

REGIONE PIEMONTE  
PROVINCIA DEL VERBANO CUSIO OSSOLA  
COMUNE DI VERBANIA

**PROGETTO DI NUOVO PORTO TURISTICO DI PALLANZA  
PONTILE DI RIVA SU PALI TELESCOPICI**

COMMITTENTE:  
MARINA DI VERBELLA S.r.l.  
Via Ferriere, 15 – 21018 Sesto Calende (VA)

**RS\_0101\_0. RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA**

(AI SENSI DELLA NORMATIVA VIGENTE)

Maggio 2023

Dott. Geol. Italo ISOLI  
Studio Tecnico: C.so Cobianchi n.33  
28921 Verbania Intra (VB)  
Tel. 0323-348006 Cell 335-6969492  
e-mail itisoli@tin.it



## INDICE

1. PREMESSA.....	1
2. LOCALIZZAZIONE, DESCRIZIONE E CARATTERISTICHE DELL'INTERVENTO .....	2
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	8
4. RELAZIONE GEOLOGICA.....	10
4.1. Inquadramento topografico e morfologico.....	10
4.2. Ricostruzione geologico e geomorfologica.....	11
4.3. Inquadramento idrologico e idrogeologico .....	15
4.4. Classi di pericolosità geomorfologica e d'idoneità all'utilizzazione urbanistica dell'area 16	
4.5. Indagini geognostiche e geotecniche pregresse.....	20
4.5.1.Indagini Geognostiche e Geotecniche già disponibili nell'areale urbanizzato .....	20
4.5.2.Indagini geognostiche e geotecniche eseguite lungo la fascia costiera nelle vicinanze del sito destinato al presente progetto .....	28
4.5.3.Osservazioni dirette nel sito destinato al presente progetto .....	33
4.6. Modello geologico .....	35
5. RELAZIONE SISMICA CON ATTRIBUZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO E DEI PARAMETRI SISMICI.....	37
5.1.Individuazione della categoria di suolo .....	37
5.2.Individuazione delle condizioni topografiche .....	38
5.3.Individuazione dei parametri sismici .....	39
5.4.Vita Nominale dell'opera .....	39
5.5.Classe d'uso.....	39
5.6.Determinazione dei parametri sismici .....	40
5.7.Verifica del potenziale di liquefazione .....	41
6. RELAZIONE GEOTECNICA.....	42
6.1. Dal modello geologico al modello geotecnico .....	42
6.2. Prove penetrometriche - Standard Penetration Test.....	42
6.3.Parametri geotecnici .....	43
6.4.Definizione del modello geotecnico mediante i parametri caratteristici del terreno. . 45	
6.5.Stabilità dell'area e dell'insieme opera terreno .....	47
6.6.Il piano delle palificazione .....	47
6.7.I pali telescopici.....	48
6.8.Verifiche geotecniche preliminari del piano di palificazione .....	49
6.9.Programma indagini in fase di progetto esecutivo .....	51
7. CONCLUSIONI.....	52

## 1. PREMESSA

La Società MARINA DI VERBELLA S.r.l., con sede in Via Ferriere n.15 – 21018 Sesto Calende (VA), sul Lago Maggiore, ha affidato ai sottoscritti Dr. Geol. Italo Isoli e Dr. Geol. Anna Montalto, con studio tecnico in C.so Cobianchi n.33 – 28921 Verbania (VB), l'incarico per la redazione di una Relazione Geologica e Geotecnica a corredo delle opere di palificazione previste nel progetto definitivo di Nuovo Porto Turistico di Pallanza (VB) a firma dello Studio Ing. Francesco Prinzivalli, con sede in Via G.C. Abba n.4 – 44122 Ferrara e in Ripa di Porta Ticinese n.77 – 20143 Milano.

Il progetto è già corredato di Studio Meteomarino e di Relazione Idrologica ed Idraulica a cura dell'Ing. Francesco Prinzivalli, mentre la presente relazione riguarda lo studio geologico e geotecnico relativo all'ancoraggio del pontile di riva che è stato previsto mediante pali telescopici infissi nel fondale naturale lungo la fascia spondale e a poca distanza dalla stessa.

L'attività richiesta ai sottoscritti è suddivisa in due fasi di cui la presente riguarda il primo necessario supporto a livello di richiesta di Permesso di Costruire ed è costituito dalla redazione di una Relazione Geologica e Geotecnica basata su dati già disponibili ai sottoscritti, derivati da indagini eseguite nell'area di Pallanza, nell'intorno significativo dell'ambito di studio, nonché a seguito di osservazioni di superficie a terra.

Una seconda fase, al momento non ancora dettagliata, riguarderà il progetto esecutivo e l'esecuzione delle palificazioni.

Nella presente prima fase, per l'esecuzione dell'incarico ed in conformità al D.M. 14.01.2008 e s.m.i., sono state redatte le seguenti relazioni specialistiche, entrambe inserite nel seguente elaborato:

- **Relazione Geologica**, redatta ai sensi del p.to 6.2.1. NTC 2018 e Circ. Esplicativa, che include il modello geologico del terreno ed anche la caratterizzazione sismica, finalizzata all'attribuzione della categoria sismica di suolo
- **Relazione Geotecnica**, redatta ai sensi del p.to 6.2.2. NTC 2018 e Circ. esplicativa, sulla base del progetto strutturale definitivo dell'opera redatta dal progettista.

Le relazioni devono essere tra loro reciprocamente coerenti: in particolare la Relazione Geologica e quella Geotecnica si basano sui risultati delle indagini geognostiche eseguite nell'intorno significativo dell'area di intervento e già disponibili ai professionisti scriventi: tali indagini sono finalizzate ad ottenere gli elementi conoscitivo-descrittivi e i parametri necessari alla redazione del modello geologico ed alla caratterizzazione sismica (relazione geologica) e del modello geotecnico e alla caratterizzazione dinamica del terreno (relazione geotecnica).

La Relazione Geotecnica analizza ulteriormente e quantifica le azioni relative ai carichi e alle condizioni meteomarine sulle palificazioni e verifica le resistenze delle stesse in relazione alle condizioni del suolo e dei fondali e alle loro caratteristiche meccaniche.

Premesse necessarie alla redazione delle due relazioni sono:

- la localizzazione, la descrizione e le caratteristiche dell'intervento illustrate nel progetto generale
- la normativa di riferimento.

## **2. LOCALIZZAZIONE, DESCRIZIONE E CARATTERISTICHE DELL'INTERVENTO**

L'area in esame è ubicata in Comune di Verbania (VB) ed è costituita dalla fascia spondale presente in località Pallanza e dal relativo bacino lacustre antistante, facente parte del "Golfo Borromeo", come rappresentato nella seguente foto aerea tratta da Google Earth (Fig. 1).

Più in dettaglio, la fascia costiera è accessibile dalla strada comunale C.so Tonolli ed è già caratterizzata dalla presenza di strutture sportive (AS Tennis Club Pallanza, Società Canottieri Pallanza) e cantieristiche (Marina di Pallanza), oltre all'antistante campo boe (vedi Fig. 2-3).





Fig. 1 – La fascia spondale e il bacino lacustre interessate dal progetto (foto aerea da Google Earth).

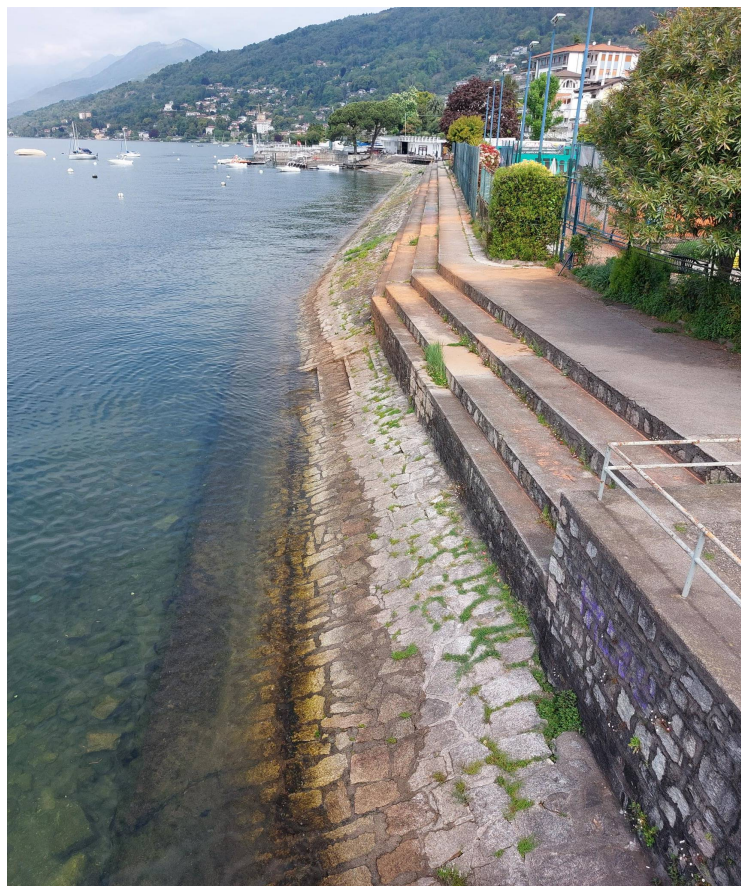


Fig. 2 – Veduta da Sud-Est della fascia spondale del previsto porto

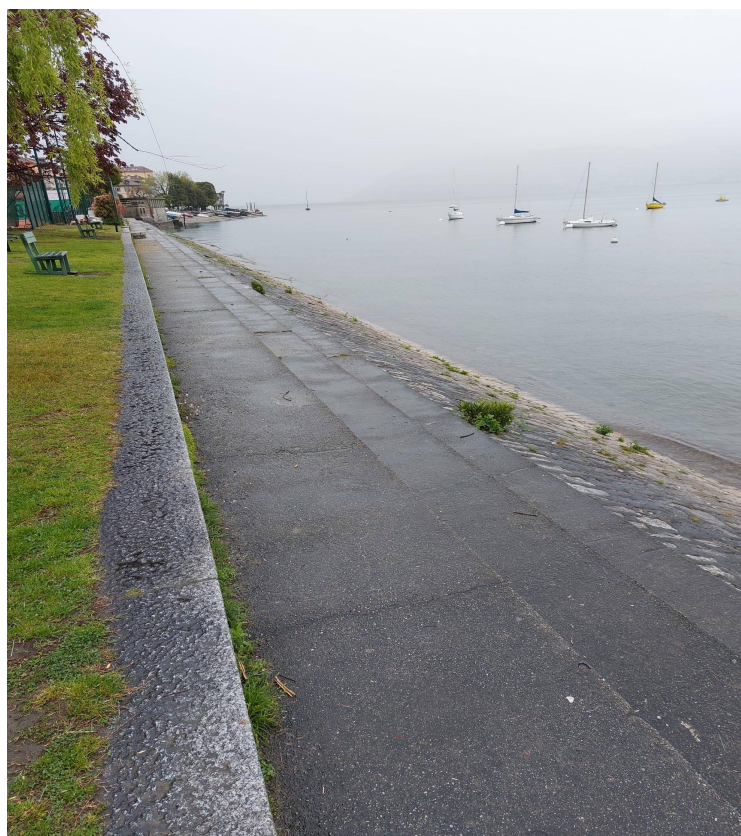


Fig. 3 – Veduta da Nord-Ovest della fascia spondale del previsto porto



Dalla Relazione Generale del Progetto definitivo a cura dell'Ing. Francesco Prinzivalli si riportano (in corsivo) i seguenti stralci (**in grassetto sono evidenziate le opere di interesse geologico e geotecnico**):

*Il progetto delle opere in acqua prevede la creazione di un bacino protetto mediante l'impiego di strutture galleggianti della tipologia già impiegata in molte installazioni portuali destinate alla nautica da diporto e presenti anche sul lago Maggiore.*

*Tutta l'installazione si svilupperà sulle acque del lago e saranno minimi gli interventi a terra.*

*Il nuovo porto sarà costituito da una diga galleggiante costituita da elementi prefabbricati in calcestruzzo armato.*

*Il molo sopraflutto si estenderà per una lunghezza di circa 360 metri con un fronte rettilineo rivolto a Nord-Ovest, un fronte rettilineo rivolto Sud-Ovest e la parte terminale in corrispondenza dell'imboccatura portuale rivolta a Sud.*

*Il molo sottoflutto, denominato anche pontile "D", si estenderà per una lunghezza di 75 metri*

*Quest'ultimo svolgerà sia la funzione di pontile di ormeggio che la funzione di protezione della struttura portuale dal moto ondoso proveniente da Sud.*

*La diga galleggiante costituirà da un lato, l'elemento di protezione per il paraggio destinato all'ormeggio delle imbarcazioni da diporto e, dall'altro la banchina di ormeggio per le imbarcazioni da diporto.*

*L'intera struttura portuale, costituita da elementi modulari galleggianti seguirà le ampie escursioni di livello del lago Maggiore*

La figura di seguito riportata rappresenta la planimetria di progetto con rilievo batimetrico e illustra quanto descritto in precedenza.



Fig. 4 – Planimetria di progetto con rilievo batimetrico del nuovo porto galleggiante

**Lungo l'attuale profilo costiero e a poca distanza da esso, sarà posto il pontile di riva, realizzato con strutture modulari galleggianti della lunghezza di circa 155 metri.**

**Il pontile di riva costituirà lo snodo pedonale della struttura portuale a cui si accederà da terra attraverso una passerella snodata.**

**Dal pontile di riva, poi, si accederà sia alla diga galleggiante che ai pontili di ormeggio interni con altre passerelle di collegamento.**

La planimetria seguente illustra le caratteristiche del pontile di riva, della passerella di accesso e la posizione dei pali telescopici

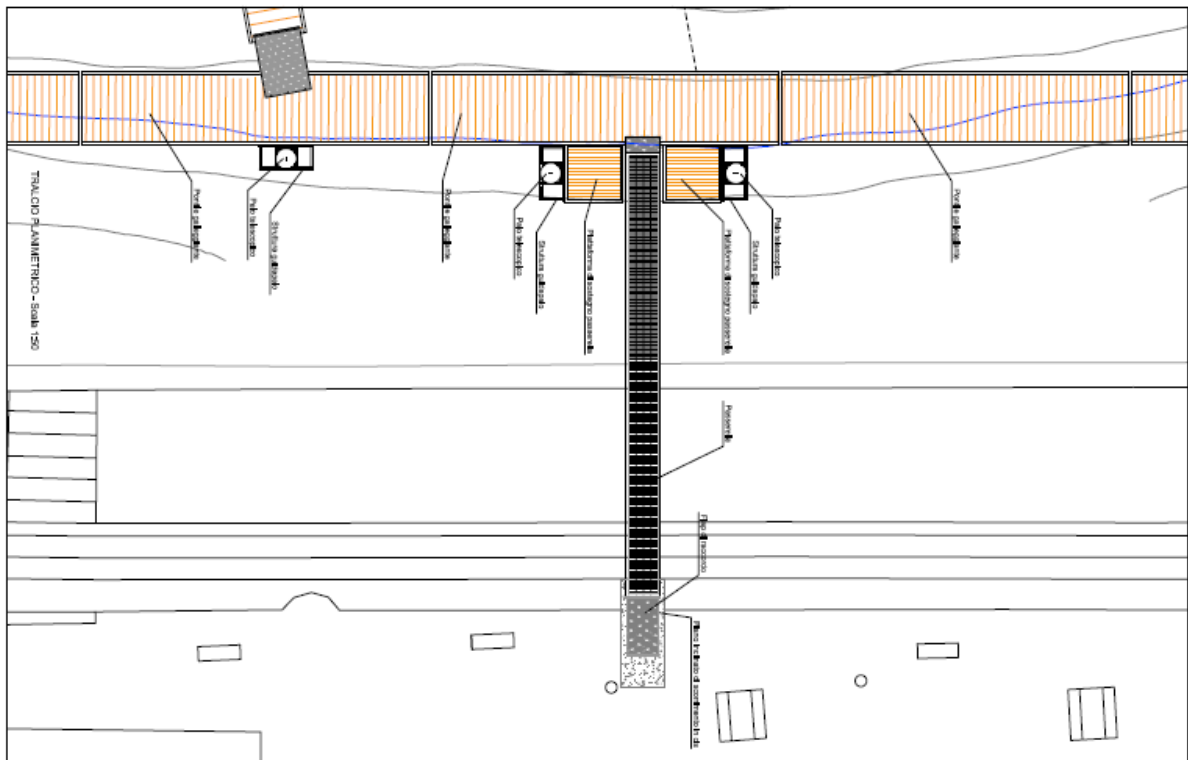


Fig. 5 – Planimetria del pontile di riva con passerella e pali telescopici

***Il pontile di riva, posto nella parte dello spazio acquo con minore profondità, sarà ancorato con pali telescopici.***

***Sul fondo sarà infissa una camicia metallica ed all'interno della stessa scorrerà il palo di ancoraggio.***

***Tale sistema ha il vantaggio di mantenere il pontile nella sua posizione planimetrica al variare del livello del lago e, nel contempo, la testa del palo di ancoraggio si manterrà allo stesso livello di affioramento del pontile.***

***Il palo quindi non sarà mai visibile oltre il livello del piano di calpestio.***

La figura di seguito riportata rappresenta la sezione di progetto e illustra quanto precedentemente descritto.

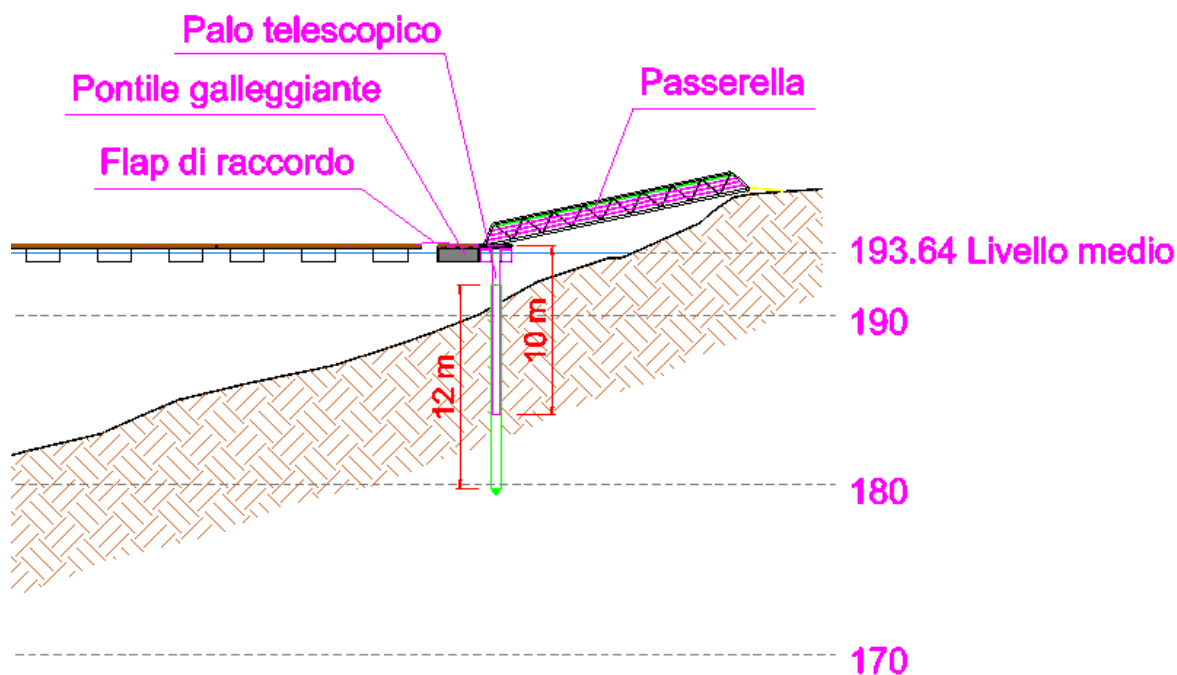


Fig. 6 – Sezione del pontile di riva, pali telescopici e passerella

### 3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Ministero dei Lavori Pubblici Decreto 11 marzo 1988 e Circolare Ministero Lavori Pubblici 24 settembre 1988 n.30483 - *“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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”*. *“Istruzioni per l’applicazione”*
- Circolare Ministero dei Lavori Pubblici 9 gennaio 1996 n. 218/24/3 - *“Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica”*
- Presidenza del Consiglio dei Ministri – Ordinanza n. 3274 del 20 Marzo 2003 – *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*
- Ministero delle Infrastrutture Decreto 14 gennaio 2008 e Circolare 2 febbraio 2009 n.617 – *“Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”*

- D.M. 14/01/2008 Nuove norme tecniche per le costruzioni e D.M. 17/01/2018 aggiornamento alle *“Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”* e relative Circolari Esplicative
- D.G.R. del 30 dicembre 2019, n. 6-887 (OPCM 3519/2006) *“Preso d’atto ed approvazione dell’aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte”*
- *“Raccomandazioni tecniche per la progettazione dei porti turistici”* di Nautica Editrice 11 Giugno 2016
- *Piano Regolatore Comunale del Comune di Verbania*
- *Sondaggi stratigrafici, prove penetrometriche eseguiti nell’areale.*



## 4. RELAZIONE GEOLOGICA

### 4.1. Inquadramento topografico e morfologico

Dal punto di vista semplicemente topografico e morfologico, l'area in esame fa parte dell'antico borgo di Pallanza che si colloca lungo la sponda del ramo del Lago Maggiore denominato Golfo Borromeo ed al termine di un'ampia area a modesta pendenza compresa fra i due rilievi del M.Rosso a Nord-Ovest e della collina della Castagnola a Sud-Est, come osservabile nella seguente foto-aerea tratta da Google Earth.



Fig. 7 – Inquadramento topografico dell'area di progetto (foto aerea da Google Earth)



## 4.2. Ricostruzione geologico e geomorfologica

La prima importante disponibile ricostruzione della storia geologica dell'area è quella allegata al Piano Regolatore vigente del Comune di Verbania che è dotato di un'analisi geologico geomorfologica redatta dal sottoscritto Dott. Geol. Italo Isoli e dalla Dott.ssa Geol. Angelica Sassi ed è graficamente illustrata nelle Fig. 8-9, che riportano gli estratti degli elaborati GD3 e GDL "Carta geologica, geomorfologica, geologico-tecnica e del dissesto" (Carta e Legenda).

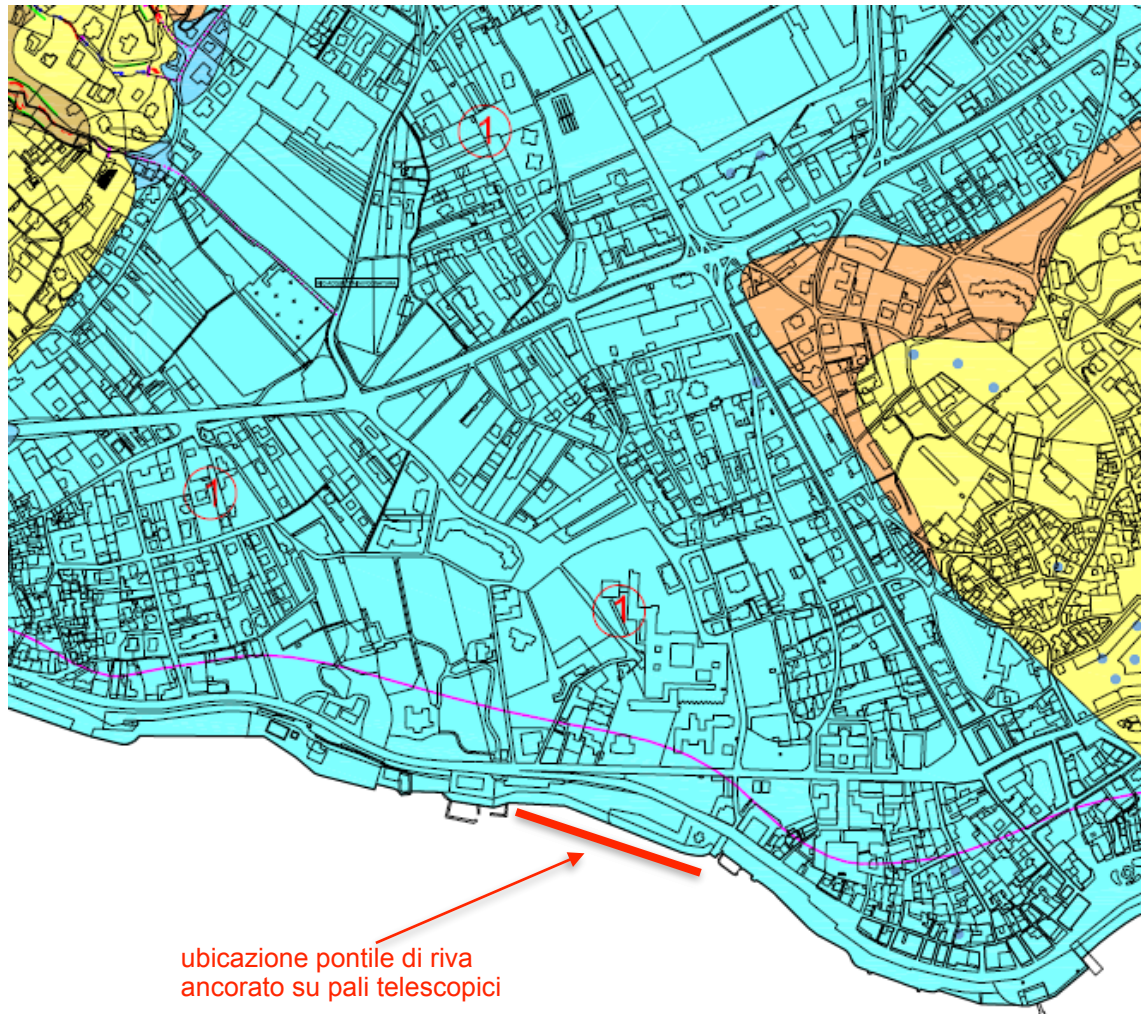


Fig. 8 – Estratto della tav. GD3 "Carta geologica, geomorfologica, geologico-tecnica e del dissesto" del Piano Regolatore Generale Comunale di Verbania

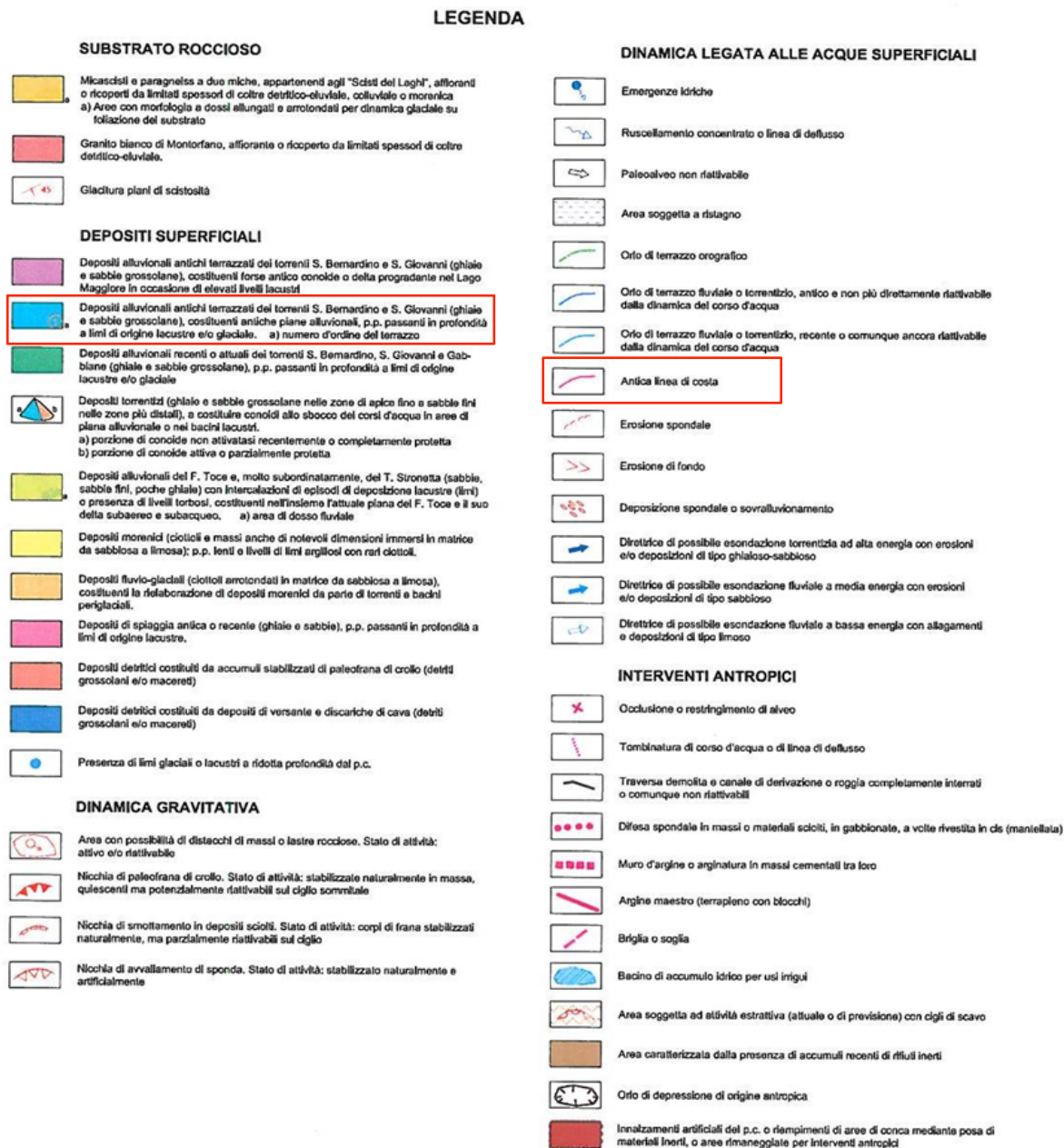


Fig.9. - Estratto della tav. GDL "Carta geologica, geomorfologica, geologico-technica e del dissesto - Legenda" del Piano Regolatore Generale Comunale di Verbania

Come si può osservare dalla cartografia geologica allegata, l'area in esame è collocata lungo la sponda del Lago Maggiore, ai piedi del rilievo del M. Rosso a Nord-Ovest e della collina denominata Castagnola a Sud-Est, nell'ambito di una zona pianeggiante ampiamente urbanizzata.

Da un punto di vista geologico e geomorfologico, l'area in cui s'inseriscono i terreni di progetto è parte, in destra idrografica, dell'antica conoide alluvionale del T. San Bernardino, su cui si distribuisce l'abitato di Pallanza, costruito praticamente ovunque

su depositi superficiali litologicamente descritti come ***“Depositati alluvionali antichi terrazzati dei Torrenti S. Bernardino e S.Giovanni (Ghiaie e sabbie grossolane) costituenti antiche piane alluvionali, p.p. passanti in profondità a limi di origine lacustre e/o glaciale con a) numero d’ordine del terrazzo”***.

Al di là delle profonde trasformazioni dovute agli interventi edificatori e viabilistici che hanno interessato nei secoli scorsi tale zona, è noto, attraverso varie indagini eseguite nel tempo, che l’areale è praticamente sempre caratterizzato dalla presenza di terreni costituiti superficialmente da depositi alluvionali di ambiente deltizio, un tempo depositi dall’antico T. San Bernardino, la cui foce si collocava tra la Castagnola e il M.Rosso con varie fasi di avanzamento verso il lago, in corrispondenza di progressivi abbassamenti del livello lacustre.

In periodo postglaciale, il T. San Bernardino abbandonava la foce originaria e confluiva in quella attuale, formando una conoide coalescente con il T. San Giovanni.

Nel dettaglio, le osservazioni e i dati disponibili relativamente ad indagini geognostiche e scavi già effettuati in varie zone dell’areale, hanno messo in evidenza come i terreni superficiali, presenti pressoché ovunque nell’antica conoide, siano generalmente costituiti da terreni ghiaioso-sabbiosi a granulometria medio-grossolana, localmente anche con ciottoli e blocchi, che tende tuttavia a diminuire andando in profondità e anche verso lago, con diffusa presenza di materiali più fini (livelli o lenti di sabbie fini sciolte o di limi e limi sabbiosi).

Le modalità di deposizione, in parte subaeree e in parte di delta subacqueo, hanno determinato alternanze fra bancate a giacitura orizzontale e livelli tipici di delta con inclinazione verso il bacino lacustre.

Al di sotto di tali terreni alluvionali sono presenti sabbie limose, limi sabbiosi, livelli torbosi o veri e propri limi grigi di origine lacustre o glacio-lacustre, depositi in ambiente subacqueo in concomitanza a livelli del lago più elevati di quelli attuali.

I vari abbassamenti del livello lacustre avvenuti in ambiente post glaciale a causa dei vari eventi di escavazione all’incile del lago e dell’antico Ticino hanno causato terrazzamenti osservabili su tutta la costa lacustre e anche nella zona in esame, come evidenziato nell’estratto della Carta Geologica dello strumento urbanistico dalla linea color fucsia corrispondente all’antica linea di costa e dalla numerazione dei terrazzi sovrastanti.

Le fotografie seguenti evidenziano i cambiamenti di pendenza, corrispondenti a tale linea di costa (antichi scanno e corona), osservabili ovunque a poca distanza del lago.





Fig.10 – Aumento di pendenza in Via Pasubio a Pallanza, in corrispondenza dell'antica linea di costa



Fig.11 – Aumento di pendenza in Via Ruga a Pallanza, in corrispondenza dell'antica linea di costa



*Fig.12 – Aumento di pendenza in v.San Leonardo a Pallanza, in corrispondenza dell'antica linea di costa*

L'analisi geomorfologica eseguita ha consentito di osservare che oggi le stesse forme sono presenti, sia pur già mascherate da interventi antropici, in corrispondenza dell'attuale costa lacustre dove è prevista l'opera portuale

#### **4.3. Inquadramento idrologico e idrogeologico**

La collocazione e la tipologia dell'opera in progetto rende poco importante l'inquadramento idrologico e idrogeologico, per cui la seguente descrizione è riportata in modo riassuntivo.

Innanzitutto, dal punto di vista dell'idrografia superficiale, nell'immediato intorno dell'area di progetto non sono presenti corsi d'acqua che possano disturbare la realizzazione del progetto.

In relazione alle acque di scorrimento superficiale, la zona appare nel complesso sufficientemente drenata: le acque meteoriche non incanalate vengono smaltite prevalentemente attraverso le opere di raccolta e drenaggio già esistenti connesse con l'urbanizzazione delle aree circostanti nonché, per infiltrazione, nelle limitate aree non impermeabilizzate.

Le acque meteoriche che si infiltrano nei depositi superficiali tendono a produrre una circolazione idrica sotterranea che si sviluppa nell'ambito dei depositi alluvionali, descritti al paragrafo precedente, che sono caratterizzati da una permeabilità assai variabile, da medio-alta o addirittura altissima (sedimenti grossolani sciolti e privi di matrice fine) a bassa (depositi limoso-sabbiosi).

La direzione di deflusso della falda tende naturalmente verso Sud, Sud-Ovest, con isopieze piuttosto distanziate e, quindi, con velocità di flusso delle acque sotterranee mediamente bassa.

Il letto della falda potrebbe essere costituito dal sottostante substrato roccioso di cui non è però nota la profondità o, più verosimilmente, dai depositi glacio-lacustri limoso-argillosi parzialmente impermeabili, presenti diffusamente al disotto dei sedimenti alluvionali.

Nell'areale a monte del sito in questione, la presenza della falda entro i depositi alluvionali torrentizi è testimoniata dalla presenza di pozzi, utilizzati anche per l'approvvigionamento della rete acquedottistica comunale, il più vicino dei quali (pozzo p6) è posto lungo viale Azari, a circa 700 m di distanza dal lago.

In tali condizioni e ipotizzando un livello piezometrico a pendenza costante tra i pozzi di viale Azari e il lago si può ipotizzare una piezometria naturale della falda coerente con le oscillazioni di livello del lago e leggermente superiore.

#### **4.4. Classi di pericolosità geomorfologica e d'idoneità all'utilizzazione urbanistica dell'area**

La pericolosità geomorfologica è una componente fondamentale della modellizzazione geologica del sito, in quanto individua le possibili azioni degli agenti morfologici (gravitativi, idraulici, idrogeologici), i loro effetti sulla stabilità dei terreni e il rischio sulle urbanizzazioni.

La Regione Piemonte, con la C.P.G.R. 8.5.1996 n.7/LAP, ha definito le modalità con cui viene valutata la pericolosità geomorfologica e la relativa idoneità all'utilizzazione urbanistica.

Sulla base di tali modalità, lo strumento urbanistico comunale vigente ha individuato le problematiche di tipo geologico e ha suddiviso il territorio comunale in classi di idoneità all'utilizzazione urbanistica, così come previsto dalla citata Circ. P.G.R. n.7/LAP.

Nel caso del sito in esame, la cartografia di Sintesi della Pericolosità Geomorfologica e dell'Idoneità all'Utilizzazione Urbanistica è rappresentata nelle figure seguenti, che riportano gli estratti degli elaborati PG3 e PGL "Carta della



*Pericolosità Geomorfologica e dell'Idoneità all'Utilizzazione Urbanistica" (Carta e  
Legenda).*

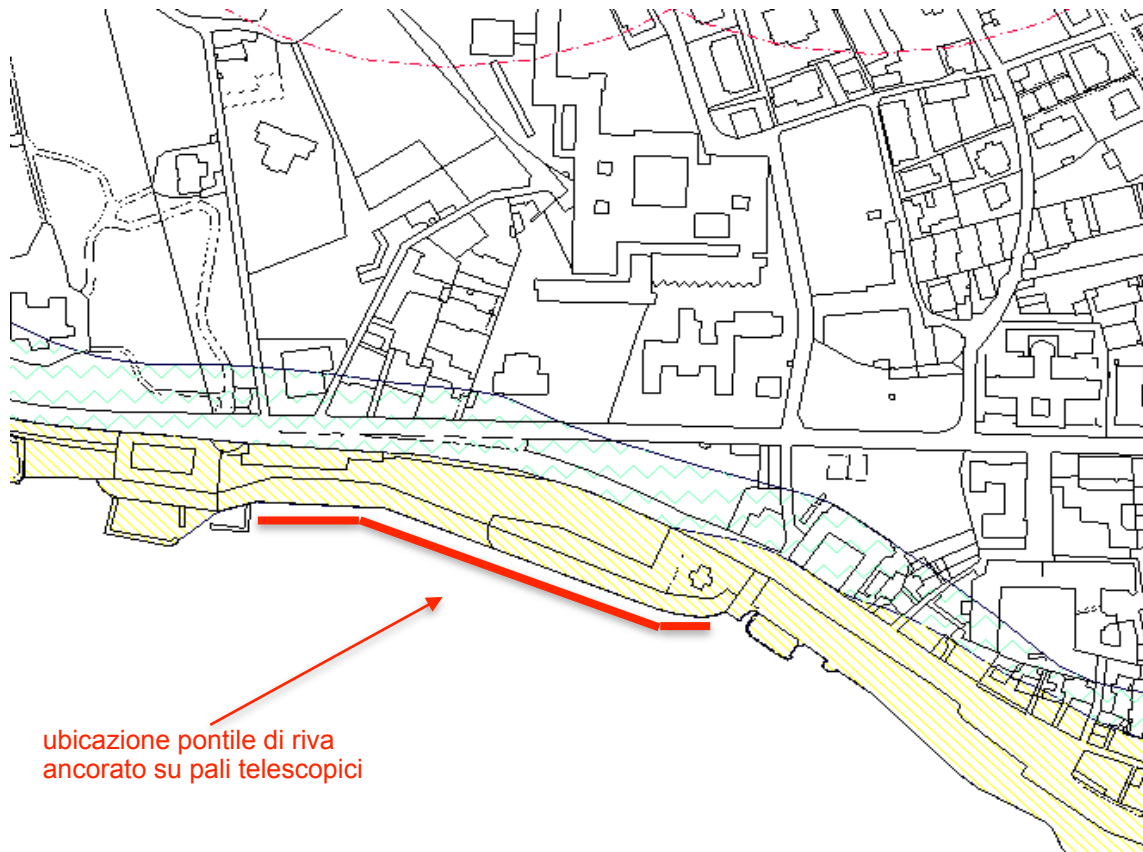


Fig.13 - Estratto della tav. PG3 "Carta della Pericolosità Geomorfologica e dell'Idoneità all'Utilizzazione Urbanistica" del Piano Regolatore di Verbania

LEGENDA

























	Classe I		Classe IIIa8
	Classe IIa		Classe IIIb1
	Classe IIb		Classe IIIb2
	Classe IIc		Classe IIIb3
	Classe IId		Classe IIIb4
	Classe IIIa1		Classe IIIb5
	Classe IIIa2		Classe IIIb6
	Classe IIIa3		Classe IIIb7
	Classe IIIa4		Classe IIIb8
	Classe IIIa5		Classe IIIb9
	Classe IIIa6		Classe IIIb10
	Classe IIIa7		Classe IIIb11

Fig.14 - Estratto della tav. PGL "Carta di Sintesi della Pericolosità Geomorfológica e dell'Idoneità all'Utilizzazione Urbanistica - Legenda" del Piano Regolatore di Verbania

Nell'ambito di questa analisi, l'area di progetto, in termini di pericolosità geomorfologica (ai sensi della Circ. P.G.R. n.7/LAP dell'08.05.1996) è posta interamente in classe IIIb e relativa sottoclasse IIIb7, riguardanti, come riportato all'Art. 49 dell'elaborato PRB-Norme di Attuazione, le seguenti idoneità all'utilizzazione urbanistica:

#### "Classe IIIb

*Porzioni di territorio edificate nelle quali gli elementi di pericolosità geologica e di rischio sono tali da imporre in ogni caso interventi di riassetto territoriale di carattere pubblico a tutela del patrimonio urbanistico esistente.*

*In assenza di tali interventi di riassetto saranno consentite solo trasformazioni che non aumentino il carico antropico quali, a titolo di esempio, interventi di manutenzione ordinaria, manutenzione straordinaria, risanamento conservativo, ecc.; per le opere di interesse pubblico non altrimenti localizzabili varrà quanto previsto all'Art.31 della L.R. n.56/77.*

*Nuove opere o nuove costruzioni saranno ammesse solo a seguito dell'attuazione degli interventi di riassetto e dell'avvenuta eliminazione e/o minimizzazione della pericolosità.*

*Gli strumenti attuativi del riassetto idrogeologico e i Piani Comunali di Protezione Civile dovranno essere reciprocamente coerenti.»*

In particolare l'area in progetto è assoggettata alla sottoclasse IIIb7 di cui si riportano qui di seguito le norme specifiche:



*Classe IIIb 7:*

*Tale classe comprende le aree edificate o parzialmente edificate situate lungo la fascia litorale del Lago Maggiore e del Lago di Mergozzo, nonché parzialmente in fregio alla s.s.34 nella tratta Fondotoce – Stazione FF.SS., interessate da falda freatica a bassa profondità e, a volte, da terreni con mediocri caratteristiche geotecniche adiacenti a versanti subacquei con stabilità incerta; all'interno di tali aree sono presenti inoltre zone con quota inferiore a 198.00 m s.l.m., che possono quindi essere interessate da tracimazioni lacustri con tempi di ritorno fino a 100 anni, caratterizzate da innalzamento lento ed energia dipendente esclusivamente dal moto ondoso;*

*In tali aree non sono prevedibili, nell'ambito dell'attuazione del P.R.G., interventi di riassetto idrogeologico atti a diminuire la pericolosità dovuta alle sommersioni lacustri; pertanto non saranno ammessi nuovi piani residenziali e produttivi, costruzioni accessorie e strutture tecniche al di sotto della quota 198.50 m s.l.m., considerata quota minima di sicurezza (riferita ad eventi con tempo di ritorno indicativamente di 100 anni); **sono possibili deroghe solo per particolari motivazioni documentate, in relazione a problematiche storico architettoniche o tecnico-funzionali e previa esplicita accettazione del relativo aumentato rischio da parte del richiedente;***

*I progetti devono comunque sempre esplicitare l'accettazione delle condizioni di rischio connesse con la possibilità di allagamento per eventi con tempi di ritorno superiori a 100 anni, e quindi per quote superiori a quelle indicate come quote minime di sicurezza, nonché gli accorgimenti tecnici atti al loro superamento, con presa d'atto da parte dei titolari del permesso di costruire dell'entità del rischio con riferimento agli studi idrologici e idrogeologici presenti nelle analisi di piano, e in relazione alle condizioni di vulnerabilità e al valore dei beni a rischio;*

*In ogni caso ogni nuova opera o parte di opera eseguita al di sotto delle quote di sicurezza dovrà essere progettata e costruita con criteri che consentano la sommersione periodica senza particolari danni e con caratteristiche di resistenza al moto ondoso;*

***Sono ammesse quote inferiori a quelle di sicurezza per le strutture tecniche legate all'utilizzo del litorale, alla navigazione e all'attività sportiva e ricreativa;***  
*Le misure delle quote di progetto vanno presentate mediante rilievo altimetrico di precisione appoggiato su quote geodetiche sicure; in ogni caso le eventuali riquotature del p.c. per il raggiungimento delle quote di sicurezza dovranno essere giustificate da uno studio specifico  
che motivi le necessità dell'innalzamento, le caratteristiche dello stesso in termini di quote, di materiali utilizzati, di effetti geotecnici sui terreni naturali, nonché la mancanza di effetti negativi sulle aree limitrofe dal punto di vista del deflusso delle acque e del drenaggio.*

## 4.5. Indagini geognostiche e geotecniche pregresse

### 4.5.1. Indagini Geognostiche e Geotecniche già disponibili nell'areale urbanizzato

Trattandosi di un'area intensamente urbanizzata, nel corso degli anni sono state condotte numerose campagne geognostiche a corredo della realizzazione di interventi edificatori anche prossimi a quello in progetto.

Di seguito vengono sinteticamente descritte le indagini a disposizione dei professionisti scriventi, la cui ubicazione è riportata nella sottostante fig.15.

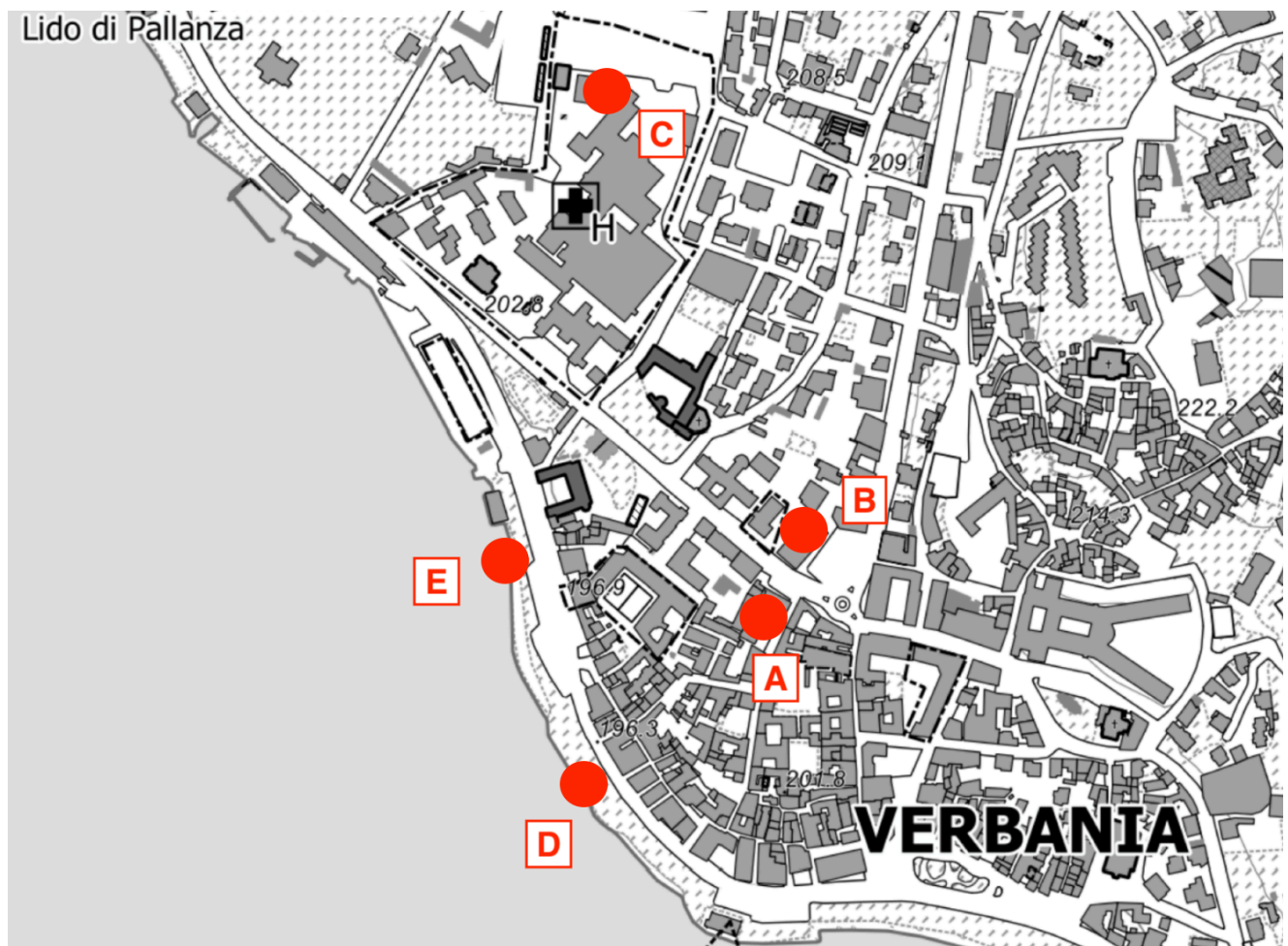


Fig.15 – Ubicazione indagini geognostiche eseguite nell'intorno significativo dell'intervento

## A - ARCHIVIO DI STATO

Un'indagine significativa appare quella condotta presso l'Archivio di Stato in Pallanza v. Luigi Cadorna 37 dal Dott. Geol. Roberto Michetti, a supporto del progetto di ristrutturazione dell'edificio, composta da n. 3 sondaggi geognostici realizzati nel giugno 2003.

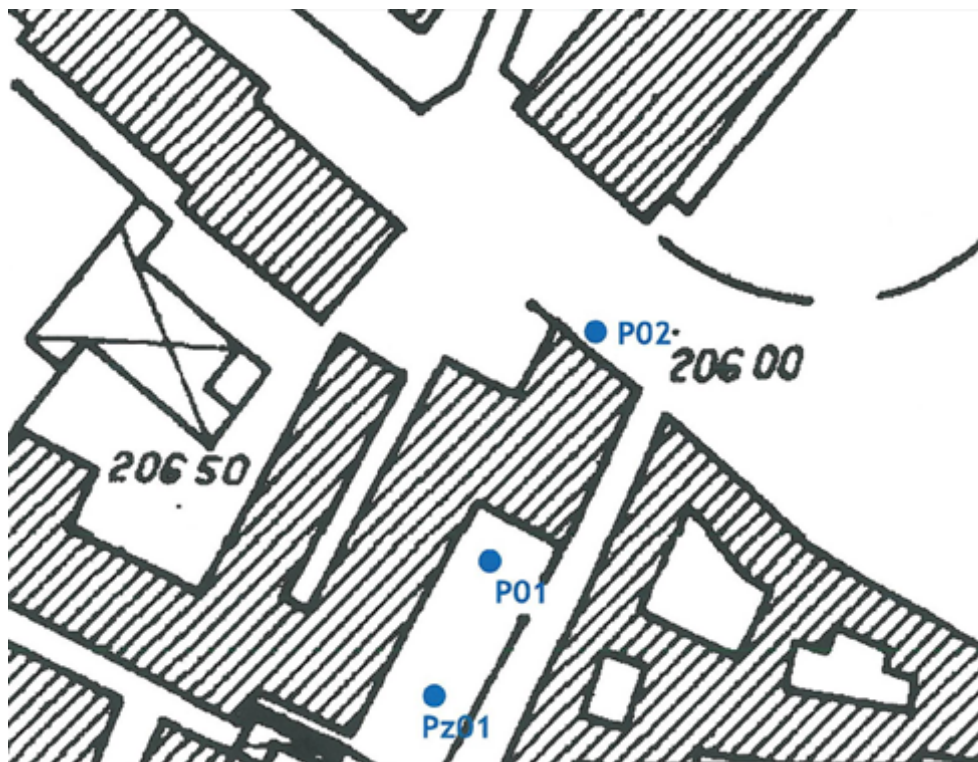


Fig.16 – Posizione dei sondaggi presso l'Archivio di Stato in Pallanza v. Luigi Cadorna

I sondaggi denominati Pz01, P01, P02, spinti rispettivamente sino a 21, 14 e 13 m di profondità da piano campagna e ubicati secondo la planimetria di Fig. 16, sono stati realizzati a carotaggio continuo e hanno consentito il riconoscimento delle litologie presenti riassunte nella presente relazione.

Nell'ambito degli stessi fori di sondaggio sono state inoltre eseguite, complessivamente, 10 prove penetrometriche S.P.T.

Gli orizzonti riscontrati in tutti i sondaggi sono stati sinteticamente i seguenti (dalla descrizione del Dr. Geol. Roberto Michetti):

*“- Un primo livello di spessore compreso tra 0.85 e 1.6 m, corrispondente all'orizzonte detritico-eluviale più superficiale e ai materiali rimaneggiati e/o riportati in seguito ai passati utilizzi e modellamenti dell'area.*

*-Un secondo orizzonte di sabbie e sabbie fini sciolte localmente debolmente limose, con ghiaie subordinate e rari ciottoli centimetrici, poligenici, subarrotondati in percentuale variabile; tale orizzonte è stato rinvenuto sino a circa 7.30 m di profondità in Pz01, sino a 9.35 in P01 e sino a 9.80 in P02.*

*-Un terzo orizzonte di sabbie e sabbie limose da sciolte a debolmente addensate, con rari ciottoli centimetrici, poligenici e subarrotondati; tale orizzonte è stato rinvenuto sino a circa 13.80 m di profondità in Pz01, sino a 12.70 m in P01 e sino a fondo foro (13 m dal p.c.) in P02.*

*-Al di sotto del livello precedente, nei sondaggi Pz01 e P01, è stato rinvenuto un quarto livello dato da limi e limi sabbiosi, localmente argillosi, plastici e compatti, saturi.”*

In occasione della campagna geognostica eseguita dal Dott. Michetti, la falda freatica è stata rinvenuta ad una profondità di circa 13 m dal p.c. nel sondaggio Pz01.

#### **CONSIDERAZIONI SULLE INDAGINI:**

I depositi alluvionali, ossia costituiti da sabbie con ciottoli, sono presenti solo sino a profondità di circa 14.0 m di profondità dal p.c. posto a circa 206.00 m s.l.m., mentre al di sotto di tale profondità sono sostituiti da limi e limi sabbiosi compatti, interpretabili come depositi glacio-lacustri a partire da una quota assoluta di 192.0 m s.l.m.. ossia ad una profondità di un paio di metri al di sotto del livello medio del lago posto a circa 194.00 m s.l.m.

**Al di sotto di questo orizzonte è stratigraficamente poco probabile la presenza di ulteriori depositi alluvionali.**

#### **B – EX CINEMA SOCIALE**

In data Luglio 2019, il sottoscritto Dr. Geol. Italo Isoli ha seguito un sondaggio a carotaggio continuo in località Pallanza P.zza Gramsci per conto della Società San Pallanza Resort, a corredo di un progetto di realizzazione di autorimesse interrato a seguito della demolizione dell'ex Cinema Sociale.

Le indagini sono state eseguite dall'impresa A4E S.r.l. con sede in Varese: ubicazione e stratigrafica sono riportate nelle figure seguenti:



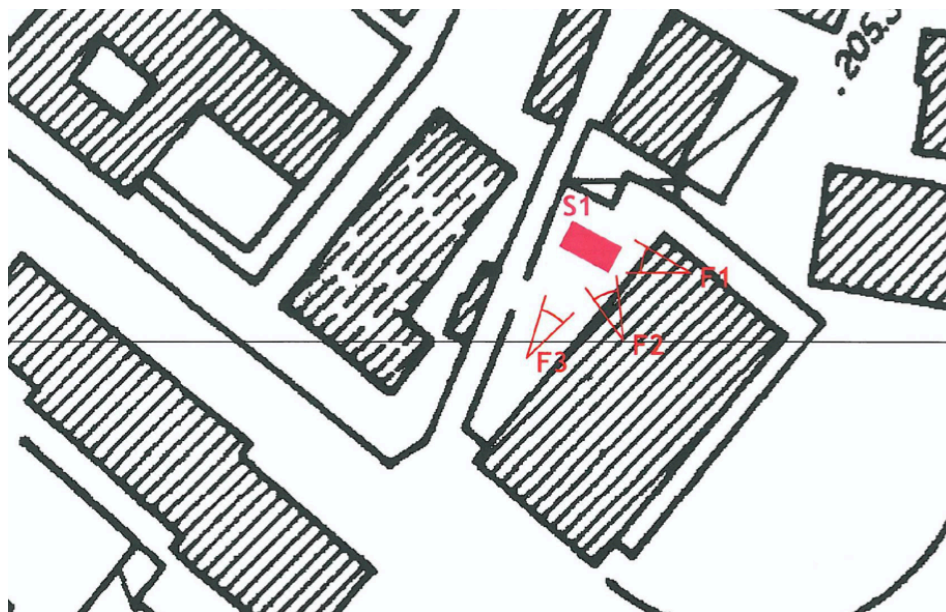


Fig. 17 – Ubicazione sondaggio a carotaggio continuo eseguito nel 2019 in Pallanza - P.le Gramsci

Responsabile		Dott. Geol. Italo Isoli Corso Cobianchi 33 28921 Verbania Intra (VB)		Committente Società San Pallanza Resort s.r.l.		SONDAGGIO 1		
Operatore		A4E S.r.l. Piazza Carducci 21100 Varese (VA)		Cantiere Pallanza ex-Cinema Sociale		CAROTAGGIO Carotaggio continuo 150 m Rivestimento 152 mm		
				Località Piazza Gramsci - Verbania		SERIE Comacchio GEO 305		
				Data Inizio 22/7/2019		Data Fine 22/7/2019		
						PROFONDITA' 15 m		
Scala 1:100	Profondità [m da p.c.]	Potenza [m]	Stratigrafia	Descrizione	SPT colpi/30 cm	Campioni	Falda	Note
	0.30	0.30		Soletta in calcestruzzo e laterizi	30 60 90			
1	0.30	2.50		Terreni di riporto (limi, terreni eluviocolluviali, laterizi e ciottoli)				Foro rivestito con tubo piezometrico PVC 4" 12 m tubo cieco 3 metri tubo filtrante con dreni più pozzetto carrabile
2	0.30	2.50						
3	2.80	3.40		Sabbie fini leggermente limose sciolte di colore grigio nocciola	3 4 5			
4	2.80	3.40						
5	2.80	3.40						
6	6.20	1.20		Sabbie fini limose leggermente compatte grigio scure con ciottoli subdecimetrici arrotondati	4 6 17			
7	6.20	1.20						
8	7.40	1.60		Sabbie e sabbie fini abbastanza sciolte di colore grigio scuro con rari ciottoli arrotondati				
9	7.40	1.60						
10	9.00	1.00		Sabbie medie e sabbie limose con ciottoli, molto compatte di colore grigio scuro	29 47 R			
11	10.00	0.50		Sabbie e sabbie fini abbastanza sciolte di colore grigio scuro con rari ciottolini arrotondati			10.50	
12	10.00	0.50						
13	10.50	4.50		Sabbie fini limose molto compatte di colore grigio scuro senza ciottolini	30 55 R			
14	10.50	4.50						
15	10.50	4.50			41 64 R			
16				Non carotato solo prove SPT				

Fig. 18 – Stratigrafia sondaggio a carotaggio continuo eseguito nel 2019 in Pallanza - P.le Gramsci

**CONSIDERAZIONI SULLE INDAGINI:**

Anche in questo caso si osserva che i depositi alluvionali costituiti da sabbie e ghiaie sono presenti sino a circa 10.50 m dal piano campagna, posto a circa 206 m s.l.m, ossia sino ad una quota di circa 195.50 m s.l.m. e successivamente sono sostituiti in profondità da sabbie fini limose molto compatte, da interpretarsi come depositi glacio-lacustri.

**Anche in questo caso, al di sotto di questo orizzonte è stratigraficamente poco probabile la presenza di ulteriori depositi alluvionali.**

**C - PRESIDIO OSPEDALIERO “CASTELLI “ DI VERBANIA**

In data agosto 2007, nell’ambito del progetto di realizzazione del Nuovo Centro di Radioterapia del Presidio Ospedaliero, sono stati eseguiti n. 2 sondaggi a carotaggio continuo mediante una sonda idraulica cingolata, spinti sino ad una profondità compresa tra 14 e 15 m.

Tale documentazione è stata messa a disposizione della sottoscritta Dott. Geol. Anna Montalto, nell’ambito del progetto della ristrutturazione del Dipartimento di Emergenza e Accettazione del Presidio Ospedaliero, eseguito nel 2021.

In ciascun sondaggio, a diversa profondità, sono state eseguite n.4 prove pentrometriche dinamiche SPT, che hanno consentito di determinare la resistenza del terreno alla penetrazione dinamica.

La posizione dei sondaggi è evidenziata nella seguente planimetria:

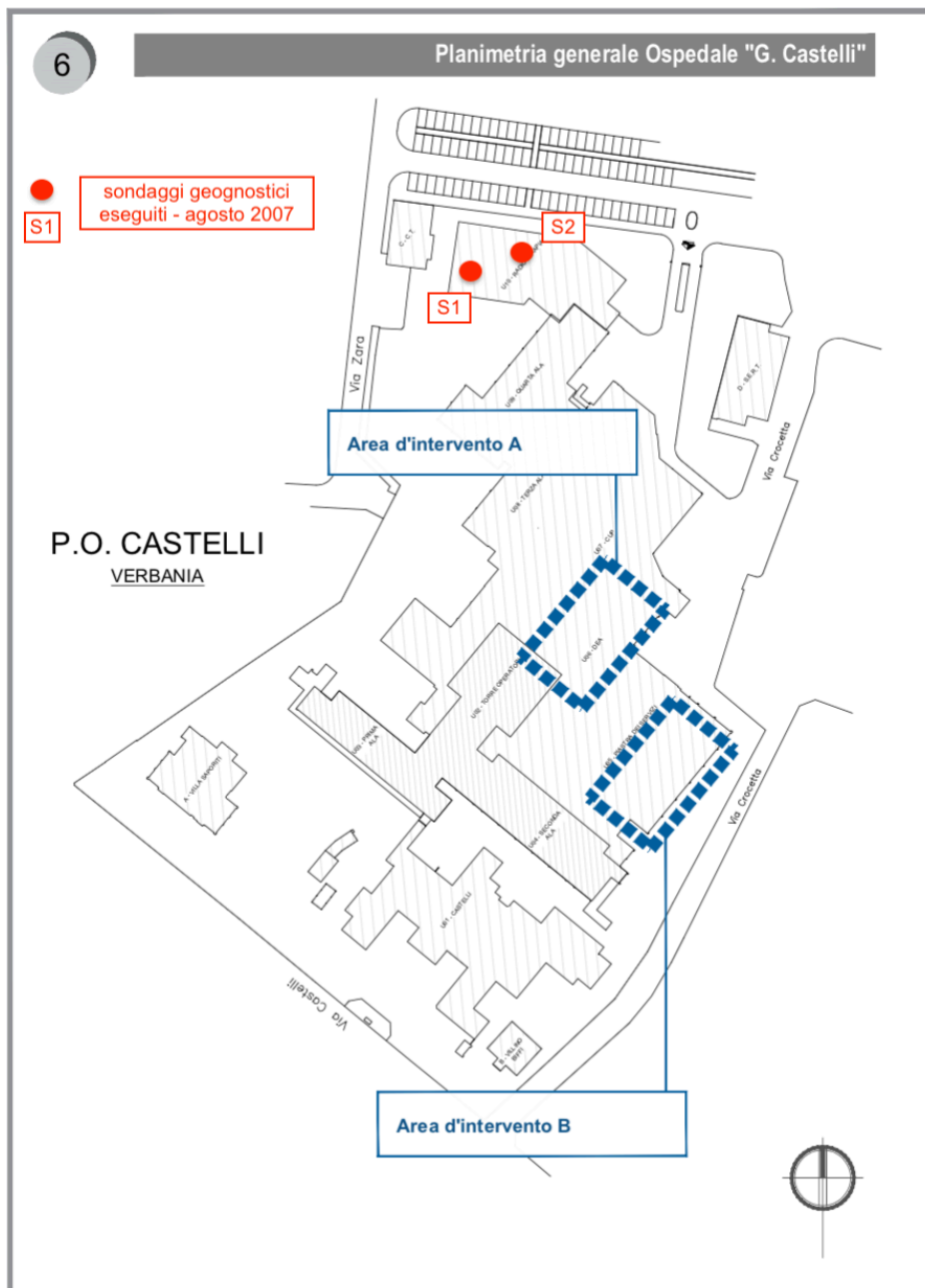
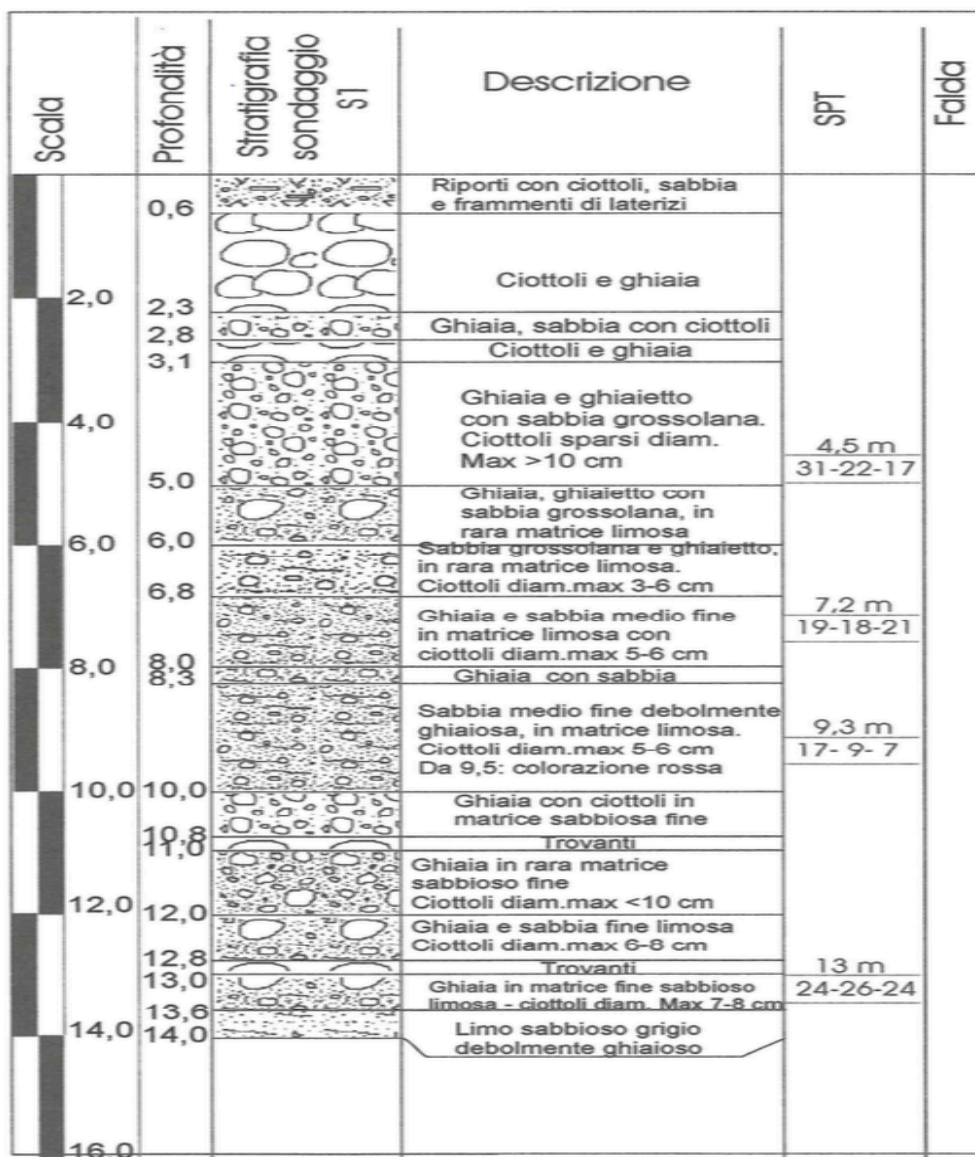


Fig.19 – Posizione dei sondaggi presso il Presidio Ospedaliero “Castelli” in Pallanza

I risultati dei sondaggi e delle prove SPT sono illustrati nelle stratigrafie di seguito riportate.



GeoAmbiente	Data: agosto 2007
<b>POLO OSPEDALIERO DI VERBANIA NUOVO CENTRO DI RADIOTERAPIA</b>	
Relazione geologico-tecnica	
<b>Sondaggio S1</b>	

Fig. 20 – Stratigrafia sondaggio S1 Polo Ospedaliero di Verbania



Scala	Profondità	Stratigrafia sondaggio S2	Descrizione	SPT	Falda
			Riporti con ciottoli, sabbia e frammenti di laterizi		
2,0	2,9		Ciottoli e ghiaia		
	2,7		Ciottoli e ghiaietto con sabbia		
	3,0		Sabbia grossol con ghiaietto		
	3,35		Ghiaia e ghiaietto con sabbia Ciottoli		
4,0	4,8		Sabbia medio fine/ limosa ghiaiosa. Rari ciottoli	4,0 m 12-15-19	
	5,8		Ciottoli		
	6,0		Sabbia grossolana con rari ciottoli diam. Max 7-10 cm		
6,0	6,6		Ciottoli in poca sabbia grossa Diam max. 10 cm		
	8,0		Sabbia grossolana con rari ciottoli diam. Max 7-10 cm	7,5 m 13-16-16	
	8,7		Ciottoli in poca sabbia		
	9,0		Sabbia grossolana con ghiaietto		
10,0	10,0		Sabbia grossolana con ciottoli	10,5 m	
	10,5		Sabbia medio grossolana con rari ciottoli. Diam max 8 cm	18-20-21	
12,0	12,0		Sabbia medio grossolana con ghiaia e rari ciottoli		
	13,0		Ghiaia sabbiosa con ciottoli (diam max 8 cm)	13,5 m	
14,0	13,6		Sabbia media. Rari ciottoli diam. 2-3 cm	32 - Rif.	
	14,7				
16,0					

GeoAmbiente	Data: agosto 2007
<b>POLO OSPEDALIERO DI VERBANIA          NUOVO CENTRO DI RADIOTERAPIA</b> Relazione geologico-tecnica	
<b>Sondaggio S2</b>	

Fig. 21 – Stratigrafia sondaggio S2 Polo Ospedaliero di Verbania

**CONSIDERAZIONI SULLE INDAGINI:**

Anche in questo caso al fondo foro del sondaggio S1 sono presenti limi grigi sabbiosi debolmente ghiaiosi molto compatti (SPT = Rifiuto), da interpretarsi come depositi glacio-lacustri.

La quota assoluta del piano campagna dei sondaggi è 208.00 m s.l.m., per cui la quota assoluta del tetto dei limi risulta essere di 194.40 m s.l.m., di poco superiore alla quota media del lago e correlabile con tutte le altre stratigrafie.

#### **4.5.2. Indagini geognostiche e geotecniche eseguite lungo la fascia costiera nelle vicinanze del sito destinato al presente progetto**

Le indagini descritte in questo paragrafo sono state eseguite a corredo di opere analoghe a quelle in progetto e situate a poca distanza dalle stesse.

La numerazione è in continuità con quelle precedenti nell'area urbanizzata.

#### **D – PONTILI GALLEGGIANTI IN LOCALITA' SUNA E PALLANZA**

Nell'anno 2005, il Comune di Verbania affidava all'Ing. Alessandro Panzacchi di Cannobio ed al sottoscritto Dr.Geol. Italo Isoli per gli aspetti geologici, l'incarico per l'adeguamento dei pontili galleggianti già esistenti in località Suna e Pallanza.

L'intervento aveva lo scopo di migliorare la fruibilità dei pontili mediante riposizionamento dell'opera con la posa di nuovi differenti tipi di ancoraggio.

I nuovi pontili, della lunghezza di 24 m, sono stati disposti parallelamente alla riva, ancorati con pali in acciaio (diametro 30 cm, lunghezza 12 m) e collegati con una passerella in alluminio (lunghezza minima 8,00 m, larghezza 120 cm) ancorata con paranchi manuali fissati all'estremità.

Il progetto ha previsto pali vibroinfissi nel fondale per circa 6 m.

Lo studio geologico a corredo del progetto aveva descritto l'area come costituita dall'antica conoide del Torrente San Bernardino, nella quale era riconoscibile la presenza di un'antica linea di costa che attraversava sia la frazione di Suna che quella di Pallanza, evidenziata da un netto cambio di pendenza all'interno dei depositi alluvionali antichi presenti in questa zona.

Si trattava, secondo lo studio effettuato, di depositi di tipo sabbioso-ghiaioso depositi in ambiente subacqueo durante la fase di avanzamento della conoide, ora abbandonata a causa della cattura del T.San Bernardino verso l'attuale foce.

Per le modalità di deposizione si era ritenuto possibile che in corrispondenza del prolungamento sommerso della conoide su cui sorgono Suna e Pallanza, fossero presenti depositi alluvionali di ambiente costiero e/o subacqueo in parte rielaborati dall'azione del moto ondoso e delle correnti presenti lungo la linea di costa, passanti in profondità a sabbie limose fino a veri e propri limi, a cui sono stati attribuite caratteristiche geotecniche più sciolte di quelle dei terreni alluvionali sovrastanti.

Sulla base di esperienze analoghe si era ipotizzato che un palo in acciaio emergente dal fondale per circa 6÷8 m potesse essere infisso almeno per una profondità pari alla parte emergente, ossia per altri 6÷8 metri, profondità che avrebbe dovuto essere facilmente raggiunta.

In effetti le previsioni sono state confermate e i pali sono stati infissi senza particolari problemi dalla chiatta dell'impresa Costruzioni Lietta Pierino S.r.l. cn sede in Verbania, come da seguente fotografia ripresa durante i lavori:



Fig. 22 – Opere di palificazione per la ristrutturazione dei pontili di Pallanza

Il risultato del progetto sia nel sito di Pallanza che in quello di Suna è osservabile nella seguente fotografia.





Fig. 23– Pontili di Pallanza su pali infissi

## **E - LAVORI DI CONSOLIDAMENTO DEL LUNGOLAGO DI PALLANZA**

Nell'anno 2011, il Comune di Verbania affidava allo studio 2M+A ARCHITETTURA & INGEGNERIA – Studio associato, l'incarico per *“Lavori di consolidamento del lungolago di Pallanza”*.

Lo studio geologico allegato è stato redatto dal Dott. Geol. Carmelo Collorato. Nell'ambito dello studio allegato al progetto, sono state eseguite le seguenti indagini dalla Ditta Beta S.r.l., con sede in Corte degli Arrotini n.1 - 28100 Novara, sotto la Direzione del Dr. Geol. Marco Carmine:

- n.3 sondaggi a carotaggio continuo spinti sino alla profondità di 15 metri dalla quota di pavimentazione del viale lungolago
- per ogni sondaggio sono state eseguite n.2 prove penetrometriche in foro (SPT)

- n.3 prove MASW in corrispondenza delle aree previste nella pianificazione delle indagini.

Il sito delle indagini più prossimo a quello del progetto di palificazione in oggetto è illustrato nella seguente planimetria (a sinistra la darsena del CNR)

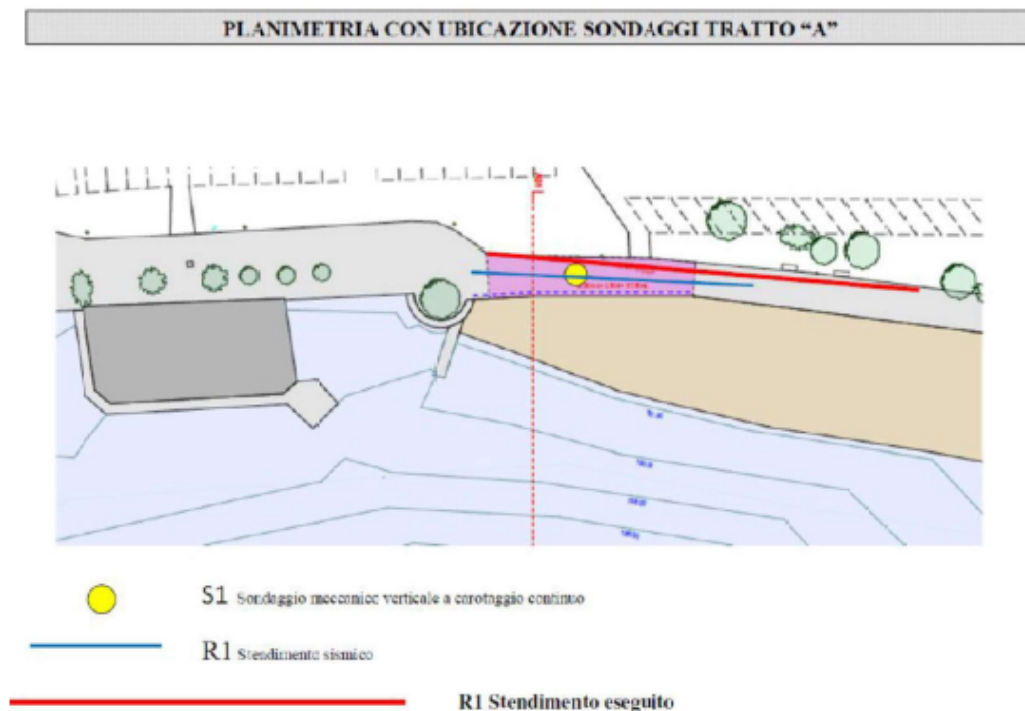


Fig. 24 – Consolidamenti lungolago di Pallanza, tratto A.- Sondaggio S1

La stratigrafia del sondaggio S1 è illustrata nella seguente figura.

Scala grafica	Profondità	Stratigrafia	Descrizione	Campioni	N° colpi SPT	Prof. SPT
	0.20		Pavimentazione autobloccante			
			Terreno di riporto con frammenti di laterizi			
	2					
	4					
	4.10		Sabbia, ghiaia con laterizi, colore marrone, bagnato			
	4.40					
	5.00		Sabbia media ghiaiosa con pochi ciottoli, colore marrone-beige	2	1	5.00
	5.20			4		
	6		Sabbia medio-fine debolmente ciottolosa, colore marrone, bagnato			
	5.90					
	6.80		Sabbia fine limosa, torbosa, colore grigio scuro			
	7.40					
	8		Sabbia medio-fine debolmente limosa-argillosa, colore marrone			
			Sabbia da media a fine, colore marrone chiaro			
10		Sabbia medio-fine debolmente limosa, colore grigio scuro	3	3	8.00	
			6			
12		Sabbia molto fine debolmente argillosa, colore grigio scuro				
14		Sabbia medio-fine, debolmente limosa, colore grigio scuro				
14.40		Sabbia molto fine, argilla debolmente limosa, colore grigio scuro				
15.00		Sabbia medio-fine, debolmente limosa, colore grigio scuro				

Fig. 25 – Consolidamenti lungolago di Pallanza, tratto A.- Stratigrafia sondaggio S1

**CONSIDERAZIONI SULLE INDAGINI:**

In considerazione della vicinanza del sondaggio S1 con l'area in progetto, si può osservare quanto segue per confronto fra le due situazioni.

Innanzitutto il piano campagna si colloca in ambedue i casi ad una quota assoluta di circa 197.40 m s.l.m.

La prevista quota di infissione dei palio telescopici ,di cui al presente progetto, si colloca a una quota assoluta di circa 190,00 m s.l.m. cioè a circa 7.4 m dal piano campagna sovrastante.

Con una infissione della lunghezza di circa 10 m, la quota del previsto limite inferiore di infissione si colloca quindi a una quota assoluta di 180 m s.l.m. e quindi a circa 17.4 m dal piano campagna.

La stratigrafia del sondaggio S1 illustrata più sopra indica che fra una profondità di 7.4 m dal p.c. e una profondità di 15.0 m dal p.c. sono presenti esclusivamente sabbie medio fini, sabbie medio-fini debolmente limose, sabbie molto fini debolmente argillose, sabbie molto fini e argille debolmente limose, di colore passante da marrone chiaro a grigio scuro

Si tratta verosimilmente di depositi glacio-lacustri presenti in tutta la zona costiera al di sotto dei depositi alluvionali ghiaioso-sabbioso-ciottolosi.

Stratigraficamente, si tratta di depositi analoghi a quelli evidenziati più a monte, ma decisamente più sciolti, in quanto mai sottoposti a sovrastanti carichi alluvionali.

I modesti valori di SPT (Standard Penetration Test = 9 colpi per 30 cm) indicano quindi una condizione di facile penetrazione da parte di pali vibroinfissi.

#### **4.5.3. Osservazioni dirette nel sito destinato al presente progetto**

Al fine di definire localmente la natura e le caratteristiche dei terreni presenti nel sito in progetto, con particolare riguardo alle previsioni di palificazione telescopica a sostegno del pontile di riva, sono state eseguite, nel sito stesso, le seguenti osservazioni.

- L'immediata costa lacustre è stata oggetto nel tempo della formazione di una gradonata (vedi fig. n. 2 e n. 3) destinata al pubblico durante le gare di motonautica, da tempo non più possibili, probabilmente per motivi di sicurezza
- La base della gradonata è stata sostenuta da uno scivolo in pietrame sino a poco sopra della cosiddetta "corona", sostenuto a sua volta da opere di vario tipo, fra cui palancole in acciaio, pali di legno, palancole di legno, come osservabili dalle seguenti fotografie eseguite in data 27 Aprile 2023, di seguito riportate, con il livello del lago all'idrometro di Sesto Calende di 56.7 cm sopra lo zero idrometrico di 193.01 m s.l.m. e pertanto ad una quota di 193.58 m s.l.m. valutabile analogamente anche per il sito in esame, con differenza, alla stessa data, di soli 3 cm (3.61 m sopra lo zero dell'idrometro di Pallanza posto a 190.00 m s.l.m.).



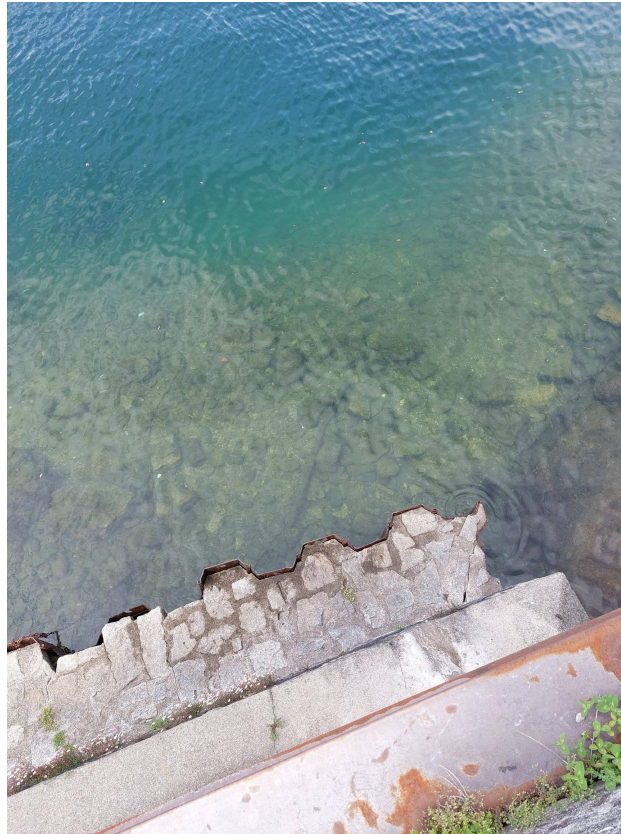


Fig. 26 – Opere di sostegno della gradonata mediante palancole in acciaio

Si osserva un sottostante cambiamento di pendenza del fondale in corrispondenza dei materiali di riporto.



Fig. 27 – Opere di sostegno dello scivolo sottostante alla gradonata mediante pali in legno





Fig. 28 – Opere di sostegno dello scivolo sottostante alla gradinata mediante palancole in legno e materiali grossolani di riporto

#### **CONSIDERAZIONI SULLE OSSERVAZIONI IN SITO:**

Le varie opere di sostegno della gradinata (palancole e pali) eseguite per infissione evidenziano le caratteristiche poco grossolane dei sedimenti.

Si osserva anche completa coerenza con i sondaggi eseguiti a poca distanza, di cui al paragrafo precedente, e in particolare all'ultimo livello di tutte le stratigrafie.

**Al di sotto di questo orizzonte è geologicamente poco probabile la presenza di ulteriori depositi alluvionali.**

#### **4.6. Modello geologico**

Sulla base dei risultati delle indagini precedentemente descritte nonché dalla ricostruzione della storia evolutiva dell'area complessiva, è stato possibile individuare un modello concettuale geologico atto a fornire le prime indicazioni per l'esecuzione delle palificazioni previste per l'ormeggio del pontile di riva e per definire il programma delle indagini geotecniche che dovranno essere eseguite in fase esecutiva.

L'analisi delle indagini eseguite nell'intorno significativo del sito di intervento ha messo infatti in evidenza una buona continuità orizzontale dei vari orizzonti, continuità che conferma le conoscenze sulla storia evolutiva dell'area, come area di deposizione alluvionale dell'antico Torrente S. Bernardino in periodo post glaciale e in prossimità della foce nel golfo di Pallanza.

La caratteristica più evidente di questa deposizione è data dalla granulometria che in profondità passa da quella di sabbie e ghiaie superficiali deposte in ambiente subaereo sino a limi sabbiosi e limi argillosi deposti in ambiente subacqueo.

E' probabile quindi che all'abbandono dei ghiacciai dell'Ossola e del Ticino, il livello lacustre fosse decisamente più alto di quello attuale e questo fatto è osservabile sull'orizzonte più profondo dove le sabbie e le ghiaie sono sostituite da limi e limi sabbiosi compatti, interpretabili come depositi glacio-lacustri.

Il modello geologico semplificato dei terreni presenti nella fascia costiera o a poca distanza dalla stessa è il seguente:

A) Tra 0.0 m e 2.0÷4.0 m dal p.c. generalmente situato ad una quota di 197.00÷198.00 m s.l.m.

Terreni detritico eluviali e/o terreni di riporto.

B) Da 2.0÷4.0 m sino a 6.0÷8.0 m dal p.c.

Ghiaie e sabbie da sciolte a mediamente addensate, con ciottoli centimetrici, poligenici, subarrotondati, interpretabili come depositi alluvionali facenti parte dell'antica conoide del T. S. Bernardino.

C) Da 6.0÷8.0 m dal p.c. sino a profondità non determinabile

Limi e limi sabbiosi, localmente argillosi, con presenza di livelli torbosi, interpretabili come depositi glacio-lacustri.

Il progetto di palificazione interesserà tuttavia solo l'orizzonte C), le cui caratteristiche sono utilizzate nel presente studio al capitolo 6 per la stesura della Relazione Geotecnica e per la definizione del modello geotecnico, caratteristiche che andranno ulteriormente confermate in fase di progetto esecutivo.

## **5. RELAZIONE SISMICA CON ATTRIBUZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO E DEI PARAMETRI SISMICI**

L'introduzione della nuova classificazione sismica del territorio nazionale di cui all'O.P.C.M. n.3274/2003 ha portato alla suddivisione dello stesso in 4 zone sismiche contraddistinte da un diverso valore del parametro  $a_g$  definito come "accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A" ed espresso come frazione dell'accelerazione di gravità  $g$ ; in particolare, il Comune di Verbania è posto in "Zona 4".

La DGR 19 gennaio 2010 n. 11-13058 "*Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche*" (O.P.C.M. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006) e le successive DGR n. 17-2172 del 13 giugno 2011 e DGR n. 4-3084 del 12 dicembre 2011 della Regione Piemonte, hanno confermato tale classificazione.

Con l'entrata in vigore del D.M. 17 gennaio 2018 "*Aggiornamento della Norme tecniche per le Costruzioni*" (NTC2018) il metodo di calcolo da adottare è esclusivamente quello agli stati limite (§ 2.6 NTC – 2018). Applicando tale procedura, la progettazione di nuove strutture dovrà essere condotta secondo i criteri previsti dall'OPCM 3274/2003 e s.m.i. che deriva dalla Normativa Europea EN 1998, Eurocodice 8, per la progettazione in zona sismica successivamente inseriti nel D.M. 17 gennaio 2018.

Nella presente relazione, si sviluppa pertanto il capitolo relativo alla modellazione sismica, intesa come Risposta Sismica Locale (RSL), relativa all'orizzonte più profondo investigato e corrispondente al fondale lacustre immediatamente antistante la fascia spondale.

### **5.1. Individuazione della categoria di suolo**

Ai sensi del D.M. 17.01.2018, l'effetto della risposta sismica locale può essere definito mediante un "approccio semplificato" che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ . Il valore della velocità  $V_s$  è in questa sede definito sulla base dei risultati dei sondaggi geognostici eseguiti nell'intorno significativo del sito oggetto di intervento, messi a disposizione dei professionisti scriventi, nello specifico i risultati delle prove SPT eseguite nell'ambito dell'orizzonte C) presente lungo la fascia spondale, individuato a partire da una profondità di 10.0÷14.0 m dal p.c. sino a profondità non determinabile. Anticipando in parte la trattazione relativa all'elaborazione dei dati geotecnici, il valore di  $N_{SPT}$  riferito all'orizzonte C) è pari a 10.

Utilizzando la formula di Dikmen et all. (2002) elaborata per terreni limosi :

$$V_s = 60 N^{0.36}$$

risulta che:

$$V_s = 137 \text{ m/s.}$$

Sulla base del valore  $V_s$  ottenuto, facendo riferimento alla sottostante tabella (Tab. 3.2.II Categorie di sottosuolo NTC2018) e ipotizzando la profondità del substrato roccioso superiore a 30 m, è possibile attribuire ai terreni di fondazione la categoria di suolo di tipo D:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<b>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</b>
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Va da sé che in fase esecutiva sarà opportuno provvedere all'esecuzione di indagini sismiche (MASW o mediante tomografo digitale portatile), che consentiranno di definire esattamente la velocità delle onde di taglio  $V_s$  e di conseguenza la categoria di suolo dei terreni di fondazione.

## 5.2. Individuazione delle condizioni topografiche

Per quanto riguarda le condizioni topografiche, ricadendo la zona in esame in una configurazione superficiale semplice, risulta classificabile nella seguente categoria topografica (Tab. 3.2.III Condizioni topografiche NTC2018):



Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
<b>T2</b>	<b>Pendii con inclinazione media <math>i &gt; 15^\circ</math></b>
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

### 5.3. Individuazione dei parametri sismici

Sulla base delle caratteristiche del suolo riscontrate in situ, è possibile procedere a determinare gli spettri di risposta sismici, definiti mediante l'ausilio del software Geostru-PS.

Per fornire una definizione degli spettri previsti è stata individuata innanzitutto la posizione precisa del sito (latitudine e longitudine riferite al sistema di riferimento WGS84):

Latitudine: 45,924340 - Longitudine: 8,546251.

### 5.4. Vita Nominale dell'opera

Al fine di scegliere univocamente gli spettri di progetto è necessario conoscere la vita nominale dell'opera e la classe d'uso dell'opera strutturale in progetto .

La vita nominale di un'opera strutturale ( $V_N$ ) è intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata (par. 2.4.1 NTC2018).

Vita nominale $V_N$ per diversi tipi di opere (tab. 2.4.I)		
Tipi di costruzione		Valori minimi $V_N$ (anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	<b>Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale</b>	<b><math>\geq 50</math></b>
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

### 5.5. Classe d'uso

La classe d'uso di una struttura è invece definita con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso della stessa (par. 2.4.2 NTC2018).

<i>Classe I</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II</i>	<b>Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi</b>
<i>Classe III</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di

## 5.6. Determinazione dei parametri sismici

Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione spettrale massima ( $a_{max}$ ) attesa in superficie ed una forma spettrale ad essa ancorata.

Il valore di  $a_{max}$  può essere ricavato dalla relazione

$$a_{max} = S_s \cdot a_g$$

dove  $S_s$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  nonché quello di amplificazione topografica  $S_T$ , definiti dalle stesse norme, concorrono nella ricostruzione degli spettri di risposta elastici tipici del sito.

Pertanto, utilizzando il programma *Geostru Ps*, si ottengono i parametri sismici in relazione agli stati limite indicati dalla norma in funzione del tipo di opera strutturale in progetto:

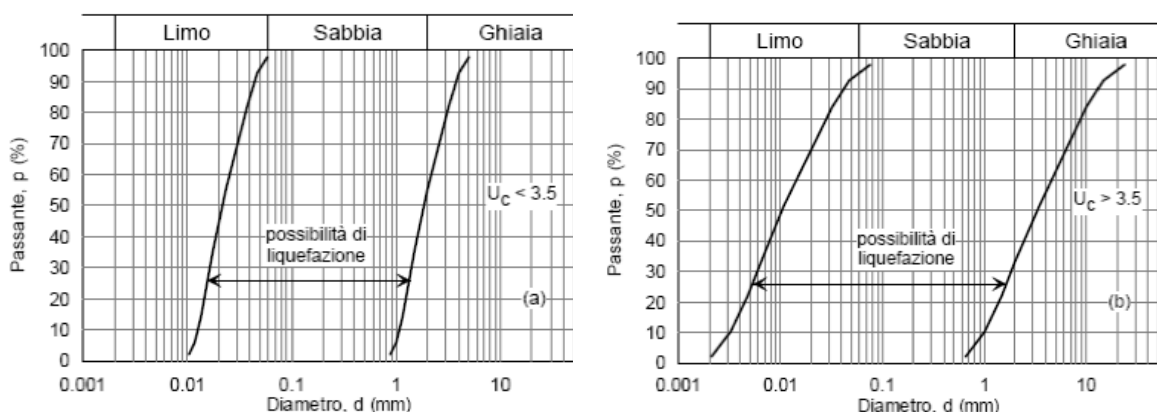
Stato Limite	$S_s$	$C_c$	$S_t$	$K_h$	$K_v$	$A_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	Beta
SLO	1.80	3.17	1.20	0.006	0.003	0.335	0.180
SLD	1.80	2.97	1.20	0.008	0.004	0.424	0.180
SLV	1.80	2.35	1.20	0.017	0.008	0.922	0.180
SLC	1.80	2.27	1.20	0.020	0.010	0.114	0.180

## 5.7. Verifica del potenziale di liquefazione

Ai sensi della normativa vigente, il sito di intervento deve essere stabile nei confronti della liquefazione, dove con liquefazione si intendono i fenomeni associati a perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile alla liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii e manufatti, infatti, diventa necessario procedere mediante interventi di consolidamento del terreno oppure mediante il trasferimento del carico a strati di terreno non suscettibili alla liquefazione.

La verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti quattro condizioni:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1 g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_c 1N > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_c 1N$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura sottostante nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  ed in Figura 2 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ . ( $U_c$  rapporto  $D_{60}/D_{10}$ , dove  $D_{60}$  e  $D_{10}$  sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa).



Sulla base di quanto sopra, si osserva che la condizione 1 è di pochissimo inferiore allo stato limite SLC e pertanto si può rimandare alla fase esecutiva l'ulteriore definizione delle condizioni per le quali può essere omessa la verifica alla liquefazione.

## 6. RELAZIONE GEOTECNICA

### 6.1. Dal modello geologico al modello geotecnico

Il presente paragrafo si configura come relazione a corredo del permesso di costruire con l'obiettivo di confermare innanzitutto la fattibilità geologica dell'intervento nel suo complesso, con l'assetto geologico, geomorfologico e idrogeologico locale, nonché di indicare in via preliminare al progettista delle strutture gli aspetti di carattere geotecnico da affrontare in fase di progettazione esecutiva, con l'individuazione delle indagini da eseguirsi in sito ed eventualmente in laboratorio, da svolgersi secondo i disposti del D.M. 17 Gennaio 2018 – *“Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”* Art. 6.2.2. *“Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica”*.

Lo scopo di tali indagini, sarà quello di fornire all'ingegnere progettista un modello geotecnico, ovvero uno schema semplificato della realtà fisica, che schematizzi quanto più possibile l'assetto dell'area in previsione della realizzazione dell'opera, tenuto conto della variabilità e complessità naturale dei terreni.

### 6.2. Prove penetrometriche - Standard Penetration Test

Dalle indagini geognostiche e geotecniche già disponibili nell'areale in esame, con particolare riguardo a quelle eseguite per i *“Lavori di consolidamento del lungolago di Pallanza”*, sono stati estratti i valori delle prove penetrometriche standard (SPT) eseguite nell'ambito dell'orizzonte C) presente lungo la fascia spondale, compreso tra la profondità di 10.0÷14.0 m dal p.c. sino a profondità non determinabile.

Si tratta di limi e limi sabbiosi, localmente argillosi, a volte torbosi, interpretabili come depositi glacio-lacustri che stratigraficamente si dovrebbero ritrovare proprio in corrispondenza del fondale destinato alle opere di palificazione.

I valori di SPT utilizzabili sono i seguenti, dedotti dai tre sondaggi eseguiti, nell'anno 2011, dalla Ditta Beta S.r.l., nell'ambito dei lavori precedentemente citati e riferiti all'orizzonte C):

sondaggio	profondità da p.c.	n. colpi SPT (30 cm)
S1	8.0 m	9
S2	8.5 m	10
S3	7.5 m	10

Si osserva la notevole omogeneità dei risultati, nonostante le indagini siano state eseguite a distanza di alcune centinaia di metri fra loro.



### 6.3. Parametri geotecnici

I parametri geotecnici principali necessari alla caratterizzazione geotecnica dei terreni in relazione al previsto progetto sono i seguenti:

#### Granulometria

Rappresenta la distribuzione percentuale secondo le dimensioni dei grani costituenti il terreno; solitamente serve per classificare il tipo di terreno.

#### Peso di volume ( $\gamma$ )

Rappresenta il rapporto fra il peso del terreno e il suo volume. Se non si ottiene in laboratorio può essere valutato sulla base di tabelle disponibili in letteratura. In prima approssimazione si intende il peso di volume allo stato naturale medio, ossia con circa il 10%+20% del volume d'acqua possibile nei pori.

#### Angolo di resistenza al taglio ( $\phi$ )

Rappresenta l'angolo secondo cui si rompe un campione di terreno sottoposto a una pressione assiale (rapporto fra sforzo e deformazione). Se non si eseguono prove di resistenza al taglio su campioni in laboratorio la sua valutazione può essere eseguita sulla base di correlazioni presenti in letteratura (Terzaghi-Peck, Meyerhof, Peck-Hanson- Thornburn) basate sulle risultanze di prove geotecniche in foro di sondaggio (Standard Penetration Test).

#### Coesione totale (C)

Anch'essa viene ricavata in laboratorio sulla base di prove di taglio; tuttavia, è possibile valutarla anche sulla base delle correlazioni di Schmertmann, che utilizzano anch'esse i risultati di S.P.T.

Nel contesto del sito in esame le osservazioni di campagna, le indagini geognostiche pregresse e le prove in situ eseguite in passato a poca distanza dall'opera in progetto, nonché i dati derivanti da letteratura specifica e dalle caratteristiche dei terreni osservati in contesti analoghi, hanno consentito di fornire i parametri geotecnici dei terreni interessati dalle opere in progetto, che sono costituite da palificazioni nel fondale lacustre sia pur a poca distanza dalla riva.

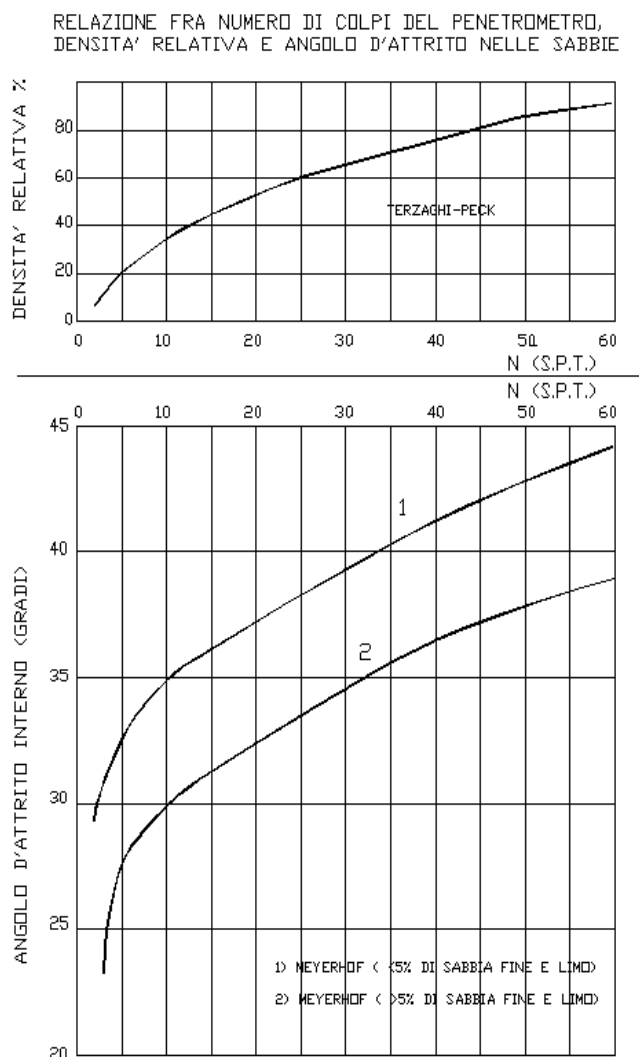
Per ricavare i valori di angolo di resistenza al taglio e di densità relativa per i terreni indagati, necessari per i calcoli geotecnici, si sono utilizzate le correlazioni presenti in letteratura specifica in funzione dei dati ottenuti dalle prove S.P.T., ottimizzati a loro volta in funzione del rendimento dell'attrezzatura N(60) e della pressione verticale efficace N1(60).

Per i valori di coesione si è assunta cautelativamente coesione nulla nell'orizzonte C).

Sui campioni estratti per carotaggio durante le indagini pregresse nell'intorno significativo del sito di intervento, era stata fatta poi una stima della porosità sulla base dei dati di letteratura; appare ragionevole stimare per i terreni in oggetto una porosità del 25÷ 30% per i depositi limosi dell'orizzonte C.

Sulla base della stima della porosità e del peso specifico dei granuli delle litologie locali, pressoché sempre di circa 2.65 g/cm<sup>3</sup>, corrispondente ad una massa volumica di 26.5 KN/m<sup>3</sup>, è stato quindi possibile calcolare i pesi di volume del terreno asciutto, saturo e immerso.

Nella figura seguente, sono riportati i grafici rappresentativi della relazioni tra angolo di resistenza al taglio, densità relativa e  $N_{1(60)}$ .



Le valutazioni ottenute sono schematizzate nella tabella seguente:

Orizzonti	Terreni	$N_{1(60)}$	$D_r$	$\varphi'$	$c'$	n	$\gamma$	$\gamma_a$	$\gamma_s$	$\gamma_i$
C	Sabbie fini e sabbie limose da sciolte a mediamente addensate	10	35 %	33	0.0	25 30	26.5	18.5 19.8	21.5 22.3	11.5 12.3

dove:

$N_{1(60)}$ : numero colpi corretti da prove S.P.T.

$D_r$ : densità relativa (%)

$\varphi'$ : angolo di resistenza al taglio efficace (°)

$c'$ : coesione efficace (kPa)

n: porosità (%)

$\gamma$ : massa volumica (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_a$ : peso di volume del terreno asciutto (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_s$ : peso di volume del terreno saturo (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_i$ : peso di volume del terreno immerso (kN/m<sup>3</sup>)

#### 6.4. Definizione del modello geotecnico mediante i parametri caratteristici del terreno.

Al fine di procedere alla definizione del modello geotecnico di progetto, si propone la seguente determinazione dei parametri caratteristici del terreno.

Il valore caratteristico rappresenta la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili dalle prove eseguite.

Non avendo a disposizione un numero elevato di dati misurati si propone di procedere alla determinazione dei valori caratteristici con le seguenti relazioni:

$$\varphi'_k = \varphi'_m (1 + X \cdot V\varphi')$$

$$C'_k = C'_m (1 + X \cdot Vc')$$

dove:

$\varphi'_k$  = valore caratteristico dell'angolo d'attrito interno

$\varphi'_m$  = valore medio dell'angolo d'attrito interno

$V\varphi'$  = Coefficiente di variazione (COV) di  $\varphi'$  adottato pari a 0,07 (Harr 1987)

$C'_k$  = valore caratteristico della coesione

$C'_m$  = valore medio della coesione

$Vc'$  = Coefficiente di variazione (COV) di  $c'$  adottato pari a 0,4 (Harr 1987)

X = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottate.

La normativa vigente, in particolare l'Eurocodice 7, fissa per una probabilità di non superamento del 5% per una distribuzione di tipo gaussiano, che ben rappresenta i parametri di coesione e di resistenza al taglio, un valore di X pari -1,645.

Pertanto, considerando i valori di resistenza al taglio e di coesione ottenuti dalle prove o da una stima di esse su dati di letteratura, i valori caratteristici risultano essere i seguenti:

$$\varphi'_k = \varphi'_m (1 + X \cdot V_{\varphi'}) = \varphi'_m (1 + (-1.645 \cdot 0.07))$$

$$c'_k = c'_m (1 + X \cdot V_{c'}) = c'_m (1 + (-1.645 \cdot 0.4))$$

Dovendo quindi fornire una caratterizzazione univoca per la definizione dei parametri dei terreni presenti in sito, per le verifiche geotecniche e per il predimensionamento delle strutture in progetto, si suggerisce che venga utilizzato il seguente modello geotecnico di progetto, con i valori caratteristici di angolo di attrito e coesione

Orizzonti	Terreni	N <sub>1(60)</sub>	D <sub>r</sub>	φ'	c'	n	γ	γ <sub>a</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>i</sub>
C	Sabbie fini e sabbie limose da sciolte a mediamente addensate	10	35 %	29.2	0.0	25/30	26.5	18.5 19.8	21.5 22.3	11.5 12.3

dove:

N<sub>1(60)</sub>: numero colpi corretti da prove S.P.T.

D<sub>r</sub>: densità relativa (%)

φ'**k**: **valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio efficace (°)**

**c'**k**: Valore caratteristico della coesione efficace (kPa)**

n: porosità (%)

γ: massa volumica (kN/m<sup>3</sup>)

γ<sub>a</sub>: peso di volume del terreno asciutto (kN/m<sup>3</sup>)

γ<sub>s</sub>: peso di volume del terreno saturo (kN/m<sup>3</sup>)

γ<sub>i</sub>: peso di volume del terreno immerso (kN/m<sup>3</sup>)



## **6.5. Stabilità dell'area e dell'insieme opera terreno**

Le analisi eseguite hanno evidenziato che l'area di previsto intervento e gli immediati intorno esaminati mostrano, allo stato attuale, una situazione di buona stabilità.

Al fine di preservare tale situazione, l'intervento previsto dovrà garantire requisiti di sicurezza propri, sia in relazione alla stabilità generale dell'area che dell'insieme opera-terreno.

Pertanto, poiché gli aspetti geologico-tecnici connessi con le opere previste non riguarderanno movimenti di terra sia in estrazione che in deposito e al contempo la pendenza del fondale risulta simile all'angolo di resistenza al taglio dei terreni oggetto dell'opera, è possibile affermare preliminarmente una stabilità complessiva positiva dell'area e dell'insieme opera-terreno, fatte salve le ulteriori verifiche del potenziale di liquefazione di cui al precedente paragrafo 5.7.

## **6.6. Il piano delle palificazione**

Ai professionisti scriventi appare doverosa una premessa relativa alle tecnologie utilizzate nel tempo sul lago Maggiore, oltre che ovviamente su altri laghi, per l'esecuzione di palificazioni destinate all'ormeggio di natanti di varia dimensione, da quelli della navigazione pubblica a quelli di uso cantieristico, turistico o anche privato.

Nel caso di fondali caratterizzati da depositi alluvionali o fluvioglaciali, si è trattato praticamente sempre di pali infissi in tali sedimenti, solo raramente trivellati su fondali rocciosi.

L'infissione è avvenuta storicamente a mezzo di chiatte attrezzate con "*battipalo*" costituiti da una massa battente sollevata a mano mediante carrucole, o poi lasciata cadere sulla testa del palo che veniva in tal modo infisso.

Battipalo più evoluti sono stati dotati di motori ad aria compressa o diesel.

Oggi le attrezzature per infiggere pali sono pressoché esclusivamente costituite da vibratorii idraulici a varia frequenza.

Con l'utilizzo di vibratorii ad alta frequenza HF, o meglio ad alta frequenza e momento eccentrico variabile HFV, risultano particolarmente contenuti gli effetti delle vibrazioni indotte, consentendo di realizzare pali anche in prossimità di edifici esistenti.

La norma di riferimento in merito alle vibrazioni è la UNI 9916, che stabilisce, in funzione del contesto ambientale nel quale si dovrà operare, i livelli “soglia” delle vibrazioni da considerare eventualmente problematiche.

### **6.7. I pali telescopici**

La soluzione a pali telescopici, abbastanza inusuale sulla sponda piemontese del Lago Maggiore, è stata resa obbligatoria in Lombardia in fase autorizzativa per motivi di più basso impatto paesaggistico rispetto ai tradizionali pali emergenti sino alle quote di possibile innalzamento lacustre, ossia sino a 198.50.m s.l.m. considerata a tempo di ritorno 100-200 anni.

Con il palo telescopico, l'emergenza del palo interno rispetto alla cassaforma esterna avviene invece solo sino ad una quota minima (nel progetto in esame a una quota indicativa di 192.50 m), oltre la quale il pontile comincia a sfilare il tubolare interno, che comunque non emerge dal piano del pontile.

I pali infissi nel fondale potranno avere caratteristiche dimensionali indicativamente pari a un diametro di circa 350÷400 mm e una lunghezza di 12 m di cui 10 infissi nel fondale. Tali parametri andranno verificati in fase esecutiva, anche sulla base dei risultati delle indagini che verranno eseguite in sito.

Al loro interno saranno inseriti pali ciechi vuoti e sigillati, di peso immerso compensato, di dimensioni tali da poter scorrere all'interno dei precedenti, grazie alla spinta idrostatica, valutata in modo da poter permettere che con lo scivolamento si possano mantenere a quote fuori dal pelo dell'acqua analoghe a quelle del piano di calpestio del pontile di riva e pertanto non visibili.

Il funzionamento dei ‘telescopici’, consentirà di mantenere allineate le teste degli stessi secondo le differenti quote idrometriche lacuali, permettendo al pontile di riva di compiere teoricamente escursioni da un minimo di 192.50 m s.l.m., sino ad un massimo teorico di 198.50 m s.l.m., generando un impatto visivo praticamente nullo.

Come già detto, tale tecnologia è abbastanza inusuale, pur essendo a catalogo di varie imprese fornitrici, ma risolve efficacemente il problema dell'impatto visivo anche con livelli del lago basso.

Un elemento geotecnico importante riguarda l'infissione di pali “a punta chiusa” o “a punta aperta”: le caratteristiche dei pali telescopici privilegiano la prima opzione.

## 6.8. Verifiche geotecniche preliminari del piano di palificazione

Le prime verifiche geotecniche del piano di palificazione a livello di progetto definitivo, riguardano i seguenti aspetti:

- Condizione dei pali telescopici in corrispondenza ai diversi livelli lacustri
- Forze del vento e del moto ondoso sul pontile di riva e di conseguenza sui pali telescopici

La prima condizione è illustrata graficamente nella Fig. 6 che si ripropone nuovamente di seguito per comodità:

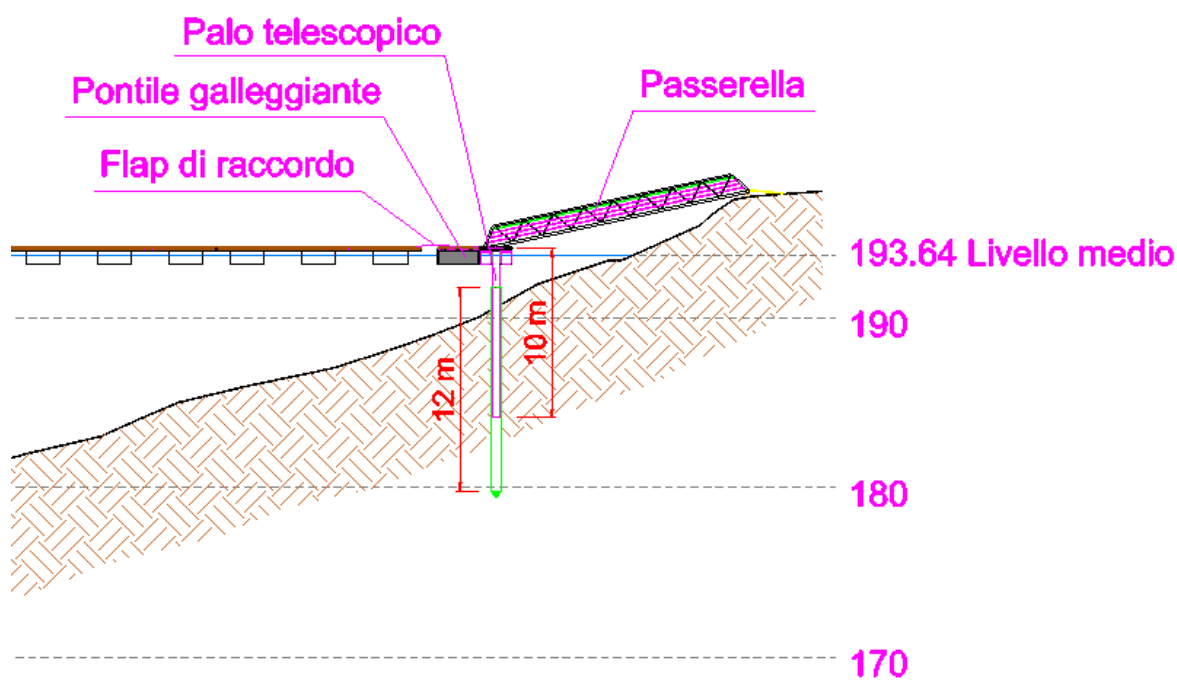


Fig. 6 – Sezione del pontile di riva, pali telescopici e passerella

La quota media del lago è ufficialmente di 193.86 m s.l.m., ma le recenti sperimentazioni autorizzate dal Consorzio del Ticino, che gestisce la diga della Miorina, indicano variazioni importanti da tenere in conto.

Si conferma comunque innanzitutto l'utilizzabilità teorica della palificazione ad un livello lacustre minimo di 192.50 m s.l.m., considerato come magra eccezionale a tempo di ritorno 20-50 anni, condizione in cui il pontile di riva si appoggia sul palo fisso e il palo interno scompare interamente.

Il massimo livello lacustre di 198.50 m s.l.m., considerato a tempo di ritorno 200 anni, non consente l'utilizzo del pontile in quanto già a livelli inferiori si manifesta l'allagabilità dei terreni a terra, posti a quota di circa 197.4 m s.l.m., per eventi eccezionali come ad esempio quello dell'Ottobre 2000, con livello di 197.94 m s.l.m., valutato a tempo di ritorno di circa 75 anni, con relativa impossibilità di accesso alla passerella e al porto.

Per quanto riguarda la forza del vento e del moto ondoso sul pontile di riva e di conseguenza sui pali telescopici, in varie condizioni di livelli lacustri, occorre richiamare, anche in questo caso, il progetto definitivo.

Per quanto riguarda le condizioni anemometriche del sito, il progetto ha analizzato 25 anni di registrazioni effettuate dalla stazione anemometrica posta nel porticciolo di Pallanza a poca distanza dal sito in esame.

L'analisi degli eventi estremi ha messo in evidenza due settori di provenienza con relative velocità

- Settore A (270-315° Nord) con una velocità massima di 16.3 m/s in data 27 Luglio 2006
- Settore B (135-180° Nord) con una velocità massima di 7.6 m/s in data 6 Settembre 2016, considerato come settore di traversia.

Per il dimensionamento delle strutture sotto l'azione del vento, il progetto ha stimato come critici i seguenti eventi "limite":

- Settore A (270-315° Nord) – Vento 18.1 m/s – Tempo di ritorno 50 anni
- Settore A (270-315° Nord) – Vento 19.0 m/s – Tempo di ritorno 100 anni.

Anche per quanto riguarda il moto ondoso conseguente, il progetto ha considerato critico il settore A (270-315° Nord) proveniente dalla direzione ponente-maestrale (localmente denominato "Mergozzo"), pur con un fetch minore rispetto al settore B (135-180 °nord), con un'altezza dell'onda significativa, stimata con metodi di previsione superiore a 0.8 m (6 eventi stimati di altezza 1.0 m al largo di Pallanza dalla direzione 285 °Nord nel periodo di riferimento 1995-2022) e con la "mareggiata" più intensa appartenente alla serie storica verificata il 27 luglio del 2006, con un valore di altezza significativa al colmo  $H_s = 1.10$  m proveniente da ponente (284 °N) e periodo di picco pari a 3.8 s.

Il progetto ha poi stimato, in via preliminare, e per la direzione da ponente, una trasmissione dell'onda residua all'interno del bacino portuale del 58%: per cui



tenendo conto dei valori di onda significativa incidente sul molo frangiflutti esterno, l'onda significativa residua è inferiore a 0.70 m, con un periodo di ritorno di 50 anni, valore considerato accettabile per la sicurezza delle strutture galleggianti ma non per il comfort degli utenti.

Anche gli effetti del moto ondoso interni sul pontile di riva sono quindi da considerarsi accettabili, in particolare in quanto gli sforzi verticali sono assorbiti dalla galleggiabilità del pontile e dal palo interno a peso specifico compensato, ma non per il comfort degli utenti e l'accessibilità da terra.

Più complessa appare la valutazione degli effetti della forza del vento all'interno del bacino e pertanto sulle imbarcazioni ormeggiate e, di conseguenza, sui pontili, con particolare riguardo agli sforzi trasversali sul pontile di riva.

Tali sforzi vengono contrastati in due modi:

- Per la diga galleggiante esterna è previsto un sistema di ancoraggio tradizionale costituito da corpi morti e tradizionali catene di diametro adeguato.
- Per i pontili interni collegati al pontile di riva è previsto l'impiego di un sistema di ancoraggio costituito da corpi morti e tiranti di ancoraggio tipo SEAFLEX.

I sistemi di ancoraggio della diga e dei pontili interni così realizzati supporteranno gli sforzi indotti dal vento e dal moto ondoso sulla diga e sui pontili stessi garantendo, al tempo stesso, il libero movimento dell'intera struttura in senso verticale.

Per quanto riguarda il molo di riva, data la complessità della distribuzione delle imbarcazioni e dei pontili di ormeggio ad esso collegati, e soggetti all'azione del vento, si ritiene di rimandare al progetto esecutivo la valutazione analitica degli sforzi orizzontali agenti sul pontile di riva e, di conseguenza, sui pali telescopici.

Viene quindi al momento solo indicato il metodo di calcolo necessario condotto con riferimento al §6.4.3.1.2 NTC18 per le resistenze dei pali soggetti a carichi trasversali.

## **6.9. Programma indagini in fase di progetto esecutivo**

Lo scopo di eseguire indagini in sito in fase di progetto esecutivo è quello di confermare ulteriormente le condizioni stratigrafiche all'interno del volume significativo di sottosuolo, dove per volume significativo si intende la quantità di terreno nella quale si sviluppano le interazioni (tensioni e deformazioni) fra le opere in progetto ed il terreno stesso.

In tale sede infatti le condizioni stratigrafiche sono state ipotizzate sulla base dei risultati delle indagini pregresse a disposizione dei professionisti scriventi, eseguite in un intorno significativo del sito di intervento.

Per il raggiungimento dei sopraindicati obiettivi, si propone pertanto il seguente programma indagine allegato al progetto esecutivo, da concordarsi nel dettaglio con la Committenza:

- esecuzione di prove penetrometriche lungo il previsto pontile di riva eseguite da chiatta, con valutazione ed eventuale conferma delle caratteristiche geotecniche dei terreni ed esecutive dei pali telescopici e delle resistenze ai carichi orizzontali
- esecuzione di indagine sismica lungo la riva del lago mediante metodologia MASW o con tomografo digitale portatile
- valutazione analitica degli sforzi del vento trasferiti dalle per interne al molo di riva e ai pali telescopici
- redazione di Relazione Geotecnica a livello di progetto esecutivo.

## **7. CONCLUSIONI**

Al termine delle considerazioni effettuate ai punti precedenti è possibile affermare che gli interventi previsti, così come dal presente progetto definitivo, risulteranno compatibili con le condizioni geotecniche dei fondali, con le condizioni meteomarine, con l'uso previsto e con i coefficienti di sicurezza previsti dalle specifiche normative.

La validità dell'ipotesi progettuale dovrà comunque essere verificata ai sensi delle norme tecniche sulle costruzioni vigenti, anche per la progettazione del progetto esecutivo mediante l'esecuzione di sondaggi geognostici nel sito di intervento, come da programma precedentemente indicato, nonché durante l'esecuzione dei lavori, considerando, oltre ai dati raccolti in fase di progetto, anche quelli ottenuti con misure e osservazioni nel corso dei lavori e adattando eventualmente l'opera alle diverse situazioni riscontrate.

In tal senso, le nuove opere andranno realizzate nel rispetto delle indicazioni riportate ai paragrafi precedenti, eseguendo i lavori a regola d'arte e tenendo sempre in preminente considerazione, in ogni fase e circostanza, la stabilità generale dell'area e dell'insieme opera-terreno.

Verbania, Maggio 2023

Dott. Geol. Italo Isoli  
(firmato digitalmente)



Dott. Geol. Anna Montalto  
(firmato digitalmente)

