

**REGIONE LOMBARDIA – PROVINCIA BRESCIA**

**COMUNE DI LONATO**

**PIANO DI RECUPERO ATTUATIVO IN VARIANTE  
DEL FABBRICATO DENOMINATO BRISTOLDUE**

**RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA**

ai sensi della DGR 2616/2011 e del D.M. 17/01/2018

Committente:

**COSTRUZIONI CATULLO S.r.l.**

Località d'indagine:

Lido di Lonato (BS)

Data: 25 Luglio 2018

*ENRICO NUCCI – Geologo  
ELENA NUCCI - Ingegnere  
FRANCESCA NUCCI -Ingegnere  
Via Albere 132 - 37137 Verona  
Via Gardesana 48 - 37010 Torri  
tel e fax 045/8622408  
cell +039 335.7597710  
e mail studionuccisrl@gmail.com*



**Dott. Geol. Enrico Nucci**



# INDICE

<b>1. PREMESSA</b>	<b>3</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>4</b>
<b>3. STATO DEI LUOGHI</b>	<b>5</b>
3.1 INQUADRAMENTO	5
3.2 DESCRIZIONE DEL PROGETTO	8
<b>4. RELAZIONE GEOLOGICA</b>	<b>13</b>
4.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	13
4.2 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO E IDROGEOLOGICO	16
4.3 INDAGINI DI RIFERIMENTO	19
4.3.1 TRINCEE GEOGNOSTICHE	19
4.3.2 SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO IN TERRENO	20
4.3.3 PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SPT (STANDARD PENETRATION TEST)	22
4.3.4 PROVA DI PERMEABILITÀ "LEFRANC" NEI TERRENI	25
4.3.5 PRELIEVO DI CAMPIONI INDISTURBATI	27
4.3.6 MISURAZIONI PRESSIONI NEUTRE E LIVELLO DI FALDA	27
4.4 CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI RELATIVI ALLE INDAGINI DI RIFERIMENTO	29
4.4.1 TRINCEE ESPLORATIVE	29
4.4.2 SONDAGGIO	30
4.5 INDAGINI IN SITO	35
4.5.1 PROVE PENETROMETRICHE DPSH	36
4.5.2 INDAGINE SISMICA MASW	39
4.6 ANALISI DELLA FATTIBILITÀ GEOLOGICA (P.G.T.)	56
<b>5. CONCLUSIONI E SINTESI DEI RISULTATI</b>	<b>62</b>

Codice di Rif.: SNSRL02618

*Verona, 25 Luglio 2018*

## **1. PREMESSA**

Nell'ambito del Progetto di demolizione e ricostruzione relativo all'ambito denominato Bristol 2.0 e sito in località "Lido di Lonato" è stata condotta la presente indagine geologica, geotecnica in ottemperanza al DGR 2616/2011 e al D.M. 17/01/2018, finalizzata all'inquadramento geografico, geologico-geotecnico ed idrogeologico preliminare dell'area.

Lo studio è stato condotto avvalendosi delle informazioni provenienti dalla bibliografia e dalla cartografia geologica esistenti, da studi precedentemente svolti nell'immediata adiacenza del sito progettuale e nel medesimo contesto geologico e soprattutto alla luce di mirati rilievi geologici all'interno dall'area interessata dall'intervento.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in ottemperanza alla seguente Normativa di riferimento ed alle successive raccomandazioni:

---

**ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO 20.03.2003 N°3274 (G.U. 08.05.2003 N°105)** Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica.

---

**ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO 28.04.2006 N°3519**  
Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.

---

**D.G.R. IX/2616 DEL 30 NOVEMBRE 2011** Aggiornamento dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della L.R. 11 marzo 2005, n. 12", approvati con D.G.R. 22 dicembre 2005, n. 8/1566 e successivamente modificati con D.G.R. 28 maggio 2008, n. 8/7374

---

**LEGGE REGIONALE L.R.N. 33/2015** Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche e **D.G.R.5001/2016** Nuova zonazione sismica

---

**D.M. 17.01.2018** Aggiornamento alle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

---

## 3. STATO DEI LUOGHI

### 3.1 INQUADRAMENTO

L'area oggetto di indagine, come precedentemente indicato è situata in località "Lido di Lonato", in Via Catullo, nella parte del territorio comunale di Lonato che si affaccia sulla sponda bresciana del Lago di Garda. Raggiungibile attraverso la Strada Statale n. 572 di Salò, il Lido di Lonato si trova poco a Nord di Desenzano e ad Ovest di Punta Vo'. La stessa S.S. n. 572, che nel tratto in esame costeggia il Lago di Garda, separa di fatto l'area progettuale dalla sponda lacustre.

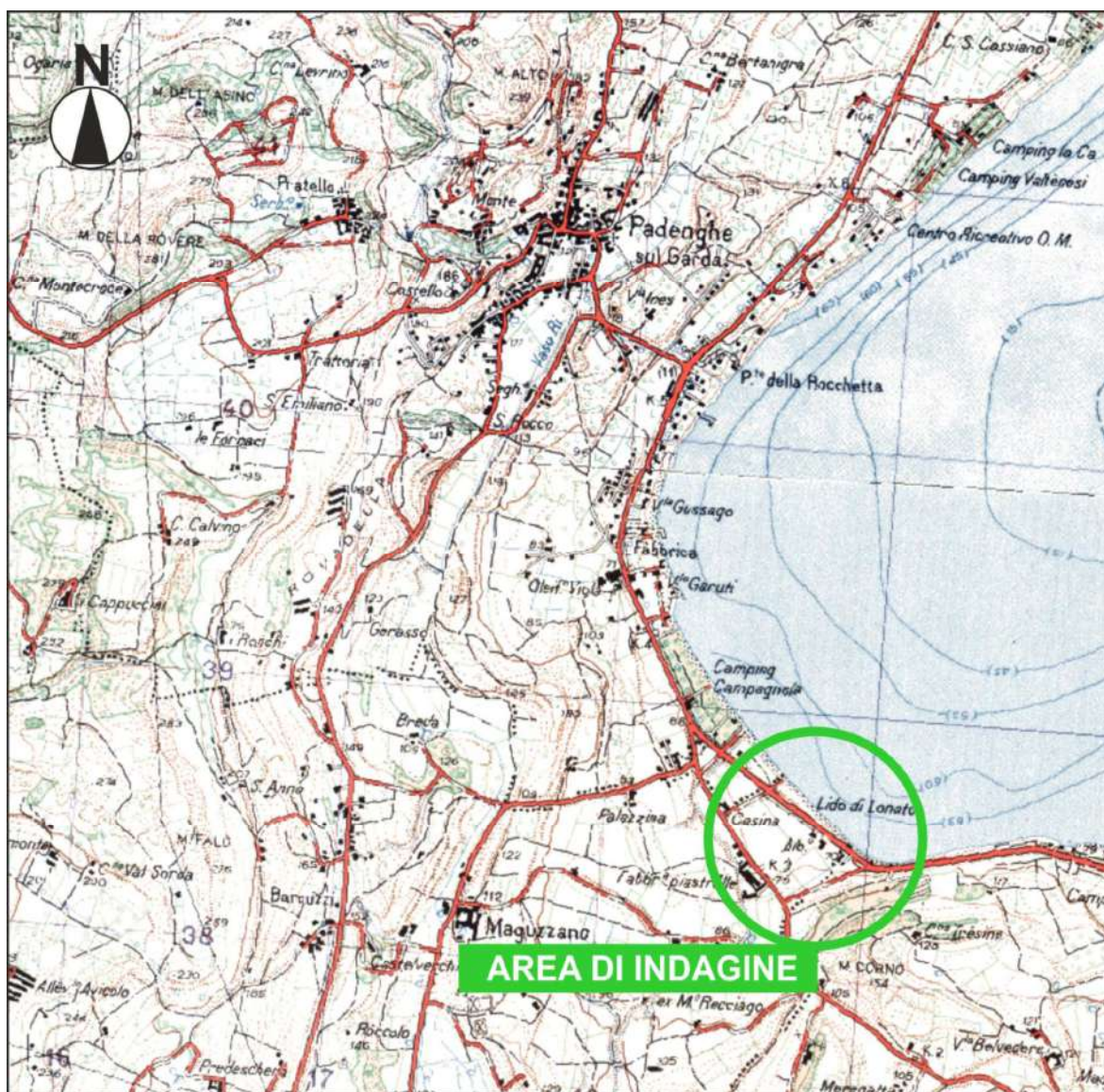


Fig. n.1 - Corografia Area di indagine Scala 1:25.000

Da punto di vista geomorfologico il territorio comunale di Lonato si inserisce nel contesto dell'anfiteatro morenico creato dall'antico ghiacciaio del Garda. In virtù di tale fatto,



l'elemento geomorfologico caratterizzante è costituito dalle colline moreniche delle cerchie più interne dell'anfiteatro. Ne deriva un paesaggio contraddistinto da una serie di ondulazioni dalle pendenze dolci ma molto articolate.

Per una precisa ubicazione dell'area oggetto di questo studio si fa riferimento alle Sezioni D6e2 e D6e3 della Carta Tecnica delle Regioni Lombardia alla scala 1:10.000 e di cui si riporta un estratto corografico nella figura seguente.



**Fig. n.2 – Estratto C.T.R. Regione Lombardia**

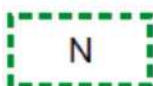
Dal punto di vista morfologico il sito progettuale si inserisce in un'area leggermente e dolcemente degradante dai rilievi collinari retrostanti verso il bacino lacustre. Le quote altimetriche si attestano su valori di circa 70 m s.l.m.

Secondo quanto indicato dalla tavola del Piano delle Regole del Piano di Governo del Territorio – PGT del Comune di Lonato, il sito di interesse progettuale ricade all'interno di una zona identificata come “Ambiti per le aree progetto finalizzate alla fruizione e valorizzazione ambientale e paesistica”.

## LEGENDA



Ambiti per le aree progetto finalizzate alla fruizione e valorizzazione ambientale e paesistica



Norme particolari

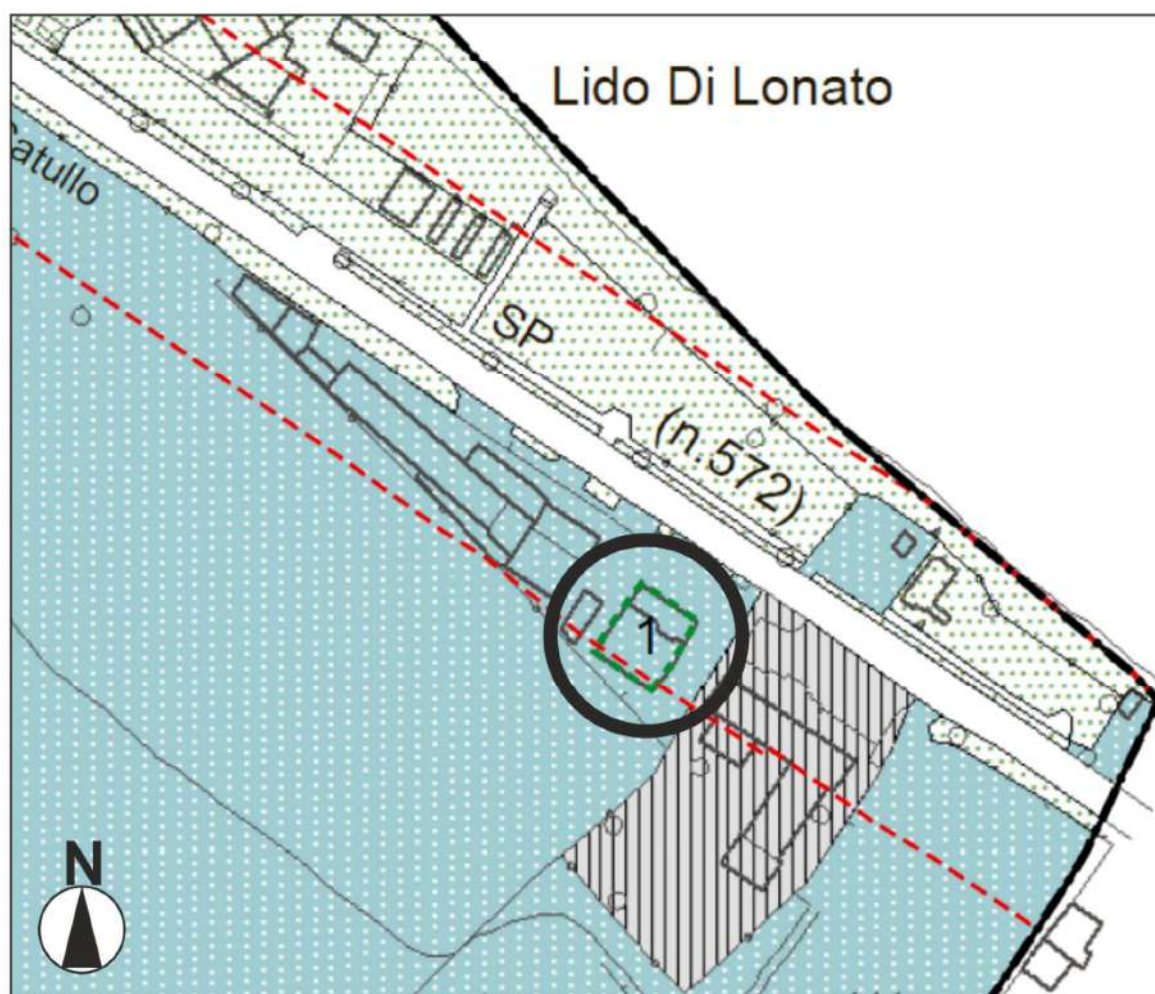
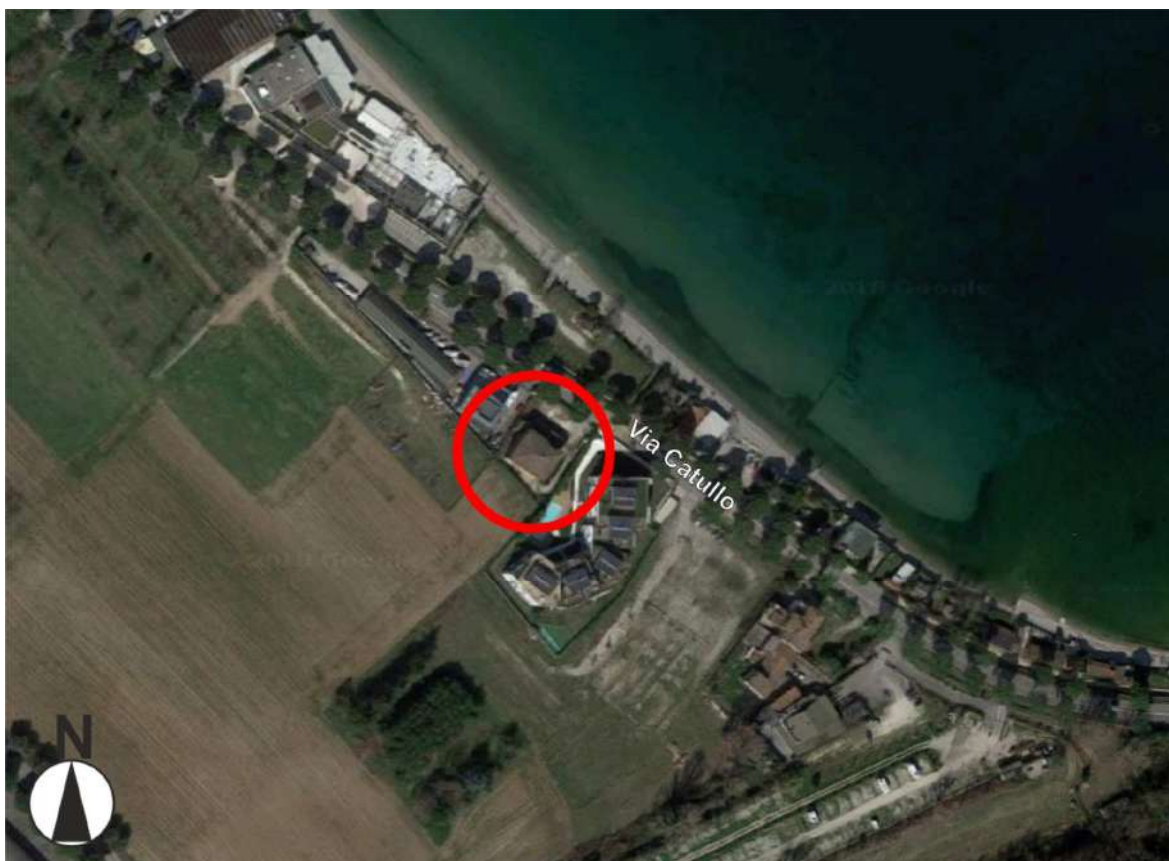


Fig. n.3 – Estratto TAV Piano delle Regole – PGT

### 3.2 DESCRIZIONE DEL PROGETTO

L'area da un punto di vista generale, si colloca a ridosso della sponda bresciana del Lago di Garda, all'interno di un ambito in parte mediamente urbanizzato ed in parte occupato da aree agricole.

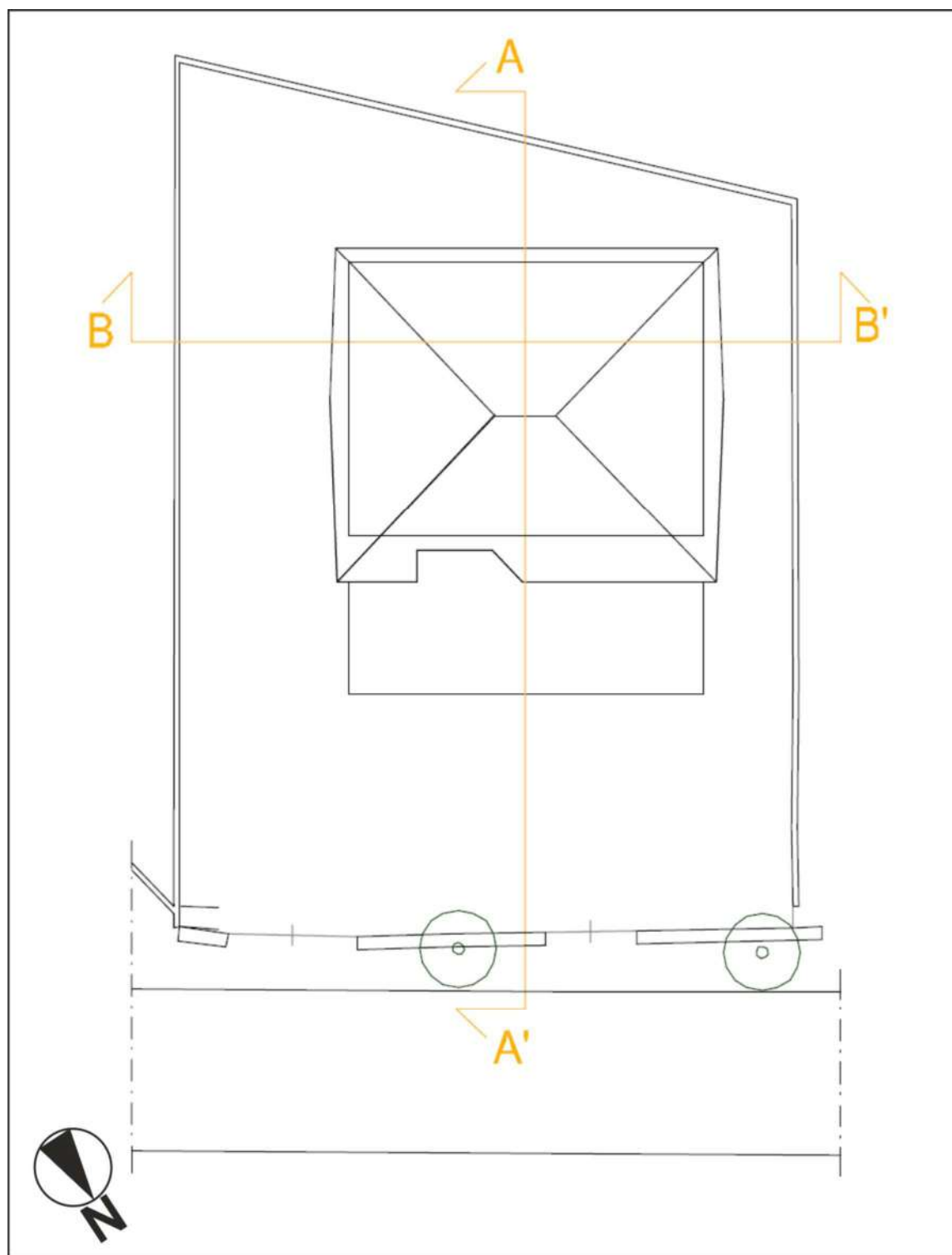


**Fig. n.4 – Inquadramento ambito di intervento (da Google Maps)**

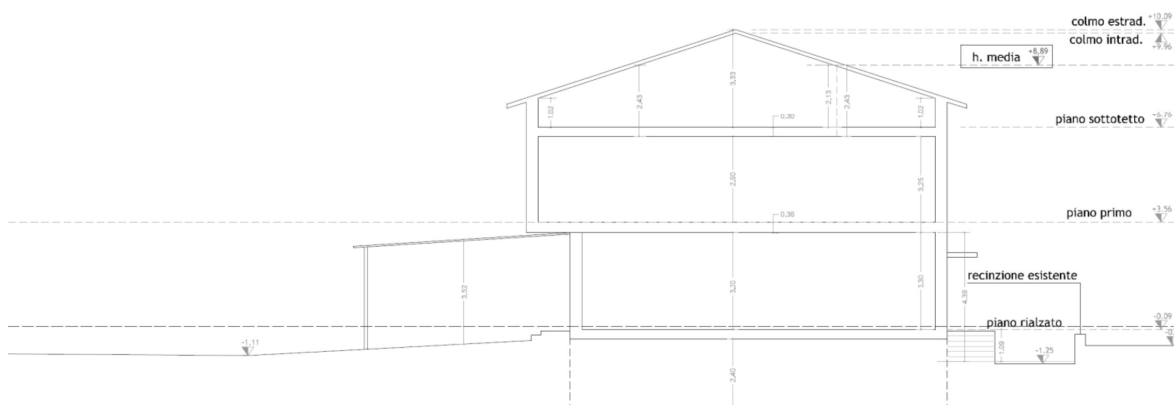
Il progetto in esame, nello specifico riguarda la realizzazione di un fabbricato a destinazione residenziale, previa demolizione di quello esistente.

Il nuovo fabbricato sarà costituito da tre piani fuori terra e da un piano interrato, per il quale sono previste operazioni di scavo fino ad una profondità di circa 3.50m/4.00m dall'attuale piano campagna.

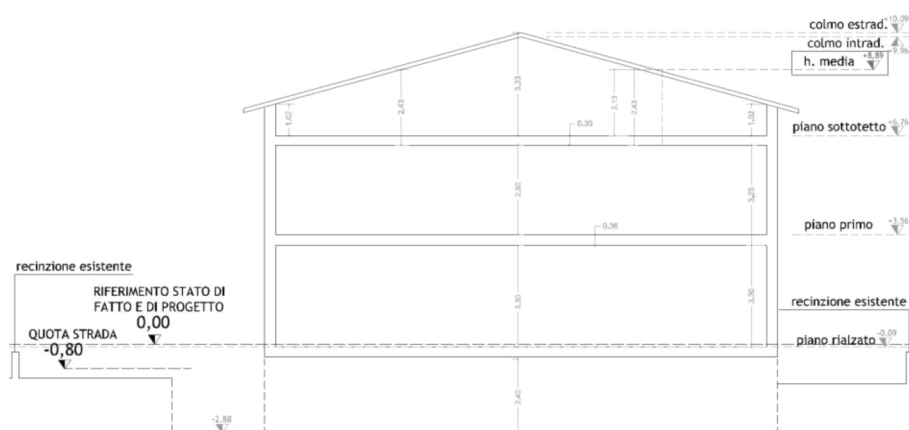




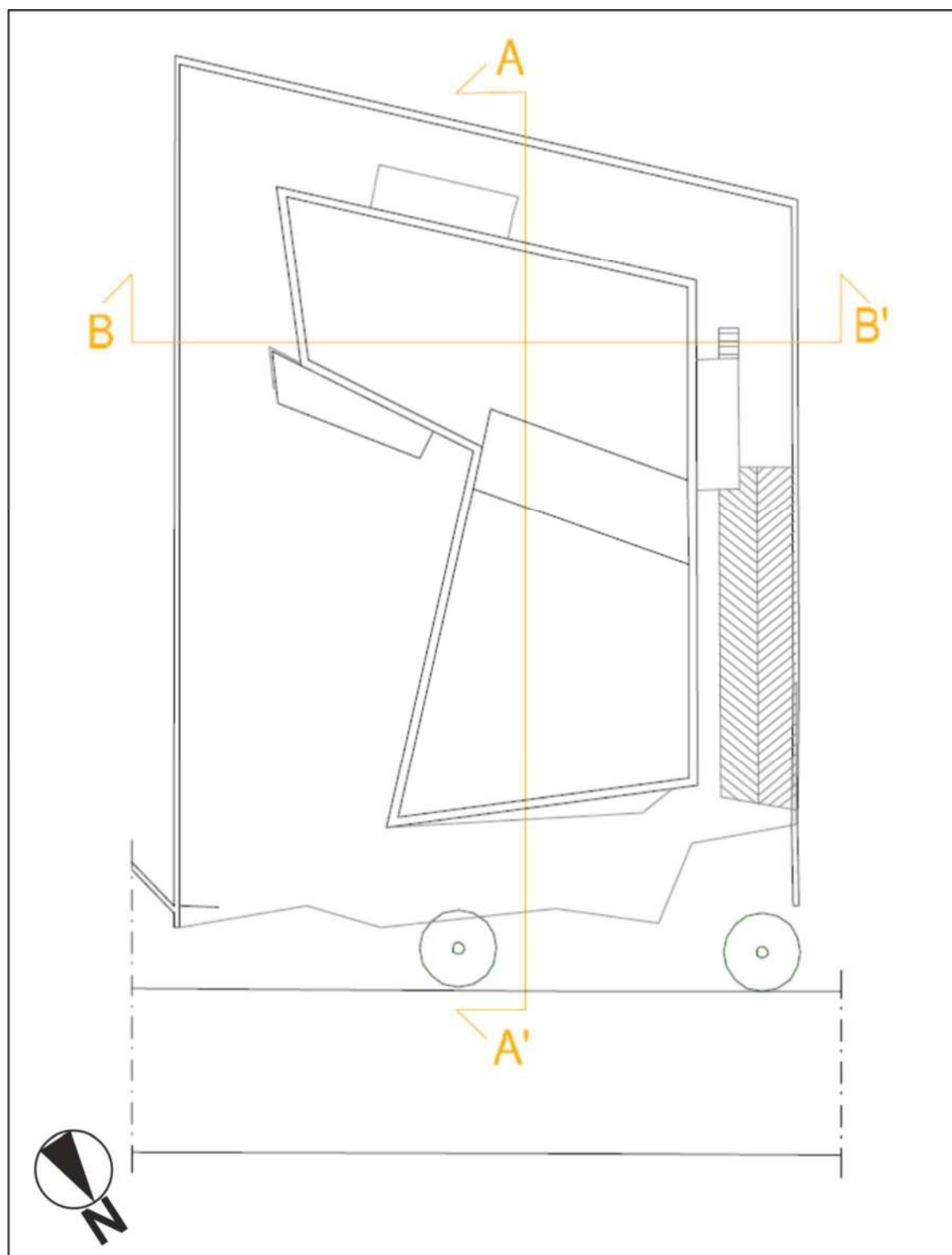
**Fig. n.5 - Planimetria STATO DI FATTO**



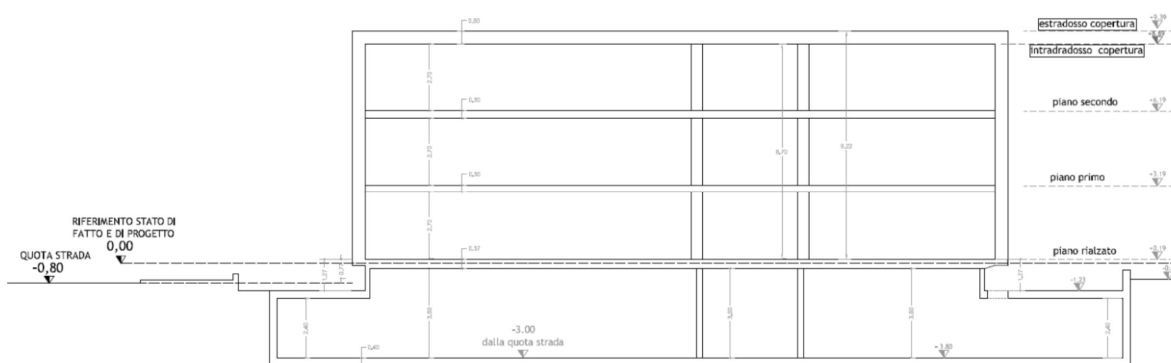
**Fig. n.6 – Sezione AA' STATO DI FATTO Scala 1:250**



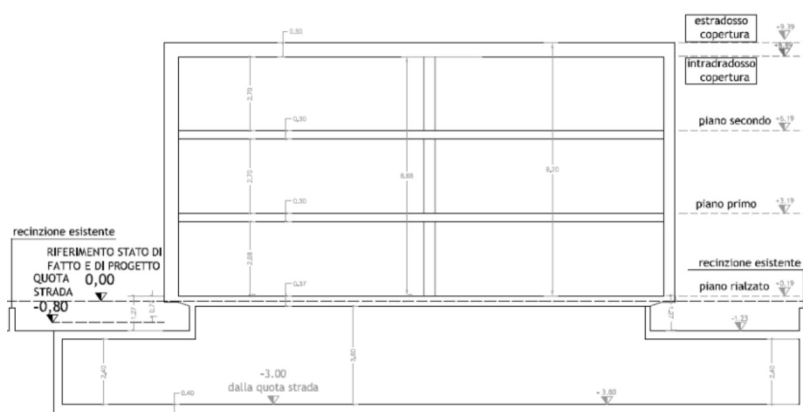
**Fig. n.7 – Sezione BB' STATO DI FATTO Scala 1:250**



**Fig. n.8 – Planimetria STATO DI PROGETTO**



**Fig. n.9 – Sezione AA' STATO DI PROGETTO Scala 1:250**



**Fig. n.10 – Sezione BB' STATO DI PROGETTO Scala 1:250**



## 4. RELAZIONE GEOLOGICA

### 4.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Dal punto di vista geologico - geomorfologico generale, come precedentemente accennato, l'area indagata si inserisce nel contesto dell'anfiteatro morenico del Garda il quale risulta, da un punto di vista litologico oltre che geomorfologico, simmetrico rispetto ad un asse ipotetico orientato con direzione Nord – Sud, parallelo e circa coincidente con la penisola di Sirmione.

Per una visione geologica d'insieme, si rimanda al foglio n.48 ("Peschiera") della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100000 di cui si riporta un estratto alla figura seguente.

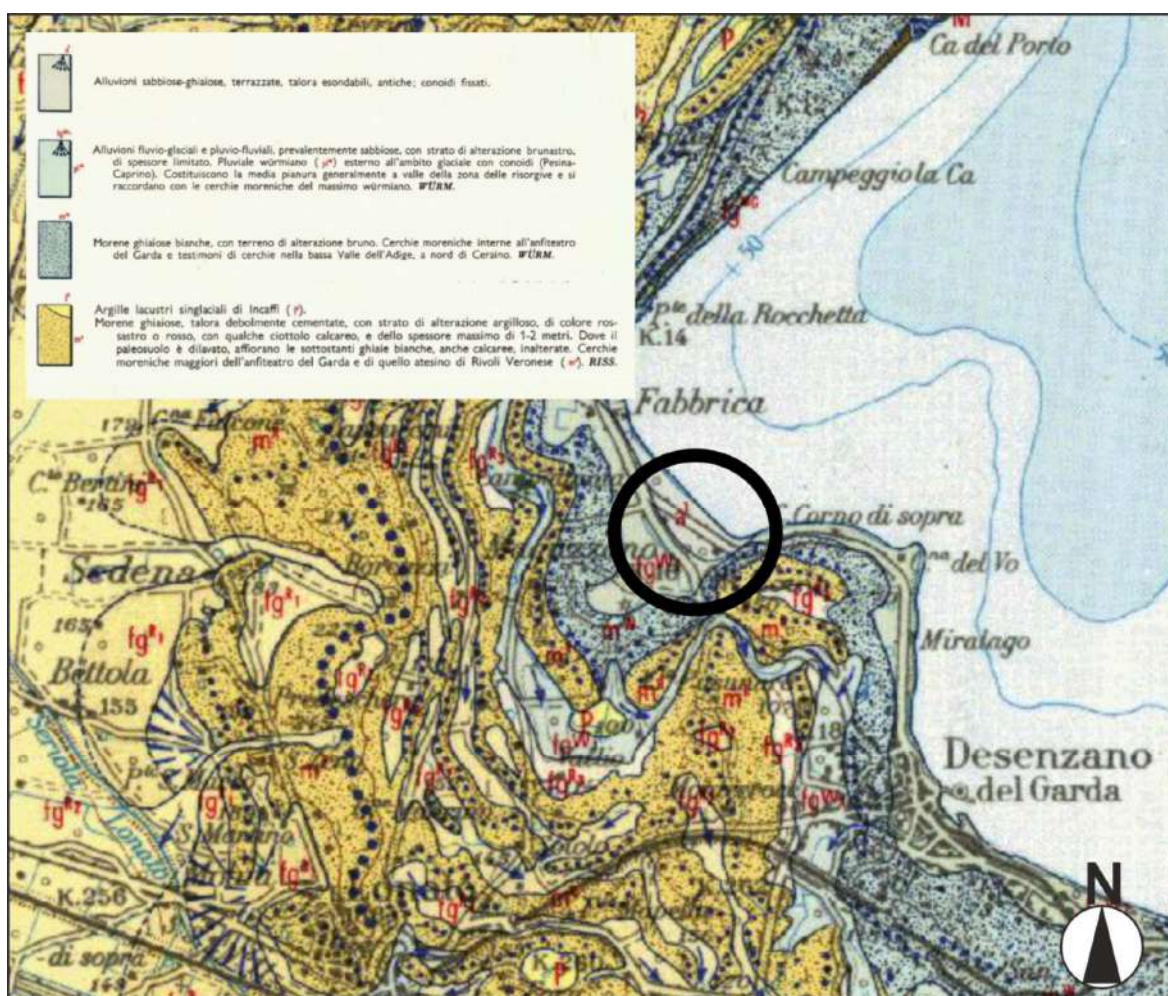


Fig. n.11 - Estratto Carta Geologica d'Italia – Foglio 48 “Peschiera del Garda”.

In generale la natura litologica ed in particolare la granulometria dei depositi presenti nell'anfiteatro morenico è strettamente connessa con l'evoluzione geomorfologica di quest'area a sua volta conseguenza degli agenti del modellamento e delle condizioni climatiche stabilitesi durante le varie fasi glaciali alterne. In tal senso, volendo

schematizzare una suddivisione dei terreni sulla base della loro genesi e del contesto ambientale in cui si sono formati avremo:

CONDIZIONI CLIMATICHE	AGENTI DEL MODELLAMENTO	DEPOSITO	LITOLOGIA PREVALENTE
Glaciali	Ghiacciaio	<b>Morenico</b>	Materiale eterogeneo, sabbioso con ciottoli eterometrici; localmente limoso
Pre e Post - glaciali	Acque meteoriche e di scioglimento	<b>Fluvioglaciale</b>	Ghiaie prevalentemente da medie a grossolane in matrice limo – argillosa
Attuali	Acque fluviali a debole energia e meteoriche	<b>Alluvionali e palustri</b>	Depositi eterogenei, sabbioso – argillosi, talora torbosi e paludosi

Con riferimento alla tabella sopra riportata, seguirà un breve inquadramento dei depositi presenti nell'area dell'anfiteatro benacense benché non tutti direttamente riscontrati nell'area indagata.

**Depositi morenici:** depositi morenici sono stati depositati, o meglio trasportati dal Ghiacciaio Gardense senza subire nessuna selezione granulometrica e si presentano pertanto eterometrici, costituiti da morene ghiaiose bianche con scarso terreno di alterazione bruno, non stratificati e caratterizzati da materiale da limo - argilloso fino al trovante di dimensioni metriche.

**Depositi fluvioglaciali:** i depositi fluvioglaciali, che hanno subito un trasporto di tipo idrico e sono stati di conseguenza soggetti alle leggi che governano i rapporti erosione – trasporto – sedimentazione in funzione della velocità di flusso delle acque, si presentano eterometrici, selezionati granulometricamente secondo termini fini, medi e grossolani ed in ogni caso con stratificazione sempre presente. I ciottoli sono poligenici di dimensioni e forme variabili, immersi in matrice prevalentemente limosa.

**Depositi alluvionali e palustri:** Infine gli apporti alluvionali e palustri, depositatisi secondo simili modalità a quelle esposte poco sopra per i depositi fluvioglaciali, presentano caratteristiche granulometriche di tipo fine con argille e torbe la cui deposizione è legata alla modestissima energia di trasporto dei corsi d'acqua attuali. Questi, in mancanza di un bacino imbrifero di alimentazione, sono caratterizzati da condizioni di trasporto di tipo colluviale, in particolare di materiale proveniente dai fianchi dei cordoni morenici. In tale contesto è localmente favorito l'impaludamento delle conche intramoreniche. In particolare gli apporti alluvionali che costituiscono l'Alluvium Antico sono eterogenei e molto estesi all'interno della cerchia morenica würmiana. Prevalentemente argillo - limosi, sono comunque caratterizzati dalla disomogenea e

discontinua presenza di ghiaie e sabbie. Molto meno estesi al contrario i depositi di tipo palustre, argillosi, paludosi, talora torbosi e di colore molto scuro, sono per lo più concentrati nella conca intramorenica occupata dal Laghetto del Frassino.

Per quanto riguarda l'assetto litologico specifico dell'area di studio, come indicato dalla Tav 1 Carta Geologica con elementi Geomorfologici del PGT del Comune di Lonato (cfr. Fig. seguente), il settore di intervento risulta caratterizzato da **Depositi costieri lacustri – Olocene (dl)**. Si tratta di depositi distribuiti in corrispondenza della fascia perilacustre e contraddistinguono un livello di innalzamento del lago. Sono per lo più rappresentati da ghiaie e sabbie, verso monte, e da limi e limi sabbiosi verso la fascia più propriamente perilacustre. Gli stessi materiali sono distribuiti diffusamente sui fondali del lago nella zona posta in corrispondenza della linea di riva, a valle dell'ambiente deposizionale di spiaggia.

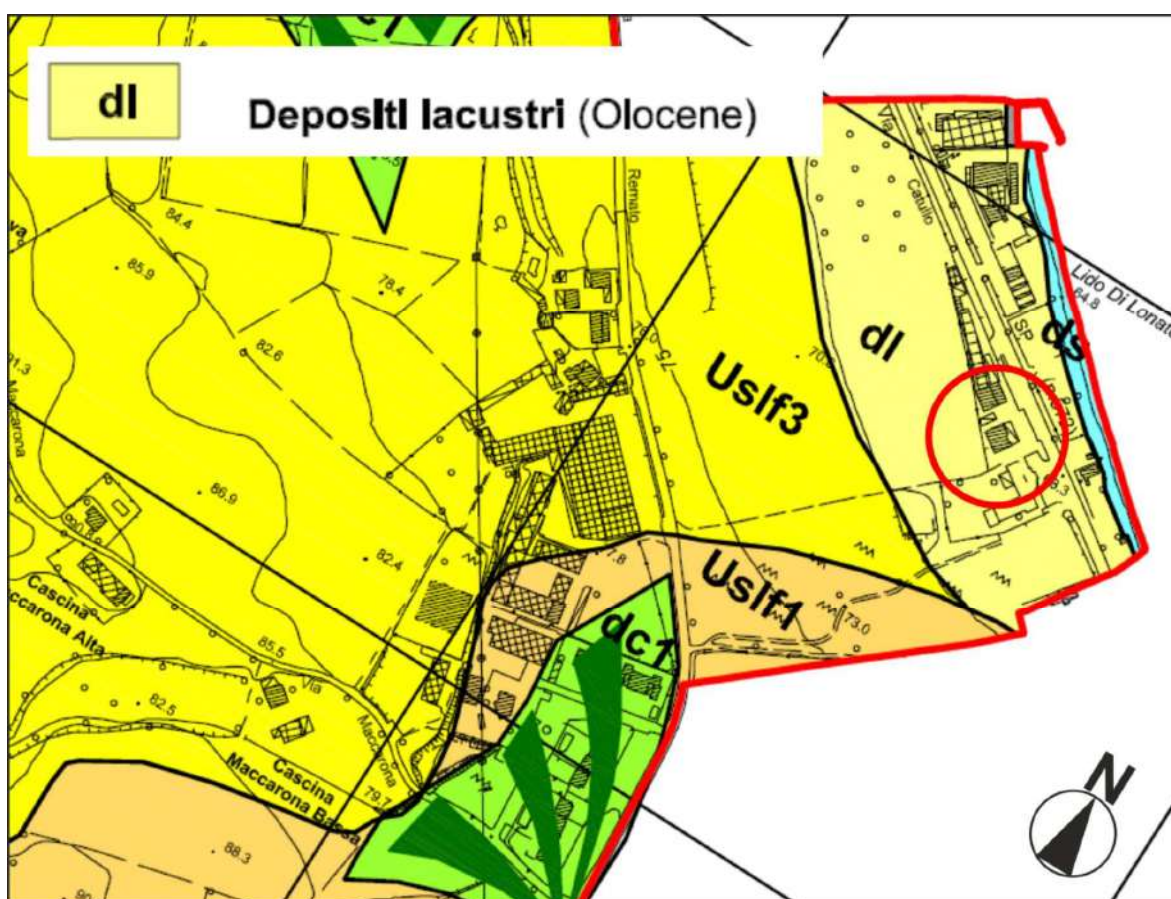


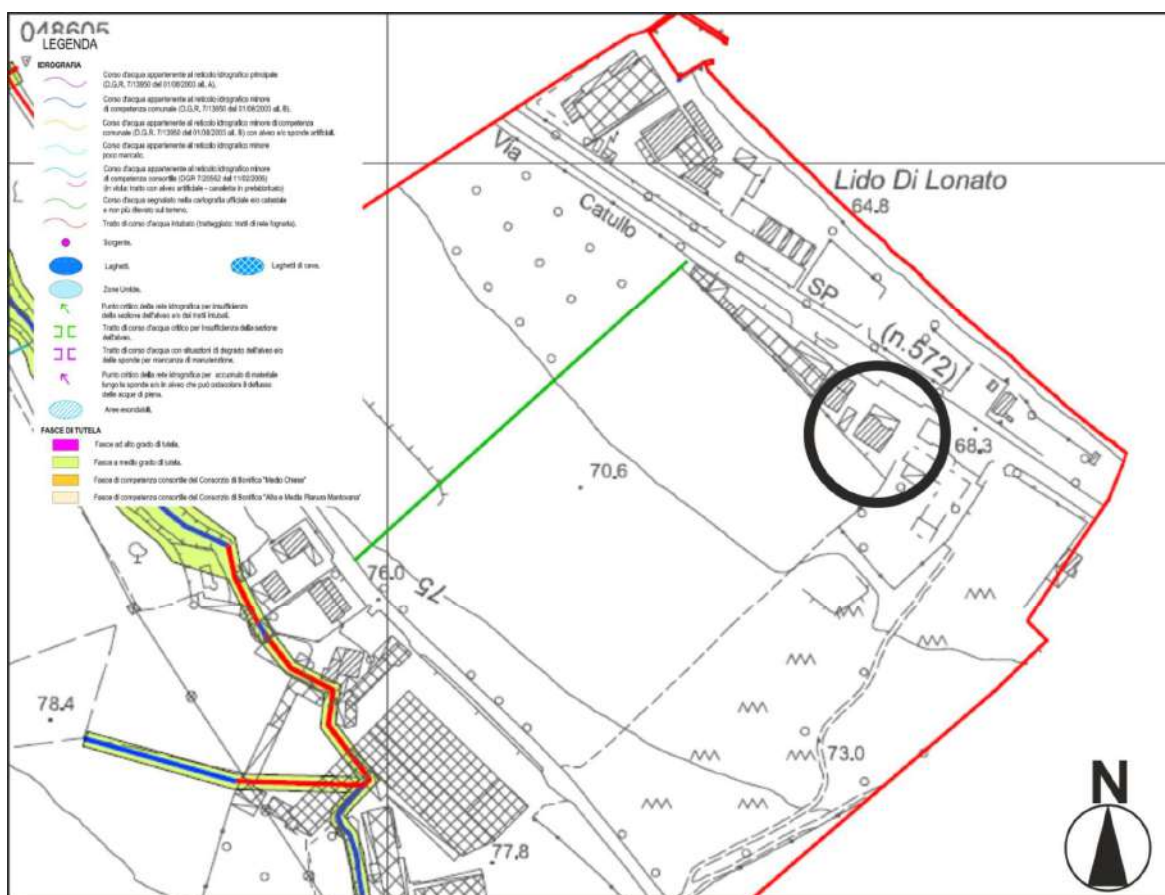
Fig. n.12 - Estratto TAV.1 “Carta Geologica con elementi Geomorfologici” – Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del PGT



## 4.2 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO E IDROGEOLOGICO

Sotto il profilo idrografico, in generale, il territorio comunale di Lonato risulta interessato da una rete idrografica ridotta e poco articolata, con un vasto ambito collinare in cui trovano sede alcuni elementi idrografici naturali e un ambito di pianura interessato da una rete artificiale di corsi d'acqua canalizzati ad uso irriguo.

Per quanto riguarda la circolazione idrica superficiale specifica dell'area di indagine, oltre al bacino lacustre, che rappresenta l'elemento idrografico principale, limitatamente all'area di studio, nessun corpo idrico risulta direttamente interessato dall'intervento in progetto.



**Fig. n.13 - Estratto TAV.3/A “Carta del reticolo idrico con indicazioni delle face di tutela” –  
 Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del PGT**

Per quanto riguarda l'aspetto idrogeologico, la circolazione idrica sotterranea dei depositi di origine glaciale è caratterizzata in genere da falde acquifere superficiali, in relazione alla presenza di strati impermeabili essenzialmente argillosi (limosi) collocati in profondità. A questi acquiferi, poco profondi e con scarsa produttività, potrebbero attingere alcuni pozzi superficiali adibiti prevalentemente ad uso agricolo.

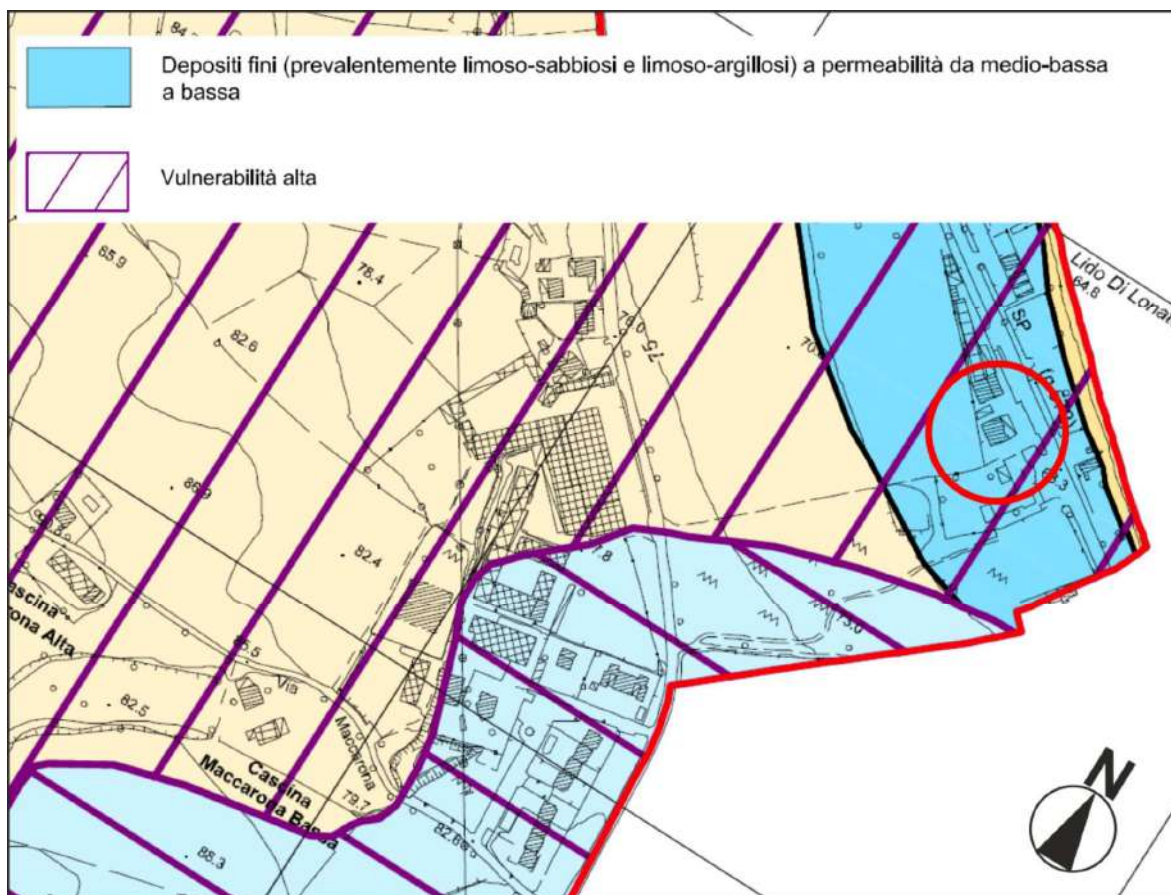
L'alimentazione di queste falde sospese è connessa principalmente alle precipitazioni meteoriche.



Per quel che riguarda gli acquiferi multistrato, essi risultano posizionati a notevoli profondità separati da sequenze argillose impermeabili in senso verticale e contraddistinti da un buon grado di protezione, la loro alimentazione risente in maniera limitata dell'andamento delle precipitazioni essendo legata ad apporti distali.

Per quanto riguarda l'assetto idrogeologico specifico del settore di intervento, durante l'esecuzione delle indagini in sito è stato rinvenuto un livello di falda superficiale localizzato a circa 3.50m dal piano indagine.

Il sottosuolo dell'area in esame risulta interessato da una falda la cui superficie freatica si raccorda progressivamente col livello del lago di Garda che rappresenta l'elemento idrogeologico, oltre che idrografico principale dell'area in esame. Pertanto la falda, alimentata dall'apporto meteorico e dalle acque sotterranee provenienti dalle colline moreniche, risulta direttamente in contatto con il Lago di Garda con deflusso sotterraneo orientato verso il bacino lacustre.



**Fig. n.14 - Estratto TAV.6 “Carta Idrogeologica con indicazioni sulla Vulnerabilità degli acquiferi” – Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del PGT**

Facendo riferimento inoltre alla “Carta Idrogeologica con indicazioni sulla Vulnerabilità degli acquiferi” del PGT, di cui si è riportato un estratto nella figura precedente, è

possibile dedurre come i depositi che costituiscono il primo sottosuolo in corrispondenza dell'area di studio siano caratterizzati da una permeabilità generalmente da medio-bassa a bassa per porosità e dotati di una vulnerabilità intrinseca alta.

Infine da un punto di vista idrografico – amministrativo, la porzione di territorio in esame rientra nell'ambito amministrativo dell'Autorità di Bacino del Fiume Po e sulla base della documentazione in possesso si è potuto appurare che non ricade all'interno di aree dichiarate instabili dal punto di vista idrogeologico.

### 4.3 INDAGINI DI RIFERIMENTO

Nell'area immediatamente adiacente al settore di intervento, un tempo occupata dall'ex Hotel Bristol, ed attualmente da un fabbricato residenziale in linea con quello in progetto, nel mese di Dicembre 2006 è stata effettuata una campagna di indagini geognostiche dirette costituite da quattro trincee esplorative (T1 ÷ T4) e da un sondaggio (S1) a carotaggio continuo ad asse verticale e spinto ad una profondità di 18 m dal piano campagna.



Fig. n.15 – Ubicazione indagini di riferimento (fonte Geoportale Nazionale anno Mappa 2006)

#### 4.3.1 TRINCEE GEOGNOSTICHE

Fra i mezzi d'indagine diretti, gli scavi accessibili possono essere realizzati in forma di trincee, gallerie o cunicoli e pozzi. Le trincee vengono generalmente scavate con mezzo meccanico e raggiungono profondità generalmente non superiori ai 5 ÷ 7 m, mentre i cunicoli e i pozzi vengono di norma scavati a mano con l'impiego di armature di sostegno. Gli scavi accessibili consentono l'osservazione diretta del sottosuolo, permettendo di individuare il tipo e la natura dei terreni, la giacitura, la successione e lo spessore di eventuali stratificazioni, il grado di fatturazione; consentono inoltre l'esecuzione di prove in

sito ed il prelievo di campioni di terreno anche di grandi dimensioni, per la determinazione in laboratorio delle proprietà fisico-meccaniche. Tali mezzi d'indagine risultano però fortemente limitati nella profondità raggiungibile, specialmente se in presenza di venute d'acqua o se lo scavo è spinto al di sotto del livello di falda: Inoltre spesso presentano pericolo di cedimenti e di decompressione del terreno dei fronti di scavo, in particolare se non si procede entro breve tempo al rinterro.

#### **4.3.2 SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO IN TERRENO**

Per l'esecuzione del foro è spesso indispensabile la circolazione di un fluido (acqua, fango od aria compressa) immesso nel foro attraverso le aste (circolazione diretta) o lungo le pareti del foro stesso (circolazione inversa), che però nel caso del fango rende impossibili le osservazioni sui livelli di falda. Durante la perforazione è necessario assicurare la stabilità delle pareti e del fondo del foro e il minimo disturbo al terreno. In assenza di sufficiente autosostentamento delle pareti del foro, si rende indispensabile l'utilizzo di metodi di stabilizzazione quali tubi di rivestimento, fanghi o acqua. La stabilizzazione con tubo di rivestimento provvisorio in acciaio, diametro interno di 107÷162 mm, che segue l'avanzamento dell'utensile di perforazione, è il metodo più sicuro di sostegno delle pareti. L'impiego di fanghi è utile in terreni che tendono a rifluire, in quanto a differenza dei rivestimenti metallici i fanghi esercitano un'azione stabilizzante anche sul fondo del foro, risultano però sconsigliati in caso di misure e controlli sulle acque sotterranee. La stabilizzazione del fondo foro si può anche ottenere, in assenza di gas o falde artesiane, mantenendo il livello dell'acqua nel foro al di sopra della falda. E' un metodo sconsigliato però in terreni saturi, nei quali l'acqua può creare squilibrio nelle pressioni interstiziali con possibili rigonfiamenti ed ammorbidimenti.

Le carote estratte nel corso della perforazione vengono sistemate in apposite cassette catalogatrici e attraverso una descrizione stratigrafica viene definita la tipologia del deposito, le condizioni di umidità naturale, il colore, la stratificazione e l'eventuale presenza di strutture particolari legate a processi di alterazione o trasporto, oppure di caratteristiche significative ai fini della caratterizzazione geotecnica dei terreni, quali ad esempio la presenza di radici, residui organici o materiali di natura estranea. Una prima parametrizzazione del deposito viene fornita esprimendo il grado di compattezza, descritto in termini di consistenza nel caso di terreni coesivi e in termini di addensamento nel caso di terreni granulari. Lo stato di consistenza dei materiali di natura coesiva viene determinato sulle carote estratte e scortecciate tramite misure col penetrometro tascabile



e con lo scissometro tascabile, mentre il grado di addensamento dei depositi incoerenti viene definito sulla base dei risultati di prove SPT, di cui si parlerà a parte.



**Fig. n.16 – Sondaggio geognostico effettuato in adiacenza del confine est del nuovo ambito di intervento (foto vista da est)**

Il penetrometro tascabile (o Pocket Penetrometer) misura la resistenza a compressione semplice  $q_u$  della carota valutando lo sforzo necessario per infiggere un'astina cilindrica di una lunghezza fissa evidenziata da una tacca sull'astina stessa. Il collegamento con una molla tarata con fondo scala di 5 kg/cm<sup>2</sup> permette di leggere su scala graduata il valore di resistenza del terreno.

Un giudizio descrittivo dello stato di consistenza del deposito viene fornito dalla seguente tabella.

#### TERRENI COESIVI

Descrizione	Resistenza al Pocket Penetrometer (kg/cm <sup>2</sup> )	Prove manuali
Molto tenero	< 0,25	Espelle acqua se strizzato fra le dita
Tenero	0,25 ÷ 0,50	Si modella fra le dita con poco sforzo Si scava facilmente
Mediamente consistente	0,50 ÷ 1,00	Si modella fra le dita con un certo sforzo Offre una certa resistenza allo scavo
Consistente	1,00 ÷ 2,00	Non si modella fra le dita E' difficile da scavare
Molto consistente	2,00 ÷ 4,00	E' molto resistente fra le dita
Duro	> 4,00	Si scava con molta difficoltà

Dalla resistenza alla compressione semplice  $q_u$  si passa al parametro  $c_u$ , resistenza al taglio non drenata, attraverso la relazione sperimentale  $c_u = q_u/2$ , verificata su terreni di natura argillosa e da considerare quindi con cautela nel caso la componente limosa sia prevalente.

La prova con scissometro tascabile (o Vane Test) consente di valutare la resistenza al taglio non drenata  $c_u$  delle carote estratte attraverso un dispositivo a molla di torsione tarata. La prova consiste nell'infiggere una paletta a quattro lame ortogonali nel terreno, finché queste non siano completamente inserite nel campione, e nel farla ruotare con velocità controllata misurando il massimo momento torcente corrispondente al limite di rottura a taglio del terreno. Registrata la massima coppia torcente  $M$  si risale al valore della coesione non drenata  $c_u$  imponendo l'equilibrio alla rotazione attorno all'asta, attraverso una relazione del tipo:  $c_u = M/k$  in cui  $k$  è una costante dipendente dalle caratteristiche geometriche della paletta di cui si tiene conto nella taratura dello strumento, per cui la lettura sul quadrante graduato corrisponde in definitiva al valore di  $c_u$ . Le dimensioni della paletta sono variabili in funzione della forza di torsione massima che dovrà essere applicata in base alla prevedibile resistenza del terreno da provare. Tale fattore, assieme alla velocità di rotazione della paletta, al tipo di terreno e al suo grado di disturbo conseguente le operazioni di perforazione, possono influenzare i risultati della prova e per questo vanno tenuti in considerazione nell'interpretazione e nella correlazione dei parametri.

#### **4.3.3 PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SPT (STANDARD PENETRATION TEST)**

La prova SPT consente di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione dinamica di un campionatore infisso a partire dal fondo di un foro di sondaggio e di correlarla alle caratteristiche e al tipo di terreno.

La prova SPT ha alcuni grandi vantaggi rispetto alle altre prove in sito:

- È eseguibile nel corso di un sondaggio senza l'adozione di particolari e costose attrezzature supplementari;
- Ad eccezione dei terreni granulari grossolani, può essere eseguita in quasi tutti i tipi di terreno;
- Consente, attraverso il prelievo e l'esame di un campione, che risulta di classe Q2 o Q3 (comunque disturbato), una più sicura interpretazione del risultato;
- È generalmente diffusa e quindi abbondante è la relativa bibliografia interpretativa.

Per contro:

- Non simula in genere il comportamento del terreno nel campo delle sollecitazioni statiche ed i risultati possono essere quindi correlati solo empiricamente con i parametri geotecnici;
- Fornisce misure discontinue e, rispetto alla prova CPT, presenta un costo più elevato derivante dalla necessità di eseguire una perforazione;
- I risultati possono essere fortemente influenzati dalle caratteristiche dell'attrezzatura, dalle modalità esecutive e dalla professionalità dell'operatore.

Essa consiste nel far cadere un maglio, del peso di 63,5 kg, da un'altezza di 0,76 m, su una testa di battuta fissata alla sommità di una batteria di aste alla cui estremità inferiore è avvitato il campionatore di dimensioni standardizzate. Dopo l'eventuale penetrazione quasi-statica per peso proprio, la prova viene eseguita in due fasi:

Infissione preliminare: pari a 15 cm, di cui si annota il relativo numero di colpi N1. Ove tale avanzamento richiedesse più di 50 colpi, questo valore verrà assunto come numero di colpi per l'infissione preliminare che viene sospesa.

Infissione vera e propria: pari a 30 cm di ulteriore penetrazione. Il numero di colpi necessari per l'avanzamento di due tratti successivi di 15 cm ciascuno, per un totale di 30 cm, è definito come la resistenza alla penetrazione NSPT =  $N_2 + N_3$ . Se 100 colpi non sono sufficienti per la penetrazione di 30 cm l'infissione verrà interrotta dopo 100 colpi. Questo secondo la Procedura ISSMFE (ISOPT 1-1988) indicata dall'Associazione Geotecnica Internazionale, mentre per le Raccomandazioni AGI la prova si considera conclusa anche quando per l'infissione preliminare sono necessari più di 50 colpi ed inoltre l'eventuale penetrazione per peso proprio dell'insieme campionatore-aste-dispositivo di infissione è parte integrante dei 15 cm di infissione preliminare. La norma ASTM D1586-84 invece indica che la prova può considerarsi conclusa in uno dei seguenti tre casi: 1) quando si applicano 50 colpi per la penetrazione di uno dei tre tratti di 15 cm; 2) quando si applicano 100 colpi complessivamente; 3) quando non si osserva apprezzabile penetrazione con 10 colpi successivi.

L'AGI consente inoltre l'esecuzione della prova con campionatore a punta conica, in sostituzione della scarpa tagliente, quando ci si trovi in formazioni contenenti ghiaia o molto compatti. Tale prassi può però portare a risultati molto differenti di cui occorre tener conto nell'interpretazione dei risultati. In via del tutto generale, si stima infatti che l'utilizzo della punta chiusa, sia su sabbie sciolte che dense, porti ad una sovrastima dei valori di NSPT dell'ordine del 10% rispetto a quelli ottenuti col campionatore standard. Alcune precauzioni vanno inoltre prese nel caso in cui la prova venga eseguita in presenza di

falda o di livelli di terreno che richiedano il sostegno delle pareti del foro. Nel caso di perforazione sotto falda il livello del fluido nel foro deve essere sempre mantenuto al di sopra del livello idrostatico, in modo da evitare disturbo a fondo foro ed assicurare l'equilibrio idraulico alla profondità della prova. Quando invece si renda necessario l'utilizzo del rivestimento metallico provvisorio per il sostegno delle pareti, esso non deve essere infisso al di sotto della profondità di inizio prova.

Sono vari e complessi infatti i fattori che possono influenzare i valori di NSPT ma per semplicità possono essere raccolti per classi tipologiche in relazione a: i) modalità di esecuzione della prova, ii) pressione del terreno sovrastante, iii) dispositivo di battitura, iv) caratteristiche del terreno. La variabilità legata al primo punto può essere minimizzata seguendo le modalità indicate nella Procedura di riferimento. Per quanto invece riguarda gli altri punti, i valori di NSPT possono essere normalizzati secondo opportuni coefficienti in modo da legare le variazioni del numero di colpi unicamente all'ultimo fattore, per il quale sono disponibili in letteratura varie correlazioni. Una prima indicazione sullo stato di addensamento del deposito in funzione del numero di colpi NSPT per i terreni granulari e per quelli coesivi viene fornita da Skempton et al. (1986) nelle seguenti tabelle (da AGI, 1977 "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche").

#### SABBIE

<b>N<sub>SPT</sub></b>	<b>Valutazione stato di addensamento</b>
<b>0 ÷ 4</b>	sciolto
<b>4 ÷ 10</b>	poco addensato
<b>10 ÷ 30</b>	moderatamente addensato
<b>30 ÷ 50</b>	addensato
<b>&gt; 50</b>	molto addensato

#### TERRENI COESIVI

<b>N<sub>SPT</sub></b>	<b>Valutazione della consistenza</b>
<b>&lt; 2</b>	privo di consistenza
<b>2 ÷ 4</b>	poco consistente (molle)
<b>4 ÷ 8</b>	moderatamente consistente
<b>8 ÷ 15</b>	consistente
<b>15 ÷ 30</b>	molto consistente
<b>&gt; 30</b>	estremamente consistente (duro)



In concomitanza con l'esecuzione del sondaggio è inoltre possibile effettuare alcune prove o controlli per la caratterizzazione dei depositi, in particolare si possono eseguire:

- prove di permeabilità in foro (prove di tipo "Lefranc") di sondaggio;
- determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni tramite prelievo di campioni indisturbati che mantengano cioè la struttura, il contenuto d'acqua e l'eventuale consistenza in sito.
- misure delle pressioni neutre sia con il controllo diretto del livello d'acqua nel foro, sia attraverso l'installazione di piezometri.

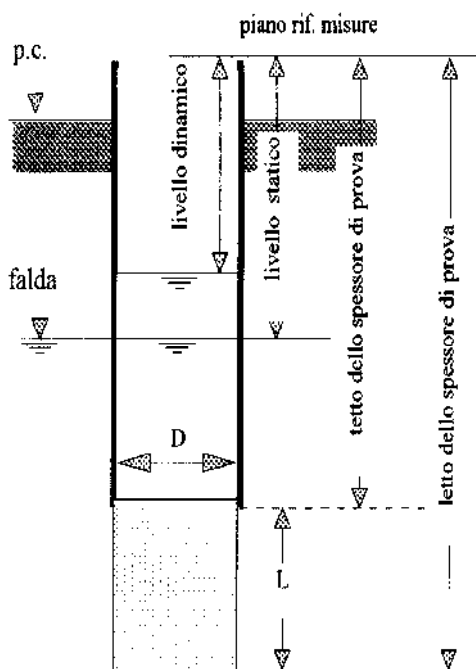
#### 4.3.4 PROVA DI PERMEABILITÀ "LEFRANC" NEI TERRENI

La permeabilità (o conducibilità idraulica) è l'attitudine di un deposito a lasciarsi attraversare dall'acqua per effetto di un gradiente idraulico. La resistenza offerta dal materiale al deflusso dell'acqua viene misurata col coefficiente di permeabilità  $k$ , che

rappresenta il volume di liquido (in m<sup>3</sup>) che attraversa con moto laminare nell'unità di tempo (1 secondo) un'unità di sezione (1 m<sup>2</sup>) ortogonale alla direzione di deflusso, sotto l'effetto di un gradiente idraulico unitario ed alla temperatura di 20°C. Il coefficiente  $k$  viene espresso in m/s o in cm/s e presenta dei limiti di variazione estremamente ampi, come risulta anche dalla seguente tabella, passando da valori di 102 cm/s per terreni a granulometria grossolana a valori fino a 10<sup>-9</sup> cm/s per argille omogenee.

Tale enorme variabilità è determinata in primo luogo dalla granulometria del materiale e secondariamente dalla porosità e dalla struttura del terreno. Inoltre la marcata eterogeneità dei depositi naturali,

soprattutto a grana grossa, determina generalmente un'anisotropia anche nei riguardi della permeabilità, da cui deriva che la permeabilità orizzontale  $k_h$  di un terreno è di norma diversa dalla permeabilità verticale  $k_v$ .



Il coefficiente  $k$  può essere valutato sia attraverso prove in sito che in laboratorio. La misura della permeabilità in laboratorio viene in genere effettuata solo per i terreni a grana fina, sia perché relativamente più omogenei e quindi anche la misura su un piccolo campione può ritenersi significativa, sia perché solo per tali terreni è possibile prelevare campioni indisturbati. Per i depositi a grana media e grossa si preferisce invece far ricorso a misure in sito, in pozzetti o fori di sondaggio. Le prove tipo "Lefranc" vengono realizzate all'interno di fori di sondaggio, in terreni generalmente al di sotto del livello di falda e, se al di sopra, preventivamente saturati. Si possono eseguire prove a carico costante, in cui si misura la portata necessaria per mantenere costante il livello dell'acqua nel foro, o prove a carico variabile, che si possono realizzare secondo due modalità, o abbassando il livello d'acqua nel foro di un'altezza nota e misurando la velocità di risalita (prove di risalita), oppure riempiendo il foro d'acqua per un'altezza nota e misurando la velocità di abbassamento del livello (prove di abbassamento). Attraverso formule specifiche per ciascuna tipologia di prova, si risale al valore di permeabilità valutato in funzione di un coefficiente di forma che dipende dalla geometria della sezione filtrante e dalle condizioni stratigrafiche.

Per l'esecuzione della prova è necessario che le pareti della perforazione siano rivestite con una tubazione per tutto il tratto non direttamente interessato dalla prova stessa. Nella zona da testare si realizza un tratto di foro scoperto (od eventualmente riempito di materiale drenante per il sostegno delle pareti) di forma cilindrica, avente rapporto  $L/D$  (lunghezza/diametro) tanto maggiore quanto più ci si vuole avvicinare alla misura della permeabilità orizzontale ( $k_h$ ). Si considera determinato il coefficiente  $k_h$  quando si realizza la condizione:  $L/D \geq 1,2$  (Hvorslev, 1951). Quando il rapporto  $L/D$  è compreso fra 0 e 1,2 il coefficiente misurato ( $k_{av}$ ) è intermedio fra  $k_h$  e  $k_v$ :

Per la misura del coefficiente di permeabilità verticale ( $k_v$ ) si richiede invece che il rivestimento venga inserito nel terreno naturale per una profondità ( $L$ ) non inferiore al diametro ( $D$ ) del rivestimento stesso, mantenendo il riempimento di terreno all'interno del tubo ed utilizzando quindi come sezione filtrante solo la base del foro.

La preparazione del tratto di foro dove eseguire la misura è la fase più difficile di questo genere di prove, in quanto il livello di disturbo del terreno nell'area di filtrazione è il fattore che maggiormente influenza la valutazione del coefficiente di permeabilità. Per questo in ogni caso le determinazioni presentano incertezze ed i valori ricavati devono essere accettati cautelativamente considerando un certo margine di approssimazione.

#### **4.3.5 PRELIEVO DI CAMPIONI INDISTURBATI**

La determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni va fatta tramite prelievo di campioni indisturbati che mantengano cioè la struttura, il contenuto d'acqua e l'eventuale consistenza in sito. Tale operazione risulta perciò particolarmente delicata e richiede l'impiego di personale qualificato e di tecniche e strumenti adatti alle caratteristiche dei terreni da campionare. Le proprietà fisiche dei terreni sono quindi ottenibili anche su campioni disturbati o rimaneggiati, mentre per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità attraverso prove di laboratorio è necessario prelevare campioni indisturbati con campionatori adeguati al tipo di terreno.

Il prelievo può avvenire sia all'interno di scavi che in foro di sondaggio, con l'impiego di utensili appropriati, scelti in relazione alle esigenze del problema ed alle caratteristiche del terreno. In particolare, per ottenere campioni di classi di qualità elevate si utilizzano di norma fustelle a pareti sottili in acciaio inox con parametri dimensionali standardizzati, infisse a pressione con sistema idraulico o meccanico, valide nel caso di terreni coerenti a grana fine, poco o moderatamente consistenti. Per terreni coesivi di elevata consistenza si utilizzano invece campionatori a rotazione a doppia parete con scarpa tagliente avanzata, mentre nei terreni granulari risulta in ogni caso molto difficile riuscire a prelevare campioni di qualità elevata.

Il campionatore viene infisso nel terreno per tutta la sua lunghezza e viene quindi estratto dal foro, usando gli accorgimenti necessari per ridurre il disturbo dovuto alla decompressione causata dal distacco del campione dal terreno sottostante. Dopo il prelievo, il campione va mantenuto nello stesso tubo di infissione, opportunamente sigillato e inviato al laboratorio per le prove di caratterizzazione.

#### **4.3.6 MISURAZIONI PRESSIONI NEUTRE E LIVELLO DI FALDA**

Alla fine delle operazioni di perforazione, i fori di sondaggio possono essere utilmente sfruttati per la misura delle pressioni neutre sia con il controllo diretto del livello d'acqua nel foro, sia attraverso l'installazione di piezometri, elementi porosi cavi che vengono disposti all'interno del cavo, in comunicazione con la fase fluida del terreno circostante della quale consentono di valutare il livello, una volta raggiunto l'equilibrio idraulico.

Il più semplice modello di piezometro è il piezometro idraulico a tubo aperto, impiegabile in terreni molto permeabili (con coefficiente di permeabilità  $k \geq 10^{-4}$  cm/s, corrispondente all'incirca ad una sabbia fine debolmente limosa). Si tratta sostanzialmente di un tubo di metallo o materiale plastico, forato in corrispondenza della zona di misura, di diametro sufficiente a consentire il passaggio dello strumento per il rilievo dell'acqua nella cavità.

La parte filtrante del tubo è superiormente isolata, attraverso un tampone impermeabile, ed è circondata da sabbia per un tratto sufficiente a costituire un filtro adeguato ad evitare l'alterazione del regime di pressioni neutre nell'intorno del punto di misura. Se il terreno è poco permeabile, la presenza del piezometro può alterare radicalmente il regime delle pressioni neutre ed il tempo necessario a far affluire allo strumento il volume d'acqua necessario all'equilibrio idraulico può essere tanto lungo da rendere impossibile la misura. Per ottenere risultati significativi ed in tempo utile, occorre allora usare strumenti per i quali tale volume sia molto piccolo. Una derivazione del piezometro idraulico a tubo aperto, per i terreni poco permeabili (con coefficiente di permeabilità  $k \geq 10^{-6}$  cm/s, corrispondente all'incirca ad un limo argilloso o argilla limosa), è il piezometro Casagrande, che adotta un filtro di dimensioni maggiori, un tubo di diametro inferiore e materiali non metallici, per assicurare un'adeguata prontezza e precisione di misura anche in terreni con scarsa conducibilità idraulica. Un sistema che garantisce una prontezza ancora più elevata e un campo di misura praticamente illimitato è la cella piezometrica, che elimina la comunicazione idraulica fra la cavità piezometrica e l'esterno, misurando la pressione direttamente in cella a mezzo di un adatto trasduttore di pressione. Le tipologie di celle sono numerose e differiscono essenzialmente per il tipo di trasduttore adoperato; le modalità di installazione sono analoghe a quelle descritte per i piezometri idraulici. In superficie, qualsiasi tipo di piezometro, va protetto con un chiusino metallico che ne impedisca la manomissione.

## 4.4 CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI RELATIVI ALLE INDAGINI DI RIFERIMENTO

### 4.4.1 TRINCEE ESPLORATIVE

Le quattro trincee esplorative effettuate in adiacenza all'ambito di intervento sono state spinte fino ad una profondità dal piano campagna variabile da 4.2 m a 5.8 m. Tali trincee, eseguite con escavatore meccanico, hanno permesso di prendere visione diretta della stratigrafia superficiale dell'area, potendo così porre particolare attenzione all'eventuale presenza di materiale di riporto o rimaneggiato e di zone in cui le caratteristiche originarie del terreno siano state manomesse dall'attività antropica.

TRINCEA	PROFONDITÀ	R	Tv	S	G	A
T1	4.5 m	■		■	■	
T2	5.8 m		■	■	■	■
T3	4.2 m	■		■	■	■
T4	4.4 m		■	■	■	

Tab.1 Tipologia di materiale/deposito rinvenuto durante l'esecuzione delle trincee esplorative. R: materiale di riporto; Tv: terreno vegetale; S: sabbia ciottolosa e limosa; G: ghiaia in prevalente matrice sabbiosa.

Alla luce di quanto riportato nella tabella 1, risulta evidente che i materiali che interessano i primi metri di sottosuolo siano sostanzialmente quattro, terreno vegetale o riporto come copertura più superficiale, sabbia ciottolosa da debolmente limosa a limosa, ghiaia ciottolosa in matrice sabbiosa ed argilla. Nelle trincee effettuate sono stati rinvenuti terreni in giacitura naturale sia a comportamento prevalentemente granulare (S e G) che prevalentemente coesivo (A). Va peraltro detto che mentre i depositi sabbiosi e ghiaiosi (S e G) compaiono in tutti e quattro gli scavi, i depositi argillosi (A) sono stati rinvenuti nelle sole trincee T2 e T3. Nella tabella seguente sono stati riepilogati i dati raccolti durante l'esecuzione delle trincee e relativi ai depositi in giacitura naturale.

TRINCEA	TERRENI GRANULARI				TERRENI COESIVI	
	SPESSORE DEPOSITO		MEDIO		SPESSORE D.	$C_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
	SABBIA LIMOSA	GHIAIA SABBIOSA	SABBIA LIMOSA	GHIAIA SABBIOSA	ARGILLA	
T1	1.30 m	2.20* m	29°	34°	-	-
T2	1.40 m	1.80 m	30°	32°	1.60* m	0.2 ÷ 0.25
T3	1.20 m	2.55 m	30°	35°	0.25* m	-
T4	1.60 m	2.00* m	29°	34°	-	-

Tab.2 Dati raccolti in fase di scavo e relativi ai terreni in giacitura naturale - \*: misure relative in quanto prese con lo strato affiorante a fondo scavo.



Come già anticipato in precedenza, la copertura più superficiale rilevata è costituita da terreno vegetale o materiale di riporto:

<b>TRINCEA</b>	<b>DEPOSITO</b>	<b>SPESSORE</b>	<b>DESCRIZIONE</b>
<b>T1</b>	<b>RIPORTO</b>	1.00 m	Riporto costituito da limo sabbioso, debolmente argilloso, di colore bruno. Addensato e ciottoloso, mostra resti vegetali, rari laterizi e generici resti di demolizione.
<b>T2</b>	<b>VEGETALE</b>	1.00 m	Terreno vegetale limoso di colore bruno scuro. Frequenti i resti vegetali, rari i ciottoli.
<b>T3</b>	<b>RIPORTO</b>	1.00 m	Riporto costituito da limo sabbioso, debolmente argilloso, di colore bruno. Addensato e ciottoloso, al di sotto della soletta bituminosa mostra laterizi e generici resti di demolizione.
<b>T4</b>	<b>VEGETALE</b>	0.60 m	Terreno vegetale limoso di colore bruno scuro. Frequenti i resti vegetali, rari i ciottoli.

**Tab.3 Potenze e descrizioni delle diverse tipologie di materiale di copertura rinvenute in fase di scavo.**

	<b>T1</b>	<b>T2</b>	<b>T3</b>	<b>T4</b>
<b>PROF. FALDA DA P.C.</b>	4.30 m	4.2 m	4.4 m	4.00 m

**Tab.4 Profondità falda rilevata in fase di scavo.**

#### 4.4.2 SONDAGGIO

Il carotaggio è stato effettuato con una sonda a rotazione dotata di una torre di spinta alta 6 m, su cui è stata montata una testa di rotazione a velocità regolabile, in grado di imprimere un movimento rotatorio ad una batteria di aste della lunghezza di 1.5 m o 3 m ciascuna. In funzione della profondità, il carotaggio è stato eseguito con carotiere semplice da  $\varnothing = 127$  mm, a inizio foro, e con carotiere da  $\varnothing = 101$  mm per tutto il resto della profondità. Il sostegno delle pareti dei fori di sondaggio è stato ottenuto lasciando in sito durante la perforazione tubazioni metalliche di rivestimento da  $\varnothing = 127$  mm, e procedendo poi con il carotiere a diametro inferiore.

La campionatura continua rimaneggiata è stata adeguatamente sistemata in apposite cassette catalogatrici e regolarmente fotografata alla fine del sondaggio.

Per verificare le qualità geotecniche ed idrogeologiche dei terreni investigati, nel foro di sondaggio sono state effettuate tre prove SPT ed una di permeabilità con il metodo “Lefranc” (a carico variabile).

Nella seguente tabella, è stato riepilogato il quadro completo delle prove effettuate, con specificate la tipologia di prova e la profondità:

PROVA	PROFONDITÀ
Prova di permeabilità	3.00 m
SPT	4.50 m
SPT	7.50 m
SPT	10.50 m

**Tab. 5 Quadro riepilogativo delle prove effettuate durante il sondaggio**

Si riporta di seguito in tabella, una schematizzazione per unità litostratigrafiche della sequenza rilevata in corso di perforazione.

PROFONDITÀ (m)	POTENZA STRATO (m)	LITOLOGIA
0.00 – 0.40	0.40	Riporto
0.40 – 2.15	1.75	Sabbia limo - ciottolosa
2.15 – 7.50	5.35	Ghiaia sabbiosa
7.50 – 18.00	10.50	Argilla

**Tab. 6 Schematizzazione della sequenza stratigrafica evidenziata dal sondaggio effettuato**

Coerentemente con quanto evidenziato dalle trincee esplorative, anche da quanto rilevato dal sondaggio è stato possibile individuare cinque unità geolitologiche che, distinte per natura e comportamento, sono state così denominate:

UNITÀ	DESCRIZIONE	POTENZA MEDIA	PROF. MASSIME	S1	T1	T2	T3	T4
R	Riporto	0.80 m	0.40 ÷ 1.00 m	■	■		■	
Tv	Terreno vegetale	0.80 m	0.60 ÷ 1.00 m			■		■
S	Sabbia limosa	1.45 m	2.15 ÷ 2.40 m	■	■	■	■	■
G	Ghiaia sabbiosa	2.78* m	4.20 ÷ 7.50 m	■	■	■	■	■
A	Argilla	4.16* m	fino a 18 m	■		■	■	

**Tab.7 Unità geolitologiche riscontrate nel sondaggio e nelle trincee effettuate.\*: valore relativo in quanto calcolato anche da misure prese con lo strato affiorante a fondo scavo e a fondo foro.**

**Unità “R” – [Materiale di riporto]:** L'esecuzione delle trincee esplorative ha certamente consentito una miglior visione rispetto al sondaggio del materiale di riporto presente nel lotto adiacente all'ambito di progetto. La campagna di indagini di riferimento ha nel suo insieme evidenziato una distribuzione non omogenea di tale materiale sull'area in esame (vedi tab.3). Omogeneo negli spessori, nella tipologia e nella composizione, il riporto è sostanzialmente costituito da ciottoli in matrice limo sabbiosa debolmente argillosa e residui in genere da demolizione come laterizi e frammenti di piastrelle.

**Unità “Tv” – [Terreno vegetale]:** Rinvenuta in due trincee, è costituita da terreno limoso di colore bruno scuro, ricco di apparati radicali e resti vegetali, caratterizzato da una scarsa presenza di ciottoli.

**Unità “S” –[Sabbia limo - ciottolosa]:** Rinvenuta in tutte le trincee e nello stesso sondaggio S1, l'unità “S” è costituita da sabbia limo – ciottolosa, di colore nocciola, ben addensata ed umida. Tendenzialmente ben classata, mostra talora una pronunciata stratificazione verso il lago ed un aumento con la profondità sia della granulometria che della percentuale di ciottoli.

**Unità “G”:** Ghiaia ciottolosa in matrice sabbiosa costituita da ciottoli poligenici, dalle forme irregolari (con spigoli arrotondati) ed eterogranulari (1 ÷ 45 cm) mediamente più grossolani verso monte. Caotica e mal classata nelle trincee T1, T2 e T4, mostra viceversa un ampio range granulometrico ed una marcata stratificazione (con inclinazione verso il lago) nella trincea T3. Discretamente addensata, in presenza di falda le pareti delle trincee hanno viceversa evidenziato l'instaurarsi di fenomeni di cedimenti e crollo.

**Unità “A”:** Argilla grigia, plastica di consistenza da morbida a soda. Presenta inclusioni di ghiaia molto fine, talora sabbiose, che non ne migliorano tuttavia la consistenza in maniera significativa. Con la profondità tali inclusioni tendono a scomparire. Priva di struttura interna ed inodore mostra locali ciottoli flottanti, dalla forma allungata, spigoli ben arrotondati e dimensioni fino a 3 cm.

Sul materiale di natura coesiva relativo all'unità A è stato possibile determinare lo stato di consistenza tramite misure col penetrometro tascabile e con lo scissometro tascabile.

Nella tabella seguente vengono proposti i range misurati a partire da una profondità di circa – 11 m dal p.c. e relativi alla resistenza a compressione semplice  $q_u$  (penetrometro tascabile) ed alla resistenza al taglio non drenata  $c_u$  (scissometro tascabile).

PROFONDITÀ DA P.C.		POCK. PENETROMETRO $q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	SCISSOM. TASCABILE $c_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
11 ÷ 14.5 m	range	0.0 ÷ 2.0	0.3 ÷ 0.9
	valore medio	1.0	0.38
14.5 ÷ 18 m	range	1.5 ÷ 2.5	>1
	valore medio	1.9	>1

Nel corso del sondaggio sono state eseguite tre prove penetrometriche dinamiche del tipo SPT (Standard Penetration Test). Come già scritto in precedenza la prova SPT standardizzata si effettua facendo penetrare nel terreno, a percussione, una punta aperta di tipo Raymond, montata all'estremità di una batteria di aste cave, attraverso una massa battente di peso e altezza di caduta standardizzate. Nel caso specifico, per ragioni legati alla granulometria del deposito testato, in due delle tre prove eseguite è stata utilizzata la punta conica. Le prove SPT sono state utilizzate per risalire ad una serie di parametri geotecnici quali l'angolo di attrito  $\phi'$  e la coesione non drenata  $c_u$ . A tal fine si è proceduto innanzitutto ad apportare una riduzione del 10% sui valori ottenuti mediante le prove SPT a punta conica per assimilarli ai dati ottenuti con le prove standardizzate a punta aperta. Successivamente, ai valori così ottenuti è stata applicata una ulteriore correzione CN per tenere conto dell'influenza del sovraccarico litostratigrafico. Tale correzione è applicabile attraverso formule di più autori. Nel nostro caso si è ritenuto opportuno utilizzare la formula di normalizzazione "Jamiolkowski - Tokimatsu".  $CN = 1 / (p'_0)^{0.56}$  (Jamiolkowski M. et alii, 1985; Tokimatsu K., 1988)

Tuttavia, dal momento che con pressioni molto ridotte tale metodo comporta delle eccessive sovrastime, per i primi metri d'indagine si è cautelativamente preferito non applicare nessun tipo di correzione al valore di NSPT ottenuto durante le indagini.

Nella tabella sinottica che segue, sono stati riepilogati i valori di NSPT ottenuti:

PROFONDITÀ SPT (m)	LITOLOGIA PREVALENTE	UNITÀ LITOLOGICA	PUNTA	NSPT	NSPT (-10%)	NSPT CORRETTO ( $C_N$ )
4.50	Ghiaia	G	c	52	46	46
7.50	Argilla sabbiosa	A	c	8	7	7
10.50	Argilla	A	a	6	-	6

Tab. 8 Risultati prove penetrometriche dinamiche (SPT); c: punta chiusa; a: punta aperta.



Durante l'esecuzione del sondaggio è stata effettuata una prova di permeabilità tipo "Lefranc" a carico variabile al fine di determinare l'attitudine dei terreni naturali a lasciarsi attraversare dall'acqua per effetto di un gradiente idraulico e di esprimere la resistenza del mezzo al deflusso dell'acqua che lo attraversa. Nella tabella seguente sono riportati i dati riepilogativi più significativi della prova effettuata.

LITOLOGIA PREVALENTE	UNITÀ LITOLOGICA	PROFONDITÀ PROVA (m DAL P.C.)	K (cm/s)	GRADO DI K	DRENAGGIO
Ghiaia sabbiosa	G	3.00 ÷ 3.30	$1.75 \times 10^{-4}$	basso	povero

Tab. 9 Tabella riepilogativa dei risultati prove di permeabilità

Alla luce di quanto elaborato con i dati raccolti nella presente campagna geognostica di riferimento è possibile fornire le seguenti parametrizzazioni geotecniche per le unità litologiche individuate:

UNITÀ	POTENZA MEDIA	LITOLOGIA	PARAMETRIZZAZIONE
S	1.45 m	Sabbia limo ciottolosa	$\gamma_{nat} = 19,00 \div 20,00 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 28^\circ \div 30^\circ$ $c_u = 0 \text{ kPa}$
G	2.78* m	Ghiaia sabbiosa	$\gamma_{nat} = 19,50 \div 20,00 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 32^\circ \div 34^\circ$ $c_u = 0 \text{ kPa}$ $K = 10E-4 \text{ cm/sec}$
A	4.16* m	Argilla	$\gamma_{nat} = 18,00 \div 19,00 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 0^\circ$ $c_u = 30 \div 80 \text{ kPa}$ $K = 10E-6 \div -8 \text{ cm/sec}^{**}$

Tab. 10 Parametrizzazione delle tre unità individuate a seguito della campagna indagini condotta. \*: valore relativo in quanto calcolato anche da misure prese con lo strato affiorante a fondo scavo e a fondo foro. \*\*: valore da ricerca bibliografica

Come già scritto, a perforazione ultimata, il foro di sondaggio è stato attrezzato con un piezometro del tipo "a tubo aperto" all'interno del quale nei giorni successivi la falda è stata misurata ad una profondità pressoché costante di circa 3.50 m dal p.c.

## 4.5 INDAGINI IN SITO

In relazione alle litologie presenti nell'area ed in base alla tipologia di intervento in progetto, per la caratterizzazione litologico-stratigrafica e fisico-meccanica dei terreni di fondazione è stata effettuata una campagna di indagini geognostiche e geofisiche realizzate in corrispondenza del settore di intervento.

Nel caso specifico sono state effettuate:

- un'indagine geognostica in sito, costituita da n.2 prove penetrometriche dinamiche super pesanti (DPSH);
- un'indagine geofisica, costituita da n. 1 prospezione sismica effettuata con tecnica attiva MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), per la ricostruzione dell'assetto sismo - stratigrafico del sottosuolo a partire dalle modalità di propagazione delle onde superficiali di Rayleigh e la determinazione della categoria del sottosuolo di fondazione, una volta determinati il profilo verticale di velocità delle onde S ed il parametro  $V_{s,eq}$ .

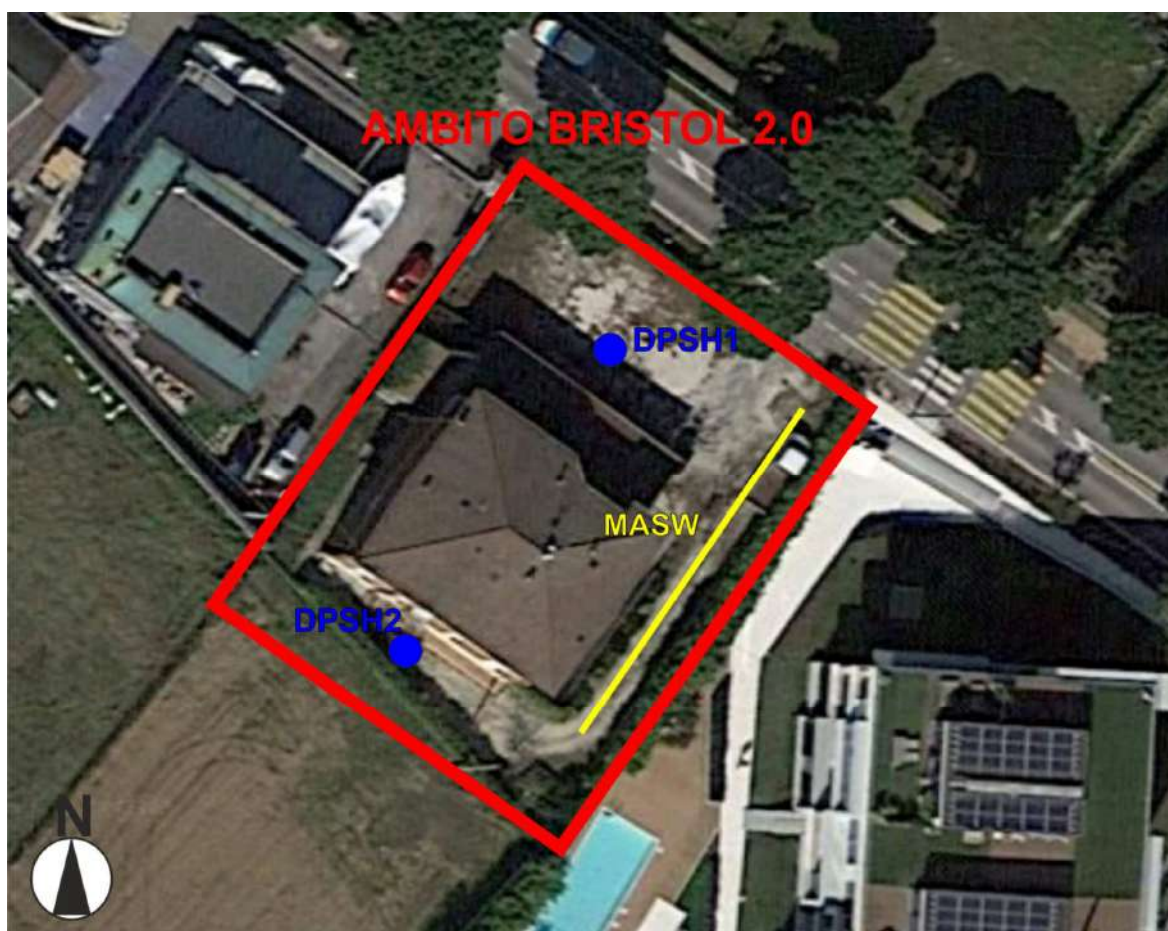


Fig. n.17 – Ambito di intervento ed ubicazione indagini in sito

#### 4.5.1 PROVE PENETROMETRICHE DPSH

La prova penetrometrica dinamica consiste nella misura della resistenza del terreno alla penetrazione di una punta conica, con diametro D pari a 50.46 mm ed angolo di apertura della punta pari a 60°, posta all'estremità di un'asta di acciaio di lunghezza pari a 1.00m, prolungabile con l'aggiunta di altre aste ed infissa per battuta nel terreno per mezzo di un maglio avente massa standardizzata.

Il numero di colpi necessario per avanzare di 20 cm ( $N_{30}$ ) permette di determinare la resistenza dinamica del terreno, dalla quale è possibile risalire per via indiretta ai parametri geotecnici significativi attraverso elaborazioni successive

Lo strumento utilizzato per l'esecuzione delle prove nel caso specifico è il Penetrometro Superpesante, dotato di un maglio il cui peso è pari a 63,5 Kg, che viene lasciato cadere da un'altezza di 75 cm.

Le specifiche tecniche delle strumentazioni in uso e le modalità esecutive sono codificate da precise norme internazionali, unitamente alle metodologie di interpretazione dei dati quantitativi (rif. Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche AGI 1977).

Attraverso l'energia specifica per colpo è possibile inoltre calcolare la resistenza dinamica alla penetrazione di punta ( $R_{pd}$  in Kg/cm<sup>2</sup>) che è funzione del numero di colpi N; a tal scopo si utilizza la correlazione nota come "Formula degli Olandesi" espressa come segue:

$$R_{pd} = M^2 H / (A_e (M+P)) = M^2 H N / (A_d (M+P))$$

dove:

- ❖  $R_{pd}$  = resistenza meccanica alla punta;
- ❖ M= peso massa battente;
- ❖ H= altezza caduta libera;
- ❖ N= numero colpi;
- ❖ A= area base punta conica;
- ❖ d= avanzamento punta;
- ❖ P= peso totale aste e sistema battuta;
- ❖ e = infissione per colpo

Dall'analisi dei valori di resistenza meccanica e dall'andamento della resistenza stessa in funzione della profondità, si ottengono, per via indiretta, informazioni geologico-tecniche sui terreni attraversati. Un'ampia casistica internazionale, permette inoltre di ottenere delle relazioni empiriche che legano i valori rilevati con i parametri di resistenza dei terreni attraversati (coesione o angolo di attrito).

Nel caso specifico, relativo all'ambito di studio, sono state realizzate n.2 prove penetrometriche all'interno del lotto di proprietà, che hanno raggiunto rispettivamente la profondità di 7.40m (DPSH n.1) e di 9.20m (DPSH n.2) come riportato in tabella. Nello specifico la prova DPSH n.2 è stata arrestata al rifiuto strumentale, correlabile con la presenza di elementi grossolani e ciottoli all'interno dei terreni investigati.

Profondità raggiunta [m]	Numero prova DPSH
7.40	DPSH n.1
9.20	DPSH n.2

**Tab. 11 Riassunto profondità raggiunte con le 2 prove DPSH**

Durante l'esecuzione delle prove penetrometriche è stato individuato un livello di falda superficiale in corrispondenza del foro di esecuzione della prova penetrometrica DPSH1 così come riportato nella tabella seguente.

Profondità livello di falda [m]	Numero prova DPSH
3.50	DPSH n.1

**Tabella 12: riassunto profondità livello di falda misurato**



**Fig. n.18 – Prova penetrometrica DPSH n.1 ed ambito di intervento visti da nord-ovest**





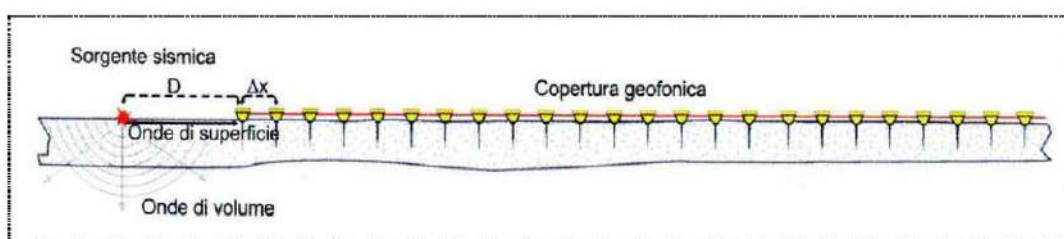
**Fig. n.19 - Prova penetrometrica DPSH n.2 ed ambito di intervento visti da sud-est**



#### 4.5.2 INDAGINE SISMICA MASW

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine geofisica che consente la definizione del profilo di velocità delle onde superficiali di taglio ( $V_s$ ) in funzione della profondità, basandosi sulla registrazione multicanale fatta in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) disposti sulla superficie del suolo e collegati ad un sismografo, a seguito di un'energizzazione sismica artificiale del terreno.

Si tratta di una metodologia di indagine sismica attiva, ossia registra le onde di superficie generate da una specifica sorgente (mazza battente, fucile sismico) da posizionare esternamente allo stendimento di geofoni ad una distanza variabile (offset) e sempre in asse con questo.



**Fig. n.20 - Disposizione geometrica di una prova MASW**



**Fig. n.21 – Posizionamento dello stendimento sismico visto da sud-ovest**

Le acquisizioni vengono eseguite con stendimenti in cui i geofoni sono collocati su una linea retta ad una distanza reciproca costante determinata dalle condizioni geologiche locali e logistiche; risulta infatti fondamentale che non vi siano variazioni stratigrafiche laterali lungo lo stendimento e che lo stesso non subisca brusche differenze di quota.

Attraverso l'analisi spettrale delle onde superficiali presenti nel segnale, la tecnica MASW consente di ricostruire il modello sismo-stratigrafico del sottosuolo attraverso la stima delle Vs.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che si trasmettono con velocità direttamente correlate alla rigidità della porzione di terreno interessata.

E' sperimentalmente provata la relazione che lega le leggi del moto delle onde di Rayleigh e quelle delle onde di taglio S; la velocità delle prime è infatti influenzata direttamente da alcuni parametri quali la velocità delle onde P, la densità del mezzo ed, in particolare, proprio dalla velocità delle onde S.

La propagazione delle onde, nel caso di mezzi stratificati, avviene in maniera diversa rispetto ai mezzi omogenei; non esiste più un'unica velocità ma ogni frequenza è caratterizzata da una diversa velocità di propagazione a sua volta legata alle varie lunghezze d'onda che interessano il terreno a diverse profondità e che risultano condizionate dalle caratteristiche elastiche e di rigidità del sottosuolo. Lunghezza d'onda "λ", frequenza "f" e velocità di propagazione "V" sono legate dalla relazione:

$$V = \lambda * f$$

In generale, lunghezze d'onda più grandi corrispondono alle frequenze più basse e vanno ad interessare il terreno più in profondità; al contrario lunghezze d'onda minori, poiché associate alle frequenze più alte, rimangono nelle immediate vicinanze della superficie.

Assumendo quindi che ci sia una variazione verticale della velocità, ogni componente di frequenza di un'onda di superficie ha una diversa velocità di propagazione (velocità di fase) per una ed una sola componente di frequenza.

Questa caratteristica di unicità si riflette pertanto in una differente lunghezza d'onda per ciascuna frequenza propagata: un tale comportamento viene definito dispersione.

Per osservare la natura dispersiva di un segnale sismico si usa un'analisi chiamata *overtone* che consente la costruzione di un grafico dove i trend delle massime ampiezze locali rappresentano l'energia dispersiva (modo fondamentale e modi superiori di propagazione).

Dall'analisi del sismogramma si costruisce un grafico denominato spettro delle velocità che rappresenta tutte le possibili velocità di fase per il range di frequenza considerato.

Lo studio dello spettro del segnale consente poi di definire la curva di dispersione che associa ad ogni frequenza la velocità di propagazione dell'onda a cui corrispondono i massimi spettrali d'energia.

La curva di dispersione è estraibile attraverso un processo di picking direttamente dal grafico poiché essa approssimativamente posa sui massimi del valore assoluto dello spettro stesso.

Il passo finale è il processo di inversione o modellazione diretta della curva di dispersione per arrivare alla definizione del profilo delle velocità delle onde S.

Una volta definito un modello iniziale, dedotto dalla curva di dispersione osservata e/o ricostruito a partire da dati geologici noti del sito, il programma ricerca un profilo delle Vs la cui curva teorica di dispersione meglio si approssima a quella sperimentale corrispondente al sottosuolo del sito di indagine usando, come guida e condizioni al limite, l'errore RMS (misfit).

Tanto più è corretto il modello iniziale tanto più piccolo è il numero di iterazioni necessarie per raggiungere il best fit. A questo punto è possibile definire il modello finale le cui caratteristiche (spessori e velocità delle onde S) meglio approssimano quelle reali e si ottiene il profilo verticale delle Vs.

Sintetizzando quanto sin qui esposto, la procedura è articolata nei seguenti passi:

- acquisizione, registrazione e analisi dei dati sismici contenenti le onde di Rayleigh per un intervallo sufficientemente ampio di frequenze;
- determinazione dello spettro del segnale con velocità di fase in funzione della frequenza (dominio “f - V”) o numero d’onda – frequenza (dominio “f - k”);
- identificazione e picking della curva di dispersione, cioè determinazione dei punti che sullo spettro di velocità appartengono ad un certo modo di propagazione dell’onda superficiale;
- inversione della curva di dispersione e/o modellazione diretta della velocità delle onde di superficie, attraverso iterazioni successive per la definizione di un modello finale le cui caratteristiche (spessori e velocità delle onde S) meglio approssimano quelle reali.

Quest’ultimo processo può essere facilitato e perfezionato attraverso la conoscenza della stratigrafia locale, in funzione della quale vengono definiti modulo di Poisson, spessore degli strati e velocità delle onde S; analizzando e confrontando i vari parametri è possibile trovare la soluzione che meglio rappresenta la realtà geologica del sito indagato.

#### **4.5.2.1 ACQUISIZIONE DATI MASW**

Per l’esecuzione dell’indagine sismica MASW si è utilizzata la seguente strumentazione:

- sismografo a 24 canali “Gea 24” prodotto da Pasi (Torino);
- cavi sismici da 12 tracce con connettori per geofoni e spaziatura max 5 m;

- geofoni verticali da 4,5 Hz;
- geofono starter (trigger);
- mazza battente da 8 kg;
- piattello di battuta in alluminio (dim. 20 x 20 x 5 cm);
- pc portatile.

Compatibilmente con lo spazio a disposizione, la prova è stata eseguita attraverso uno stendimento lineare con i geofoni (16) posti ad una distanza reciproca costante di 2 m per una lunghezza complessiva di 30 m lungo il confine Est del lotto d'intervento in corrispondenza della stradina di accesso al retro dell'edificio (v. fig. n.21).

L'energizzazione per la generazione delle onde di superficie è stata fornita dalla mazza battente su una piastra metallica posizionata ad una distanza di 4 m dal 1° geofono (offset). Per il posizionamento del piattello di battuta è stata preparata una piazzola ottenuta asportando i primi centimetri di suolo e infiggendo la piastra nel terreno; in questo modo si è ottenuta una migliore energizzazione sismica in termini di ampiezza e spettro dell'impulso immesso, con incremento del rapporto segnale/rumore.

L'istante di tempo zero, ovvero il segnale d'inizio registrazione, è inviato allo strumento da un geofono trigger posizionato sul terreno accanto al piattello di battuta. Per attenuare il possibile rumore incoerente derivante dall'esterno e migliorare la qualità del dato sono state effettuate n. 5 acquisizioni e si è poi proceduto a farne una media (stacking).

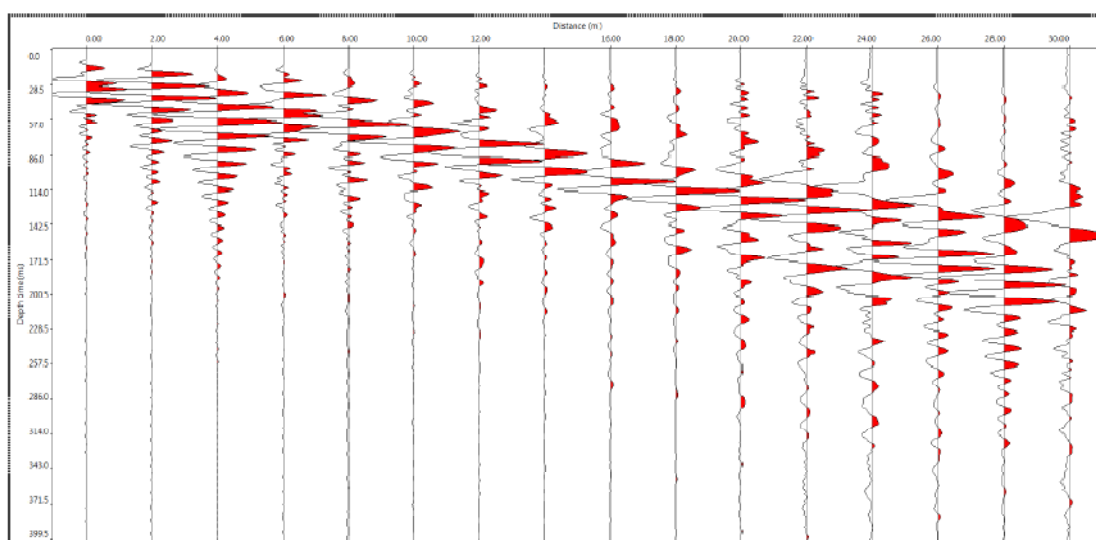
Di seguito si riportano le geometrie e i parametri di acquisizione dell'indagine effettuata:

ID. INDAGINE	NUMERO GEOFONI	SPAZIATURA GEOFONI ( $\Delta x$ )	LUNGHEZZA STENDIMENTO (L)	OFFSET ENERGIZZAZIONE (D)	PASSO DI CAMPIONAMENTO	DURATA REGISTRAZIONE
MASW	16	2,0 m	30,0 m	4,0 m	0,5 ms (2000 Hz)	2,0 s

#### 4.5.2.2 ELABORAZIONE E INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI

Per l'interpretazione dei dati è stato impiegato il software Surface Plus prodotto da Geogiga (Canada), il quale consente la determinazione di profili verticali della velocità delle onde di taglio con il metodo diretto attraverso gli algoritmi genetici a partire dal calcolo dello spettro delle velocità e dal picking della curva di dispersione, individuata direttamente sullo spettro del segnale identificando i massimi spettrali di energia.

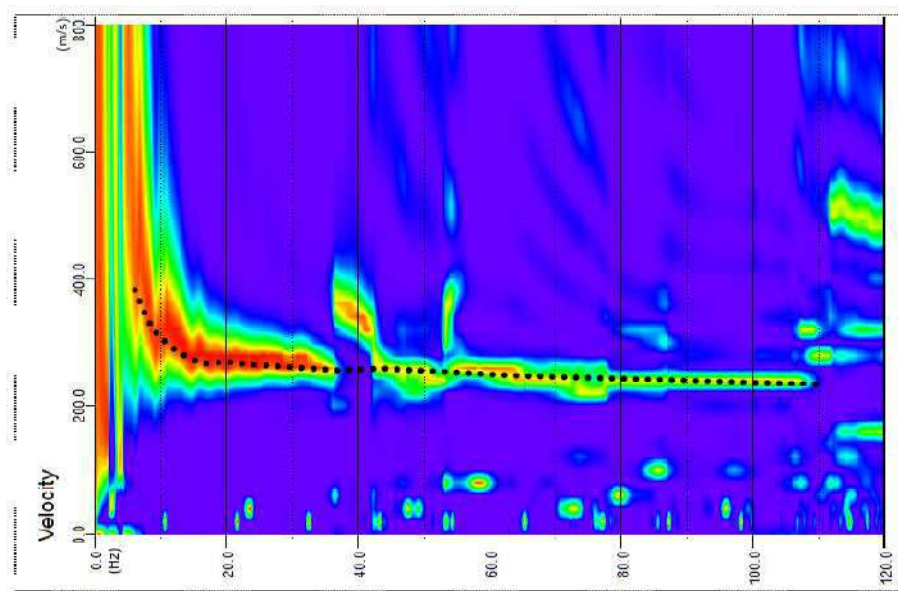
Nella figura seguente si riportano i dati acquisiti per lo stendimento MASW sotto forma di sismogramma; questi sono stati sottoposti inizialmente ad una fase di pulitura digitale (dc remove, cutting, resize) al fine di ridurre i rumori di fondo e aumentare ove possibile il rapporto segnale/rumore, esaltando così le onde di superficie. Il segnale appare leggermente disturbato per il passaggio di alcune automobili lungo la vicina Strada Gardesana. Pur essendo presente noise ad alta frequenza, il segnale principale risulta nel complesso ben riconoscibile e questo permette una buona interpretazione del dato.



**Fig. n.22 – Sismogramma acquisito relativo all'indagine MASW**



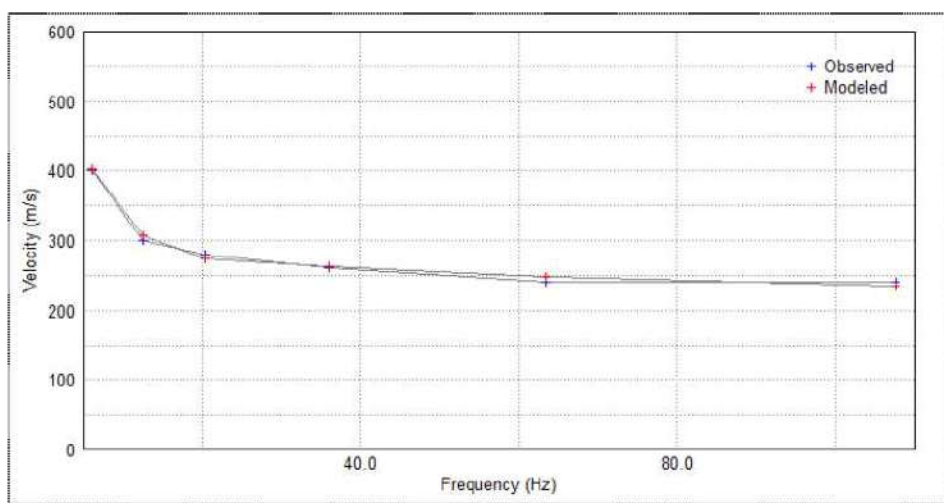
Di seguito si riporta lo spettro delle velocità ottenuto esaminando tutte le possibili velocità di fase per il range di frequenza più significativo, all'interno del quale è stata individuata la curva di dispersione sperimentale.



**Fig. n.23 – Spettro delle velocità ottenuto rappresentando per ogni velocità di fase la relativa frequenza di propagazione. In nero la curva di dispersione sperimentale.**

La fase di processing digitale del segnale ha permesso di ottimizzare l'identificazione dello spettro relativo alle onde di superficie; pur comparando alcuni modi superiori di propagazione dell'onda, soprattutto a medio - alte frequenze, il modo fondamentale risulta ben visibile ed è possibile estrapolare un dato preciso per tutte le frequenze di interesse.

Di seguito si riporta la curva di dispersione sperimentale osservata e quella derivante dal modello elaborato mediante il software di interpretazione; come si osserva dal grafico la sovrapposizione tra le due curve è buona con un basso errore di misfit.



**Fig. n.24 – Curva di dispersione sperimentale osservata e derivante dal modello**

Il profilo sismo - stratigrafico verticale ricavato dalla modellazione diretta della curva di dispersione sperimentale è riportato nella tabella seguente.

Indagine sismica MASW	Profondità (m)	Spessori (m)	Velocità onde di taglio (m/s)
I sismostrato	0,0 ÷ 4,0	4,0	240
II sismostrato	4,0 ÷ 7,0	3,0	270
III sismostrato	7,0 ÷ 15,0	8,0	320
IV sismostrato	15,0 ÷ 25,0	10,0	350
V sismostrato	> 25,0	semisp.	410

Il modello ricostruito evidenzia la presenza di un primo sottosuolo nel complesso da poco a mediamente addensato / consistente, sebbene in progressivo aumento con la profondità. Al di sotto di alcuni orizzonti superficiali poco addensati ( $V_s \approx 240 \div 270$  m/s) di spessore pari a 7 m, si ritrovano litotipi nel complesso dotati di medio grado di addensamento con  $V_s$  in crescita da 320 m/s fino a raggiungere 410 m/s (terreno ben addensato) a partire dalla profondità di 25 m da piano campagna. La prova non ha evidenziato inversioni di velocità. Il profilo verticale delle onde S è il seguente:

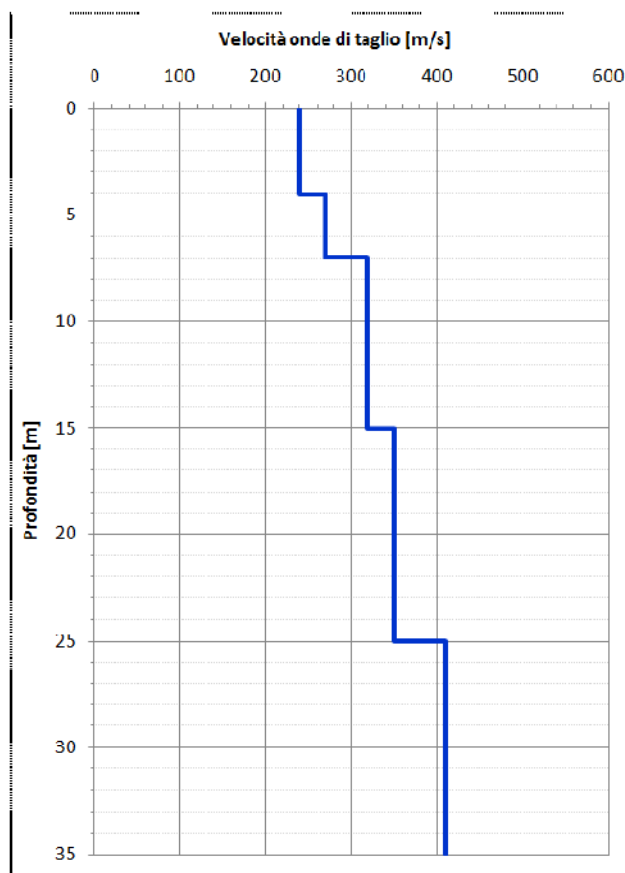


Fig. n.25 – Grafico velocità / profondità delle onde di taglio  $V_s$ .

#### 4.5.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO DI FONDAZIONE

Dall'analisi del profilo verticale ottenuto è possibile calcolare la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ( $V_{s,eq}$ ) da cui ricavare la Categoria di Sottosuolo come espressamente richiesto dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018). Il parametro  $V_{s,eq}$  si calcola attraverso la relazione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove:

- $h_i$  è lo spessore (in m) dell'iesimo strato;
- $V_{s,i}$  è la velocità (in m/s) delle onde di taglio nell'iesimo strato;
- $N$  è il numero di strati;
- $H$  è la profondità del bedrock sismico rispetto al piano di imposta delle fondazioni (il bedrock sismico è definito come quell'orizzonte costituito da roccia o terreno molto rigido caratterizzato da  $V_s \geq 800$  m/s).

Per depositi con profondità  $H$  del substrato sismico superiore a 30 m, come per il caso in esame, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s,30}$ . A seguire si riportano i valori di  $V_{s,30}$  riferibili ai primi metri di sottosuolo.

Profondità piano di posa delle fondazioni	$V_{s,30}$	Categoria di Sottosuolo
0 m dal p.c.	$V_{s(0-30)} \approx 321$ m/s	<b>C</b>
1 m dal p.c.	$V_{s(1-31)} \approx 327$ m/s	<b>C</b>
2 m dal p.c.	$V_{s(2-32)} \approx 333$ m/s	<b>C</b>
3 m dal p.c.	$V_{s(3-33)} \approx 340$ m/s	<b>C</b>

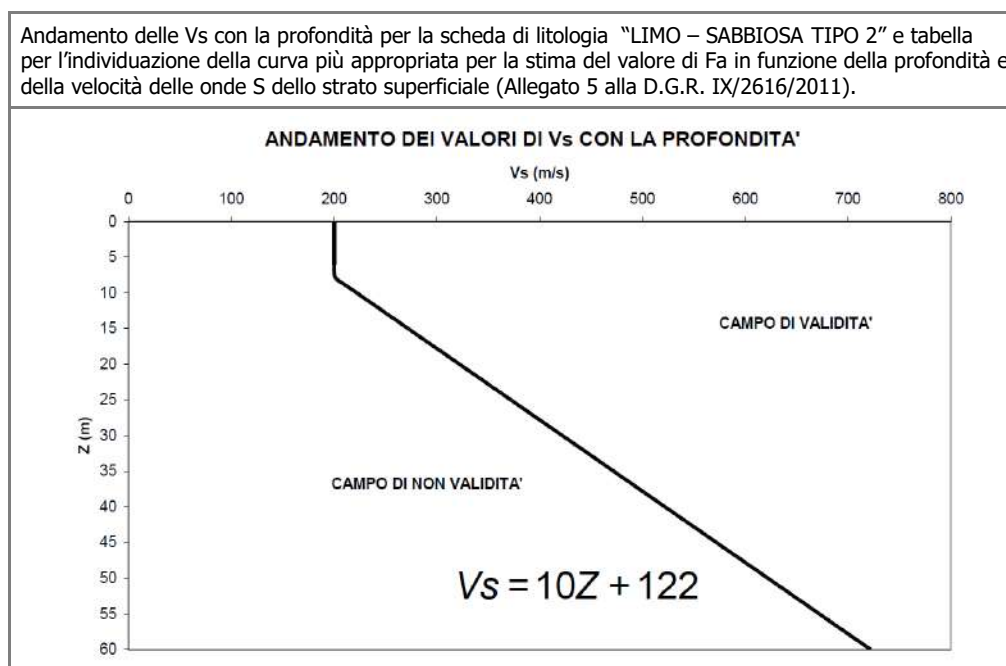
Dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dall'indagine sismica in sito e dal calcolo del parametro  $V_{s,eq}$ , il sito in esame si colloca nella **Categoria di Sottosuolo C** (Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori 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  $15 < NSPT_{30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).

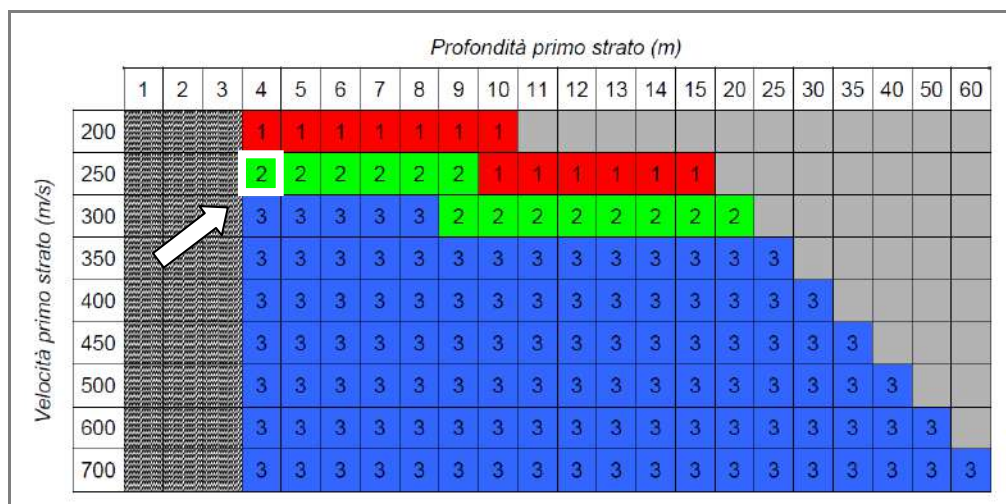
#### 4.5.4 VALUTAZIONE DELL'AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE

Sulla base del modello geofisico emerso a seguito dell'interpretazione dell'indagine sismica effettuata, viene di seguito calcolato il Fattore di amplificazione sismica proprio del sito di intervento.

VALORI DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0,1-0,5 S				
Comune	suolo tipo B	suolo tipo C	suolo tipo D	suolo tipo E
Lonato	1,5	1,8	2,3	2,0
VALORI DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0,5-1,5 S				
Comune	suolo tipo B	suolo tipo C	suolo tipo D	suolo tipo E
Lonato	1,7	2,4	4,3	3,0

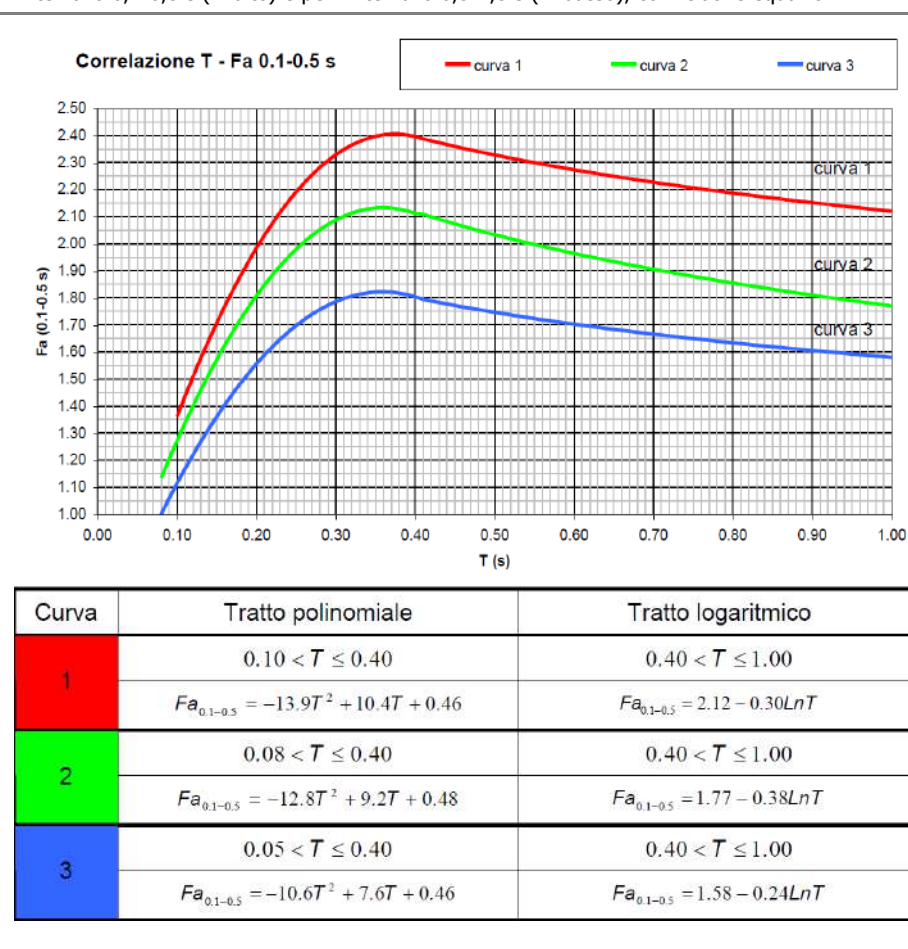
Sulla base dell'andamento delle Vs con la profondità si individua la scheda litologica di riferimento (Allegato 5 alla D.G.R. IX/2616/2011) che risulta essere quella "LIMO – SABBIOSA TIPO 2" ("da limi con sabbie debolmente ghiaiose a limi debolmente sabbioso-argillosi passando per limi con sabbie, limi debolmente argillosi, limi debolmente sabbiosi, limi debolmente ghiaiosi e sabbie con limi debolmente argillosi"). All'interno della scheda di valutazione viene scelta, in funzione della profondità e della velocità delle onde S dello strato superficiale, la curva più appropriata per la valutazione del valore di Fa.



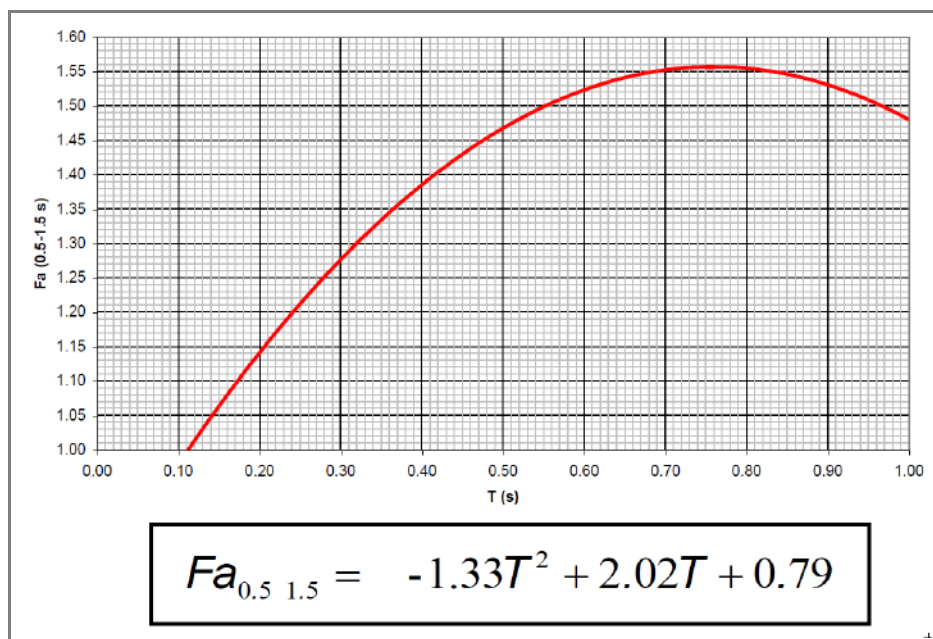


Considerando una velocità dello strato superficiale (4 m) pari a 240 m/s, la curva di riferimento è la n. 2.

Curva di riferimento n. 2, ritenuta la più appropriata per la valutazione del valore di  $Fa$  per l'intervallo 0,1-0,5 s (in alto) e per l'intervallo 0,5-1,5 s (in basso), con relative equazioni.







Per il calcolo del fattore di amplificazione locale (Fa) a partire dalle equazioni delle curve riportate sopra, è necessario conoscere prima il periodo proprio del sito “T”, calcolato mediante la seguente equazione:

$$T = \frac{4 \cdot \sum_{i=1}^n h_i}{\left( \frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

dove  $h_i$  e  $V_{s_i}$  sono lo spessore e la velocità dello strato  $i$ -esimo del modello fino al bedrock sismico (strato con  $V_s \geq 800$  m/s). La profondità del bedrock sismico, non essendo stato rilevato direttamente dalla prova, è stato ipotizzato assegnando un gradiente delle velocità delle onde S con la profondità di tipo polinomiale, desunto dai dati misurati nell'indagine. Utilizzando il modello di velocità ricostruito si ottengono i seguenti risultati:

scheda	periodo (T)	Fa (0,1 - 0,5)	Fa (0,5 - 1,5)
LIMO – SABBIOSA TIPO 2	0,97	1,8	1,5

A questo punto, il valore di Fa di sito sopra riportato, deve essere confrontato con il valore Fa di soglia contenuto nel citato elenco della Regione Lombardia, differente per le diverse categorie di sottosuolo soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D, E) identificate secondo il D.M. 17/01/2018 sulla base del valore di  $V_{s,eq}$ . Nella tabella seguente si

confrontano i valori di  $F_a$  propri del sito ottenuti con l'analisi sismica di 2° livello ed il valore  $F_a$  di soglia, considerando un'incertezza di  $+0,1$  che tiene in conto della variabilità del valore di  $F_a$  ottenuto attraverso la procedura semplificata utilizzata (D.G.R. IX/2616/2011).

categoria sottosuolo	$F_a$ (0,1 - 0,5)		verificato	$F_a$ (0,5 - 1,5)		verificato
	sito	soglia		sito	soglia	
C	1,8 + 0,1	1,8	no	1,4 + 0,1	2,4	si
D		2,3	si		4,3	si

Per le strutture con periodo proprio  $0,1 < T_0 < 0,5$  s (strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide), il valore di  $F_{\text{sito}} > F_{\text{soglia}}$  corrispondente alla categoria "C", pertanto la normativa antisismica nazionale (D.M. 17/01/2018) non è sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica; è quindi necessario, in fase di progettazione edilizia, utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore fino alla verifica  $F_{\text{sito}} (+0,1) \leq F_{\text{soglia}}$ . Per il caso in oggetto, anziché considerare una Categoria di Sottosuolo "C" come emerso dall'indagine sismica eseguita, sarà necessario utilizzare una **Categoria di Sottosuolo "D"**.

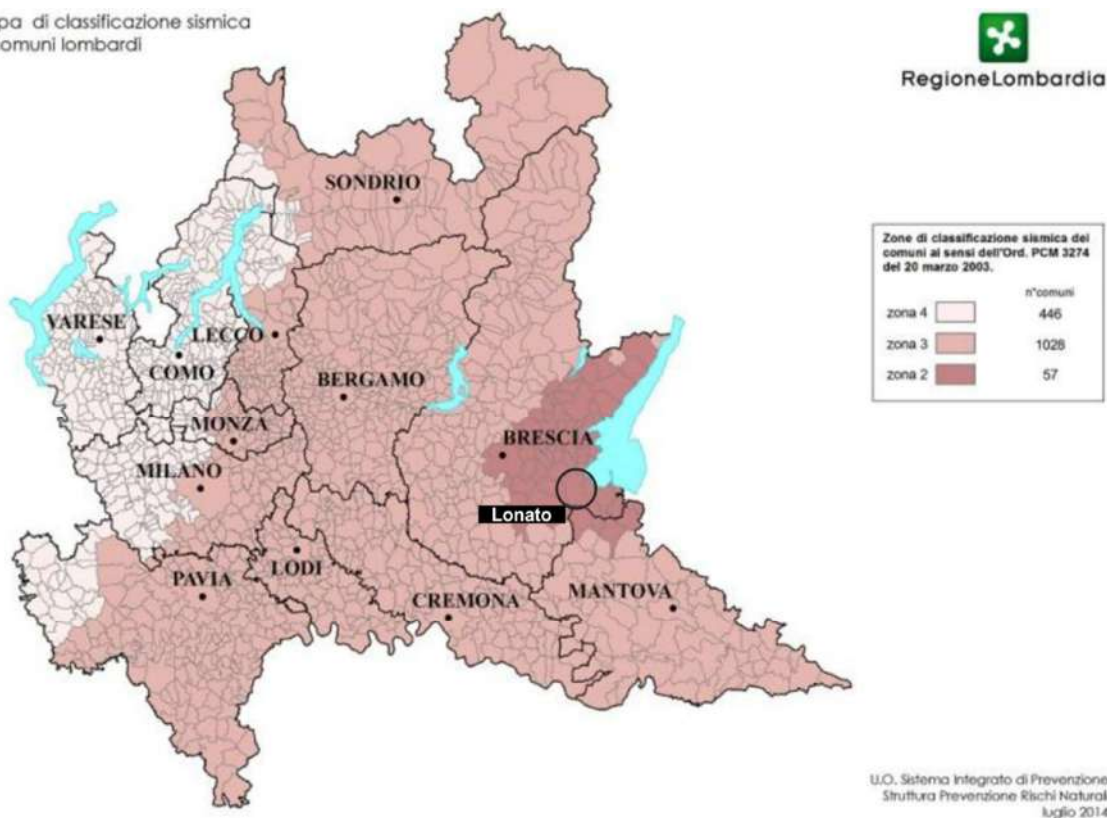
Per strutture con periodo proprio  $0,5 < T_0 < 1,5$  s (strutture più alte e più flessibili) risulta  $F_{\text{sito}} < F_{\text{soglia}}$  e sarebbe possibile utilizzare la categoria di sottosuolo di tipo C.

## 4.1 PERICOLOSITA' SISMICA

### 4.1.1 PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

Con la **DGR n. 2129 del'11 luglio 2014**, ai sensi dell'O.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 e s.m.i., la Regione Lombardia ha provveduto a riclassificare il proprio territorio dal punto di vista sismico: sulla base della **nuova classificazione sismica**, entrata in vigore il **10 aprile 2016**, Nel caso specifico il Comune di Lonato è stato inserito in zona sismica classificata "zona 2".

Mappa di classificazione sismica  
dei comuni lombardi

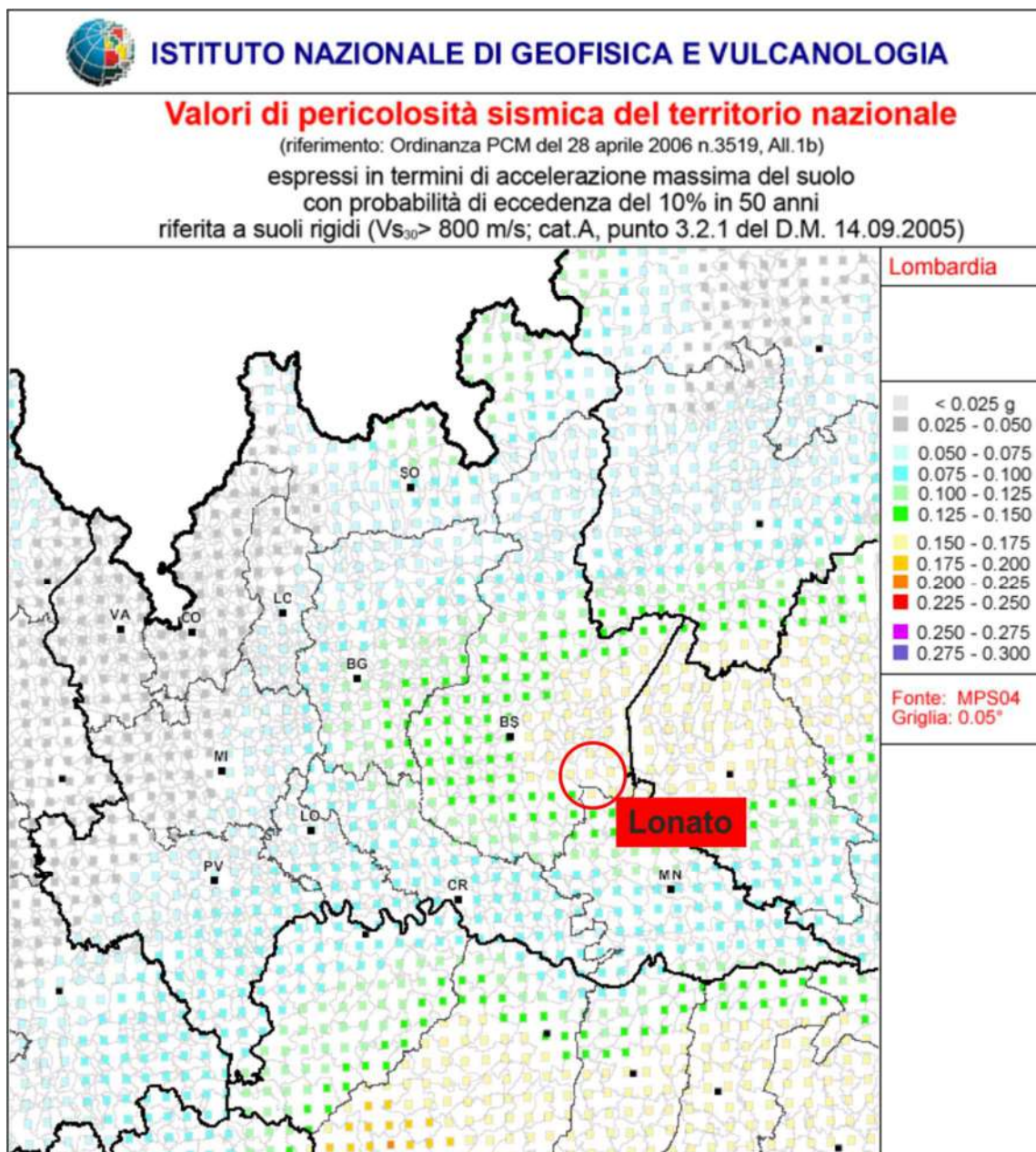


Con l'entrata in vigore delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, per la zona in esame, per la valutazione delle azioni sismiche di progetto in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, viene definita la pericolosità sismica di base del sito di intervento.

La pericolosità sismica di base è definita in termini di:

- accelerazione orizzontale massima convenzionale ( $a_g$ ) su suolo di tipo A;
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_vR$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ .

#### 4.1.2 CALCOLO DELL'AZIONE SIMICA DI PROGETTO



Sulla base della Carta della pericolosità sismica redatta dall'I.N.G.V. (2006) viene rilevato il valore caratteristico locale da una griglia di punti. L'area in esame è identificata da:

Coordinate geografiche del sito:	45,462°N 10,485°E
Vita nominale dell'opera $V_N$ :	50 anni
Classe d'uso $C_U$ :	Classe II



E caratterizzata dei seguenti valori distinti a seconda delle condizione di utilizzo a cui si riferiscono:

STATO LIMITE CONSIDERATO	SL	$P_{VR}$	$T_R$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$
Sle	Operatività	81%	30	<b>0,0412</b>	<b>2,61</b>	<b>0,22</b>
Sle	Danno	63%	50	<b>0,0564</b>	<b>2,50</b>	<b>0,24</b>
<b>Slu</b>	<b>Salv. Vita</b>	<b>10%</b>	<b>475</b>	<b>0,1594</b>	<b>2,47</b>	<b>0,27</b>
slu	Collasso	5%	975	<b>0,2070</b>	<b>2,49</b>	<b>0,28</b>

La verifica è fatta in riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), definito come condizione in cui *“a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali”* cui corrisponde un tempo di ritorno di 475 anni, vengono considerati i seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale (bedrock):

- ❖  **$a_g$**  = accelerazione massima orizzontale al suolo;
- ❖  **$F_o$**  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- ❖  **$T_c^*$**  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il valore  **$a_g$**  (accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni), si ottiene dalla seguente relazione:

$$a_g = S_s S_t a_{gbedrock}$$

dove  $a_{gbedrock}$  è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock,  $S_s$  è il fattore di amplificazione stratigrafica e  $S_t$  il fattore di amplificazione topografica.



Il fattore  $S_s$  viene stimato in funzione della categoria del sottosuolo secondo lo schema seguente:

<b>CATEGORIA DI SUOLO</b>	<b>DESCRIZIONE</b>	<b>SS</b>
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3m.</i>	1,00
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>NSPT_{30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>cu_{30} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>	$1.00 \leq 1.40-0.40 F_0 a_{gbedrock} \leq 1.20$
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; NSPT_{30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; cu_{30} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>	$1.00 \leq 1.70-0.60 F_0 a_{gbedrock} \leq 1.50$
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>NSPT_{30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>cu_{30} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>	$0.90 \leq 2.40-1.50 F_0 a_{gbedrock} \leq 1.80$
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_{s,30} &gt; 800</math> m/s).</i>	$1.00 \leq 2.00-1.10 F_0 a_{gbedrock} \leq 1.60$

Nel caso in esame, sulla base dell'indagine geofisica in sito, il sito di intervento ricade all'interno di una categoria di sottosuolo **C**. Tuttavia calcolato il Fattore di amplificazione sismica per il sito oggetto di intervento che risulta superiore al valore  $F_a$  di soglia per il Comune di Lonato, come indicato precedentemente nel paragrafo 4.2.5, sulla base di quanto proposto dalle NTC andrà considerata la Categoria di sottosuolo superiore a quella corrispondente al  $V_{s30}$  ottenuto dall'indagine sismica con metodo MASW. **Pertanto per il sito di intervento sulla base dei calcoli effettuati andrà considerata una categoria di sottosuolo di tipo D.** Il parametro  $S_s$  risulta pertanto pari a **1,80**.

Il fattore  $S_t$  si ottiene direttamente dalla tabella del D.M. 14.01.2008:

<b>Categoria topografica</b>	<b>Caratteristiche della superficie topografica</b>	<b>Ubicazione opera o dell'intervento</b>	<b>St</b>
<b>T1</b>	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	-	<b>1,00</b>
<b>T2</b>	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	sommità del pendio	1,20
<b>T3</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	cresta del rilievo	1,20
<b>T4</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore	cresta del rilievo	1,40

	che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$		
--	---	--	--

La superficie topografica dell'area di indagine si presenta con un'inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ , pertanto per il sito in esame è stata considerata una classe topografica **T1** cui corrisponde un valore di  $S_t$  pari a **1,00**.

La grandezza  **$a_g$**  è quindi uguale a:

$$a_g = 1,80 \times 1,00 \times 0,1594 = \mathbf{0,287g}$$

#### 4.1.3 COEFFICIENTI SISMICI

I coefficienti sismici necessario per la valutazione degli effetti cinematici del sisma sul terreno di fondazione sono stati determinati attraverso le seguenti formule:

coefficiente sismico orizzontale	coefficiente sismico verticale
$k_h = \beta a_g$	$k_v = \pm 0,5 k_h$

Il parametro  $\beta$ , secondo le istruzioni per l'applicazione della normativa vigente, dipende dal tipo di sottosuolo e si ricava dalla seguente tabella:

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	B, C, <b>D</b> , E
	$\beta$	$\beta$
$0.2 < a_{gbedrock} \leq 0.4$	0,30	0,28
$0.1 < a_{gbedrock} \leq 0.2$	0,27	<b>0,24</b>
$a_{gbedrock} \leq 0.1$	0,20	0,20

Nel sito indagato risulta  $\beta = \mathbf{0,24}$ , da cui:

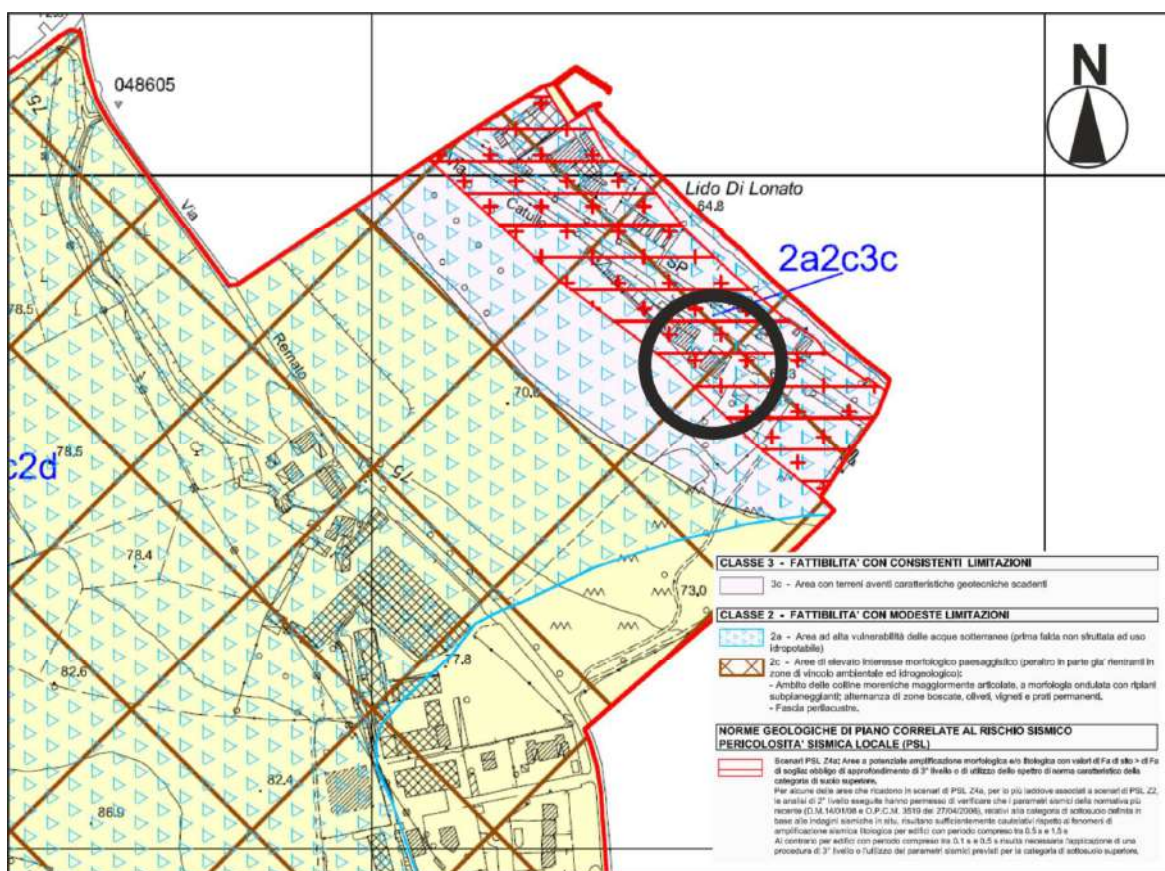
$$k_h = 0,24 \times 0,287 = \mathbf{0,0689}$$

e conseguentemente:

$$k_v = 0,5 \times 0,0689 = \mathbf{0,0345}$$

## 4.2 ANALISI DELLA FATTIBILITA' GEOLOGICA (P.G.T.)

Lo studio condotto per la redazione del Piano di Governo del Territorio, ha evidenziato la presenza nel territorio di Lonato di aree a differente sensibilità nei confronti delle problematiche geologiche, geomorfologiche, sismiche e idrogeologiche. Queste aree, sulla base delle limitazioni di tipo geologico in esse riscontrate, sono state attribuite a quattro classi e sono state cartografate nella Carta della fattibilità geologica per le azioni di piano (tav. 13 e 14.1-4 in Scala rispettivamente 1:10.000 e 1:5.000). Di seguito si riporta un estratto specifico dell'area interessata dal progetto.



**Fig. n.19 - Estratto della TAV 6 "Carta della fattibilità geologica per le azioni di piano" – Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del PGT**

In relazione a quanto riportato nella Relazione della Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del PGT il settore di studio ricade all'interno delle seguenti classi di fattibilità:

**3c: FATTIBILITA' CON CONSISTENTI LIMITAZIONI**, vista la presenza di terreni aventi caratteristiche geotecniche scadenti. Tali aree risultano caratterizzate dalla presenza in superficie di terreni con caratteristiche geotecniche scadenti (depositi di piana intermorenica, depositi torbosi e materiali di riporto) associata talora a fenomeni di circolazione idrica a scarsa profondità dal p.c..

In tali aree sono consentiti:

- opere di urbanizzazione e reti tecnologiche
- interventi di rimodellamento del terreno
- interventi di viabilità privata e pubblica
- nuove edificazioni
- interventi di ricostruzione
- ampliamenti in planimetria ed in elevazione
- attività produttive

La realizzazione di ogni intervento è in ogni caso subordinata alla predisposizione di una relazione geologica eseguita ai sensi del D.M.LL.PP. 14/01/2008, supportata da indagini geognostiche mediante prove in situ (sondaggi, prove penetrometriche dinamiche standard o statiche, indagini sismostratigrafiche, ecc.) e/o in laboratorio su campioni di terreno. Lo studio geologico dovrà valutare la compatibilità dell'intervento con le caratteristiche geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche dell'area, con particolare attenzione alla definizione delle caratteristiche geotecniche e dello spessore dei depositi a caratteristiche scadenti e/o dei materiali di riporto presenti. al fine di valutare in fase progettuale le problematiche realizzative e la necessità di utilizzare opere di fondazioni profonde (pali, micropali, ecc.).

**2a - FATTIBILITA' CON MODESTE LIMITAZIONI - Aree ad alta vulnerabilità delle acque sotterranee (prima falda, non sfruttata ad uso idropotabile).** In questa sottoclasse si riconosce una limitazione alla modifica delle destinazioni d'uso correlata alla vulnerabilità degli acquiferi. Sono consentite tutte le tipologie di intervento. La loro realizzazione è in ogni caso subordinata ad uno studio idrogeologico che accerti la compatibilità dell'intervento con lo stato di vulnerabilità delle risorse idriche sotterranee, valutando il possibile impatto sulle acque sotterranee, e che preveda, se necessario, l'adozione di accorgimenti in grado di tutelare la falda acquifera e di sistemi di controllo.

**2c - FATTIBILITA' CON MODESTE LIMITAZIONI - Aree di elevato interesse geomorfologico, paesaggistico e vegetazionale (peraltro in parte già rientranti nelle zone di vincolo ambientale e idrogeologico):**

- **Ambito delle colline moreniche maggiormente articolate, a morfologia ondulata con ripiani subpianeggianti; alternanza di zone boscate, oliveti, vigneti, e prati**

**permanenti.**

**• Fascia Perilacustre**

Per queste aree si riconoscono limitazioni alla modifica delle destinazioni d'uso legate al valore morfologico-paesaggistico e naturalistico di queste aree.

Sono consentite tutte le tipologie d'intervento. Si raccomanda particolare attenzione alla regimazione delle acque superficiali ed alla modifica dello stato dei luoghi.

Si raccomanda, a tal fine, di non modificare il naturale scorrimento delle acque meteoriche e di ridurre al minimo gli sbancamenti ed i riporti di materiali, al fine di non alterare l'equilibrio naturale dei pendii.

L'impermeabilizzazione delle superfici sarà consentita solo laddove strettamente.

Per la fascia perilacustre si raccomanda inoltre:

- Il rimodellamento del terreno può essere concesso solo laddove necessario per interesse pubblico.
- La realizzazione di qualsiasi intervento dovrà in ogni caso tenere in considerazione i fenomeni geomorfici connessi con la dinamica lacustre.
- Sono consentiti, anzi auspicati, periodici interventi di pulizia della spiaggia e delle zone confinanti.

Alle problematiche descritte per le classi di fattibilità si associano su tutto il territorio comunale fattori predisponenti a potenziali fenomeni di amplificazione sismica correlati ad effetti d'instabilità (scenari Z1c) o di cedimenti e/o liquefazione (scenari di PSL Z2), ad effetti litologici (scenari di PSL Z4a-Z4b-Z4c) e morfologici (scenari di PSL Z3a-Z3b).

Nello specifico il settore di intervento ricade all'interno di uno **SCENARIO PSL Z4a - Aree a potenziale amplificazione morfologica e/o litologica con valori di  $F_a$  di sito  $> F_a$  di soglia aree con obbligo di approfondimento di 3° livello o di utilizzo dello spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore**

Per alcune delle aree che ricadono in scenari di PSL Z4a, per lo più laddove associati a scenari di PSL Z2, le analisi di 2° livello eseguite hanno permesso di verificare che i parametri sismici della normativa più recente (D.M.14/01/08, OPCM 3519 del 27/04/2006), relativi alla categoria di sottosuolo definita in base alle indagini sismiche in situ, risultano sufficientemente cautelativi rispetto ai fenomeni di amplificazione sismica litologica per edifici con periodo compreso tra 0.5 s e 1.5 s

Al contrario per edifici con periodo compreso tra 0.1 s e 0.5 s risulta necessaria l'applicazione di una procedura di 3° livello o l'utilizzo dei parametri sismici previsti per la categoria di sottosuolo superiore.



Si richiede a tal fine la determinazione della Categoria di Sottosuolo mediante indagini geognostiche in situ (preferibilmente sondaggi a carotaggio continuo), con acquisizione di dati sismostratigrafici (sismica in foro o di superficie), nonché l'applicazione della metodologia prevista dall'All. 5 alla D.G.R. 8/7374 del 2008 (approfondimento di 2° livello), al fine di definire la Categoria di Sottosuolo (ai sensi del D.M. 14/01/08) idonea a preservare dai possibili effetti di amplificazione litologica.

## 5. RELAZIONE GEOTECNICA

### 5.1 INDIVIDUAZIONE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELLE LITOLOGIE DI INTERESSE PROGETTUALE

La valutazione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici, per le verifiche allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite d'Esercizio, è stata eseguita conformemente alle indicazioni contenute nella normativa di riferimento.

Segue parametrizzazione geotecnica dei terreni individuati a seguito dell'interpretazione dell'indagine geognostica in sito precedentemente descritta

#### PROVA PENETROMETRICA DPSH n.1

Profondità (m)	Descrizione litologica	Nspt medio equivalente	Phi° (c.v.)	Peso di volume naturale (kg/cmq)	Densità relativa Dr (%)	E (Kg/cmq)
0,80	Terreno di riporto	3	22	1700	38	56
2,20	Sabbia limosa compatta	8	26	1750	47	198
3,20	Ghiaia sabbiosa mediamente addensata	19	32	1900	67	690
3,60	Ghiaia sabbiosa compatta	15	30	1820	64	486
5,80	Ghiaia sabbiosa mediamente addensata	21	33	1900	71	801
7,00	Ghiaia sabbiosa compatta	15	30	1820	64	486
7,40	Ghiaia sabbiosa mediamente addensata	17	31	1850	65	584

### PROVA PENETROMETRICA DPSH n.2

Profondità (m)	Descrizione litologica	Nspt medio equivalente	Phi° (c.v.)	Peso di volume naturale (kg/cm <sup>3</sup> )	Densità relativa Dr (%)	E (Kg/cm <sup>2</sup> )
1,00	Terreno vegetale/riporto	2	20	1650	35	35
1,60	Ghiaia sabbiosa mediamente addensata	20	32	1900	67	744
2,60	Ghiaia sabbiosa addensata con ciottoli	36	38	1950	80	1770
4,20	Ghiaia sabbiosa mediamente addensata	19	32	1900	67	690
5,40	Ghiaia sabbiosa addensata	25	34	1920	75	1038
6,40	Ghiaia sabbiosa mediamente addensata	22	33	1900	71	858
7,60	Ghiaia sabbiosa compatta	13	29	1800	60	394
8,40	Sabbia limosa sciolta	5	24	1720	40	106
8,80	Sabbia limosa compatta	7	25	1750	45	165
9,00	Ghiaia sabbiosa addensata con ciottoli	45	41	2000	82	2408
9,20	Ghiaia sabbiosa molto addensata con ciottoli	75	45	2100	85	4181

L'elaborazione ed il calcolo delle verifiche allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite d'Esercizio, secondo la Normativa di riferimento (DM 17/01/2018), verranno effettuate una volta definite, in accordo con la Progettazione, le tipologie e la geometrie delle strutture di fondazione in progetto e le conseguenti profondità di posa delle stesse.

## 6. CONCLUSIONI E SINTESI DEI RISULTATI

Nella presente relazione sono stati trattati gli argomenti di interesse a carattere Geologico, Geotecnico, che riguardano il Progetto di demolizione e ricostruzione relativo all'ambito denominato Bristol 2.0 e sito in località "Lido di Lonato" (BS)

Sulla base delle informazioni provenienti dalla bibliografia e dalla cartografia geologica esistenti, da studi precedentemente svolti nell'immediata adiacenza del sito progettuale e nel medesimo contesto geologico e soprattutto alla luce di mirati rilievi geologici all'interno dall'area interessata dall'intervento, è emerso quanto segue

- dal punto di vista litologico, sulla base delle indagini geognostiche di riferimento si ritiene che l'area di intervento possa essere caratterizzata al di sotto del materiale di copertura più superficiale (riporto o terreno vegetale), da uno spessore mediamente di 1,5 m di materiale sabbio - limoso, soprastante depositi fluvio-glaciali ghiaiosi in matrice sabbiosa (2 ÷ 5 m), sovrapposti infine ad almeno 10 m di depositi a comportamento prevalentemente coesivo. La presenza di un range granulometrico eterogeneo (dall'argilla alla ghiaia) testimonia il sovrapporsi di momenti deposizionali a differente energia: elevata nel caso dei depositi ghiaiosi, quasi nulla invece per le argille rinvenute;
- in relazione all'assetto idrogeologico, durante l'esecuzione delle indagini in sito e nel caso specifico durante la realizzazione delle prove penetrometriche DPSH è stato rinvenuto un livello di falda superficiale localizzato ad una profondità di circa 3.50m dal p.i.. Tale dato risulta coerente e confrontabile con il livello rinvenuto durante le indagini di riferimento effettuate nel Dicembre 2006 .

Per le verifiche allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite d'Esercizio, da effettuarsi secondo le indicazioni contenute nel D.M. 17.01.2018 oltre che per la determinazione delle più corrette ed appropriate metodologie di scavo per l'opera in progetto, si dovranno attendere le indicazioni fornite dalla Progettazione in merito alla scelta delle tipologie e della geometrie delle strutture di fondazione in progetto e le conseguenti profondità di posa delle stesse.

Alla luce di quanto sopra, non si ravvisano particolari impedimenti di carattere geologico - geotecnico ed idrogeologico alla realizzazione dell'opera in progetto.

Tuttavia si rimanda alla fase successiva delle ipotesi di calcolo, nel quale in relazione al risultato delle indagini effettuate, verranno valutate ed esposte tutte le eventuali

raccomandazioni ed accorgimenti tali da far sì che l'intervento in progetto non apporti sostanziali modifiche né al carattere Geologico-Geotecnico né all'assetto Geomorfologico dell'area di studio, oltre a non apportare sostanziali modifiche né al regime idrico delle acque superficiali né all'assetto idrogeologico.

Tutte le ipotesi fornite nella presente Relazione, e le successive ipotesi di calcolo delle opere di fondazione relative al fabbricato in progetto, unitamente alle condizioni geologiche geotecniche e l'assetto idrogeologico del settore di intervento, andranno comunque necessariamente verificate durante la fase esecutiva.

Dott. Geol. Enrico Nucci

