

Consulente geologo Dr. Cristiano Nericcio  
Via Roma 92/6 - 21020 Mercallo VA

Tel. 338 3763998 – e mail cnericc@tin.it

**REGIONE LOMBARDIA – PROVINCIA DI VARESE**

***Comune di Angera***

STUDI DI SUPPORTO AL PROGETTO DI REALIZZAZIONE DI ALCUNE TENSO-  
STRUTTURE e LOCALI ACCESSORI PRESSO IL CANTIERE NAUTICO MARZETTA  
Via Bruschera nr 99

ELABORATO	<p><b><i>Relazione Geologica R1-R3 (ai sensi del D.M. 14/01/2008 e del D.G.R. IX/2616 del 30/11/2011) Relazione Geotecnica R2 (ai sensi del D.M. 14/01/2008) Aggiornamento NTC Gennaio 2018</i></b></p>
COMMITTENTE	<p>Spett.le NAUTICA MARZETTA Via Bruschera 99 - 21021 ANGERA (Varese) P. IVA 01540070123</p>
DATA	Marzo-Giugno 2018

**Il tecnico: Dr. Geol. Cristiano Nericcio**



## ***INDICE***

1. PREMESSA.....	3
1.1 Principali normative osservate.....	3
1.2 Obiettivi.....	3
2 Vincoli geologici inerenti l'area studiata.....	4
3 Considerazioni geo-morfologiche relative l'opera in progetto.....	4
4 Considerazioni idrogeologiche - idrauliche relative all'opera in progetto.....	4
5 Considerazioni sismiche relative all'opera in progetto.....	6
6 Considerazioni litotecniche relative l'opera in progetto.....	6
CONCLUSIONI GENERALI.....	8

## **1. PREMESSA**

In seguito agli accordi intercorsi con l'egr.o Arch. Ponti Mario (Studio Tecnico Via Merzagora 21, Angera) ho ricevuto l'incarico per svolgere un'indagine geologica tecnica di supporto al progetto di realizzazione di alcune tenso-strutture (esposizione 431 mq + officina 180 mq, deposito 800 mq) ed edifici accessori minori (portineria 47 mq, servizi 22 mq, area relax 64 mq) presso il cantiere Nautico Marzetta, Via Buschera 99, nel territorio comunale di Angera.

Allo stato attuale nelle intenzioni progettuali s'intendono realizzare degli edifici minori intestati superficialmente e delle tenso-trutture appoggiate al suolo tramite plinti di fondazione intestati anch'essi superficialmente; in relazione alla classe d'uso in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso appartengono alla classe II vale a dire opere interessate da normali affollamenti con una vita nominale di 50 anni.

### **1.1 Principali normative osservate**

Il presente documento è stato redatto seguendo gli estremi del:

Circolare 617 del 2/02/09 Istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al D.M. 14/01/08;

D.M 14/01/08 Norme tecniche per le costruzioni;

D.Lgs. 3/4/2006 n. 152 Norme in materia ambientale;

OPCM n. 3274 del Marzo 2003;

D.P.R 328/01 Competenze in materia di indagini geognostiche dei geologi;

D.M. 16/01/96 Norme tecniche per le costruzioni in aree sismiche;

D.M. 11/3/1988: *“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”*;

Delibera 4/02/1977 Criteri, metodologie e norme tecniche generali della legge 10/05/1976 n. 319 recante norme per la tutela delle acque dall'inquinamento, successivi e similari.

### **1.2 Obiettivi**

Pertanto la presente relazione valuta le caratteristiche geomorfologiche, geologiche, idrografiche, idrogeologiche e stratigrafiche locali, ai fini di verificare un equilibrato inserimento delle opere in progetto con il contesto locale.

## **2 Vincoli geologici inerenti l'area studiata**

L'area oggetto di studio rientra, secondo la componente Geologica e Sismica allegata al vigente PGT (Idrogea Servizi srl, Calcinate del Pesce, 2017 e succ. mod. ed integr.), in una classe di fattibilità geologica IVg. Le opere in progetto sono finalizzate al riordino e miglioramento funzionale di un'attività già in essere da oltre 20 anni.

## **3 Considerazioni geo-morfologiche relative l'opera in progetto**

L'area oggetto di studio occupa un territorio compreso tra le curve di livello 194 e 196 m sl.m. posta a poche decine di metri dalla riva del Lago Maggiore quotata mediamente a 193 m s.l.m., il trend generale dell'areale mostra una blanda pendenza rivolta verso le sponde lacustri.

Non si sono riscontrati in sito allo stato attuale, dei fenomeni geomorfologici in atto quali erosioni concentrate e/o diffuse, tuttavia risulta palese che l'area è sottoposta alle dinamiche morfologiche imputabili alle piene del Lago Maggiore che solitamente si presentano con tempistiche lente, contenuta attività erosiva dovuta a basse velocità delle correnti e si contraddistinguono sempre per un trasporto di detriti di varia natura e successivo deposito soprattutto di materiale limoso sabbioso.

I terreni presenti in sito sono costituiti da limi sabbiosi definibili come depositi lacustri “recenti ed attuali”, non si esclude la presenza di lenti argillose e/o torbose discontinue.

**In relazione a quanto sopra esposto si può considerare l'area attualmente stabile e potenzialmente sottoposta alle naturali dinamiche idrologiche del Lago Maggiore: esondazioni con battenti d'acqua anche metrici, correnti lente, fluitazioni di materiale vario.**

## **4 Considerazioni idrogeologiche - idrauliche relative all'opera in progetto**

L'assetto idraulico ed idrogeologico (falda acquifera locale) del sito è governato dal livello del Lago Maggiore ed i terreni in sito mostrano un medio basso grado di permeabilità; le acque sotterranee sono comunque attese in teoria tra 1 e 3 m di profondità.

Di seguito verranno riportati i livelli del lago Maggiore, sia dati storici sia in funzione del tempo di ritorno, definito come l'intervallo di tempo nel quale si ha la probabilità che si ripeta un evento (in questo caso il raggiungimento o il superamento di un determinato livello alluvionale lacustre-fluviale). Per l'elaborazione sono stati utilizzati i dati ricavati dalle pubblicazioni dell'Istituto Idrobiologico del CNR di Pallanza (Istituto per lo studio degli ecosistemi), quelli riportati nella pubblicazione della regione Piemonte “Gli eventi alluvionali del settembre-ottobre 1993 in Piemonte” ed i dati forniti dal Consorzio di Gestione dello sbarramento della Miorina a Golasecca.

Il livello medio del lago 193,5 m s.l.m. (periodo di riferimento 1952-1992), 193,64 m s.l.m. (periodo di riferimento 1998 – 2006) con oscillazioni variabili tra i 193,2 ed i 193,8 m s.l.m.

Di seguito si propone una tabella riassuntiva:

Livelli m s.l.m.	Tempi di ritorno in anni	
192,16		Livello minimo
192,20	20 - 50	Magra
192,5	5 - 6	Magra
192,87		Zero idrometrico prima 1942
193	1-2	Magra
193,01		Zero idrometrico dopo 1942
193,64		Livello medio 1998-2006
195		Livello di guardia
195,5		Livello inizio danni
195,55	2-3	Livello di piena da statistica
196,67	10	Livello di piena da statistica
197,15	20	Livello di piena da statistica
197,61	40	Livello piena 1993
197,78	50	Livello di piena da statistica
197,94	75	Livello piena 2000
198,25	100	Livello di piena da statistica
198,81		Piena storica del 1868

Le oscillazioni nel calcolo dei tempi di ritorno per ciascun livello lacustre-fluviale sono determinate dalla discontinuità e da incertezze nelle misure, effettuate inoltre in differenti località (Sesto Calende e Pallanza).

Relativamente ai tempi di sommersione, si riportano alcune statistiche relative alla durata dei livelli di piena nell'arco dell'anno:

- > 196 m s.l.m., percentuale durata livello di piena 0,37%, percentuale durata livello cumulativa 0,37%, circa 1 giorno all'anno.
- tra 195,5 e 196 m s.l.m.: percentuale durata livello di piena 1,99%, percentuale durata livello cumulativa 2,36%, circa 5 giorni all'anno.
- tra 195,5 e 195 m s.l.m.: percentuale durata livello di piena 4,2%, percentuale durata livello cumulativa 6,56%, circa 11 giorni all'anno

**In relazione a quanto sopra ne consegue che le aree interessate dagli interventi in progetto statisticamente subiranno con Tr 2-3 anni alluvioni con un battente idrico tra 1 e 1,5 m per circa 11 giorni all'anno, con Tr 10 anni alluvioni con un battente idrico fino a 2 m per circa 1 giorno all'anno.**

### **5 Considerazioni sismiche relative all'opera in progetto**

Dal punto di vista sismico nel territorio comunale sono attese eventuali energizzazioni a bassa intensità (accelerazione massima del suolo  $a_g < 0,05$ ), il comune è infatti iscritto in classe sismica IV, la forma della superficie topografica è classificabile come (T1) mentre la natura "sismica" dei sedimenti come (D); a quest'ultima conclusione si è giunti sia realizzando u sondaggio sismico verticale HVSR sia confrontando la litologia del sito con dati "tabellari" presenti negli allegati.

Scenario di pericolosità sismica locale Z2.

Valutando la **pericolosità sismica del sito** identificata in funzione dell'ubicazione geografica, della classificazione sismica topografica e dei suoli, caratterizzata dai parametri esposti negli allegati quali il coefficiente sismico orizzontale e verticale, rispettivamente pari  $k_h$  0,0107 (che genererà una forza sismica orizzontale  $F_h$  pari all'1% dei pesi) e  $k_v$  0,0054 (che genererà una forza sismica verticale  $F_v$  pari allo 0,5% dei pesi) si è ottenuta anche l'accelerazione massima orizzontale ( $a_{gMax}$ ) al sito: 0,0536 g, inferiore a 0,1g e pertanto è possibile omettere la verifica alla liquefazione.

### **6 Considerazioni litotecniche relative l'opera in progetto**

Per caratterizzare il sito si sono eseguite due prove penetrometriche (penetrometro medio) che hanno raggiunto i 4 m di profondità ed hanno consentito d'individuare le seguenti unità litotecniche con le relative peculiarità meccaniche:

**Unità litotecnica 1:** dal p.c. a 1,4 m di profondità, verosimili terreni ghiaioso ciottolosi, Nspt medio 15-24, comportamento frizionale, peso di volume 1,9-2 t/mc, angolo di attrito interno 30 - 35°, coesione nulla, stato di addensamento buono, non saturi.

**Unità litotecnica 2:** da 1,4 a 3,7 m di profondità, Nspt 2-3, verosimili terreni sabbioso limosi, comportamento frizionale, peso di volume 1,7-1,8 t/mc, angolo di attrito interno 20 - 22°, coesione nulla, stato di addensamento scadente, parzialmente saturi, USCS ML.

**Unità litotecnica 3:** da 3,7 a 4 m di profondità, Nspt 13-14, verosimili terreni sabbiosi, comportamento frizionale, peso di volume 1,8-1,9 t/mc, angolo di attrito interno 30 - 31°, coesione nulla, stato di addensamento discreto, saturi, USCS GP.

A livello preliminare con il metodo degli Olandesi che correlano la capacità portante con il numero Nspt si è verificato che i terreni superficiali mostrano una capacità portante pari a 2,2 kg/cmq in relazione all'intestazione di plinti larghi da 0,5 a 1 m con cedimenti rispettivamente pari a 16 e 25 mm; a partire da 1,4 m le capacità portanti scendono a 0,2 kg/cmq.

Si sono calcolate capacità portanti e cedimenti nel dettaglio tramite i metodi di Brinch Hansen e di Burland Burdibdge (approccio A1+M1+R3, spettro di progetto costante 0,07 g) per plinti di fondazione intestati a diverse profondità:

- 0,5: parametri caratteristici dei terreni 33° di angolo di attrito, 1,9 t/mc di peso di volume, coesione nulla;
- -1: parametri caratteristici dei terreni 26° di angolo di attrito, 1,8 t/mc di peso di volume, coesione nulla;
- -1,5 parametri caratteristici dei terreni 20° di angolo di attrito, 1,7 t/mc di peso di volume, coesione nulla;

ottenendo quanto di seguito esposto:

### 6.1.1 Capacità portanti (Resistenze verticali) e cedimenti

#### Condizioni statiche SLU – SLE

Tipo di fondazione	Profondità piano posa m	Capacità portante (resistenze verticali) kPa	Cedimento totale mm	Carico di esercizio max	K Winkler

		verticali) kPa		kPa	Kg/cmc
A	B	C (SLU)	D	E (SLE)	F
(1 x 1) m	- 0,5	261	14	<b>220</b>	7
(1 x 1) m	- 1	132	19	<b>95</b>	2,7
(1 x 1) m	- 1,5	55	<b>80</b>	<b>20</b>	0,48

La combinazione dei carichi (azioni) di progetto ricadenti sui modelli fondazionali in condizioni statiche non dovranno superare i valori della colonna C per quanto riguarda gli SLU mentre la combinazione agli stati limite di esercizio dinamici SLE non dovrà superare i valori della colonna E che rappresentano i carichi tali da indurre **cedimenti pari a 25 mm**. Il Kw è riferito alle colonne C e D.

### Condizioni dinamiche SLV - SLD

Tipo di fondazione	Profondità piano posa m	Capacità portante (resistenze verticali) kPa	Cedimento totale mm	Carico di esercizio max kPa	K Winkler Kg/cmc
A	B	C (SLV)	D	E (SLD)	F
(1 x 1) m	- 0,5	227	17	<b>155</b>	7
(1 x 1) m	- 1	115	23	<b>125</b>	2,7
(1 x 1) m	- 1,5	42	<b>82</b>	<b>17</b>	0,48

La combinazione dei carichi (azioni) di progetto ricadenti sui modelli fondazionali in condizioni dinamiche non dovranno superare i valori della colonna C per quanto riguarda gli SLV mentre la combinazione agli stati limite di esercizio dinamici SLD non dovrà superare i valori della colonna E che rappresentano i carichi tali da indurre **cedimenti pari a 25 mm**. Il Kw è riferito alle colonne C e D.

**In relazione a quanto sopra esposto si deduce la necessità di scegliere un piano di posa il più superficiale possibile, al massimo 50 cm al di sotto del piano campagna al fine di sfruttare al massimo il buono stato di addensamento presente in sito.**

### **CONCLUSIONI GENERALI**

**Si conclude che le opere in progetto ed il loro utilizzo dovranno essere adeguate e realizzate per inserirsi in un contesto ambientale attualmente stabile ma potenzialmente sottoposto alle dinamiche idrologiche del Lago Maggiore: esondazioni con battenti d'acqua anche metrici (Tr tempo di ritorno 2-3 anni battente idrico tra 1 e 1,5 m per circa 11 giorni all'anno, Tr 10 anni battente idrico fino a 2 m per circa 1 giorno all'anno), correnti lente, fluitazioni di materiale vario, deposizione di coltri limose.**

**Ai fini fondazionali emerge inoltre la necessità di scegliere un piano di posa il più superficiale possibile, al massimo 50 cm al di sotto del piano campagna al fine di sfruttare al massimo il buono stato di addensamento dei terreni grossolani presenti in sito spesso al massimo 1,4 m.**

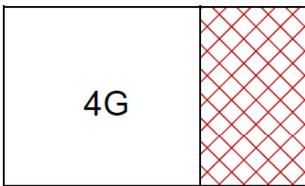
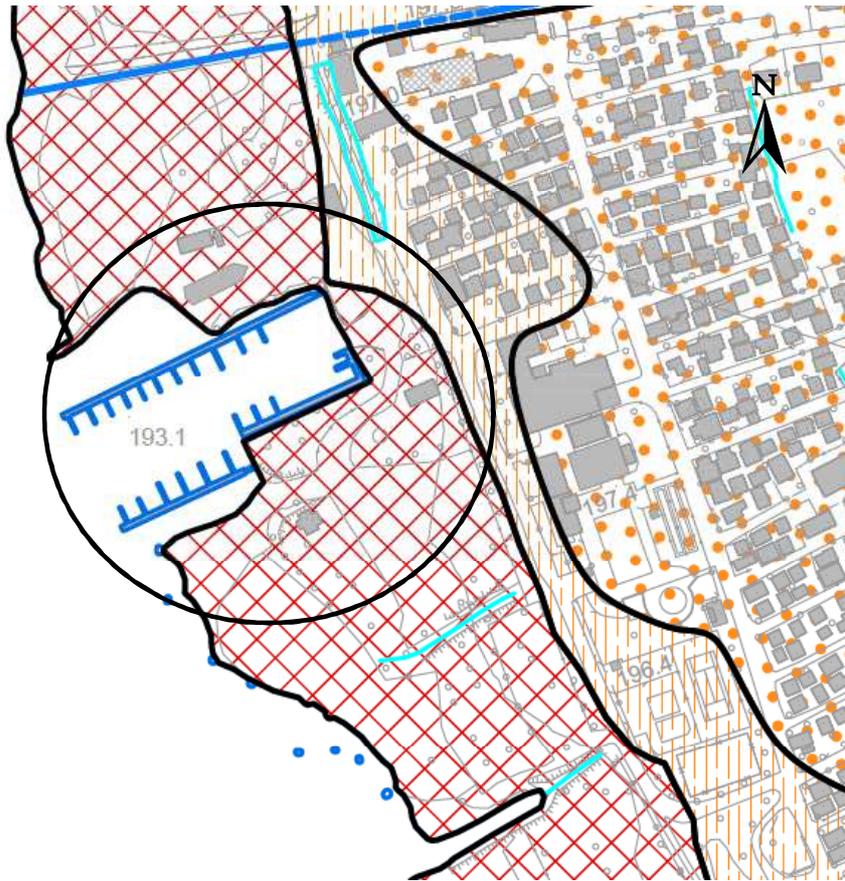
**Sarà fondamentale calcolare dal punto di vista strutturale anche la spinta idrostatica che riceveranno verso l'alto le strutture in seguito all'innalzamento della falda unitamente al livello lacustre, situazione che indurrà altresì decrementi della capacità portante del 40%.**

Per garantire la massima efficienza esecutiva delle opere sarà inoltre opportuno rispettare le seguenti ulteriori prescrizioni particolari:

- si consiglia di realizzare gli interventi con la massima rapidità in periodi contrassegnati da scarsi apporti idrici, al fine di evitare sia il fastidioso rammollimento dei terreni sia la presenza di filtrazioni dalle pareti e dal fondo scavo; nel primo caso sarà opportuno riparare gli scavi dall'azione delle acque meteoriche, apponendo teli impermeabili;
- nell'esecuzione degli scavi andrà previsto il sostegno dei fronti, particolarmente ove sia necessario approfondirsi oltre la profondità di 2 m soprattutto se in fregio a fondazioni di edifici esistenti, strade, ecc;
- qualora si evidenzino filtrazioni di acque sulle pareti di scavo si dovrà assolutamente prevedere il sostegno degli scavi stessi, in quanto si perderebbe la relativa stabilità dei fronti stessi.
- Le considerazioni sopra effettuate derivano da indagini puntuali, nel caso si riscontrino l'esistenza di condizioni litostratigrafiche difformi da quanto previsto, andrà interpellato il consulente geologo e dovranno essere eventualmente adottati correttivi alle scelte progettuali previste.
- D.Lgs 81/2008, art. 118: Nei lavori di spliamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, è vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete.
- Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.

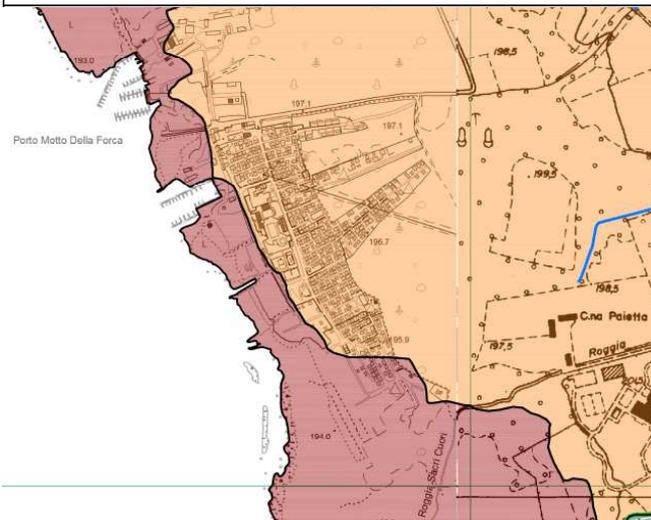
- Nello scavo di pozzi e di trincee profondi piu' di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilita', anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno.
- E' vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.

Considerando in sede progettuale quanto sopra esposto e mettendolo in pratica in fase esecutiva, si potranno considerare gl'interventi in progetto compatibili con le condizioni geologiche locali.

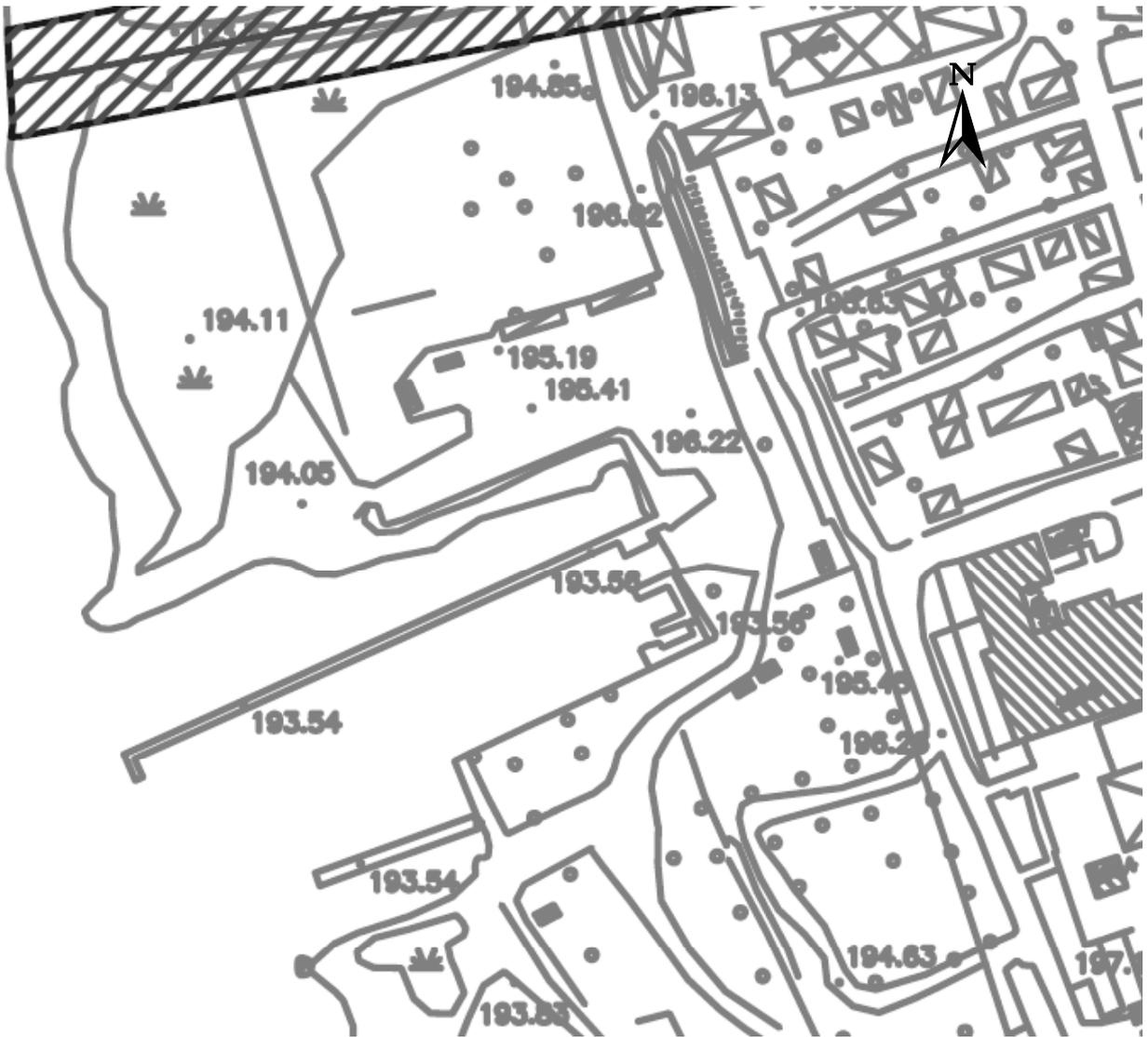


**Fattibilità  
con gravi  
limitazioni**

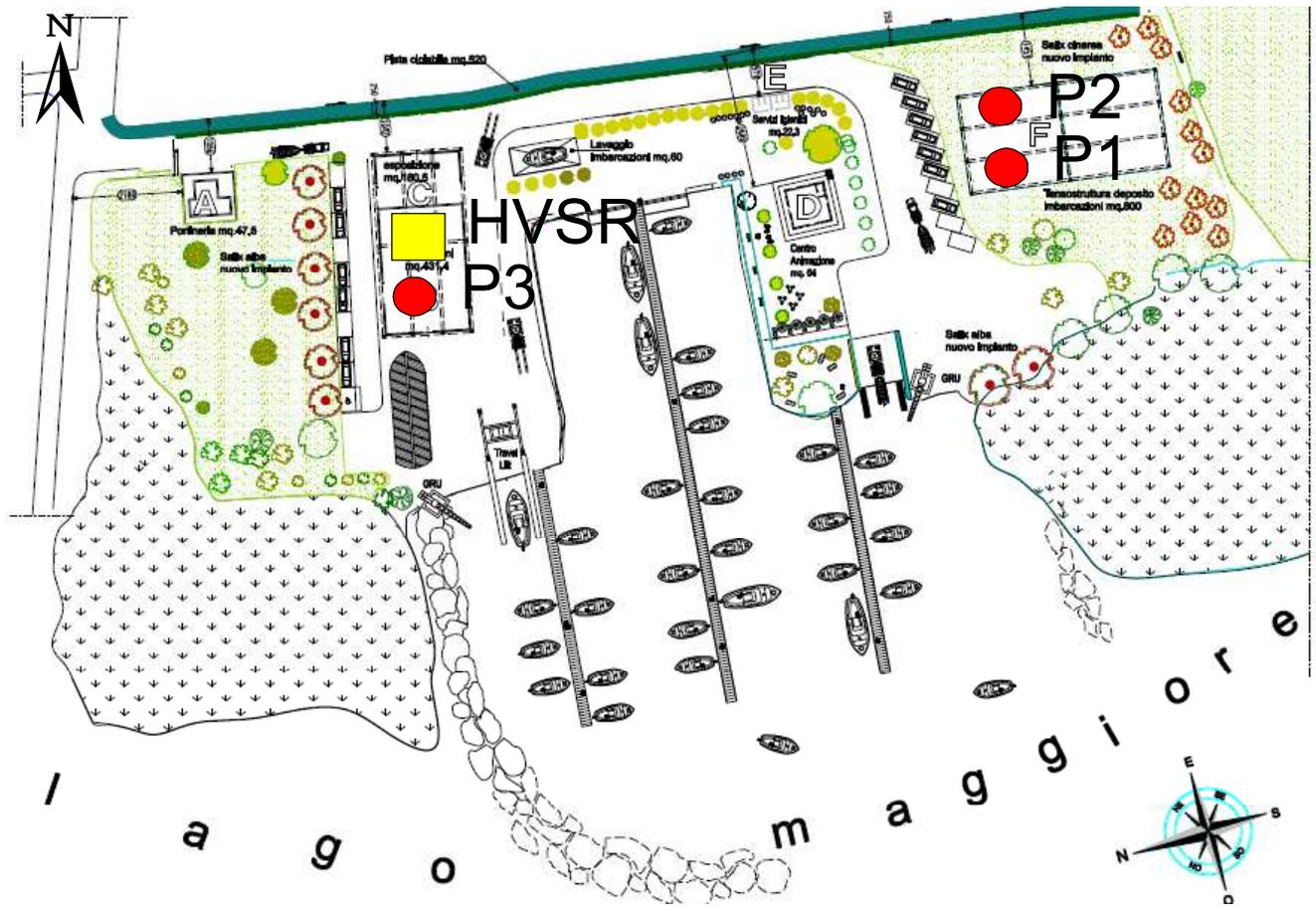
Aree Costiere Lacuali (ACL) interessate da alluvioni frequenti (P3) con battente idrico superiore a 2 m caratterizzate anche da terreni torbosi/paludosi con bassa soggiacenza della falda idrica sotterranea



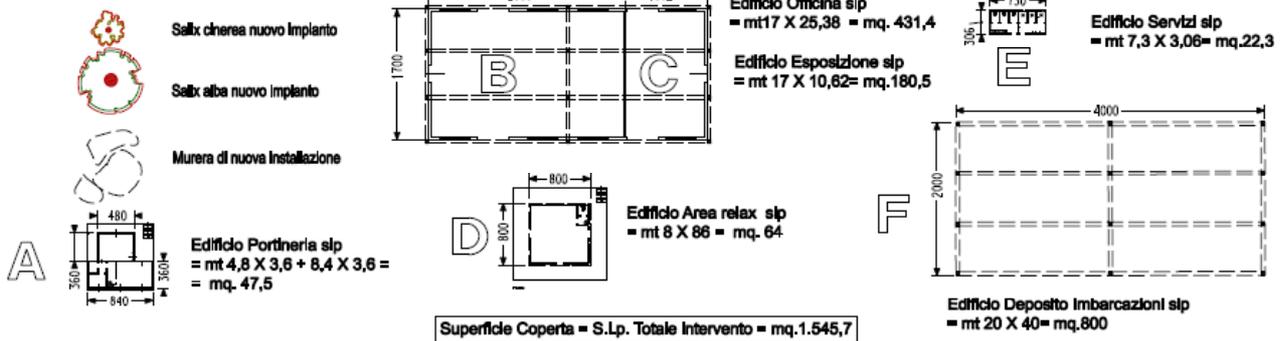
Fattibilità geologica, fonte PGT



Corografia generale



**Legenda**



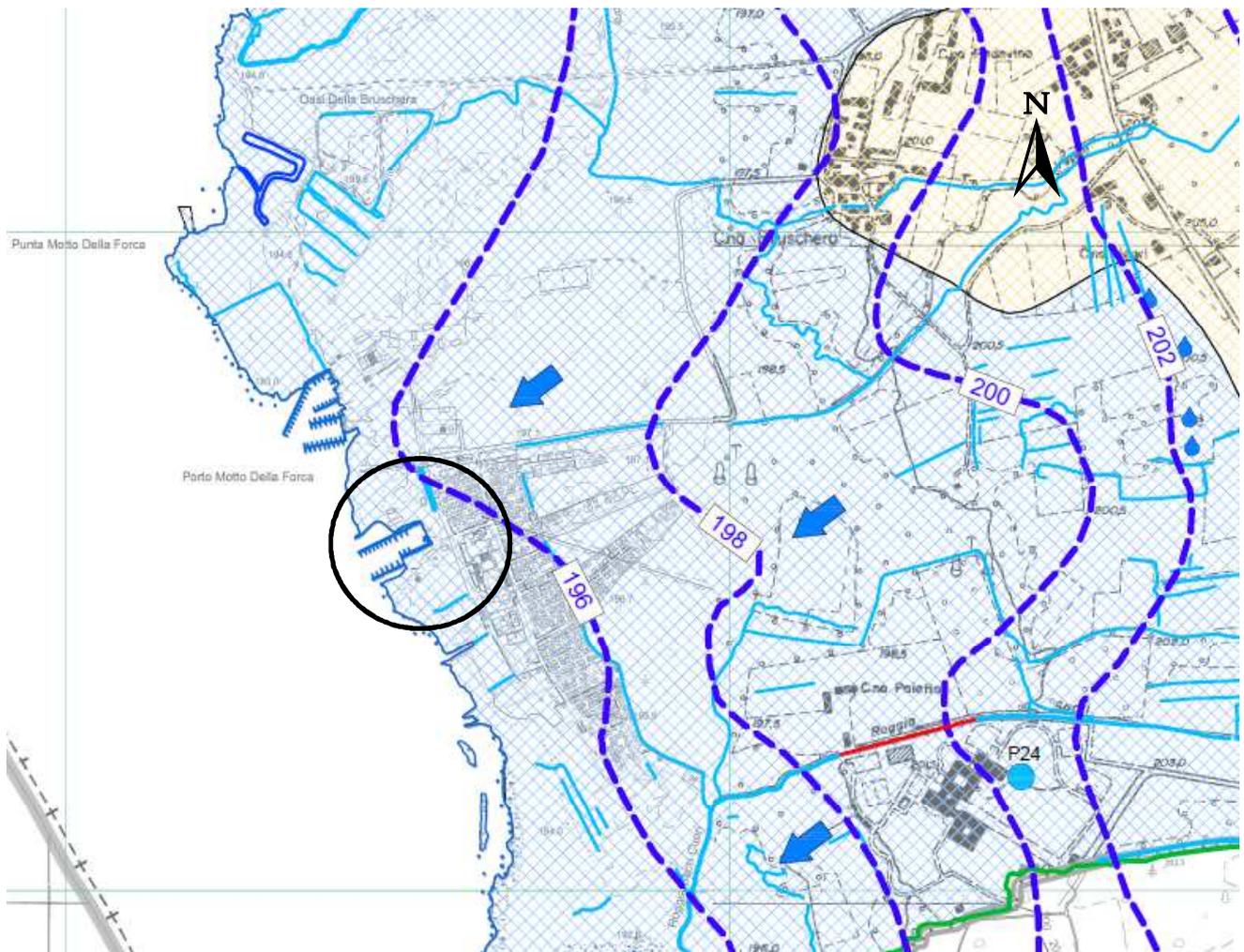
Planimetria opere in progetto ed ubicazione indagini geognostiche



- |                   |  |   |
|-------------------|--|---|
| Olocene - Attuale |  | Terreni di riporto  |
|                   |  | Unità Postglaciale - Depositi alluvionali<br><i>(Sabbie e limi con livelli ghiaiosi)</i>  |
|                   |  | Unità Postglaciale - Depositi lacustri recenti ed attuali<br><i>(Sabbie fini e medie con intercalazioni di livelli di limo)</i> |
|                   |  | Unità Postglaciale - Depositi fluviolacustri antichi e recenti<br><i>(Limi e sabbie)</i>  |
|                   |  | Unità Postglaciale - Depositi fluviolacustri antichi medi<br><i>(Sabbie, ghiaie e subordinati limi)</i>                         |



Terreni granulari medio-fini, da poco a mediamente addensati, saturi. Mediocri caratteristiche geotecniche



		<b>PERMEABILITA'</b>			
		<b>A</b>	<b>M</b>	<b>B</b>	<b>BB</b>
<b>Complesso lacustre: Sabbie fini e medie con intercalazini di livelli di limo</b>					
					

Inquadramento idrogeologico, fonte PGT

TIPO DI TERRENO	k (m/s)
Ghiaia pulita	$10^{-2} - 1$
Sabbia pulita, sabbia e ghiaia	$10^{-5} - 10^{-2}$
Sabbia molto fine	$10^{-6} - 10^{-4}$
Limo e sabbia argillosa	$10^{-9} - 10^{-5}$
Limo	$10^{-8} - 10^{-6}$
Argilla omogenea sotto falda	$< 10^{-9}$
Argilla sovraconsolidata fessurata	$10^{-8} - 10^{-4}$
Roccia non fessurata	$10^{-12} - 10^{-10}$

k (m/s)	1	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$	$10^{-10}$	$10^{-11}$
GRADO DI PERMEABILITÀ	alto			medio		basso		molto basso		impermeabile		
DRENAGGIO	buono					povero			praticamente impermeabile			
TIPO DI TERRENO	ghiaia pulita		sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita			sabbia fine, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati			terreni impermeabili argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici			
						terreni impermeabili modificati dagli effetti della vegetazione e del tempo						

k	1	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$ cm/s
Classi di permeabilità	> B	BUONA	DISCRETA	BASSA	> BASSA	IMPERMEABILE				
Spessore attraversabile in 1 anno	> 10 km	3 km	300 m	30 m	3 m	30 cm	3 cm	3 mm		
Tipo di terreno	GHIAIETTI	SABBIE SABBIE MISTE A GHIAIE	SABBIE MEDIE E FINI	LIMI SABBIE FINI ARGILLE LIMOSE	ARGILLE COMPATTE E OMOGENEE					

Permeabilità dei terreni presenti in sito



**Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo**

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Velocità caratteristiche delle onde S nei vari tipi di suolo (Borchedt, 1994)

TIPO DI SUOLO	$V_s$ min (m/s)	$V_s$ media (m/s)	$V_s$ max (m/s)
ROCCE MOLTO DURE (es. rocce metamorfiche molto-poco fratturate)	1400	1620	
ROCCE DURE (es. graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie e argilliti,	700	1050	1400
SUOLI GHIAIOSI e ROCCE DA TENERE A DURE (es. rocce sedimentarie ignee, tenere, arenarie, argilliti, ghiaie	376	540	700
ARGILLE COMPATTE e SUOLI SABBIOSI (es. sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose, argille da medie a compatte	200	290	375
TERRENI TENERI (es. terreni di riempimento sotto falda, argille tenere	100	150	200

Classificazione sismica dei suoli

## PERICOLOSITÀ DEL SITO

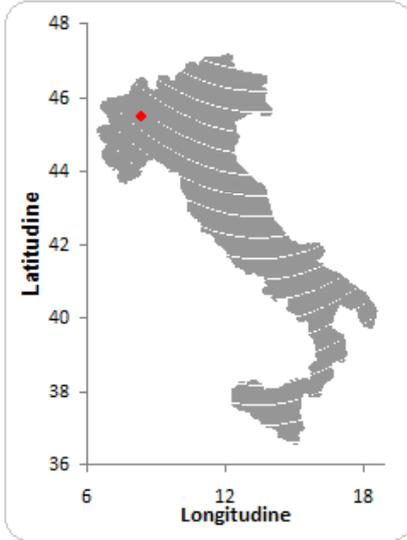
*Norme Tecniche per le Costruzioni - 2008*

Ricerca per coordinate

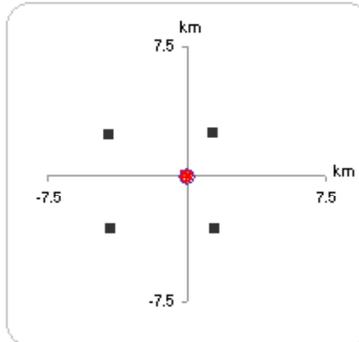
Longitudine: 8.34400

Ricerca per comune

Latitudine: 45.45400



Reticolo di riferimento



Interpolazione:

superficie rigata

Controllo interpolazione:

2	Intepolazione corretta
---	---------------------------

Categoria del sottosuolo:

Categoria topografica:

Stato limite considerato:

Vita nominale ( $V_N$ ):

Classe d'uso (cu):

Amplificazione stratigrafica:

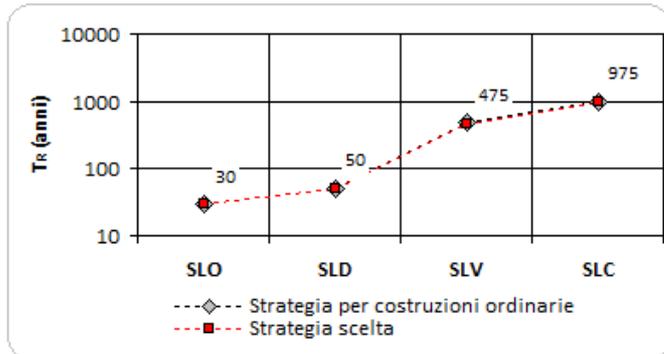
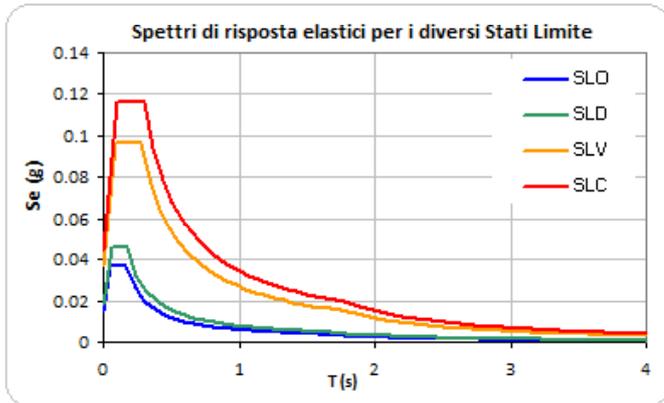
$S_s = 1.80$   
 $C_c = 2.37$   
 $S_T = 1.00$   
 $\beta_s = 0.20$

$a_{max} = 0.0536$

Coefficienti sismici:

$k_h = 0.0107$  (orizzontale)  
 $k_v = 0.0054$  (verticale)

	Stato Limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLE	SLO	30	0.0145	2.5571	0.1621
	SLD	50	0.0181	2.5200	0.1709
SLU	SLV	475	0.0372	2.6000	0.2779
	SLC	975	0.0440	2.6462	0.2961



Pericolosità sismica del sito, parametri SLV

**ESPOSIZIONE RISULTATI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE**

**Cantiere:** Comune di Angera, Via Bruschera, realizzazione tenso-strutture  
**Committente:** Spett.le Cantiere Nautico Marzetta  
**Data:** 22-feb-18

**P1**

METRI	N10	NSPT	Media
0.1	20	15	15
0.2	20	15	
0.3	20	15	
0.4	20	15	
0.5	20	15	
0.6	30	23	24
0.7	30	23	
0.8	30	23	
0.9	30	23	
1	30	23	
1.1	34	26	
1.2	34	26	
1.3	34	26	
1.4	34	26	
1.5	2	2	2
1.6	2	2	
1.7	2	2	
1.8	2	2	
1.9	2	2	
2	2	2	
2.1	3	2	
2.2	3	2	
2.3	3	2	
2.4	3	2	
2.5	3	2	
2.6	3	2	
2.7	3	2	
2.8	3	2	
2.9	3	2	
3	4	3	
3.1	4	3	
3.2	4	3	
3.3	4	3	
3.4	4	3	
3.5	4	3	
3.6	4	3	
3.7	4	3	
3.8	20	15	15
3.9	20	15	
4	20	15	

METRI	N10	Ang. Attr.
0.1	15	30
0.2	15	30
0.3	15	30
0.4	15	30
0.5	15	30
0.6	23	34
0.7	23	34
0.8	23	34
0.9	23	34
1	23	34
1.1	26	35
1.2	26	35
1.3	26	35
1.4	26	35
1.5	2	20
1.6	2	20
1.7	2	20
1.8	2	20
1.9	2	20
2	2	20
2.1	2	21
2.2	2	21
2.3	2	21
2.4	2	21
2.5	2	21
2.6	2	21
2.7	2	21
2.8	2	21
2.9	2	21
3	3	22
3.1	3	22
3.2	3	22
3.3	3	22
3.4	3	22
3.5	3	22
3.6	3	22
3.7	3	22
3.8	15	30
3.9	15	30
4	15	30

Le altre due prove P2 e P3 non sono riuscite ad oltrepassare il riporto superficiale

ben addensato

poco addensato

	Nspt > 22
	11 < Nspt <= 22
	6 < Nspt <= 11
	Nspt <= 6

## Metodologia di calcolo della Capacità portante

### Fondazioni superficiali

#### FORMULA DEGLI OLANDESI

coeff. di sicurezza	25
---------------------	----

CARATTERISTICHE SCPT		
<b>M =</b>	<b>30.00</b>	[kg]
<b>h =</b>	<b>10.00</b>	[cm]
<b>A =</b>	<b>10.00</b>	[cm <sup>2</sup> ]
<b>Pp =</b>	<b>12.00</b>	[kg]
<b>P =</b>	<b>2.90</b>	[kg/m]
<b>L =</b>	<b>1.00</b>	[m]
<b>cf</b>	<b>0.80</b>	

Legenda:

<b>M</b>	peso del maglio
<b>h</b>	avanzamento della punta
<b>A</b>	sezione della punta conica
<b>P</b>	peso delle aste
<b>Pp</b>	peso dell'incudine
<b>L</b>	Lunghezza aste
<b>e</b>	entità d'infissione per colpo
<b>R<sub>d</sub></b>	Resistenza alla punta dinamica
<b>Q<sub>amm</sub></b>	portanza di esercizio
<b>cf</b>	coefficiente di correlazione

Prof. [ m ]	Nscpt [Colpi/piede]	Nspt [Colpi/piede]	P [kg/m]	e [h/N]	R <sub>d</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]	Q <sub>amm</sub> [kg/cm <sup>2</sup> ]
0.10	20	16.00	0.29	0.50	42.56	1.70
0.20	20	16.00	0.58	0.50	42.27	1.69
0.30	20	16.00	0.87	0.50	41.99	1.68
0.40	20	16.00	1.16	0.50	41.71	1.67
0.50	20	16.00	1.45	0.50	41.43	1.66
0.60	30	24.00	1.74	0.33	61.73	2.47
0.70	30	24.00	2.03	0.33	61.32	2.45
0.80	30	24.00	2.32	0.33	60.92	2.44
0.90	30	24.00	2.61	0.33	60.52	2.42
1.00	30	24.00	2.90	0.33	60.13	2.41
1.10	34	27.20	3.19	0.29	67.71	2.71
1.20	34	27.20	3.48	0.29	67.28	2.69
1.30	34	27.20	3.77	0.29	66.86	2.67
1.40	34	27.20	4.06	0.29	66.44	2.66
1.50	2	1.60	4.35	5.00	3.88	0.16
1.60	2	1.60	4.64	5.00	3.86	0.15
1.70	2	1.60	4.93	5.00	3.84	0.15
1.80	2	1.60	5.22	5.00	3.81	0.15
1.90	2	1.60	5.51	5.00	3.79	0.15
2.00	2	1.60	5.80	5.00	3.77	0.15
2.10	3	2.40	6.09	3.33	5.61	0.22
2.20	3	2.40	6.38	3.33	5.58	0.22
2.30	3	2.40	6.67	3.33	5.55	0.22
2.40	3	2.40	6.96	3.33	5.51	0.22
2.50	3	2.40	7.25	3.33	5.48	0.22
2.60	3	2.40	7.54	3.33	5.45	0.22
2.70	3	2.40	7.83	3.33	5.42	0.22
2.80	3	2.40	8.12	3.33	5.39	0.22
2.90	3	2.40	8.41	3.33	5.36	0.21
3.00	4	3.20	8.70	2.50	7.10	0.28
3.10	4	3.20	8.99	2.50	7.06	0.28
3.20	4	3.20	9.28	2.50	7.02	0.28

Formula degli Olandesi: i cui risultati sono paragonabili alle prestazioni SLD carico esercizio massimo dinamico di fondazioni tipo plinto quadrato dal lato B pari a 1 m con cedimenti totali verificati con il metodo di Burland e Burdibge entro il limite di 25 mm;  $Q_{amm} \text{ (kg/cm}^2\text{)} = Pm^2 \times Hm / [ 20 \times Ap \times Rf \times (Pm + Pa) ]$ ; con Pm o M (kg)=peso del maglio; Hm(cm)=volata del maglio; Ap o A(cm<sup>2</sup>)=area della punta; Rf(cm)=rifiuto medio, dato dal rapporto fra lunghezza del tratto d'avanzamento e numero di colpi per tratto d'avanzamento (per es. 30/Nscpt per penetrometri pesanti tipo Meardi); Pa(kg)=peso della colonna di aste. Coefficiente di sicurezza applicato Fs=25.

Il valore di portata ammissibile da utilizzarsi corrisponde alla media dei valori delle Q<sub>amm</sub> in un intervallo che va dal piano di posa prescelto ad una profondità pari a 1,5/2 volte la larghezza della fondazione che s'intende utilizzare.

Piano di posa al p.c.: 1,69 kg/cm<sup>2</sup>  
 Piano di posa -0,5 m dal p.c.: 1,36 kg/cm<sup>2</sup>  
 Piano di posa - 1 m dal p.c.: 0,7 kg/cm<sup>2</sup>  
 Piano di posa su terreni naturali: 0,2 kg/cm<sup>2</sup>

Stima capacità portanti plinti e specifiche penetrometro

Si sono verificate delle fondazioni appoggiate (su terreni frizionali non saturi con una profondità d'incastro efficace  $D_f$  pari a 0,5 m) tramite i metodi di Brinch Hansen e di Burland e Burdibdge.

Il metodo di Brinch-Hansen esprime la portata limite,  $q_{lim}$  come:

$$q_{lim} = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 1/2 \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma}$$

Si consideri che nei terreni incoerenti la pressione ammissibile di una fondazione è subordinata al cedimento tollerabile dalla sovrastruttura e non dalla capacità portante; si è pertanto provveduto ad utilizzare il metodo statistico di Burland e Burdibdge che esprime i cedimenti indotti dai carichi,  $S$ , tramite la:

$$S = f_s f_H f_t \left[ \sigma'_{vo} B^{0.7} I_c / 3 + (q' - \sigma_{vo}) B^{0.7} I_c \right]$$

riferendosi ad un valore limite totale accettabile di 25 mm (in rosso nelle tabelle i cedimenti non ammissibili secondo i suggerimenti di Terzaghi e Peck).

In calcolistica l'influenza sismica viene tenuta in conto sia modificando i fattori  $I$  della formula di Brinch-Hansen che agiscono valutando la componente verticale del carico relazionata a inclinazione ed eccentricità delle spinte sulle fondazioni oltre che con il metodo di Paolucci e Pecker che prevedono l'introduzione dei fattori correttivi da aggiungere alla formula per ottenere la  $q_{lim}$ :  $z^? = zq = (1 - kh/tg?)^{0,35}$ ;  $z_c = 1 - 0,32 kh$

I parametri geo-meccanici dei terreni utilizzati in calcolistica sono stati desunti dalla media dei risultati delle prove penetrometriche al di sotto del piano di posa delle fondazioni per una profondità in genere pari ad 1,5 volte la larghezza della fondazione.

Specifiche metodi di calcolo capacità portante e cedimenti