000 anni fa – durante l'alternarsi degli ultimi episodi glaciali e interglaciali – che hanno determinato significative variazioni del livello del mare con innesco di importanti cicli di sovraescavazione (erosione) e di deposizione.

Circa 100.000 anni fa questo settore costituiva la prosecuzione del Campidano che terminava verso il Golfo degli Angeli e successivamente inciso, durante il ritiro del livello marino in epoca glaciale, da un ampio fondovalle scavato dai Flumini Mannu e Rio Cixerri attualmente sepolto da fanghi e sabbie recenti. Il colmamento di questa paleovalle è avvenuto durante le fasi terminali della trasgressione versiliana (Quaternario recente) quando il livello del mare si è sollevato fino a circa un metro sopra il livello attuale, provocando la deposizione di una coltre pluridecimetrica di sedimenti salmastri, palustri o fluviali fino al raggiungimento della configurazione attuale. Tale assetto è stato lentamente modificato, negli ultimi millenni, dagli apporti solidi dei corsi d'acqua, ed in particolare del Flumini Mannu e del Rio Cixerri, che hanno determinato un progressivo interrimento dei fondali e conseguente una sostanziale riduzione della superficie della zona umida.

D'altra parte, attualmente lo stato di attività dei processi geomorfologici risulta molto ridotto, in relazione al raggiungimento di uno stadio evolutivo della laguna relativamente avanzato, ma anche a causa del forte controllo antropico dell'area.



2.2 Caratteri litostratigrafici locali

L'area investigata è ubicata in corrispondenza di una fascia transizionale costiera interessata da numerose variazioni batimetriche e, di conseguenza, paleoambientali.

Le facies riconoscibili dalle stratigrafie mostrano alternanze verticali e laterali di ambienti da litorale ad alluvionale passando per ambienti transizionali e fluvio-deltizi. La complessità di tale assetto litostratigrafico si traduce in una marcata eterogeneità di sedimenti.

Il secolo scorso è stato caratterizzato da opere di bonifica allo scopo di recuperare terre e nel contempo renderle idonee all'insediamento e alle attività antropiche.

In letteratura esistono, per l'area del Porto Canale, numerosi dati provenienti da campagne di indagini geognostiche. In particolare in prossimità dell'area oggetto del presente studio sono stati eseguiti numerosi sondaggi geognostici corredati da prove CPT ed SPT e prove di laboratorio (prove di taglio diretto, prove edometriche e classificazioni granulometriche).

In tale fase autorizzativa pertanto, al fine di una corretta pianificazione di indagini da eseguirsi nella successiva fase progettuale, sono stati analizzati i dati esistenti e rielaborati in funzione anche delle conoscenze degli scriventi.

I *range* di parametri risultanti dal presente studio dovranno successivamente essere confrontati con i risultati provenienti da una dettagliata campagna di indagini, elaborata in questa fase, come esposto nelle pagine seguenti.

La successione stratigrafica dell'area investigata può essere così schematizzata:

- Unità 1 – Riporti di origine antropica sabbiosi e ciottolosi
- Unità 2 – Sabbie medie e sabbie fini
- Unità 3 – Limi sabbiosi, limi argillosi e argille con livelli organici
- Unità 4 – Sabbie fini con concrezioni carbonatiche
- Unità 5 – Sabbie assortite con livelli conglomeratici
- Unità 6 – Argille consistenti e argille sabbiose

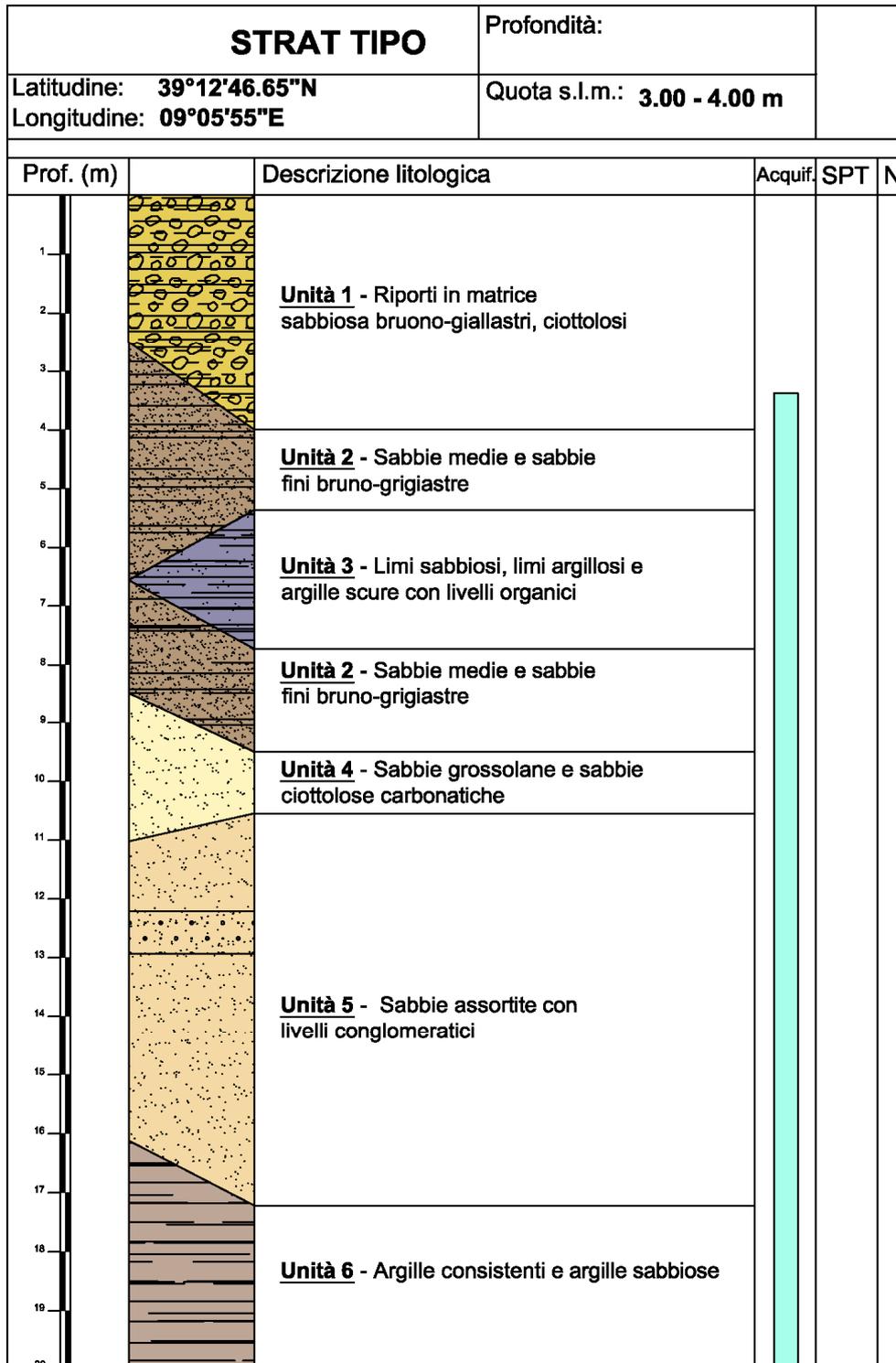


Figura 3 – Stratigrafia tipo del settore investigato.



UNITA' 1 – RIPORTI

Comprende i terreni di riporto di origine antropica costituiti essenzialmente da materiali sabbiosi misti a detriti ciottolosi a luoghi cementati. Lo spessore medio varia da 3 a 4 m.

UNITA' 2 – SABBIE MEDIE E FINI

Si tratta di sabbie da medie a fini, a luoghi limose e/o ciottolose. Sono presenti intercalati livelli conchiliari e resti di paglia marina. Lo spessore medio varia da 2 a 6 m.

UNITA' 3 – LIMI SABBIOSI E ARGILLE CON LIVELLI ORGANICI

Tale unità è costituita da sedimenti limosi e argillosi con parziale componente sabbiosa. Il contenuto di paglia marina e di frammenti conchiliari risulta rilevante. Si rileva sia in strati continui che in lenti isolate. Lo spessore medio varia da 0 a 2,5 m.

UNITA' 4 – SABBIE FINI CON CONCREZIONI CARBONATICHE

Si tratta essenzialmente di sabbie limose sature con intercalati livelletti e straterelli cementati o ricchi di concrezioni carbonatiche. Lo spessore medio varia da 1 a 3 m.

UNITA' 5 – SABBIE ASSORTITE E LIVELLI CONGLOMERATICI INTERCALATI

Sono costituite da sabbie da medie a fini addensate, con intrecciazioni di straterelli conglomeratici. Lo spessore medio è plurimetrico.

UNITA' 6 – ARGILLE CONSISTENTI E ARGILLE SABBIOSE

Tale unità è costituita da argille e limi sabbiosi con rari inclusi di dimensione plurimillimetrica. L'unità 6 si rileva generalmente a partire dai 15 m dal piano di campagna.



2.3 Definizione del modello geotecnico

Per capacità portante di un terreno si intende la sua capacità di sostenere il carico derivante da un'opera realizzata su di esso. Le molteplici relazioni di calcolo sono frutto di lunghe ricerche per lo più empiriche, che hanno evidenziato l'influenza di molteplici fattori, fra cui:

- resistenza meccanica del terreno;
- storia tensionale del terreno;
- intensità dei carichi;
- eccentricità dei carichi;
- forma della sovrastruttura e della fondazione;
- approfondimento del piano di posa;
- presenza di carichi adiacenti alla zona in esame.

La capacità portante ultima rappresenta il valore della resistenza al taglio massima mobilitabile o il carico massimo teorico prima che si verifichino fenomeni di rottura negli strati portanti. Il carico di rottura è in funzione sia delle caratteristiche meccaniche del terreno, sia della profondità del piano di posa delle fondazioni, della forma e delle dimensioni della superficie di carico.

Il carico ammissibile, cioè il massimo carico consentito, è definito dal rapporto tra il carico di rottura e il coefficiente di sicurezza che nelle normativa vecchia vigente in Italia veniva generalmente assunto ≥ 3 (D.M. 11/03/1988).

Di contro, per le attuali normative (D.M. 14 Gennaio 2008) le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso. Mentre il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile. Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale.

$$R_d = 1 / \gamma_R \cdot R \cdot [\gamma_F \cdot F_K; X_K / \gamma_M; a_d] \quad R_d \geq E_d \quad E_d = \gamma_E \cdot E \cdot [F_K; X_K / \gamma_M; a_d]$$

dove:

R_d = resistenza del progetto geotecnico;

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto delle azioni;

$\gamma_F \cdot F_K$ = azioni di progetto;

X_K / γ_M = parametri di progetto;

a_d = geometria di progetto. L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

		COEFFICIENTE γ_F o γ_E	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

Figura 4 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (NTC 2008)

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1.0	1.0

Figura 5 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (NTC 2008)

2.4 Campagna di indagini geognostiche

Per la verifica diretta della successione stratigrafica e dello stato di consistenza dei terreni si rende necessaria una campagna di indagini geognostiche.

Le operazioni di sondaggio e di indagini geognostiche interesseranno gran parte dell'area di sviluppo dell'intervento, in special modo in corrispondenza dei serbatoi criogenici, della torcia e dei vaporizzatori.

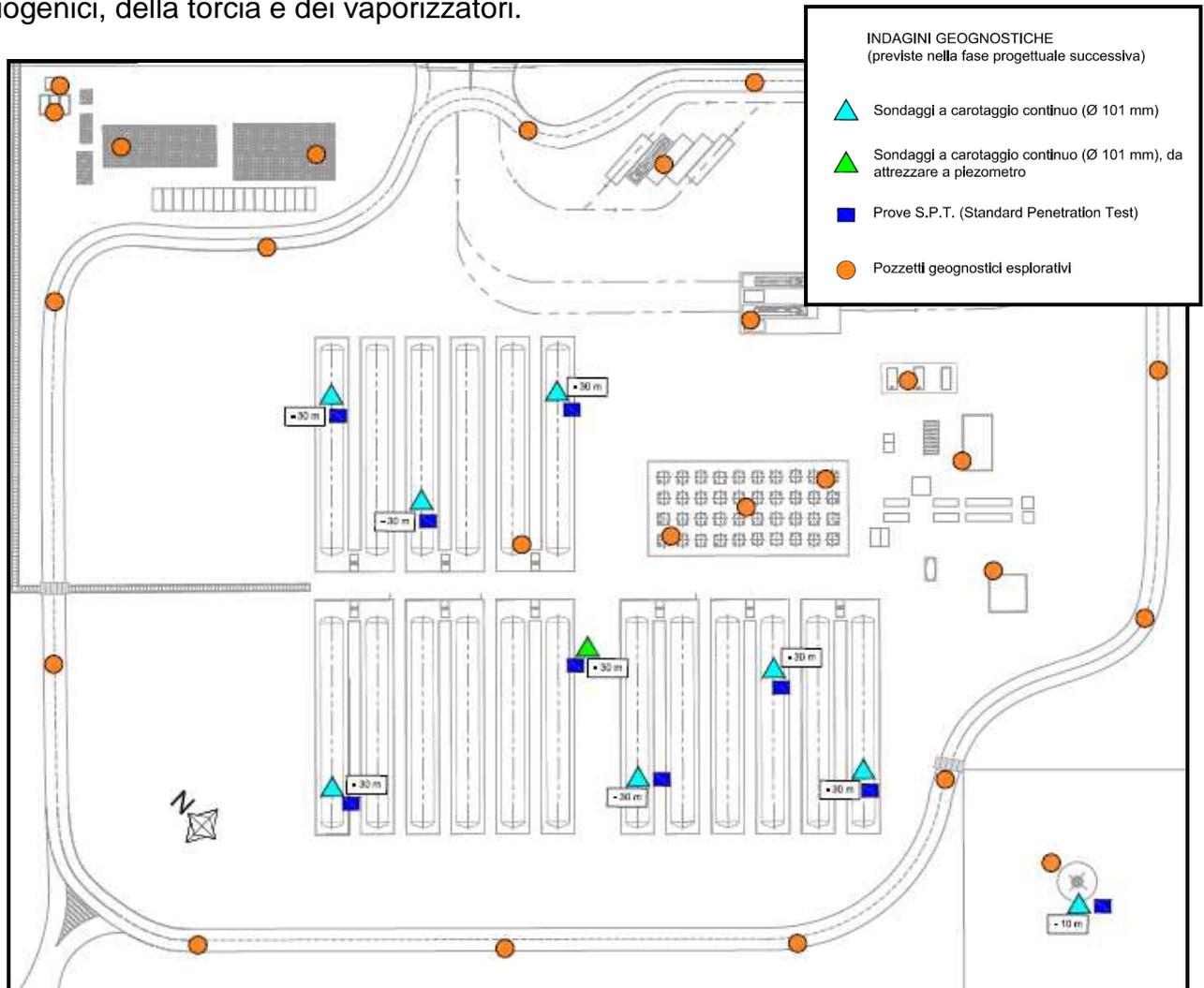


Figura 6 – Stralcio della planimetria indagini geognostiche previste.



Piano delle indagini

Nel rispetto delle norme vigenti, come supporto imprescindibile alla fase progettuale esecutiva e sulla base sia dei dati disponibili utilizzati per la parametrizzazione preliminare del sottosuolo, si rende necessaria l'esecuzione di una campagna geognostica la quale, ai fini che interessano e considerato il modello geologico-idrogeologico esaminato, è opportuno che si espliciti mediante sondaggi a carotaggio continuo, prove penetrometriche continue, pozzetti geognostici e analisi di laboratorio. In particolare lungo tutto lo sviluppo dell'opera prevista, si prevede l'esecuzione della seguente campagna di indagini e prove:

- n° 7 sondaggi a carotaggio continuo Ø 101 mm spinti a profondità variabili (sino a -30 m);
- n° 7 prelievi campioni rimaneggiati;
- n° 28 prove penetrometriche dinamiche SPT spinte a profondità variabili (n. 4 per sondaggio);
- n° 7 classificazioni delle terre CNR-UNI 10006 in laboratorio;
- n. 5 prove edometriche
- n. 14 prove di espansione a ELL per determinazione coesione non drenata (n. 2 per sondaggio);
- n° 11 pozzetti geognostici esplorativi.
- n° 10 prove di taglio in laboratorio

I sondaggi devono seguire per quanto possibile le seguenti modalità esecutive:

- Le verticali di perforazione costituiscono elemento di vulnerabilità in quanto pongono potenzialmente in comunicazione matrici ambientali in genere nettamente separate. E' da evitare l'utilizzo di qualunque sostanza in grado di compromettere la rappresentatività, dal punto di vista chimico, dei campioni di terreno prelevati. Pertanto gli strumenti e le attrezzature impiegate nelle diverse operazioni devono essere caratterizzati da modalità costruttive e materiali tali da non comportare nessuna contaminazione o variazione delle caratteristiche chimico-fisiche delle matrici ambientali indagate;
- dovrà essere verificata la messa a punto ed il corretto funzionamento dei macchinari, degli impianti e di tutte le attrezzature da utilizzare per l'indagine, prima dell'uso effettivo sul sito, in modo da evitare la perdita di lubrificanti, carburanti e altre sostanze durante le fasi di perforazione e campionamento;
- particolare cautela sarà necessaria nei primi metri di avanzamento per evitare la perforazione di eventuali fusti interrati.
- Il carotaggio dovrà avvenire a secco, fin quando possibile, ed a bassa velocità. Qualora dovesse risultare indispensabile per l'avanzamento l'utilizzo del fluido di



perforazione, dovrà essere usata acqua pulita, eventualmente additivata con polimeri biodegradabili;

- l'estrusione della carota dovrà avvenire a secco.
- prima dell'inizio della perforazione il carotiere, le aste ed i rivestimenti metallici dovranno essere accuratamente lavati con acqua potabile, utilizzando l'idropulitrice ad acqua calda ed alta pressione;
- analogo procedimento sarà da applicare ad ogni manovra di carotaggio, rimuovendo completamente, dall'esterno e dall'interno dell'utensile, qualsiasi residuo di materiale; l'acqua e la condensa presenti sulle pareti dell'utensile devono poi evaporare naturalmente o, quando ciò non avviene, essere asciugate con carta da filtro pulita;

Acquisizione di elementi in situ

Sono da determinare:

- la stratigrafia dei materiali incontrati;
- il livello della falda o delle falde eventualmente presenti;
- parametri geotecnici con prove geotecniche in sito quali: permeabilità (prova Lefranc), coesione apparente e angolo d'attrito (Vane Test e Pocket Penetrometer);
- evidenze visive e olfattive del campione, atte alla caratterizzazione litologica ed all'individuazione di eventuali inquinanti presenti nel terreno;

Rilievo della falda

Nel corso del sondaggio verrà rilevato in forma sistematica il livello della falda nel foro. Qualora sia necessaria o prevista la perforazione di strati anche parzialmente impermeabili, è consigliabile eseguire misure del livello piezometrico al fine di rilevare eventuali variazioni dei livelli idrici.

Il sondaggio eseguito non in corrispondenza dei serbatoi verrà attrezzato a piezometro al fine del monitoraggio delle acque sotterranee in fase di esecuzione delle opere e in fase di esercizio.

Il piezometro è costituito da una batteria di tubi giuntati in forma solidale fino all'ottenimento della lunghezza richiesta; il tratto immerso nell'acquifero è parzialmente finestrato. Il diametro deve poter consentire il prelievo di campioni, la posa di sonde e strumenti di misura.

Prova penetrometrica SPT



SPT è l'acronimo di Standard Penetration Test (prova penetrometrica standard) e consiste in una prova di tipo discontinuo che viene eseguita nel corso della perforazione. Le caratteristiche sono standard: un maglio di 63,5 kg, cadendo su una batteria di aste da un'altezza di 76,2 cm, infinge a percussione un campionatore a pareti grosse per 3 tratti da 15 cm. La prova è eseguita in materiali fini con un campionatore che, estratto alla fine, contiene il materiale corrispondente all'intervallo indagato; vengono contati i colpi necessari per l'infissione solo degli ultimi due tratti.

In materiali ghiaiosi o rocce tenere, il campionatore viene sostituito una punta conica chiusa, con angolo 60°. Il ritmo della percussione dovrà essere compreso tra 10 e 25 colpi/min. Il numero di colpi superiore a 50 per uno dei tratti di 15 cm indica l'avvenuto raggiungimento del rifiuto e la fine della prova.

La fase di avanzamento di un sondaggio viene interrotta (ad intervalli regolari o prestabiliti) per eseguire tale prova che consente di ottenere dati sulla consistenza e sul grado di addensamento dei terreni attraversati, nonché un loro campione. Il fondo del foro deve risultare al di sotto della scarpa dei tubi di rivestimento ed inoltre non più di 7 cm sopra la quota raggiunta con la manovra di perforazione e pulizia della scarpa (a causa di rifluimento di terreno o deposizione di detriti). Con uno scandaglio deve essere controllata la quota del fondo del foro prima dell'esecuzione della prova stessa: se la differenza con le quote raggiunte in precedenza dall'ultima manovra di perforazione o pulizia supera i cm 7, la prova deve venir sospesa e quindi si dovrà correggere l'avanzamento del tubo di rivestimento o ripetere l'operazione di pulizia e scandaglio.

Analisi granulometrica

Per determinare la pezzatura di un terreno a grana grossa (in particolar modo per gli aggregati) è necessario ricorrere alla cosiddetta analisi granulometrica, che consiste nella determinazione della distribuzione in percentuale del diametro dei granuli presenti nel terreno.

L'analisi granulometrica viene eseguita mediante due tecniche:

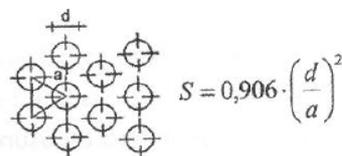
- per setacciatura per la frazione grossolana (diametro dei grani > di 0,074 mm);
- per sedimentazione per frazione fine (diametro dei grani < di 0,074 mm).

Setacciatura: si esegue mediante una serie di setacci a maglia quadrata o in alcuni casi mediante crivelli con fori circolari.

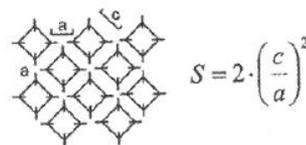
Possiamo quindi dividere le superfici vaglianti in categorie:

- griglie, impiegate solitamente per vagliature grossolane e con rendimenti modesti;
- lamiere perforate, possono essere punzonate o perforate. Le aperture più usuali hanno forma circolare, quadrata o rettangolare;

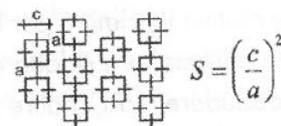
- tele tessute, utilizzate per vagliature fini per le quali non è possibile impiegare griglie o lamiere perforate. Le tele sono normalmente in acciaio ad alto tenore di carbonio;
- filtri Johnson (Johnson Filtration Systems Australia), rappresentano un'evoluzione delle griglie e hanno molti pregi, tra i più comuni la possibilità di effettuare vagliature fini, una eccezionale robustezza, resistenza all'usura, maggiore efficienza, resistenza all'abrasione e diminuzione del fenomeno intasamento;
- reti in poliuretano, introdotti principalmente per due motivi: il primo è per la resistenza all'abrasione, il secondo dal fatto che il poliuretano è adatto al trattamento di quei materiali inerti che tendono ad occludere i fori. Inoltre si caratterizzano per le loro proprietà quali: resistenza all'usura, assenza di corrosione, forte riduzione dei rumori durante il processo di vagliatura, resistenza al calore (fino a 75°C), possibilità di vagliare materiali intasanti, alta resistenza alla flessione, ecc.;
- reti in gomma, costituite da mescole in gomma ad elevate resistenza all'usura ed alla abrasione, idonee per la protezione di strutture in ferro. Le reti in gomma antiusura costituiscono anche una soluzione ottimale per la riduzione della rumorosità degli impianti di selezione.



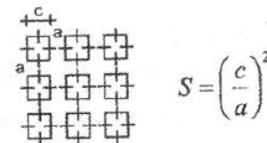
Fori a quinconce a 60°



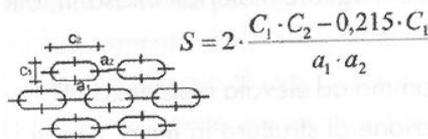
Fori a quadri in diagonale



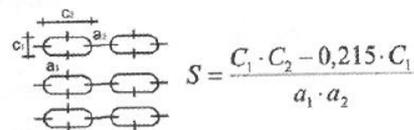
Fori a quadri alterni



Fori a quadri in «linea» a 90°



Fori oblungi alternati



Fori oblungi in linea

Figura 7 - Schemi per le superfici libere di passaggio.

Limiti di consistenza (Atterberg)

I limiti di consistenza (o di Atterberg) sono i valori di umidità di una terra assunti convenzionalmente per caratterizzarne i passaggi: dallo stato liquido allo stato plastico, dallo stato plastico allo stato semisolido, dallo stato semisolido allo stato solido. Devono essere determinati su materiale passante allo staccio 0,425 mm. La stacciatura si esegue su materiale preventivamente essiccato a temperatura non maggiore di 50°C, e disgregato con un pestello gommato, evitando di frantumare i singoli granuli di terra.

Si individuano, in particolare, il limite liquido (o di liquidità W_L , nel passaggio tra lo stato liquido e lo stato plastico, il limite plastico (o di plasticità) W_P tra lo stato plastico e lo stato semisolido (o solido con ritiro), il limite di ritiro, tra lo stato semisolido e lo stato solido (o solido senza ritiro), W_s .

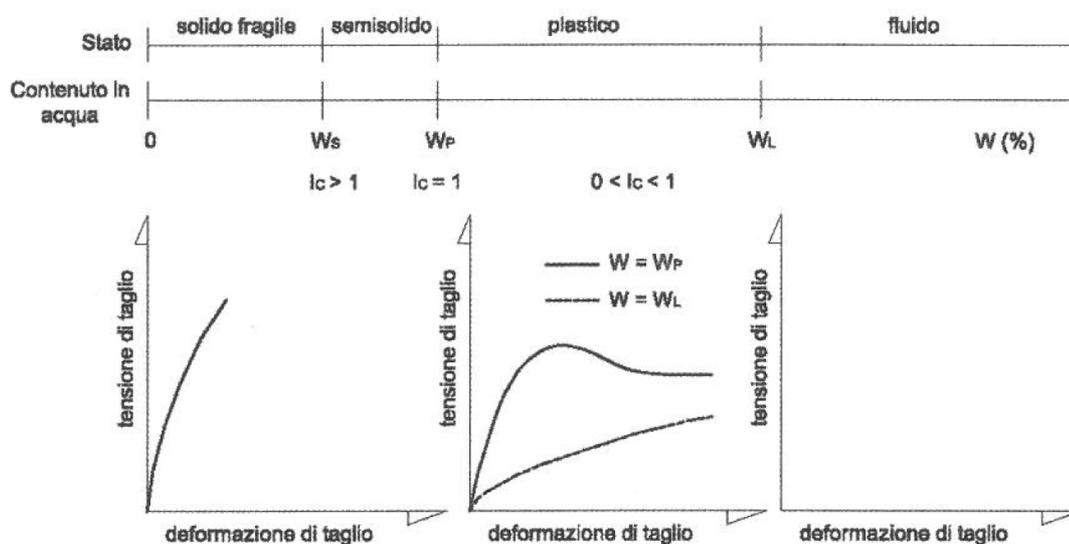
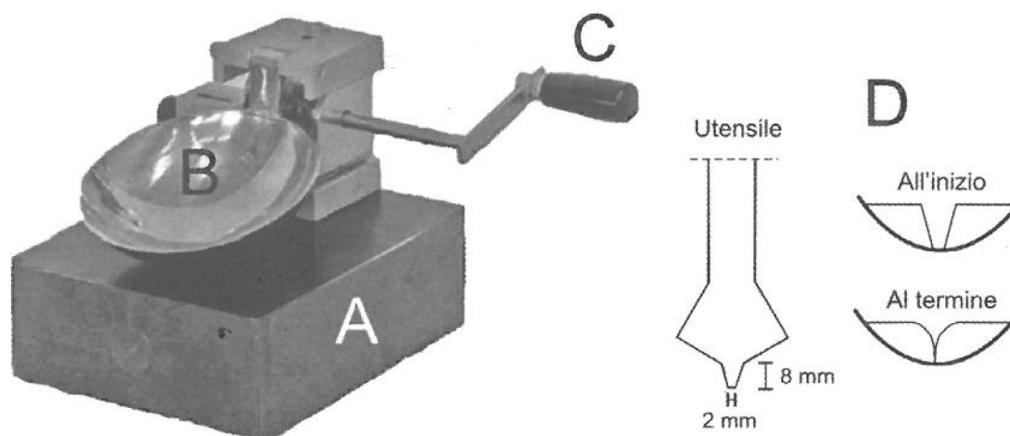


Figura 8 - Passaggi di stato in relazione al contenuto d'acqua.

Limite liquido di una terra (W_L)

Il limite liquido si determina in laboratorio con il cucchiaio di Casagrande. Lo strumento ha una base in ebanite, una coppella in ottone collegata ad una manovella che la solleva e la rilascia da una altezza costante di 10 mm.



A - Base in ebanite; B - Coppella in ottone; C - Manovella di movimento;
D - Utensile per praticare il solco.

Figura 9 - Cucchiaino di Casagrande.

Si pesa in una capsula di volume noto o si preleva un campione di massa di terra compresa tra i 100 e i 150 g a cui si aggiungono piccole quantità di acqua distillata, miscelando accuratamente il composto sino ad ottenere una umidità inferiore al limite dello stato liquido, lasciando riposare in ambiente umido per un tempo dipendente dalle caratteristiche stesse del terreno. Dopo di che si suddivide il campione in almeno quattro parti uguali. Una porzione si riversa nella coppa in ottone e spatolata in modo omogeneo. Poi si traccia un solco dall'alto verso il basso con l'utensile predisposto. A questo punto si aziona la manovella, mantenendo una frequenza costante dei colpi (circa 2 colpi al secondo), fino a chiusura del solco praticato. Si registra il numero di colpi necessari e si preleva una porzione di terreno dal centro della coppa per determinare l'umidità. Sulle altre posizioni, si aggiunge un certo quantitativo di acqua distillata, via via crescente e mescolando accuratamente. La procedura si ripete nuovamente, determinando il numero di colpi e l'umidità dei relativi campioni.

Si riportano i risultati ottenuti su un diagramma semilogaritmico, avente in scala lineare le umidità e in scala logaritmica il numero di colpi. I punti corrispondenti ai risultati delle 4 o più prove effettuate vengono interpolati con una retta, sulla quale si stimerà il valore di umidità corrispondente ai 25 colpi. Tale umidità, espressa in percentuale, è il limite dello stato liquido (W_L)

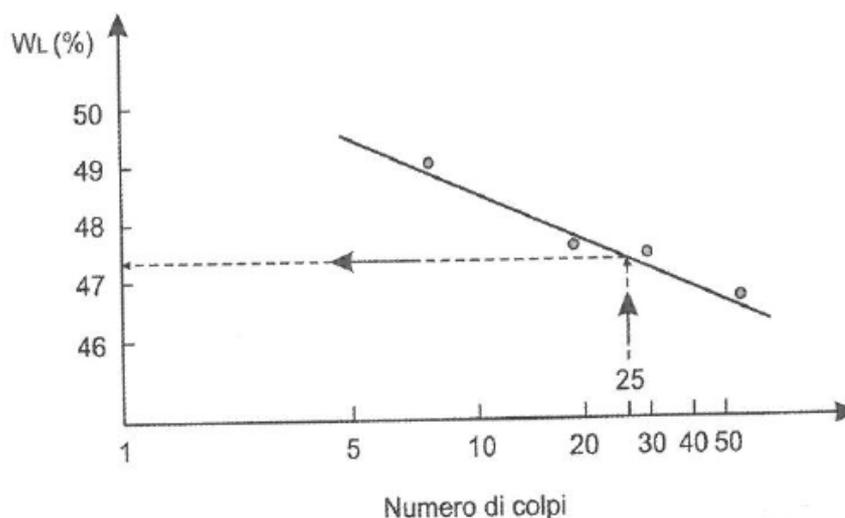


Figura 10 - Grafico illustrativo per la determinazione del limite liquido.

Limite plastico di una terra (W_P)

Il limite plastico è il contenuto d'acqua in corrispondenza del quale il terreno inizia a perdere il suo comportamento plastico. Si determina in laboratorio mescolando un quantitativo (circa 15 g) di terreno passante al setaccio 0,425 mm con acqua distillata e formando manualmente dei bastoncini. Se i bastoncini si rompono prima di raggiungere il diametro dei 3 mm, occorre bagnare ulteriormente il campione e ripetere la prova, sino a quando per effetto della manipolazione il campione si sbriciola per un diametro pari a 3 mm e se ne determina l'umidità. Generalmente si fanno 3 determinazioni e si assume come W_P il valore medio.

Limite di ritiro di una terra (W_S)

Con il termine limite di ritiro per un terreno si intende il valore del contenuto minimo in acqua al di sotto del quale una diminuzione di questo valore non produce una riduzione di volume del terreno in esame.

La sua determinazione è fatta su un provino essiccato per passi successivi e misurando il contenuto d'acqua ad ogni passaggio. I valori del volume vengono riportati su un grafico in funzione del contenuto d'acqua. W_S è definito come il contenuto d'acqua corrispondente al punto di intersezione tra le tangenti alla parte iniziale e finale della curva ottenuta interpolando i punti sperimentali.

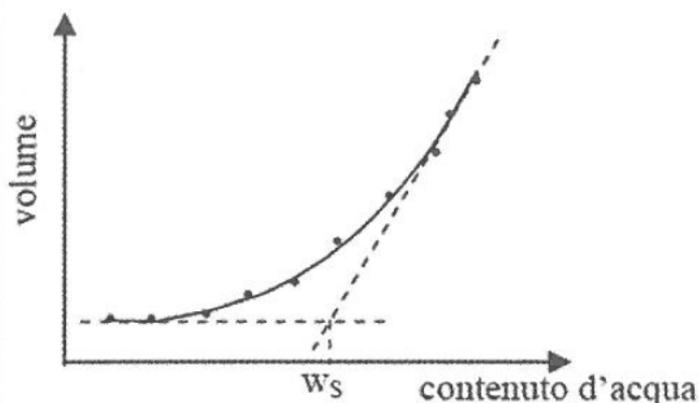


Figura 11 - Grafico di esempio per la determinazione del limite di ritiro.

Indici di consistenza di una terra

Si definisce indice di plasticità I_P , l'ampiezza dell'intervallo di contenuto d'acqua in cui il terreno rimane allo stato plastico. Tale indice dipende dalla percentuale e dal tipo di argilla e dalla natura dei cationi adsorbiti.

Si esprime con la relazione:

$$I_P = W_L - W_P = \%$$

TERRENO	I_P
Non plastico	0 - 5
Poco plastico	5 - 15
Plastico	15 - 40
Molto plastico	> 40

Figura 12 - Suddivisione dei terreni in base agli intervalli dell'indice di plasticità.

Va ricordato che l'indice di plasticità è una funzione lineare della percentuale di argilla presente. Cresce linearmente con pendenza e differisce a seconda dei minerali argillosi presenti. Il gradiente della retta è definito indice di attività (A).

$$A = \frac{I_P}{\% < 2 \mu m}$$

$A < 0,75$	terre inattive
$0,75 < A < 1,25$	terre mediamente attive
$A > 1,25$	terre attive

L'indice di consistenza, oltre ad indicare lo stato fisico in cui si trova il terreno, fornisce informazioni qualitative sulle sue caratteristiche meccaniche. Infatti l'aumento di tale

indice comporta un incremento della resistenza al taglio con conseguente riduzione della compressibilità del terreno.

CONSISTENZA	I_C
Fluida	< 0
Fluido - Plastica	0 - 0,25
Molle - Plastica	0,25 - 0,50
Plastica	0,50 - 0,75
Solido - Plastica	0,75 - 1
Semisolida - Solida	> 1

$$I_C = \frac{W_L - W}{I_P}$$

Figura 13 - Suddivisione dei terreni in base agli intervalli dell'indice di consistenza.

Considerando oltre ai limiti di consistenza, anche il contenuto naturale d'acqua, si può definire l'indice di liquidità con la seguente relazione:

$$I_L = \frac{W - W_P}{I_P} = 1 - I_C$$

2.5 Parametrizzazione geotecnica preliminare dei litotipi

La presenza costante di sedimenti sciolti necessita di una caratterizzazione geotecnica dei terreni. La componente sabbio-limo-argillosa dei sedimenti caratterizzanti il sottosuolo consente di inerire le unità litostratigrafiche individuate all'interno di un *range* definito di parametri geomeccanici.

Verranno descritte le unità litostratigrafiche individuate e i relativi parametri geotecnici.

Unità 1 – Terreni di riporto

Si tratta di depositi superficiali, caratterizzati da componente sabbiosa da fine a grossolana. Lo scheletro è costituito da ciottoli eterometrici e poligenici. Lo spessore è variabile dai 2 ai 3,5 m.

I parametri geotecnici assegnabili, secondo stime cautelative, sono:

- peso di volume naturale: 18÷20 kN/mc



- peso di volume immerso: 12÷14 kN/mc
- angolo di resistenza al taglio (asciutto): 30÷33°
- angolo di resistenza al taglio (saturo): 24÷27°
- coesione: 0.00 daN/cm²
- modulo elastico (asciutto): 100÷120 daN/cm²
- modulo elastico (saturo): 30÷50 daN/cm²

Unità 2 – Sabbie medie e fini

Si tratta di sabbie da medie a fini, a luoghi limose e/o ciottolose. Sono presenti intercalati livelli conchiliari e resti di paglia marina. Lo spessore medio varia da 2 a 6 m.

I parametri geotecnici assegnabili, secondo stime cautelative, sono:

- peso di volume naturale: 18÷19 kN/mc
- peso di volume immerso: 8÷10 kN/mc
- angolo di resistenza al taglio (s.l. fini): 25÷28°
- angolo di resistenza al taglio (s. grossolane): 21÷23°
- coesione: 0.00 daN/cm²
- modulo elastico (s.l. fini): 110÷130 daN/cm²
- modulo elastico (s. grossolane): 30÷50 daN/cm²

Unità 3 – Limi sabbiosi e argille con livelli organici

Tale unità è costituita da sedimenti limosi e argillosi con parziale componente sabbiosa. Il contenuto di paglia marina e di frammenti conchiliari risulta rilevante. Si rileva sia in strati continui che in lenti isolate. Lo spessore medio varia da 0 a 2,5 m.

I parametri geotecnici assegnabili, secondo stime cautelative, sono:

- peso di volume: 16÷17 kN/mc
- angolo di resistenza al taglio: 12÷14°
- coesione: 0.10÷0.20 daN/cm²
- modulo elastico: 10÷15 daN/cm²
- modulo edometrico: 15÷30 daN/cm²

Unità 4 – Sabbie fini con concrezioni carbonatiche

Si tratta essenzialmente di sabbie limose sature con intercalati livelletti e straterelli cementati o ricchi di concrezioni carbonatiche. Lo spessore medio varia da 1 a 3 m.

I parametri geotecnici assegnabili, secondo stime cautelative, sono:

- peso di volume naturale: 16÷18 kN/mc
- peso di volume immerso: 7÷9 kN/mc
- angolo di resistenza al taglio: 27÷30°
- coesione: 0.00 daN/cm²
- modulo elastico: 60÷80 daN/cm²

Unità 5 – Sabbie assortite e livelli conglomeratici intercalati

Sono costituite da sabbie da medie a fini addensate, con intrecci di straterelli conglomeratici. Lo spessore medio è plurimetrico.

I parametri geotecnici assegnabili, secondo stime cautelative, sono:

- peso di volume naturale: 18÷20 kN/mc
- peso di volume immerso: 8÷10 kN/mc
- angolo di resistenza al taglio (s. medie): 22÷24°
- angolo di resistenza al taglio (s. limose): 23÷25°
- angolo di resistenza al taglio (s. addensate): 28÷30°
- angolo di resistenza al taglio (liv. conglomeratici): 25÷28°
- coesione: 0.00 daN/cm²
- modulo elastico (s.medie): 70÷90 daN/cm²
- modulo elastico (s. limose): 150÷170 daN/cm²
- modulo elastico (s. addensate): 450÷480 daN/cm²
- modulo elastico (liv. conglomeratici): 250÷280 daN/cm²

Unità 6 – Argille consistenti e argille sabbiose

Tale unità è costituita da argille e limi sabbiosi con rari inclusi di dimensione plurimillimetrica. L'unità 6 si rileva generalmente a partire dai 15 m dal piano di campagna.

I parametri geotecnici assegnabili, secondo stime cautelative, sono:



- peso di volume: 19÷21 kN/mc
 - angolo di resistenza al taglio: 18÷20°
 - coesione: 0.40÷0.70 daN/cm^q
 - modulo edometrico: 50÷80 daN/cm^q
-

3 CONCLUSIONI

In base alle verifiche effettuate dallo scrivente e in conformità con i dati disponibili provenienti da campagne di indagini eseguite in stretta vicinanza con l'area investigata è stato possibile ricostruire l'assetto geologico-tecnico dei terreni sui quali dovranno essere realizzate le opere previste in progetto.

La stratigrafia tipo locale è costituita, dall'alto verso il basso, come segue:

UNITA' 1 – RIPORTI

Comprende i terreni di riporto di origine antropica costituiti essenzialmente da materiali sabbiosi misti a detriti ciottolosi a luoghi cementati. Lo spessore medio varia da 3 a 4 m.

UNITA' 2 – SABBIE MEDIE E FINI

Si tratta di sabbie da medie a fini, a luoghi limose e/o ciottolose. Sono presenti intercalati livelli conchiliari e resti di paglia marina. Lo spessore medio varia da 2 a 6 m.

UNITA' 3 – LIMI SABBIOSI E ARGILLE CON LIVELLI ORGANICI

Tale unità è costituita da sedimenti limosi e argillosi con parziale componente sabbiosa. Il contenuto di paglia marina e di frammenti conchiliari risulta rilevante. Si rileva sia in strati continui che in lenti isolate. Lo spessore medio varia da 0 a 2,5 m.

UNITA' 4 – SABBIE FINI CON CONCREZIONI CARBONATICHE

Si tratta essenzialmente di sabbie limose sature con intercalati livelletti e straterelli cementati o ricchi di concrezioni carbonatiche. Lo spessore medio varia da 1 a 3 m.

UNITA' 5 – SABBIE ASSORTITE E LIVELLI CONGLOMERATICI INTERCALATI

Sono costituite da sabbie da medie a fini addensate, con intrecciazioni di straterelli conglomeratici. Lo spessore medio è plurimetrico.

UNITA' 6 – ARGILLE CONSISTENTI E ARGILLE SABBIOSE

Tale unità è costituita da argille e limi sabbiosi con rari inclusi di dimensione plurimillimetrica. L'unità 6 si rileva generalmente a partire dai 15 m dal piano di campagna.



Il livello della falda freatica è identificabile ad una profondità di ca. -3.00÷-3,50 m del piano di campagna.

L'eterogeneità sia verticale che orizzontale dei materiali costituenti non permette di definire un comportamento geomeccanico univoco, per cui risulta necessaria una caratterizzazione che determini, lungo idonee verticali d'indagine, le variazioni di addensamento e tutte le altre caratteristiche che possono rendere problematica la stabilità nel tempo di opere fondate su di essi.

L'assetto complessivo morfologico presenta le caratteristiche di un sistema in equilibrio. Inoltre non si evincono condizioni di pericolosità geomorfologica e idraulica atte a costituire condizioni ostative alla realizzazione degli interventi in progetto.

Si rende in ogni caso necessaria l'esecuzione di una campagna di indagini e prove specifiche (sondaggi, prove penetrometriche, prove edometriche), atte a caratterizzare in modo univoco l'area di sedime, come riportato nella planimetria indagini geognostiche previste per la successiva fase progettuale.

IL TECNICO
Dott. Geol. Alberto Gorini