

# Relazione Geologica & Geotecnica

D.M. 17.01.2018 (N.T.C. p.to 6.2.1)  
D.G.R. IX/2616 30.11.2011  
D.M. 17.01.2018 (N.T.C. p.to 6.2.2)

**Progetto**

REALIZZAZIONE DI DUE NUOVI PORTICATI AGRICOLI

**Committente**

Azienda Agricola 2C di Cerini Fratelli

Provincia	Brescia
Comune	Desenzano
Cap	25015
Indirizzo	Strada Comunale della Casella (Loc. Cascina Casella)
Codice Catastale	D284
Rif. catastali	Fg. 65 Mapp. 224, 250

Data 05 giugno 2022

Il tecnico Dott. Geol. Stefano Salvi

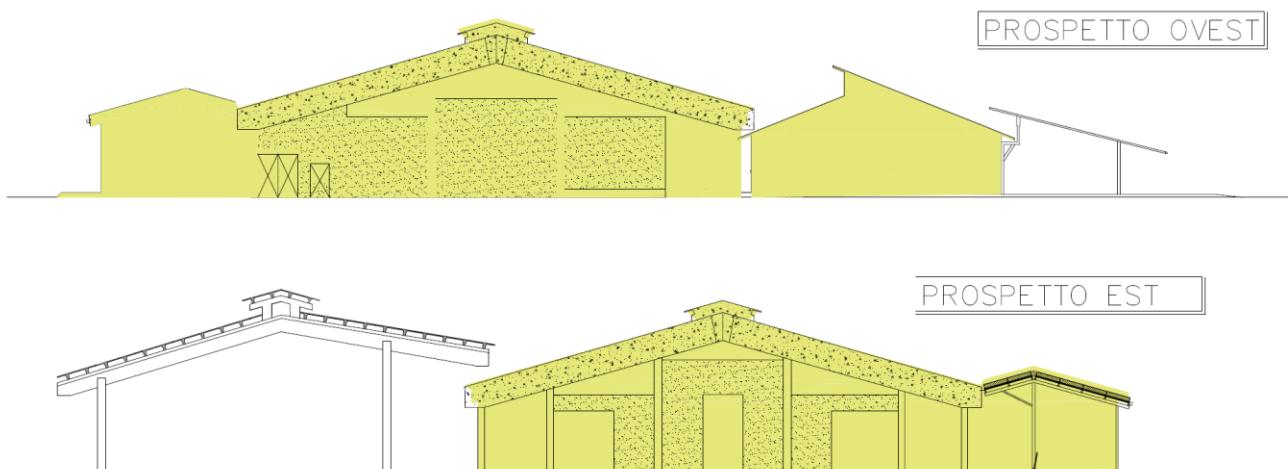


1. PREMESSA.....	1
2. MODELLO GEOLOGICO.....	2
2.1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO, IDROGRAFICO ED IDROGEOLOGICO .....	2
3. INQUADRAMENTO URBANISTICO DELL'AREA.....	13
4. SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO .....	17
4.1 PREMESSA.....	17
4.2 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....	17
4.3 STATI LIMITE, PROBABILITA' DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO .....	18
4.4 PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE .....	19
4.5 PERICOLOSITA' SISMICA DI SITO .....	19
4.6 COEFFICIENTI SISMICI .....	19
4.6.1 COEFFICIENTI SISMICI FONDAZIONI E STABILITA' DEI PENDII.....	19
4.7 CLASSIFICAZIONE DEL SOTTOSUOLO .....	20
4.8 DETERMINAZIONE DEL SISMA DI PROGETTO.....	21
4.3. STIMA DELL'INCLINAZIONE DEL CARICO DOVUTA AD EVENTI SISMICI .....	23
5. MODELLO GEOTECNICO.....	24
5.1. INDAGINE GEOGNOSTICA IN SITO .....	24
5.1.1. Breve descrizione dell'indagine effettuata .....	24
5.1.2. Penetrometro utilizzato per prove penetrometriche.....	24
5.2. STIMA DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO .....	24
6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (S.L.U.).....	30
6.1. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI IN CONDIZIONI SISMICHE .....	30
6.1.1. Esclusione della verifica a liquefazione .....	30
6.2. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE NEL SITO IN ESAME .....	30
6.3. VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME TERRENO-FONDAZIONE .....	31
6.3.1. Azione sulla fondazione .....	31
6.3.2. Resistenza del terreno .....	31
7. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (S.L.E.).....	33
7.1 CALCOLO DELLA DISTRIBUZIONE DELLE TENSIONI NEL TERRENO DI FONDAZIONE .....	33
7.2 CAUSE DEI CEDIMENTI .....	33
7.2.1 Cedimenti nei terreni incoerenti (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità) .....	33
7.2.2 Cedimenti nei terreni coesivi (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità).....	34
7.2.3 Cedimenti assoluti e differenziali .....	34
7.3 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE .....	35
7.4 STIMA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (S.L.E.).....	35
7.4.1 Cedimenti Assoluti .....	35
7.4.2 Cedimenti Differenziali.....	35
7.5 RISULTATI DEL CALCOLO.....	36
7.6 STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI INDOTTE DAL SISMA .....	36
8. CONCLUSIONI .....	37

## RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

### 1. PREMESSA

Su incarico dello Studio Agronomico Vavassori e per conto dell'**Azienda Agricola 2C di Cerini Fratelli** è stato eseguito uno studio finalizzato alla definizione delle caratteristiche geologiche dei terreni costituenti il sottosuolo di un lotto di terreno sito a **Desenzano del Garda (BS)** in **Strada Comunale della Casella (Loc. Cascina Casella)** distinto ai **mappali 224 e 250** del **Foglio 65** del C.C. di **Desenzano (BS)**, il quale sarà interessato dalla realizzazione di due nuovi porticati agricoli.



Fonte: Studio Agronomico Vavassori

La presente relazione geologica costituisce uno studio preliminare delle caratteristiche dell'ambiente sottosuolo e idrico, due componenti necessarie alla definizione dello stato dell'ambiente naturale all'interno del quale sarà inserita l'opera in progetto. I criteri e le procedure adottati per la redazione della presente relazione consentono di definire il modello geologico e geotecnico di sito con un approfondimento adeguato alla fase preliminare di studio ed in conformità ai seguenti dispositivi:

- I. *paragrafi 6.2.1 e 6.2.2 del D.M. 17/01/2018 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";*
- II. *Deliberazione Giunta Regionale 30 novembre 2011 n. IX/2616.*

La campagna d'indagini in situ è stata concordata con il committente, il quale ha stabilito le risorse disponibili per la sua esecuzione sulla cui base lo scrivente ha formulato la proposta qui illustrata:

- n°1 prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono (**CPTU**);
- n°3 prove penetrometriche dinamiche super pesanti Standard Tipo Meardi Agi (**DPSH**);
- n°1 indagine geofisica con tecnica **HVSR**.

Lo studio dell'area è stato effettuato attraverso il reperimento e l'analisi delle fonti bibliografiche disponibili ed attraverso indagini svolte nel sito di interesse, le quali hanno consentito di inquadrare l'area dal punto di vista geologico e geomorfologico.

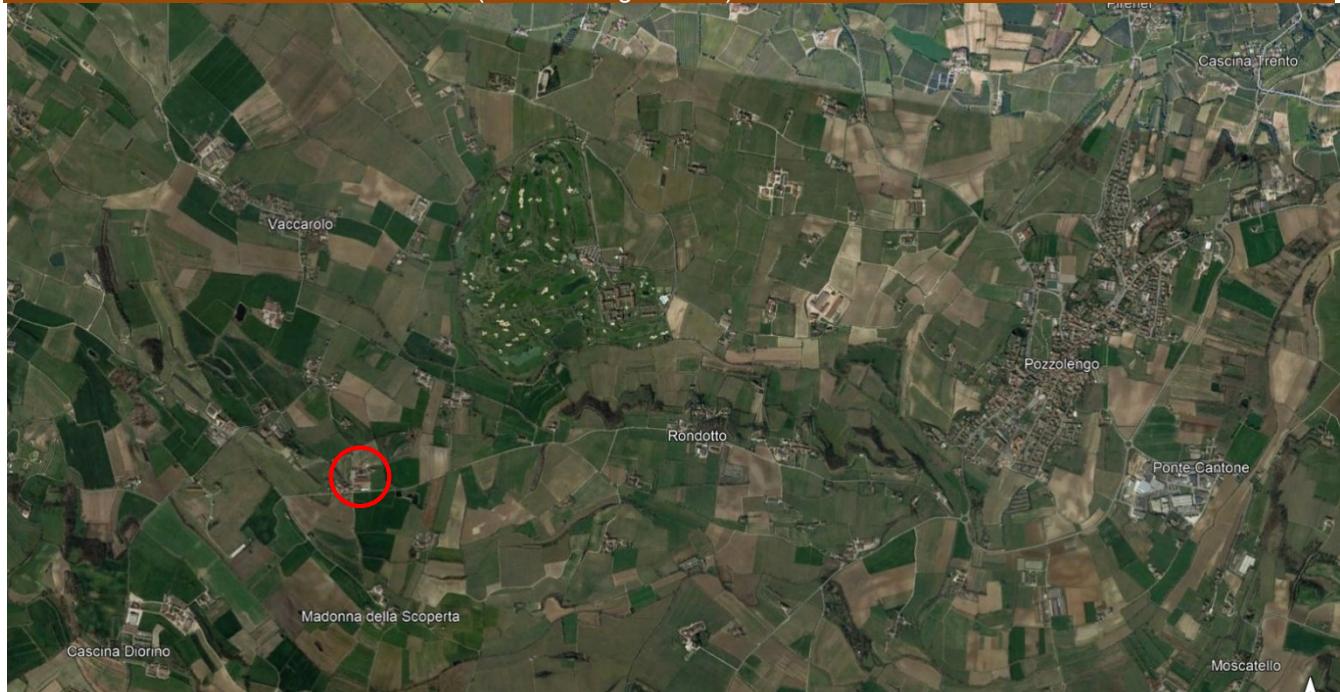
I dati reperiti sono serviti sia per la **definizione lito-stratigrafica** sia per la **parametrizzazione geotecnica dei terreni** che caratterizzano il **volume significativo di sottosuolo** che verrà influenzato dalle opere di fondazione. Per le dimensioni e la tipologia della struttura si faccia riferimento alle tavole delle planimetrie, prospetti e sezioni del tecnico progettista.

## 2. MODELLO GEOLOGICO

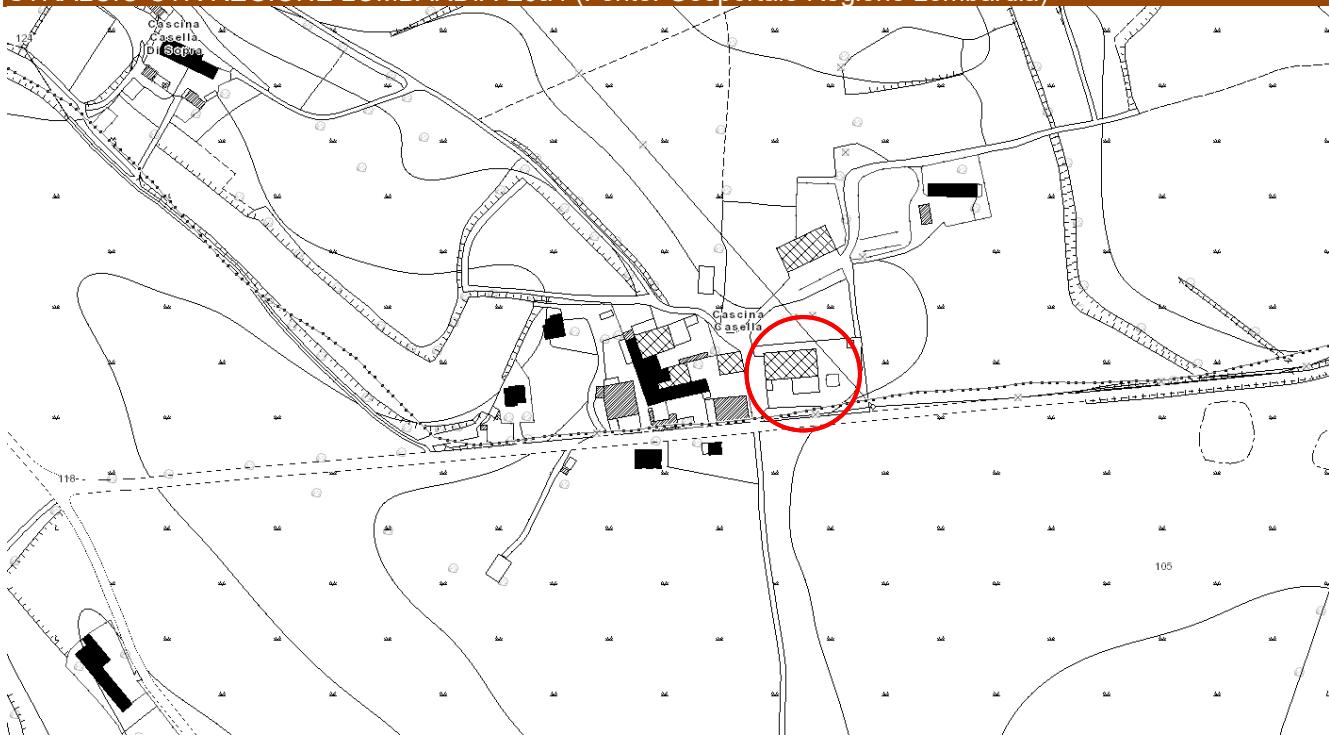
### 2.1. Inquadramento geografico, geomorfologico, geologico, idrografico ed idrogeologico

L'area oggetto dello studio ricade a Sud del territorio comunale di Desenzano (BS), insiste sui **mappali 224, 250 e 272** del **Foglio 65** del N.C.T.R. del Comune di **Desenzano del Garda** ed è geograficamente rappresentata nella sezione **E6a4** della Carta Tecnica Regionale della Regione Lombardia (C.T.R. R.L.) alla scala 1:10000. Il sito d'indagine risulta esposto a sud-ovest, la topografia si presenta a carattere collinare e la quota altimetrica è pari a circa **105 m s.l.m..**

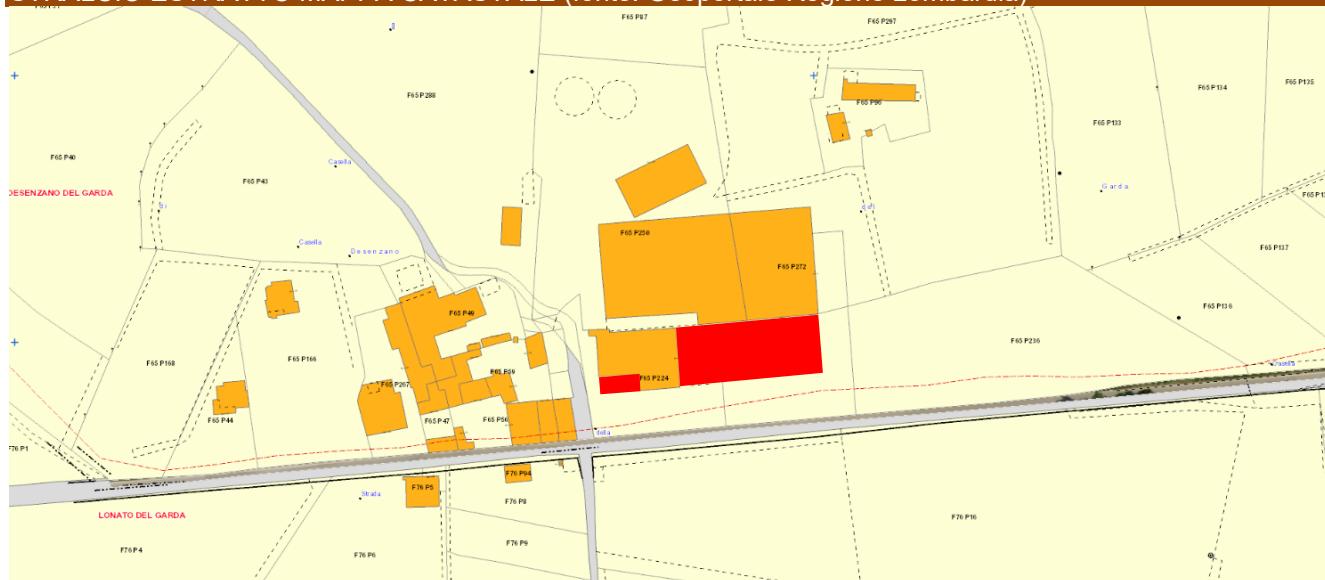
STRALCIO IMMAGINE SATELLITARE (Fonte: Google Earth)



STRALCIO CTR REGIONE LOMBARDIA E6a4 (Fonte: Geoportale Regione Lombardia)



### STRALCIO ESTRATTO MAPPA CATASTALE (fonte: Geoportale Regione Lombardia)



Nuove costruzioni

Il territorio comunale di Desenzano del Garda occupa una superficie di circa 64 km<sup>2</sup> e si colloca nel lembo di territorio posto a Sud - Est della provincia di Brescia, occupando per una buona parte l'anfiteatro morenico benacense.

Dal punto di vista **geomorfologico**, il paesaggio prevalente è tipico dell'ambiente collinare morenico con quote che vanno dai 65 m s.l.m. (livello del lago) fino al punto altimetricamente più elevato di 170 m s.l.m. (Monte Lungo). Nell'ambito del territorio comunale si riscontrano estese porzioni di pianura intramorenica interposta a rilievi collinari appartenenti ai diversi ordini delle cerchie moreniche.

Dal punto di vista geomorfologico il territorio comunale si colloca nell'ambito delle colline moreniche le quali costituiscono parte del Sistema Morenico Frontale del Garda.

Si tratta di cordoni morenici depositati nel Pleistocene superiore e di limitati lembi appartenenti al Pleistocene medio, intervallati da numerose piane e vallecole inframoreniche caratterizzate da aree palustri e lacustri.

L'aspetto del territorio è caratterizzato da una topografia estremamente variabile.

Le aree presentano pendii fortemente inclinati e scoscesi e sono fiancheggiate da aree a pendenza più moderata, che fanno da raccordo con gli avvallamenti e le piane intermoreniche. In queste ultime i depositi fluvioglaciali ghiaiosi sono prevalenti, i depositi più recenti e fini sono tipici degli avvallamenti formatisi dall'azione erosiva dei torrenti glaciali, mentre le aree a morfologia infossata corrispondono invece ad antiche conche lacustri.

La storia geologica dell'area in esame è caratterizzata nel Quaternario da ripetuti fenomeni di espansione e successivo ritiro dei ghiacciai.

La costituzione di un sistema morenico, tipo quello gardesano di cui l'area oggetto dello studio fa parte, deriva dalla sovrapposizione ed interazione di più eventi deposizionali ed erosivi legati alle diverse glaciazioni, originatesi da continue oscillazioni climatiche.

Dal punto di vista **geologico**, l'evoluzione dell'anfiteatro morenico si divide in due momenti ben distinti: un periodo glaciale che porta all'avanzamento verso regioni più meridionali del fronte del ghiacciaio, trasportando materiali litoidi che cadono sulla superficie (morene viaggianti) o che vengono strappati alle rocce di base (morene di fondo) e che costituiscono le cerchie moreniche una volta abbandonati alla fronte dopo che il ghiacciaio ha raggiunto la sua massima espansione.

Questo momento è seguito da un periodo postglaciale, caratterizzato dal ritiro dei ghiacci verso monte con conseguente fusione del corpo glaciale che porta all'accentuazione di fenomeni erosivi (terrazzi fluviali) e trasporto di materiale nella piana antistante.

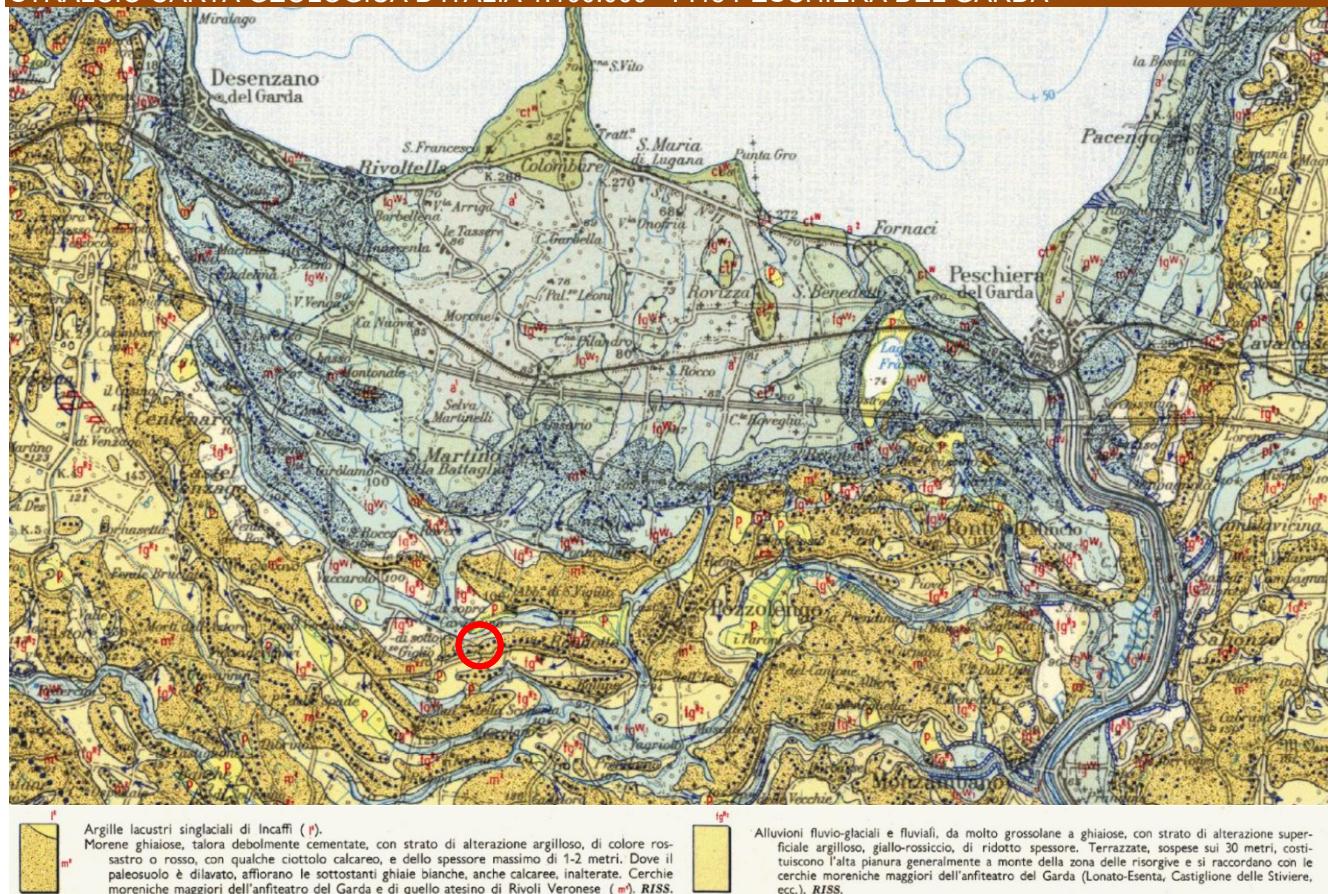
La presenza dei maggiori laghi pedealpini a monte dei vari anfiteatri morenici è correlata a quella dei ghiacciai ai quali si deve, in buona parte, l'origine delle conche lacustri.

L'anfiteatro morenico gardesano che borda a meridione del Lago di Garda, la cui topografia caratterizza i comuni del basso bresciano e dell'alto mantovano, è stato costituito da un ghiacciaio che si protendeva verso Sud, sino ad una quindicina di chilometri da Mantova, grazie soprattutto all'ampiezza del bacino alimentatore costituito dall'area delle Alpi Retiche, le cui calotte glaciali confluivano tutte in questo unico enorme canale di scarico, determinando la nascita del maggiore apparato morenico del Paese.

Nell'area gardesana sono conservate cerchie moreniche attribuibili alle glaciazioni del Mindel, Riss e Würm. Le morene rissiane risultano in genere ben conservate e costituite da un ammasso caotico di blocchi, ciottoli e ghiaie poco cementati, con uno strato di alterazione argilloso di colore rossastro o rosso-bruno. I depositi wormiani costituiscono i depositi più interni, evidenziando per il Würm una espansione glaciale di portata minore rispetto alla precedente.

Le cerchie moreniche wormiane si presentano ghiaiose con uno scarso strato di alterazione.

#### STRALCIO CARTA GEOLOGICA D'ITALIA 1:100.000 - F.48 PESCHIERA DEL GARDA

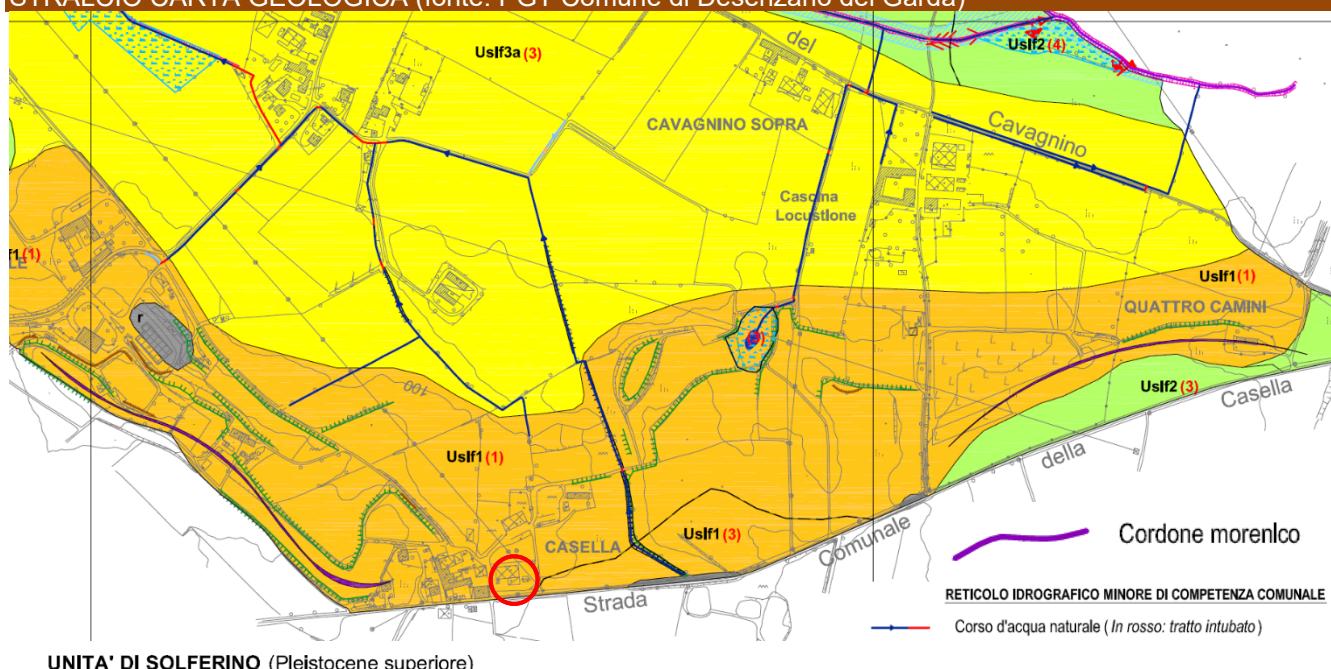


Nel sito oggetto di studio i depositi presenti superficialmente risultano ascrivibili, come cartografato nella Carta Geologica sopra riportata, ai depositi pleistocenici **m<sup>R</sup>** riconducibili alle morene ghiaiose, talora debolmente cementate, con strato di alterazione argilloso, di colore rossastro o rosso, con qualche ciottolo calcareo. Dove il paleosuolo è dilavato, affiorano le sottostanti ghiaie bianche, anche calcaree, inalterate. Cerchie moreniche maggiori dell'Anfiteatro del Garda e di quello Atesino di Rivoli Veronese (Riss). Si segnala, comunque, la presenza di depositi alluvionali nelle immediate vicinanze del sito di interesse. Si tratta di alluvioni fluvio-glaciali e fluviali, da molto grossolane a ghiaiose, con strato di alterazione superficiale argilloso, giallo-rossiccio, di ridotto spessore. Terrazzate sospese sui 30 metri, costituiscono l'alta pianura generalmente a monte della zona delle risorgive e si raccordano con le cerchie moreniche maggiori dell'Anfiteatro del Garda.

Nella Carta geologica allegata al PGT del Comune di Desenzano, avente una scala di dettaglio maggiore (1:5.000), i depositi presenti vengono classificati come depositi glaciali (**Uslf1**) appartenenti all'Unità di Solferino (Pleistocene Superiore). I depositi in questione sono depositi morenici di cordone che delineano, per le avanzate delle masse glaciali, i fronti di massima espansione in corrispondenza dei quali si aveva l'accumulo caotico dei materiali glaciali. Sono costituiti da diamicton massivi per lo più a supporto clastico ma talora a supporto di matrice. Risultano frequentemente presenti anche grossi trovanti poligenici con dimensioni fino a vari  $m^3$ . Nell'ambito del complesso modello deposizionale morenico sono previste eterogeneità litologiche con variazioni nel contenuto di frazione fine che risultano talora molto accentuate anche in zone contigue. Così si possono ritrovare settori con litologia più francamente limoso-sabbiosa prevalente sullo scheletro granulare. In questi casi i depositi glaciali assumono tipica colorazione grigia (più argillosa) o color ocra-nocciola (più limosa). Questi depositi appaiono organizzati in cordoni morenici per lo più disconinui raggruppabili in cerchie principali disposte in genere ad andamento arcuato o più raramente rettilineo.

All'Unità di Solferino può essere riferita la cerchia principale dell'anfiteatro morenico gardesano; ad essa afferiscono infatti i rilievi posti alle quote più elevate disposte nella porzione occidentale del territorio desenzanese (Monte Corno, Monte Croce, Monte Alto, ecc.), più o meno disconinui. Le fasi di ritiro delle masse glaciali sono testimoniate anche dai cordoni morenici minori presenti verso Est, Sud e Sud-Est (Desenzano, S. Pietro, Vaccarolo e S. Martino della Battaglia) talora piuttosto disconinui, con rilievo topografico progressivamente più blando spostandosi verso il Lago.

STRALCIO CARTA GEOLOGICA (fonte: PGT Comune di Desenzano del Garda)



#### UNITA' DI SOLFERINO (Pleistocene superiore)

**Uslf1** Depositi glaciali

**Uslf2** Depositi glaciolacustri di depressione intermorenica o di fronte glaciale

Depositi di contatto glaciale

**Uslf3a** a) Depositi grossolani prevalentemente sabbiosi, sabbioso-ghiaiosi, ghiaioso-sabbiosi, ghiaiosi

**Uslf3b** b) Depositi fini prevalentemente sabbioso limosi, limoso sabbioso, limoso argillosi, argillosi ("morena di fondo")

#### ELEMENTI DI PRIMA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Terreni con caratteristiche geotecniche:

(1) buone

(2) discrete

(3) mediocri

(4) scadenti

Per quanto riguarda l'aspetto **geotecnico**, la carta geologica del PGT comunale segnala la presenza nel sito di progetto di terreni aventi generalmente buone caratteristiche geotecniche, anche se immediatamente ad Est dello stesso è presente un settore caratterizzato da caratteristiche geotecniche mediocri.

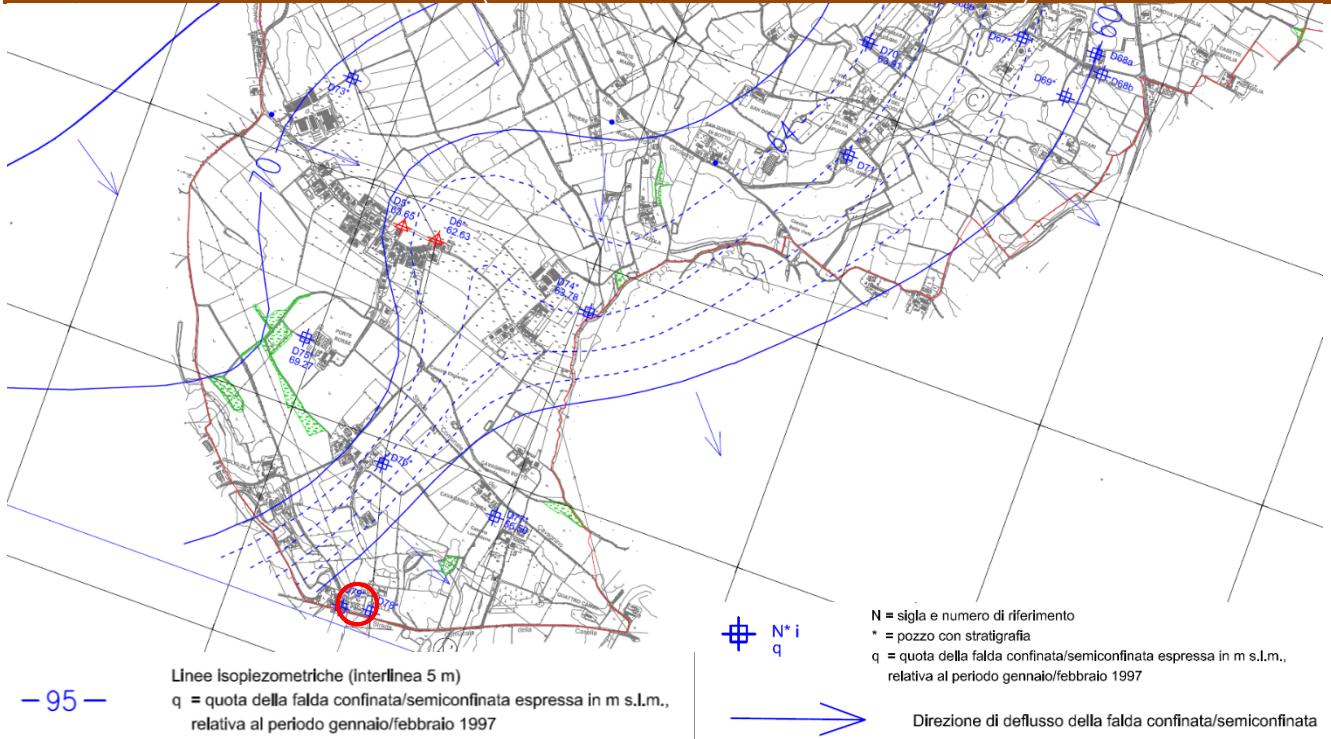
La rete **idrografica** del territorio di Desenzano è nel suo insieme, poco sviluppata e nell'ambito collinare del territorio i corsi d'acqua con carattere permanente sono rappresentati dal Rio Maguzzano e dalla Fossa Redone, la quale rappresenta il corso d'acqua principale e da alcuni corsi d'acqua minori. Vari elementi idrografici di natura effimera, con alveo indefinito e corrispondenti ad impluvi poco marcati, sono sede occasionale di deflusso idrico superficiale, rientrando quindi nel reticolo idrografico del settore morenico.

L'assetto **idrogeologico** e le caratteristiche orografiche del territorio determinano la presenza di corsi d'acqua con andamento irregolare che prendono origine da estese zone di affioramento della falda freatica in corrispondenza delle piane intramoreniche (zone umide) o alla base dei versanti morenici (sorgenti).

I tracciati dei corsi d'acqua si sviluppano in gran parte all'interno delle piane fluvioglaciali seguendone l'andamento. La piana fluvioglaciale occidentale è invece attraversata da una fitta rete artificiale di canali e rogge irrigue. I bacini idrografici risultano di scarsa estensione e poco definiti.

L'unità idrogeologica che interessa l'area in esame possiamo identifierla come l'Unità delle Colline Moreniche ed è sostanzialmente occupata dai cordoni morenici e dalle vallecole inframoreniche: essa fa parte del vasto Sistema Morenico Frontale del Garda con il quale sono ipotizzabili interscambi con gli acquiferi più profondi. In questa unità idrogeologica gli acquiferi più superficiali non sono arealmente estesi, trattandosi per lo più di falde sospese.

**STRALCIO CARTA IDROGEOLOGICA** (fonte: PGT Comune di Desenzano del Garda)



In profondità invece è possibile individuare acquiferi più continui, per i quali è possibile la ricostruzione della piezometria.

Da un punto di vista idrogeologico i depositi morenici scolti e permeabili permettono una buona penetrazione delle acque di precipitazione e di quelle di corsi d'acqua naturali e artificiali, alimentando le falde.

Le falde intercettate dai pozzi della zona sono presenti nei livelli a granulometria grossolana (ghiaia e sabbia) compresi e confinati tra livelli impermeabili costituiti da limi ed argille (quasi tutte le falde essendo pressione risalgono fino a qualche decina di metri).

In quest'area risulta complessa una suddivisione in falde dell'acquifero sfruttate da pozzi, a causa della natura geologica della zona, caratterizzata da materiale trasportato dai ghiacciai e depositati caoticamente.

In generale gli orizzonti acquiferi sono correlabili, con alcune approssimazioni determinate dai limiti spaziali dell'omogeneità geologica, in tre falde principali, delle quali la più profonda dovrebbe essere alimentata direttamente dalle acque del Lago di Garda avente direzione di deflusso, a scala regionale, NNO/SSE. Localmente abbiamo un regime di deflusso delle acque sotterranee in direzione NE.

Lo schema della circolazione idrica sotterranea può essere ricostruito analizzando congiuntamente vari elementi quali come la litologia superficiale e profonda, morfologia degli alvei attuali e piezometria che concorrono a definire l'assetto idrogeologico.

Riassumendo, nei settori intramorenici, le Unità moreniche e le Unità fluvioglaciali ghiaioso-sabbiose talora interferiscono originando in tal modo falde locali superficiali di scarsa estensione e produttività. Tali acquiferi sono alimentati esclusivamente dalle precipitazioni meteoriche, hanno una conformazione spaziale concava verso il basso, tipo catino e sono delimitati a letto da depositi morenici di scarsa permeabilità.

All'interno dei depositi morenici, in presenza di lenti sabbioso-ghiaiose, possono originarsi piccole falde sospese, di carattere permanente e/o temporaneo, anch'esse poco produttive con apporti che risentono a breve termine dell'andamento delle precipitazioni.

È invece alle maggiori profondità che si incontrano i sistemi acquiferi multistrato separati tra loro da livelli limoso-argillosi, alla quale si è fatto riferimento poco sopra, i quali non dipendono direttamente dalle precipitazioni di carattere locale e possiedono elevate capacità di immagazzinamento.

In termini di attitudine al deflusso idrico sotterraneo possiamo assegnare all'Unità fluvioglaciale ghiaioso-sabbiosa una discreta permeabilità ( $k=10^{-2} \div 10^{-4}$  cm/s), a quella morenica una permeabilità medio bassa in quanto possiede sequenze argillose semi impermeabili che ne ostacolano la filtrazione e strati di conglomerato e ghiaia favorevoli all'immagazzinamento ed infine le unità corrispondenti ai depositi in prevalenza argilloso-torbosi di origine lacustre che sono caratterizzati da una permeabilità praticamente nulla ( $k \geq 10^{-7}$  cm/s).

Dalla presa visione della carta idrogeologica del PGT comunale si evince che, all'interno dell'area di studio, la quota della prima falda è circa 60 m s.l.m.; la **profondità della falda** si attesta quindi attorno alla profondità di circa **45 - 46 m dal piano campagna**. La direzione locale di deflusso della falda è NW-SE.

Traccia sezione idrogeologica (da Concessione pozzo acqua uso irriguo anno 2006)

**Tavola 4** (scala 1:10.000)

**TRACCIA SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA E UBICAZIONE POZZI**

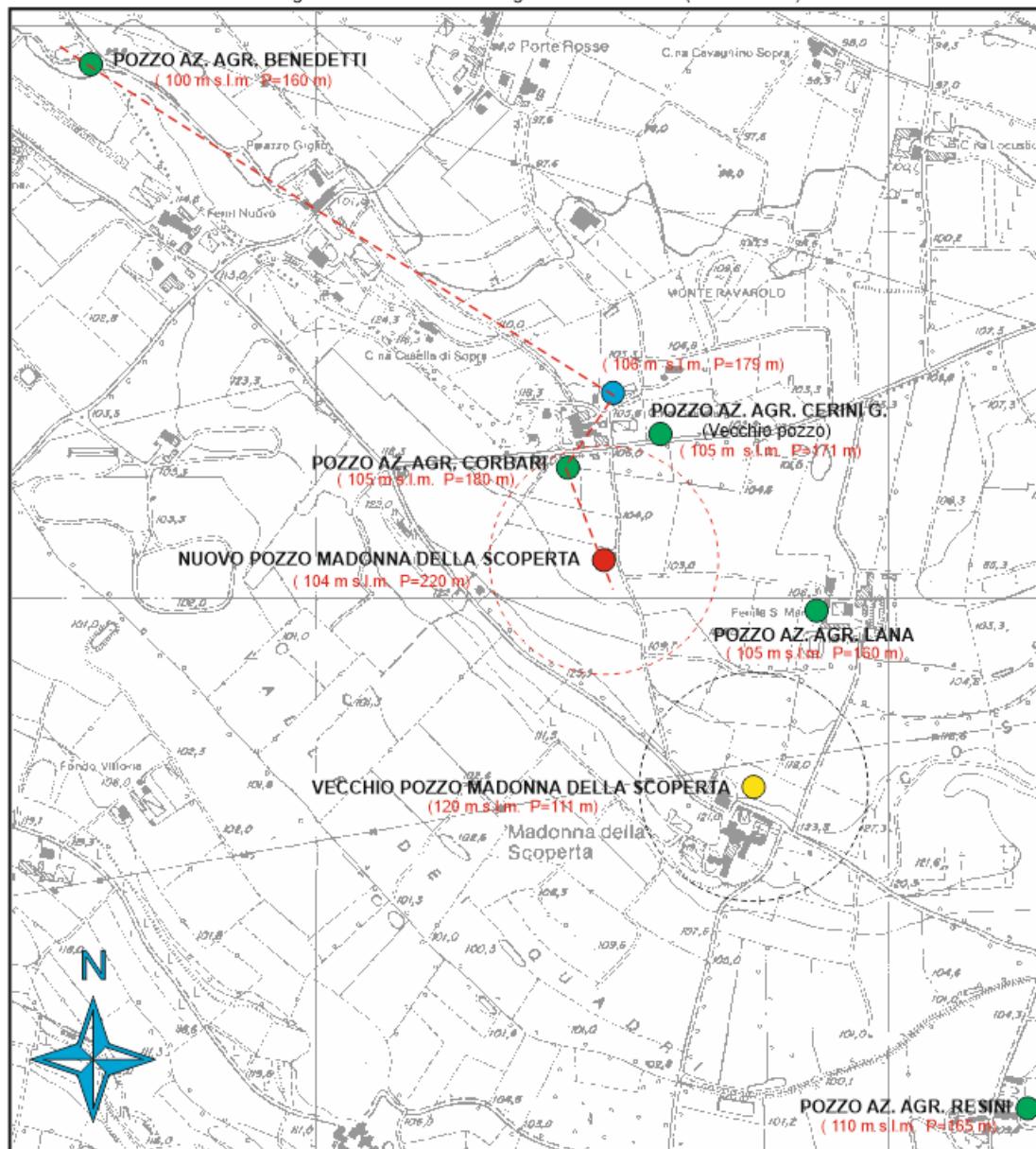
Comune: DESENZANO DEL GARDA (BS)

Lavoro: domanda di CONCESSIONE TRENTENNALE pozzo per uso IRRIGUO

Richiedente: AZ. AGR. CERINI Paolo

Data: 29/09/2006

Sez. C.T.R. E6a4 base cartografica Carta Tecnico Regionale Lombardia (C.T.R. R.L.) Scala 1:10.000



POZZO IDROPOTABILE CON INDICATA ZONA DI RISPECTO

POZZO IDROPOTABILE IN DISUSO CON INDICATA ZONA DI RISPECTO

UBICAZIONE NUOVO POZZO IRRIGUO AZ. AGR. CERINI P.

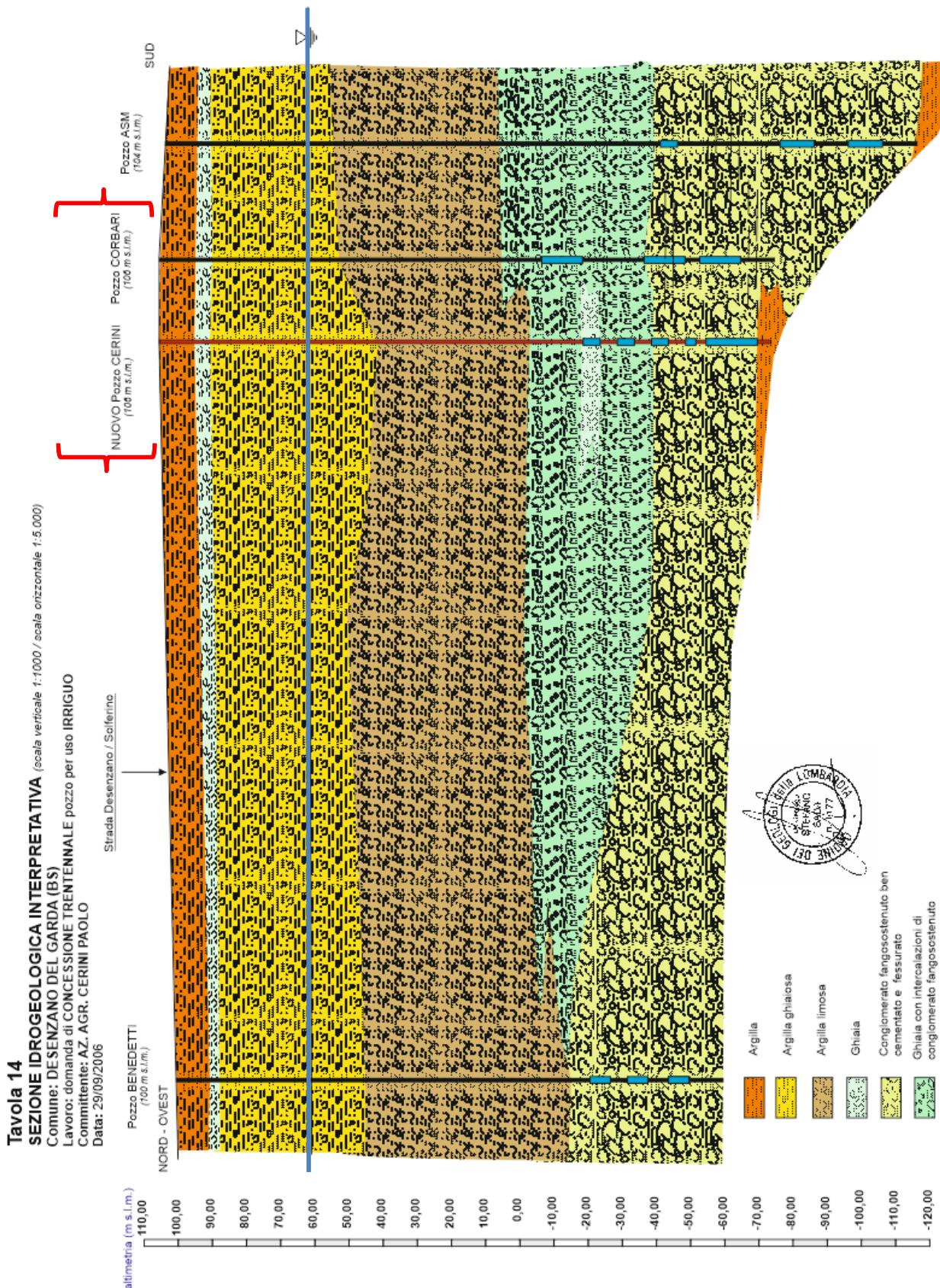
UBICAZIONE POZZI ESISTENTI

TRACCIA SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA

(119 m s.l.m. P=186 m) INDICAZIONE ALTIMETRIA PUNTO DI CAPTAZIONE E PROFONDITA' POZZO



Sezione idrogeologica interpretativa (da Concessione pozzo acqua uso irriguo anno 2006)



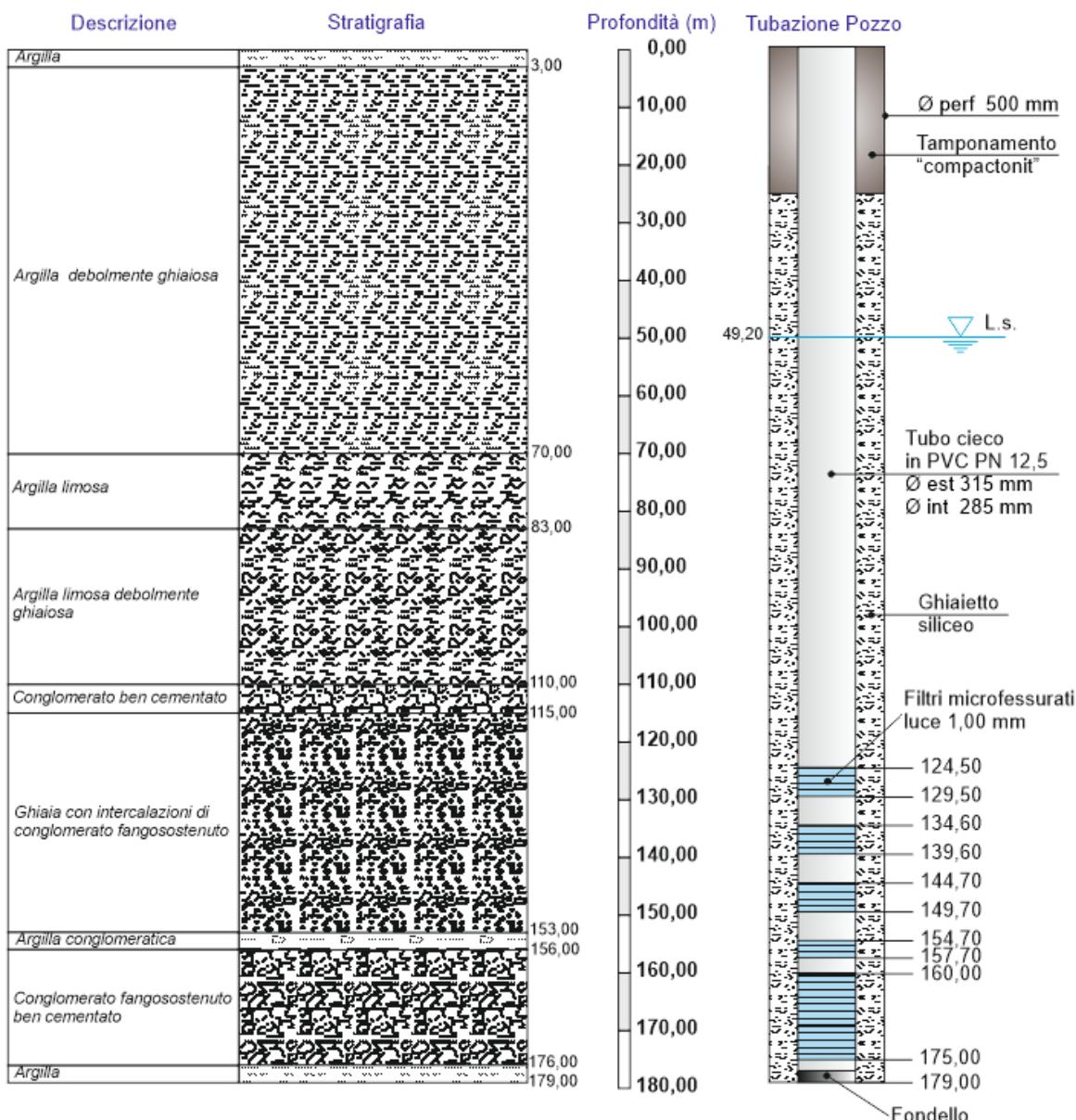
Pozzo AZ. AGR. CERINI (da Concessione pozzo acqua uso irriguo anno 2006)

**Tav 9**

**STRATIGRAFIA NUOVO POZZO IRRIGUO AZ. AGR. CERINI PAOLO**

(scala verticale 1:1.000)

Comune	DESENZANO DEL GARDA (BS)
Coord. GAUSS BOAGA (fuso W.)	Long. Est 1623 498 / Lat. Nord 5 028 323
Quota p.c.	106 m s.l.m.
Profondità	179 m
Portata media	8 l/s
Portata max.	25 l/s
Diametro perforazione	500 mm
Diametro est. Rivestimento	315 mm (PVC PN 12,5)
Spessore tubazione	15 mm
Uso	IRRIGUO
Impresa di perforazione	MALTINI GEOM. DIONIGIO & RENATO s.n.c.
Committente	AZ. AGR. CERINI PAOLO



Pozzo AZ. AGR. CERINI (pozzo chiuso)

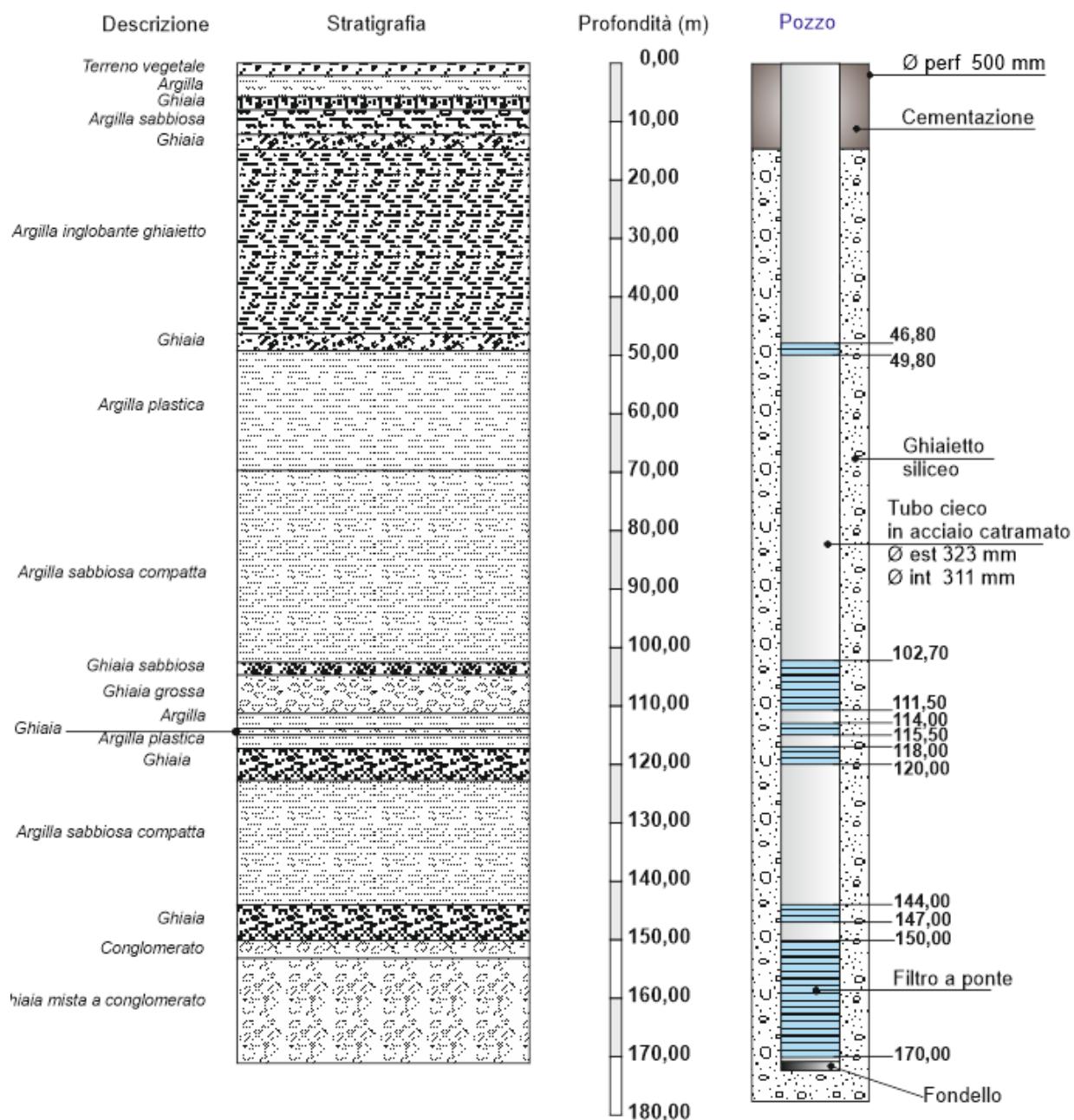
**Tavola 10**

**STRATIGRAFIA VECCHIO POZZO "AZ. AGR. CERINI GIANCARLO"**

(scala verticale 1:1.000)

(fonte: MALTINI trivellazione pozzi acqua)

Comune	DESENZANO DEL GARDA (BS)
Quota p.c.	106 m s.l.m.
Profondità pozzo	171 m

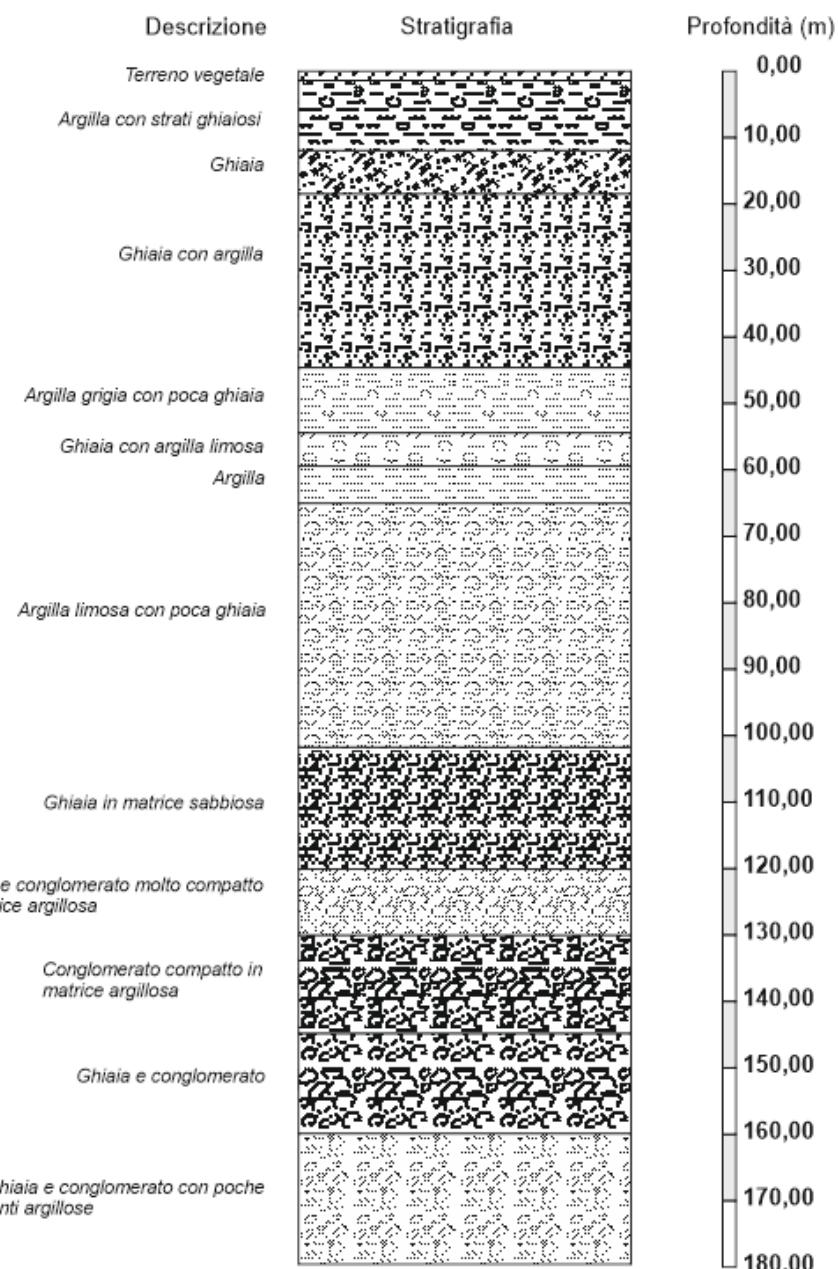


Pozzo esistente

**Tavola 11**  
**STRATIGRAFIA POZZO esistente “AZ. AGR. CORBARI”**

(scala verticale 1:1.000)  
(fonte: MALTINI trivellazione pozzi acqua)

Comune	LONATO (BS)
Quota p.c.	106 m s.l.m.
Profondità pozzo	180 m

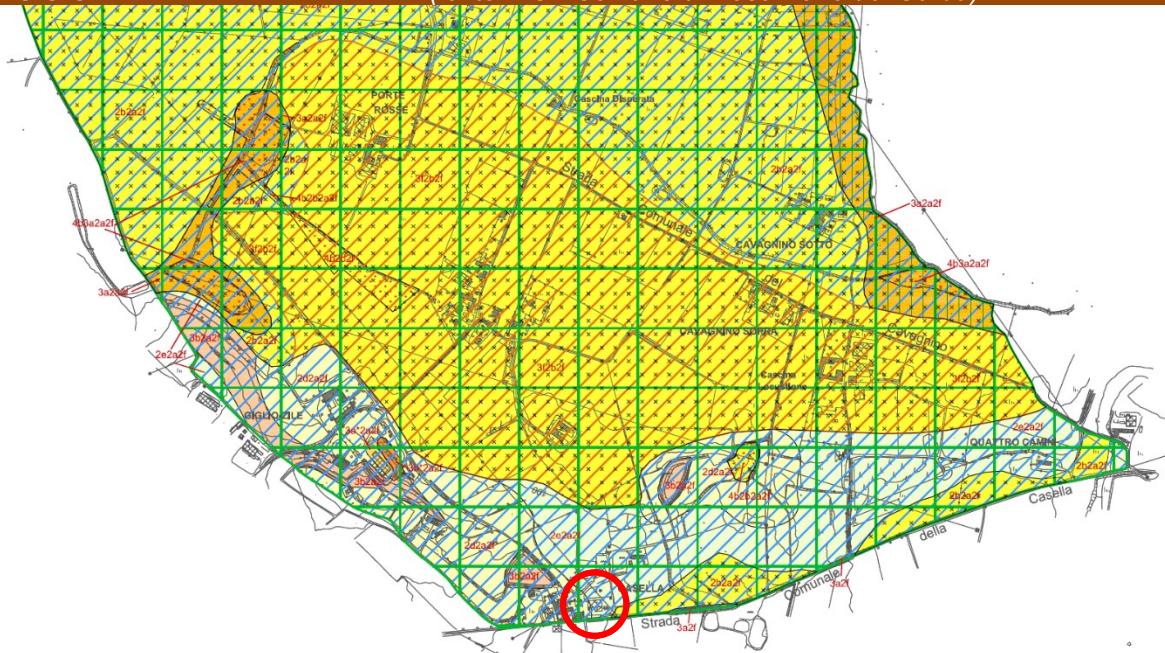


### 3. INQUADRAMENTO URBANISTICO DELL'AREA

La fase di progettazione preliminare e di valutazione della fattibilità dell'intervento ha previsto l'analisi delle limitazioni d'uso del territorio (vincoli) in particolare modo quelli descritti e presenti nella relazione geologica a corredo del vigente **PGT** comunale e quelli relativi alla normativa sovraordinata (PTCP, Ambientale, Regionale e di Bacino).

Dalla visione della **Carta di Fattibilità Geologica** per le azioni di piano si evince che il sito in esame ricade nella classe di **Fattibilità con modeste limitazioni – Classe 2**.

#### STRALCIO CARTA DELLA FATTIBILITÀ (fonte: PGT Comune di Desenzano del Garda)

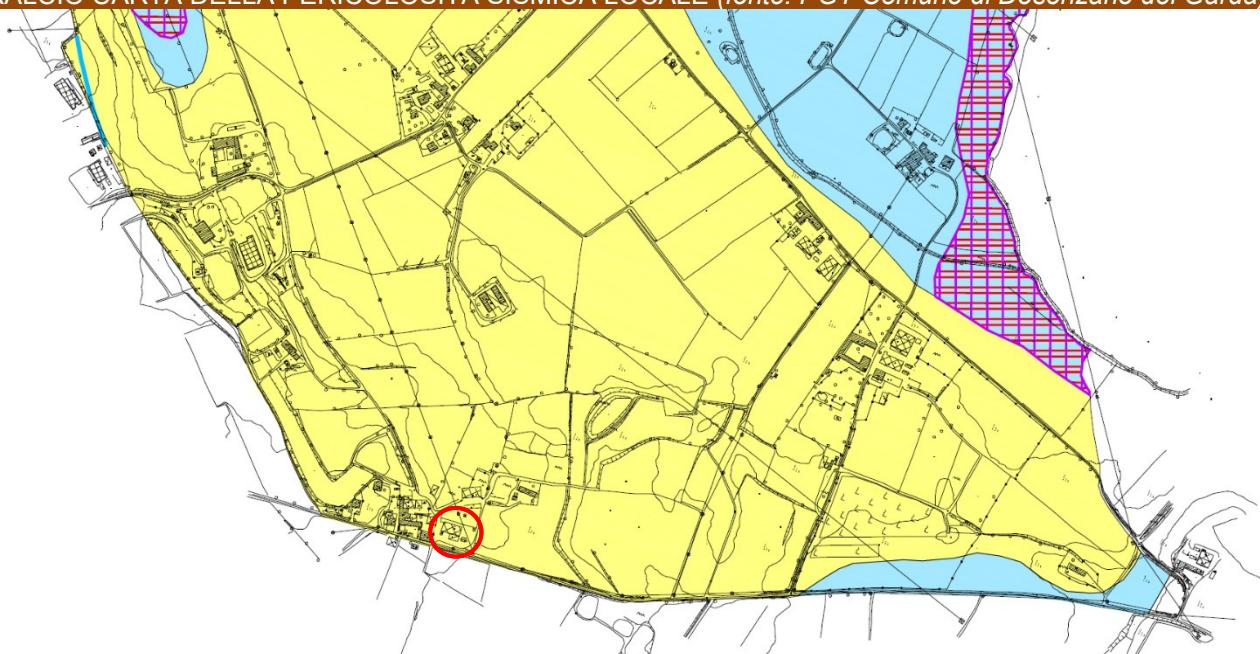


Inoltre, l'areale di progetto ricade per larga parte all'interno della sottoclasse 2e (Aree con terreni a caratteristiche geotecniche da discrete a buone e condizioni pianeggianti o con versanti debolmente acclivi) e per una parte minoritaria all'interno della sottoclasse 2d (Aree con terreni a caratteristiche geotecniche da discrete a buone e condizioni di versante mediamente acclivi).

Dalla visione **Carta di Pericolosità Sismica Locale** per l'area di studio è stato individuato lo scenario PSL **Z4c** (Zona morenica con presenza di depositi granulari/coesivi, comprese le coltri loessiche).

La normativa sismica è in questi casi **sufficiente** a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica.

**STRALCIO CARTA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE (fonte: PGT Comune di Desenzano del Garda)**



**AMPLIFICAZIONI LITOLOGICHE E GEOMETRICHE**

 Z4a - Zona di fondovalle o di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-gelaciali granulari e/o coesivi

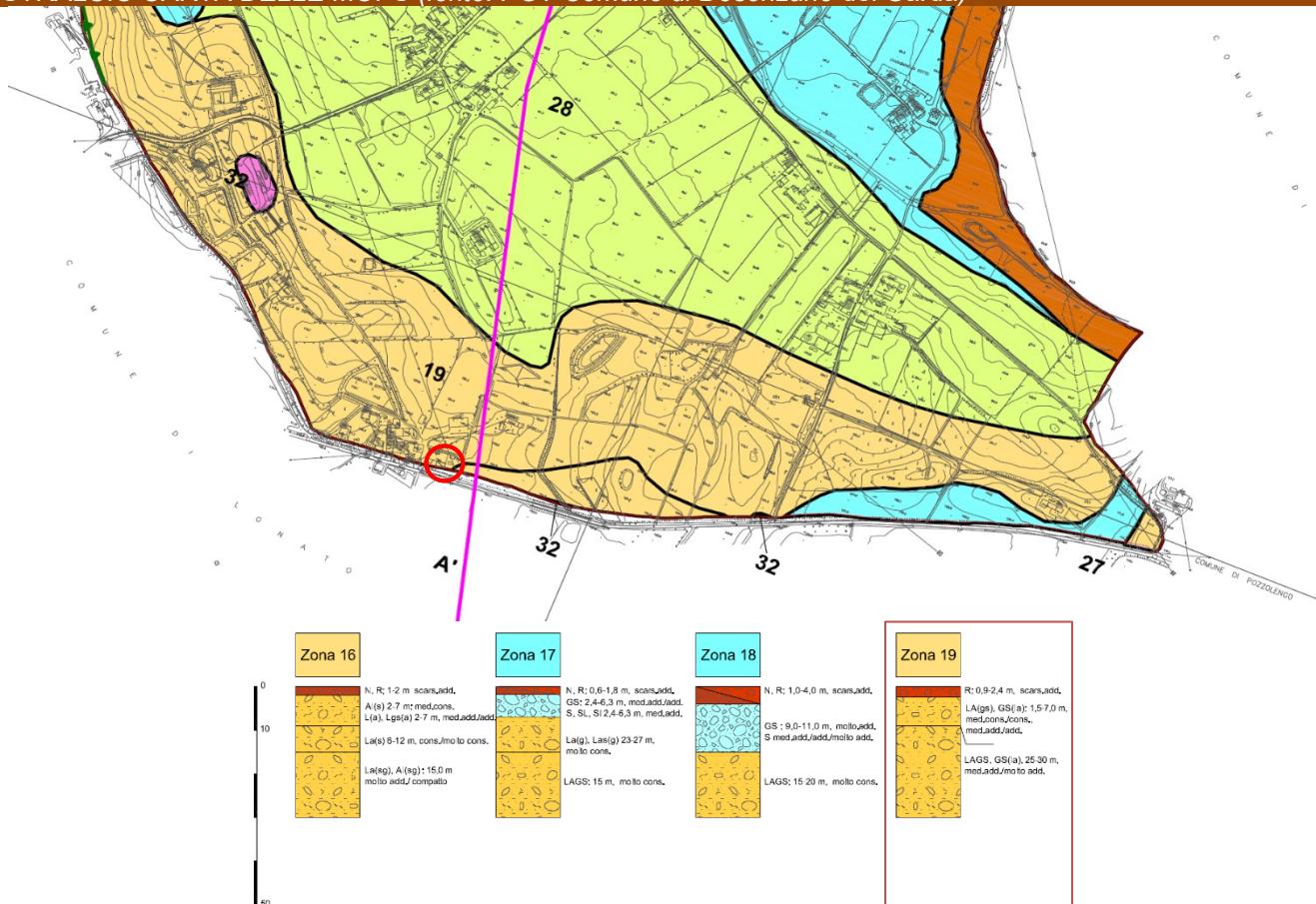
 Z4c - Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (comprese le coltri loessiche)

Dalla visione **Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica**, per l'area di studio ricade prevalentemente nella **Zona 19**, che è caratterizzata da **depositi glaciale/morenici di cordone**, i quali presentano una marcata variabilità geologico-geotecnica.

La successione stratigrafica individuata da tali depositi, seppure caratterizzata da una marcata variabilità litologica, evidenzia già a scarsa profondità dal p.c. la presenza di terreni a grado di addensamento/consistenza per lo più elevato.

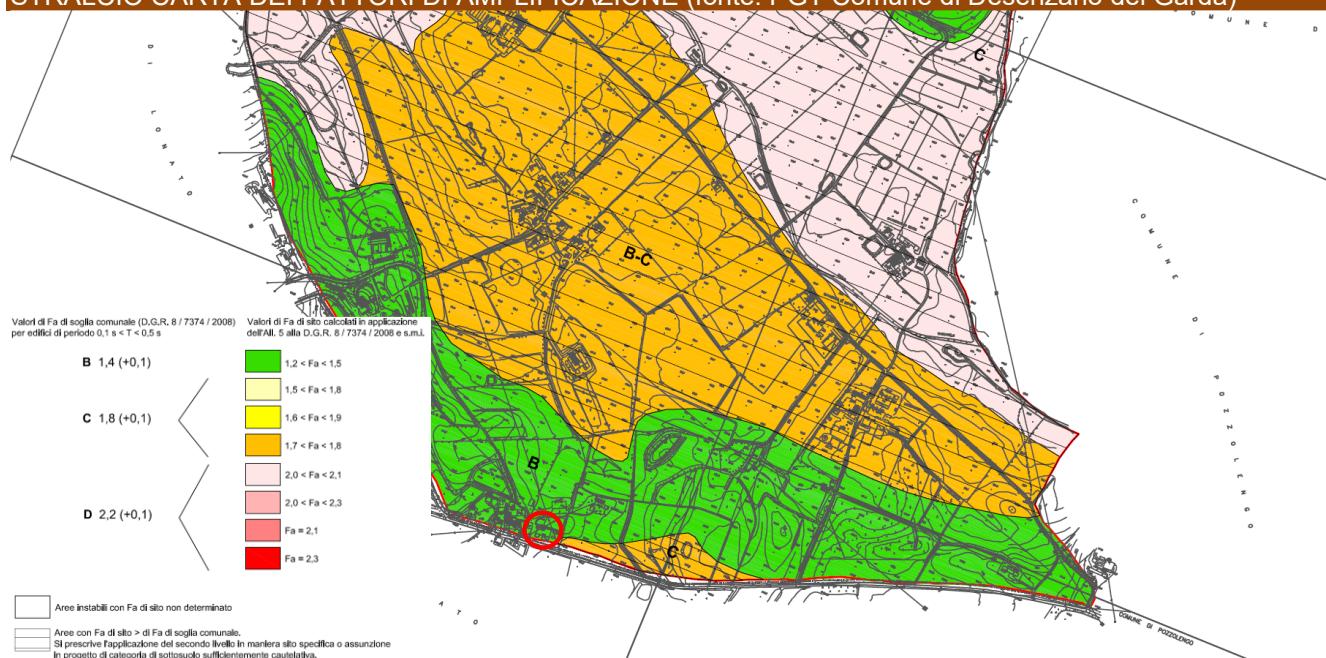
Localmente, la successione stratigrafica mostra caratteristiche peculiari che si correlano alla presenza superficiale di depositi di "contatto glaciale" e/o "glaciolacustri/depressione intermorenica", sovrapposti ai depositi glaciali s.s.

STRALCIO CARTA DELLE MOPS (fonte: PGT Comune di Desenzano del Garda)



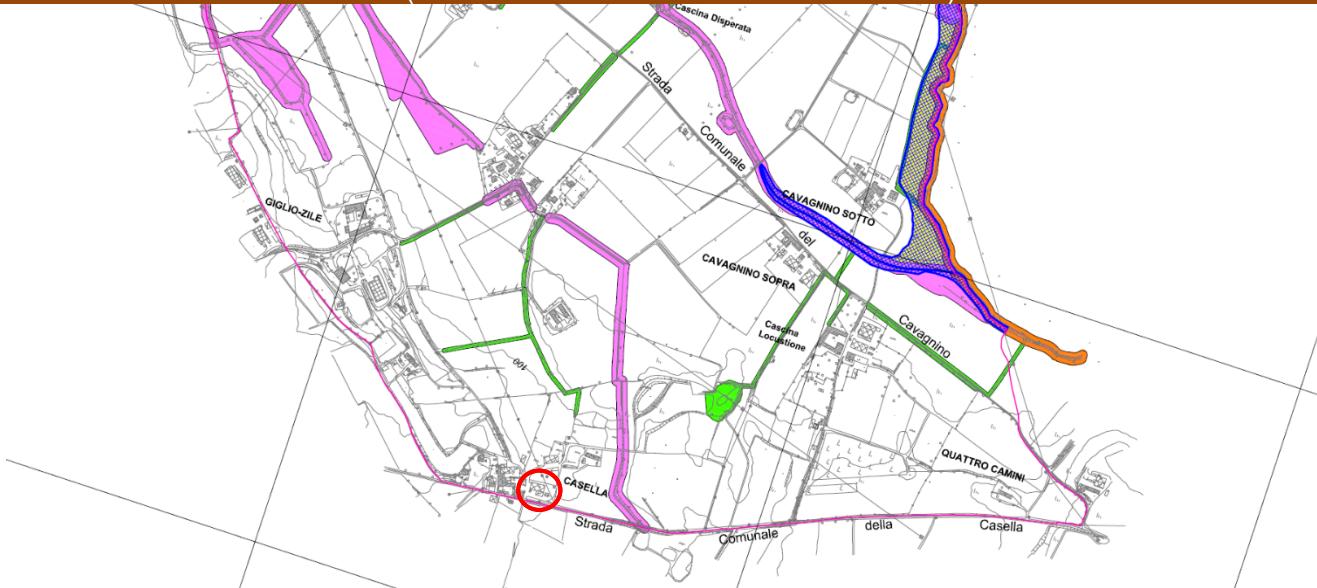
Dalla visione **Carta dei fattori di amplificazione derivante dall'applicazione del 2° livello** si evince che il sito di progetto fa parte delle aree con Fa compreso tra 1,2 e 1,5, per le quali la **categoria di sottosuolo B** risulta sufficientemente cautelativa (D.M. 14/01/2008).

STRALCIO CARTA DEI FATTORI DI AMPLIFICAZIONE (fonte: PGT Comune di Desenzano del Garda)



Dalla visione **Carta dei vincoli della componente geologica** si evince che l'area di studio non è sottoposta ai **vincoli**.

**STRALCIO CARTA DEI VINCOLI** (fonte: PGT Comune di Desenzano del Garda)



**RETIKOLO IDROGRAFICO MINORE DI COMPETENZA COMUNALE** (DGR X/2591 all.D)

**FASCIA AD ALTO GRADO DI TUTELA** del Reticollo Idrico Minore  
 (pari a 10 m da ciascun lato del corpo idrico. Per i tratti intubati: 1 m da ciascun lato del corpo idrico)  
*Rif. Doc. di Piano RIM DPI (EN-ET) - Artt. 1-3*

Dalla visione della **Carta del dissesto con legenda uniformata PAI**, si evince che l'area oggetto di studio ricade **esternamente** delle aree interessate da dissesti.

Infine, per quanto concerne la **Direttiva Alluvioni 2007/60/CE - Revisione 2020**, dal GeoPortale della Regione Lombardia si evince che l'area oggetto di studio ricade **esternamente** delle aree a rischio.

## 4. SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO

### 4.1 PREMESSA

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli stati limite, che possono verificarsi durante un determinato periodo di riferimento della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo la *vita nominale* dell'opera, che congiuntamente alla **classe d'uso**, permette di determinare il **periodo di riferimento**;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, dopo aver definito le relative *probabilità di superamento* è possibile stabilire il **periodo di ritorno** associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la **pericolosità sismica di base** per il sito interessato alla realizzazione dell'opera.

### 4.2 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Nel **DM 17 gennaio 2018**-Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.1)$$

dove:

**$V_R$**  = periodo di riferimento

**$V_N$**  = vita nominale

**$C_U$**  = coefficiente d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$ , secondo le NTC 2018, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità.

I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella tabella sottostante.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC 2018 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

**Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.  **$C_U = 0.7$** ;

**Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso **III** o in Classe d'uso **IV**, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.  **$C_U = 1.0$** ;

**Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso **IV**. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.  **$C_U = 1.5$** ;

**Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.  **$C_U = 2.0$** ;

#### 4.3 STATI LIMITE, PROBABILITA' DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO

Le NTC 2018 prendono in considerazione 4 possibili *stati limite* (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono *stati limite di esercizio* (SLE) e due sono *stati limite ultimi* (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata. Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** 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;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Ad ogni stato limite è associata una *probabilità di superamento*  $P_{VR}$ , ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento  $V_R$ , si verifichi almeno un evento sismico ( $n \geq 1$ ) di  $a_g$  prefissata ( $a_g$  = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza  $\lambda = 1/T_R$  ( $T_R$  = periodo di ritorno).

*Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento  $V_R$*

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	<b><math>P_{VR} = 81\%</math></b>
Stato limite di esercizio: danno	SLD	<b><math>P_{VR} = 63\%</math></b>
Stato limite ultimo: salvaguardia della vita	<b>SLV</b>	<b><math>P_{VR} = 10\%</math></b>
Stato limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	<b><math>P_{VR} = 5\%</math></b>

Fissati  $V_R$  e  $P_{VR}$  associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (3.1)$$

#### 4.4 PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC 2018, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima ( $a_g$ ) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC 2018 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica".

La tabella contenuta nell'Allegato B delle NTC08, fornisce i 3 parametri di pericolosità sismica, per diversi periodi di ritorno e per ogni nodo del reticolo che viene identificato da un ID e dalle coordinate geografiche: in cui è suddiviso il territorio nazionale è stato suddiviso in 10751 punti di un reticolo di riferimento.

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima;

$F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

#### 4.5 PERICOLOSITA' SISMICA DI SITO

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A).

#### 4.6 COEFFICIENTI SISMICI

I coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno ( $T_R$ ) dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (5.1)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e  $P_{VR}$  probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  non può essere inferiore a 35 anni.

##### 4.6.1 COEFFICIENTI SISMICI FONDAZIONI E STABILITA' DEI PENDII

Nel caso delle fondazioni e della stabilità dei pendii i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  sono così determinati:

$$k_h = \beta_s \cdot \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \quad (5.2)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.3) \text{ Con}$$

$\beta_s$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  accelerazione di gravità.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
$\beta_s$		$\beta_s$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'**accelerazione massima attesa al sito** di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.4)$$

**S<sub>S</sub>** (effetto di amplificazione stratigrafica) ( $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ) è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E) e del rapporto  $a_g/g$ .

Categoria sottosuolo	S <sub>S</sub>
A	1,00
B	$1.00 \leq 1.40-0.40 F_0 a_{\text{bedrock}} \leq 1.20$
C	$1.00 \leq 1.70-0.60 F_0 a_{\text{bedrock}} \leq 1.50$
D	$0.90 \leq 2.40-1.50 F_0 a_{\text{bedrock}} \leq 1.80$
E	$1.00 \leq 2.00-1.10 F_0 a_{\text{bedrock}} \leq 1.60$

**S<sub>T</sub>** (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	S <sub>T</sub>
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,40

#### 4.7 CLASSIFICAZIONE DEL SOTTOSUOLO

La **classificazione del sottosuolo** si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della **velocità equivalente** di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,\text{eq}}$  (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,\text{eq}} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad \begin{array}{ll} h_i & \text{spessore dell}'i\text{-esimo strato;} \\ V_{s,i} & \text{velocità delle onde di taglio nell}'i\text{-esimo strato;} \\ N & \text{numero di strati;} \\ H & \text{profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia} \\ & \text{o terreno molto rigido, caratterizzata da } VS \geq 800 \text{ m/s.} \end{array}$$

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,\text{eq}}$  è definita dal parametro  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Sulla base del valore calcolato di  $V_{s,30}$  vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico.

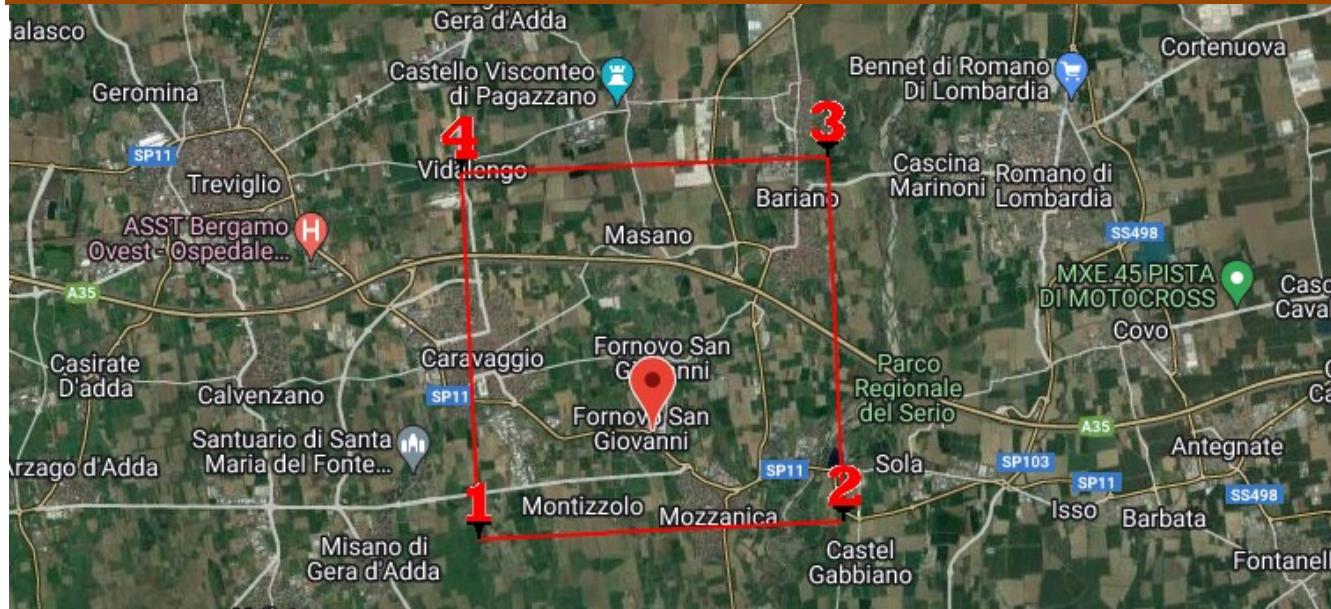
Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente (viene indicata in rosso quella riferita al terreno in esame):

Categoria	Descrizione	spessore m	$V_{s,\text{eq}}$ (m/s)
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>	Qualsiasi	Qualsiasi $\geq 800$
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente, compresi fra 360 m/s e 800 m/s.</i>	> 30 m	360 $\geq 800$
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 180 e 360 m/s.</i>	> 30 m	180 $\geq 360$
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 100 e 180 m/s.</i>	> 30 m	100 $\geq 180$
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>	Fino a 30 m	D $\geq C$

#### 4.8 Determinazione del sisma di progetto

La determinazione del sisma di progetto è stata effettuata sulla base della procedura descritta nel D.M. 17.01.2018 (appendice B).

##### VERTICI MAGLIA APPARTENENZA



##### PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE PUNTO DI INDAGINE

Latitudine (WGS84): **45.397042 [°]**

Longitudine (WGS84) : **10.578626 [°]**

Classe d'uso: I. Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti

Coefficiente cu: 0.7

Vita nominale: 50 [anni]

Periodo di riferimento: 35 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito

Sito 1 12724

Sito 2 12725

Sito 3 12947

Sito 4 12946

##### Parametri sismici punto di indagine - Salvaguardia della vita (SLV)

Probabilità di superamento: 10%

Tr: 332 [anni]

ag: 0,132 [g]

Fo: 2,434

Tc\*: 0,271 [s]

##### PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Categoria sottosuolo: **C**

Categoria topografica: **T1**: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Coefficienti sismici stabilità pendii e fondazioni - Salvaguardia della vita (SLV)

Ss: 1,500

Cc: 1,620

St: 1,000

Kh: 0,047

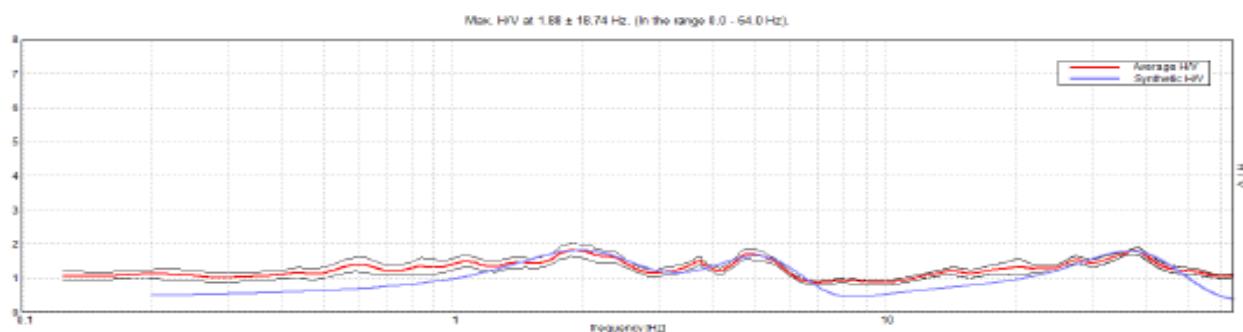
Kv: 0,024

Amax: **0,1938 [g]**

Beta: 0,240

I valori delle  $V_{seq}$  stimati dall'indagine sismica con tecnica **HVSR** eseguita in sito hanno fornito un valore di  $V_{seq}$  di **355 m/s**, valore che pone il sito nella **categoria di sottosuolo C** secondo il D.M. 17.01.2018. Successivamente è stata eseguita la verifica di **secondo livello**: dalla consultazione della banca dati soglie\_lomb.xls i valori di soglia validi per il Comune di **Desenzano del Garda** (BS) per i suoli di categoria C sono per l'intervallo di periodo tra 0.1-0.5 s di **1.8** e per l'intervallo tra 0.5-1.5 s di **2.4**. Il confronto tra i valori di  $Fa$  ottenuti dalla valutazione di 2° livello, applicando la **litologia di tipo sabbiosa**, e i valori di soglia ha evidenziato che per il sito oggetto di studio l'amplificazione sismica risulta **inferiore** ai valori di soglia sia per l'intervallo **0.1-0.5 s** che per l'intervallo **0.5-1.5**; di conseguenza viene attribuita la **categoria di sottosuolo C**.

#### H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO

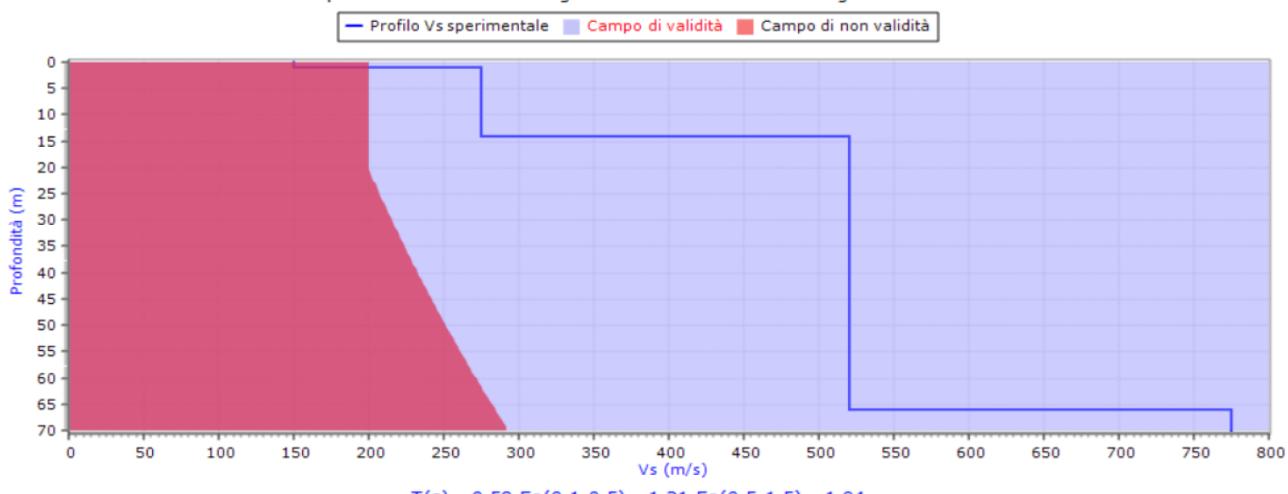


Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	$V_s$ [m/s]	Rapporto di Poisson
0.95	0.95	150	0.43
14.00	13.05	275	0.42
66.00	52.00	520	0.42
inf.	inf.	775	0.40

$$V_{seq} (0.0-30.0) = 355 \text{ m/s}$$

#### ANALISI DI SECONDO LIVELLO

Amplificazione sismica stratigrafica con il criterio della Regione Lombardia



$$T(s) = 0.58 \quad Fa(0.1-0.5) = 1.31 \quad Fa(0.5-1.5) = 1.94$$

$Fa$  (nell'intervallo 0.1-0.5 s) = **1.31** < **1.8±0.1** (soglia comunale)      CAT SOTTOSUOLO C

$Fa$  (nell'intervallo 0.5-1.5 s) = **1.94** < **2.4±0.1** (soglia comunale)      CAT SOTTOSUOLO C

#### **4.3. Stima dell'inclinazione del carico dovuta ad eventi sismici**

Si evidenzia inoltre che i valori della capacità portante sono comunque subordinati ai cedimenti (vedere capitolo specifico).

Si ricorda anche che i valori della capacità portante dipendono dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta.

Nel caso di sollecitazioni indotte da un evento sismico è opportuno tenere in considerazione, nel calcolo dei carichi ammissibili, anche degli effetti inerziali sul terreno di fondazione, effetti che conducono ad una diminuzione della capacità portante.

In sostanza la componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale.

L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza è quello di considerare l'accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni secondo la relazione:

---

$$\Theta = \arctg a_{gSLV} = 11^\circ.$$

---

## 5. MODELLO GEOTECNICO

### 5.1. Indagine geognostica in sìto

#### 5.1.1. Breve descrizione dell'indagine effettuata

Per l'acquisizione dei dati geotecnici pertinenti alle caratteristiche del volume di sottosuolo che sarà coinvolto dalle opere di fondazione è stata eseguita:

- n°1 prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono (CPTU);
- n°3 prove penetrometriche dinamiche super pesanti Standard Tipo Meardi Agi (DPSH);
- n°1 indagine geofisica con tecnica HVSR.

PROVE PENETROMETRICHE			
PROVA	PROF.RAGGIUNTA (m)	PROF. CHIUSURA FORO da p.c. (m)	Presenza di acqua da p.c. (m)
CPTU 1	1.70	1.70	Non rilevata
DPSH 1	2.40	1.20	Non rilevata
DPSH 1 bis	8.70	5.10	4.10 (falda sospesa)
DPSH2	6.60	1.90	Non rilevata

#### 5.1.2. Penetrometro utilizzato per prove penetrometriche

Le prove penetrometriche sono state eseguite con penetrometro statico/dinamico "PAGANI TG 63/200" (vedere caratteristiche indicate) le cui norme di riferimento per le prove sono le norme UNI EN ISO 22476.

### 5.2. Stima dei valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno

Dalle prove penetrometriche si evince una stratigrafia come riportata nel modello geotecnico di seguito indicato.

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 nell'Eurocodice 7, nel D.M. 14.01.2009 e nella Circolare 02.02.2009.

Considerato il numero sufficientemente elevato di dati misurati ( $q_t$  e  $N_{spt}$  si è optato per un approccio statistico, utilizzando una probabilità di superamento del 5%, come indicato nell'Eurocodice 7.

Il modello geotecnico è stato ottenuto attraverso la procedura descritta in dettaglio di seguito.

- I singoli valori di  $q_t$  e  $N_{spt}$  ottenuti con le penetrometrie sono stati inizialmente accorpati in strati omogenei;
- Per ogni strato omogeneo è stata eseguita una stima cautelativa del valore medio di  $q_t$  e  $N_{spt}$  e con la seguente relazione statistica:

$$p_k = p_m - t_{n-1}^{0,05} \left( \frac{s_p}{\sqrt{n}} \right) \quad \text{dove:}$$

$p_k$  = valore caratteristico del parametro geotecnico ( $q_t$  e  $N_{spt}$ );

$p_m$  = valore medio del parametro ( $q_t$  e  $N_{spt}$ );

$n$  = numero di misure;

$s_p$  = deviazione standard delle misure;

$t_{n-1}^{0,05}$  = t di Student per  $n-1$  gradi di libertà e probabilità di superamento del 5%.

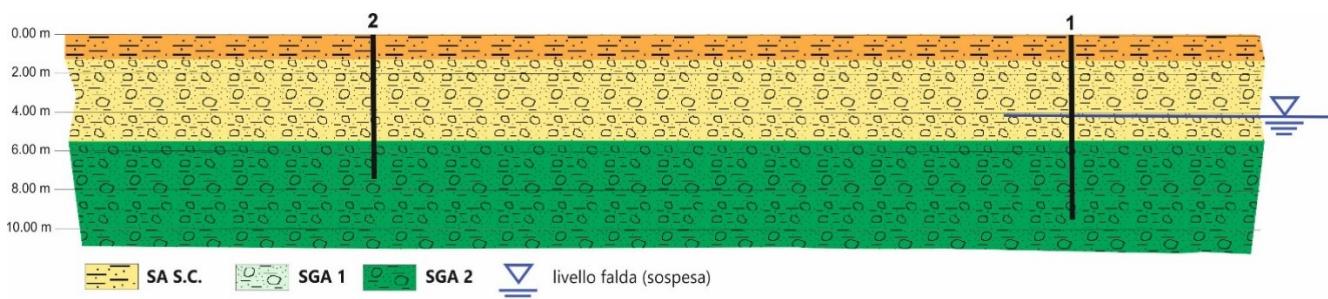
I livelli stratigrafici individuati lungo le verticali di prova sono stati correlati fra di loro e i corrispondenti parametri geotecnici mediati. Questa operazione è stata condotta sulla base delle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7:

(“Se l’edificio è sufficientemente rigido e resistente, il parametro rappresentativo può essere dato dalla media dei valori medi nell’ambito dell’intero volume, o parte del volume stesso, di terreno sottostante l’edificio stesso.”) e nella Circolare 02.02.2009 (“...appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi ... quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidezza sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.”).

### UBICAZIONE PROVE IN SITO



### SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA INTERPRETATIVA



### MODELLO GEOTECNICO SEMPLIFICATO DA PIANO CAMPAGNA ATTUALE (DA CPTU) (ZERO PENETROMETRICO)

Profondità m	Unità Geotec.	Litologia	$\Phi'$ (°)	Dr (%)	Cu kg/cm <sup>2</sup>	O.C.R.	$\gamma_{nat}$ t/m <sup>3</sup>	$E_s$ kg/cm <sup>2</sup>	M kg/cm <sup>2</sup>
da a 1.50	p.c. SA	Sabbia argillosa S.C.	28	25	-	-	1.80	100	-
da a 5.40	SGA 1	Sabbia ghiaiosa argillosa, talora ghiaiosa, mediamente addensata	30	40	-	-	1.80	150	-
da a 10.00	SGA 2	Sabbia ghiaiosa argillosa, talora ghiaiosa, mediamente addensata	32	50	-	-	1.80	180	-

### METODO CALCOLO PRINCIPALI PARAMETRI GEOTECNICI

Denominazione	Simbolo	Unità misura	Metodo di calcolo
<b>INCOERENTI</b>			
Angolo di attrito	$\Phi'$	(°)	Schmertmann - sabbia fine
Densità relativa	Dr	(%)	Kulhawy & Mayne
Peso di volume	$\gamma_{nat}$	(t/m <sup>3</sup> )	Correlazione con Dr
Modulo di Young	$E_s$	(kg/cm <sup>2</sup> )	Schultze e Menzenbach
<b>COESIVI</b>			
Coesione don drenata	Cu	(kg/cm <sup>2</sup> )	Lunne & Kelven - argilla N.C.
Peso di volume	$\gamma_{nat}$	(t/m <sup>3</sup> )	Correlazione con Cu
Modulo edometrico	M	(kg/cm <sup>2</sup> )	Kulhawy & Mayne
Rapporto di sovraconsolidazione	OCR		Kulhawy & Mayne

### PROVA PENETROMETRICA STATICHE ELETTRICA (CPTE)

Fa parte dei penetrometri statici anche il penetrometro elettrico. Con tale strumento, che rappresenta la naturale evoluzione del penetrometro meccanico, la resistenza alla punta e la resistenza laterale locale, vengono misurate in modo indipendente, con trasduttori montati nella punta che inviano direttamente un segnale alla centralina posta in superficie.

Un inclinometro alloggiato nelle aste permette di misurare la deviazione sulla verticale delle stesse e correggerne gli eventuali errori conseguenti.

La **frequenza delle misure**, nel nostro caso sarà di **1 cm** ed i dati, acquisiti direttamente in forma numerica (digitalizzati), possono essere rappresentati graficamente anche durante l'esecuzione della prova.

I limiti del penetrometro a punta elettrica risiedono nel maggiore costo dello strumento.

### PROVA PENETROMETRICA STATICHE ELETTRICA CON PIEZOCONO (CPTU) (Cone Penetration Test piezocone)

Denominata anche "piezocono", tale prova è caratterizzata dal fatto che il penetrometro statico a punta elettrica in questione è dotato di un elemento poroso di ceramica fine o di acciaio detto filtro, posizionato sulla punta dello strumento od in prossimità di essa, che permette di misurare e registrare, oltre ai parametri di resistenza alla penetrazione qc ed fs, anche la

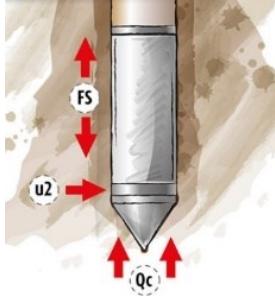
**pressione interstiziale  $u$  nei terreni saturi al di sotto del livello di falda**, sia durante l'avanzamento che a penetrometro fermo.

La misura della pressione neutrale  $u$  è condizionata dalla completa saturazione del filtro, che si ottiene saturando preventivamente il filtro stesso con fluidi viscosi quali oli siliconici. Questa prova permette di identificare stratificazioni, anche molto sottili con

differenti caratteristiche di permeabilità basandosi sulla misura contemporanea della resistenza alla punta qc e della pressione neutrale  $u$ . Tale peculiarità è utilizzata nello studio dei problemi di filtrazione e consolidazione.

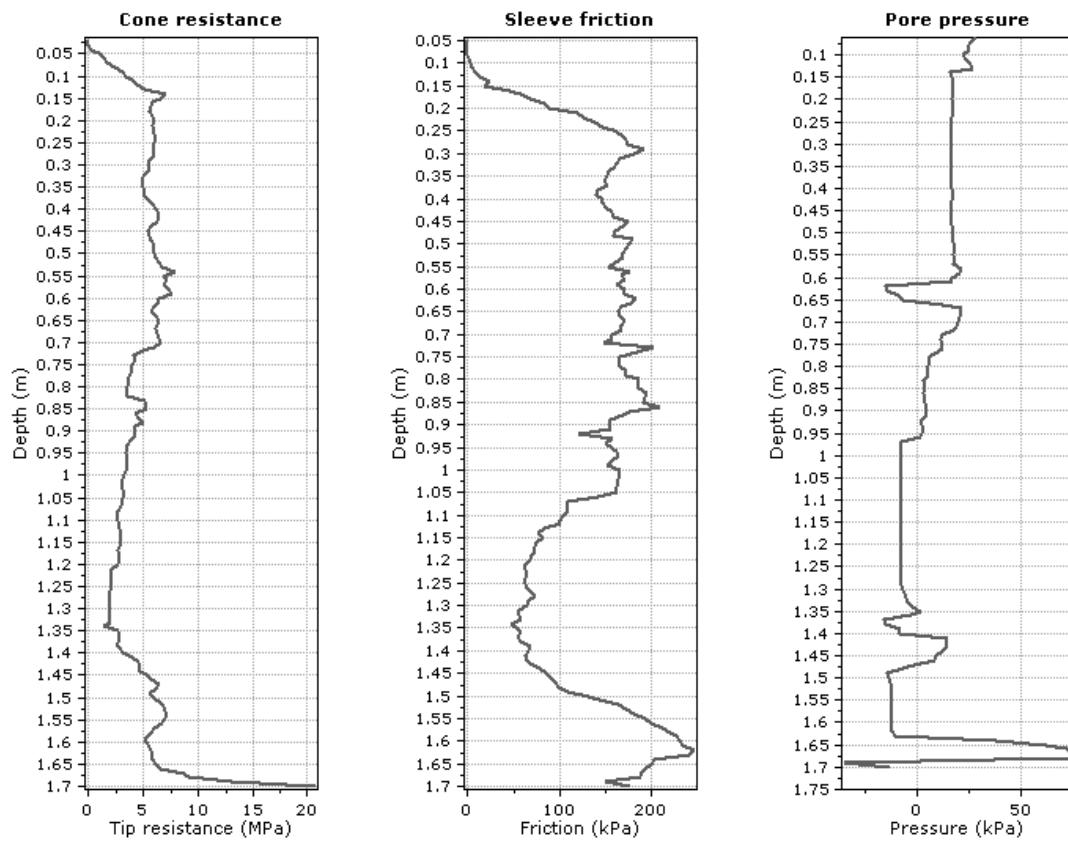
Con il piezocono si possono eseguire anche prove di dissipazione della pressione neutra e quindi è possibile stimare le caratteristiche di permeabilità e di consolidazione del terreno; queste prove si fanno in eccesso, dovuta alla penetrazione, si possa dissipare. Si misura, quindi, la velocità di riduzione della pressione fino ad un abbattimento del 60% - 80%.

Dalla velocità del processo di dissipazione dipende il processo di consolidazione orizzontale e risulta quindi possibile determinare il coefficiente di consolidazione orizzontale  $ch$  e quello di permeabilità orizzontale  $kh$ .

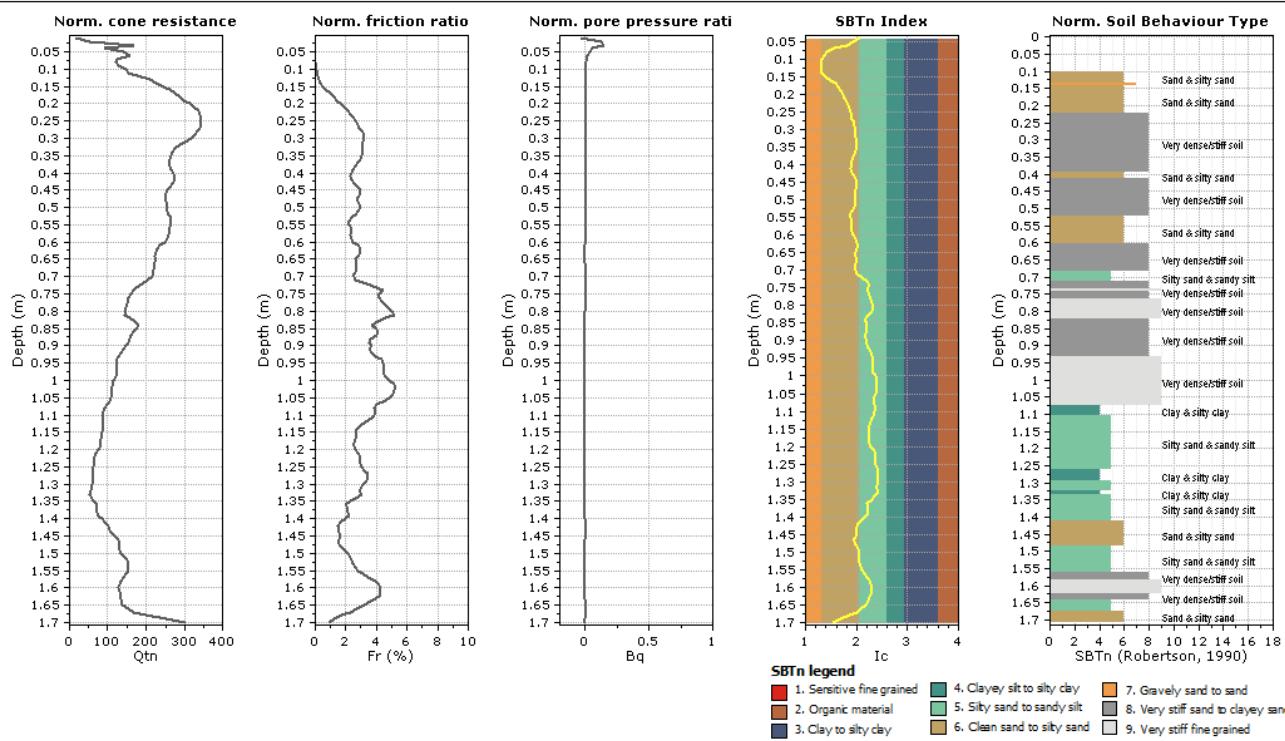


CPTU 1

## CPTU 1



The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw qc and fs values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).



### PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUPERPESANTE TIPO MEARDI AGI

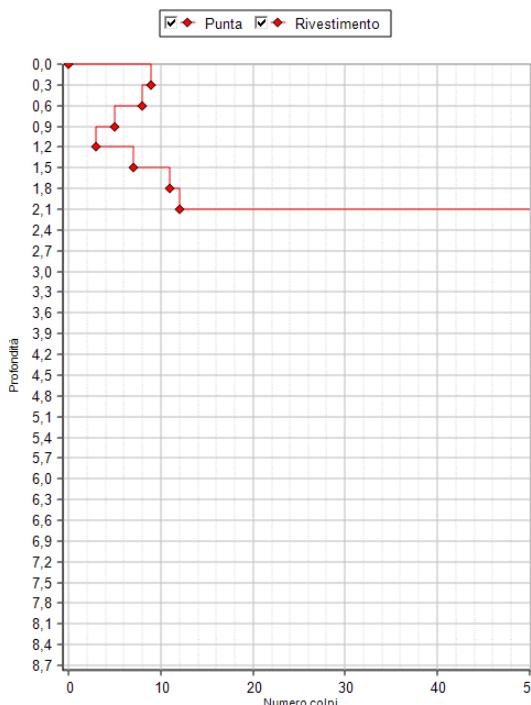
La prova **penetrometrica dinamica (DP)** è una prova puntuale che consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta di acciaio, prolungabile con l'aggiunta di successive aste.

L'infissione avviene per battitura, facendo cadere da una altezza costante un maglio di un dato peso. Si contano i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza stabilita. Le aste, per ridurre l'attrito laterale, possono scorrere all'interno ed alternativamente ad un rivestimento esterno, anch'esso di acciaio. L'energia di infissione è fornita da un maglio che cade da un'altezza costante di 75 cm, per mezzo di un dispositivo di sganciamento automatico compiendo per ogni battuta un lavoro specifico. Il penetrometro utilizzato è un **PAGANI TG 63/200** Super Pesante (DPSH) equipaggiato tipo "B" Norma EN ISO – ISSMFE.

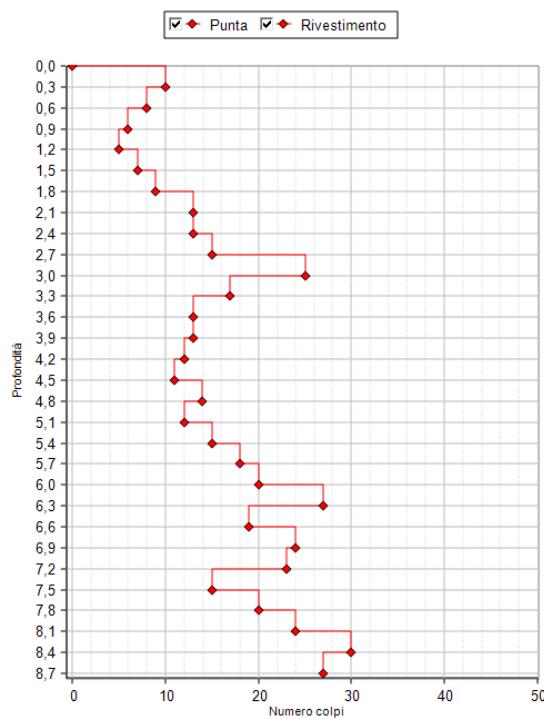
PESO MAGLIO	73 kg
CADUTA	75 cm
PENETRAZIONE STANDARD	30 cm ( $N_{30}$ )
LUNGHEZZA ASTE	120 cm
DIAMETRO ESTERNO ASTE	34 mm
MASSA ASTE	7 kg per metro
DIAMETRO BASE PUNTA CONICA	51 mm
ANGOLO APERTURA PUNTA CONICA	60°
LUNGHEZZA RIVESTIMENTO	120 cm
DIAMETRO RIVESTIMENTO	48 mm



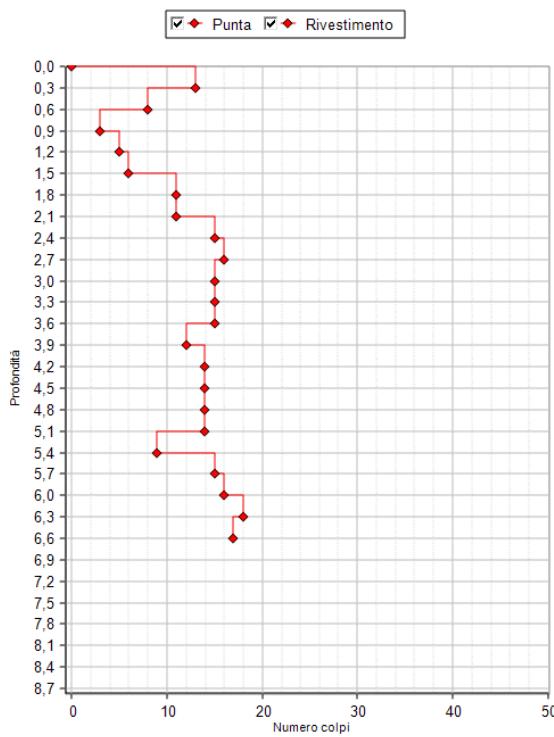
### DPSH 1



## DPSH 1 BIS



## DPSH 2



DPSH 2

## 6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (S.L.U.)

Sono state condotte, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, le seguenti verifiche:

1. verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche;
2. verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione (**SLU, SLV**);
3. verifica agli **SLE**.

### 6.1. Verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche

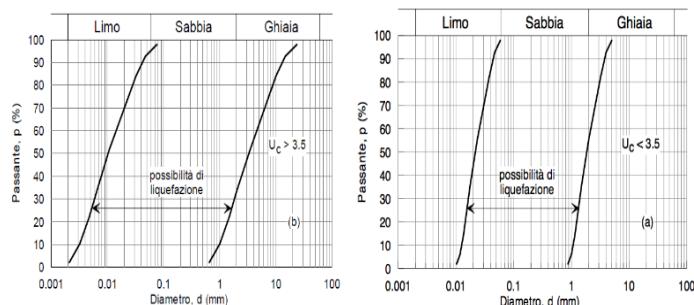
Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

I metodi semplificati si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ. La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione (1.0)  $FS = CCR / CSR$  dove **CRR** (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e **CSR** (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma. I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio  $V_s$ .

#### 6.1.1. Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Fig. (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .



### 6.2. Verifica alla liquefazione nel sito in esame

L'applicazione dei criteri 2, 3, 4 sopra citati (D.M. 17.01.2018), **consente di escludere** la possibilità di liquefazione nei terreni di fondazione del sito in esame.

### 6.3. Verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione

#### 6.3.1. Azione sulla fondazione

La verifica allo S.L.U. per il collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione è stata condotta considerando le due combinazioni delle azioni previste dalla Normativa (D.M. 17.01.2018):

1. combinazione fondamentale (condizioni statiche);
2. combinazione sismica (condizioni dinamiche).

#### 6.3.2. Resistenza del terreno

La capacità portante del terreno di fondazione (Q) è stata calcolata utilizzando la relazione di **Meyerhof**. Si ricorda che il valore della capacità portante dipende dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta e che la **capacità portante non coincide con il carico di esercizio** dell'opera, ma sarà uguale o minore ad esso in stretta relazione con i cedimenti indotti nel terreno. Ricordiamo inoltre che la presenza di sollecitazioni legate al verificarsi di un sisma produce sulle fondazioni, rispetto al caso statico, un incremento di eccentricità e di inclinazione delle forze trasmesse dalla struttura in elevazione, una degradazione della resistenza del terreno e l'insorgenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione.

Trascurando, nel caso di fondazioni superficiali poggiante su materiale a comportamento coesivo, i fenomeni di degradazione della resistenza e della forza d'inerzia del terreno di fondazione, resta da considerare l'effetto inerziale legato alla sovrastruttura, trascurando il momento ma considerando almeno l'inclinazione del carico (o attraverso la definizione di un angolo o attraverso il valore dell'azione di taglio).

Si raccomanda di impostare le fondazioni almeno ad 1.50 m da p.c., al di sotto dell'unità definita SA, pertanto la capacità portante è stata stimata facendo riferimento all'unità geotecnica definita come **SGA 1**.

#### STIMA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE

Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria applicata	Statica: Profondità falda:	Meyerhof 63 40.00 m	Sismica: inclinazione del carico Condizione di verifica:	11.00° DRENATA
Geometria fondazione PLINTO	[B] Larghezza (dir y): [Df] (dir z): Profondità	2.00 m 1.50 m	[L] Lunghezza (dir x): Profondità cuneo efficace	2.00 m 1.75 m

#### Stratigrafia del terreno

N.	y <sub>nat</sub>	y <sub>sat</sub>	φ	c'	c <sub>u</sub>	H <sub>str</sub>	E/M	D <sub>r</sub>
SA	1.80	2.00	28.00	0.00	0.00	1.50	150.00	25.00
<b>SGA1</b>	1.80	2.00	30.00	0.00	0.00	3.90	150.00	40.00
SGA2	1.80	2.00	32.00	0.00	0.00	5.00	50.00	50.00

N. : Numero strato dal piano di campagna verso il basso  
y<sub>nat</sub> : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (t/m<sup>3</sup>)  
y<sub>sat</sub> : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (t/m<sup>3</sup>)  
φ : angolo d'attrito interno (deg)  
c' : Coesione drenata (kg/cm<sup>2</sup>)  
c<sub>u</sub> : Coesione non drenata (kg/cm<sup>2</sup>)  
H<sub>str</sub> : Spessore dello strato (m)  
E/M : Modulo elastico e/o edometrico (kg/cm<sup>2</sup>)  
D<sub>r</sub> : Densità relativa

#### Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente per capacità portante

y	φ	c'	c <sub>u</sub>
1.80	30.00	0.00	0.00

#### Descrizione sintetica della teoria utilizzata - Meyerhof 63

$$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q_{tot}$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B \cdot L'$$

#### Fattori di capacità portante

$$N_c = \pi + 2$$

#### Fattori di forma

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot B/L'$$

#### Fattori di profondità

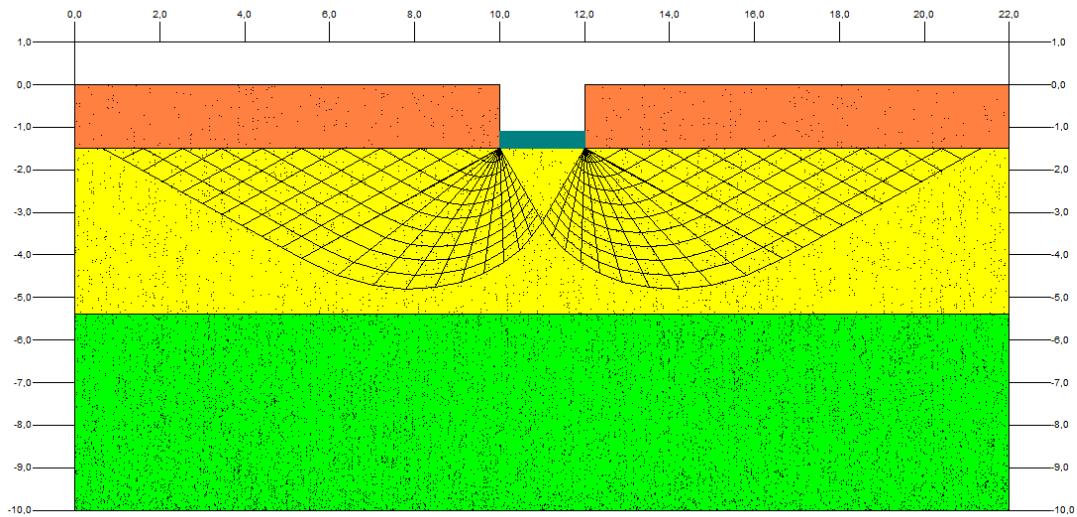
$$d_c = 1 + 0.2 \cdot D/B$$

#### Fattori di inclinazione dei carichi

$$i_c = (1 - 2 \cdot \theta / \pi)^2$$

#### Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

Nq	Nc	Ny
15.98	27.31	12.33



#### Combinazioni di carico

##### condizione statica

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1,60	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00
q	1,60	1,22	1,00	1,00	1,00	1,00
y	0,60	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

##### condizione sismica

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1,59	1,30	0,77	1,00	1,00	1,00
q	1,44	1,22	0,77	1,00	1,00	1,00
y	0,84	1,00	0,40	1,00	1,00	1,00

#### STIMA SLU – CONDIZIONE STATICÀ

$$q_{SLU} = 4.20 \text{ kg/cm}^2$$

#### STIMA SLV – CONDIZIONE SISMICA

$$q_{SLV} = 2.10 \text{ kg/cm}^2$$

FATTORI DI SICUREZZA UTILIZZATI PER LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE  
 FS PARZIALE PER  $\phi$ : 1,00      FS PARZIALE PER C: 1,00      FATTORE SICUREZZA GLOBALE: 2,30

## 7. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (S.L.E.)

È stata condotta, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, la seguente verifica agli Stati Limite d'Esercizio:

- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai sedimenti del terreno a lungo termine;
- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai sedimenti del terreno in condizioni sismiche.

### 7.1 Calcolo della distribuzione delle tensioni nel terreno di fondazione

L'applicazione del sovraccarico della fondazione conduce ad una variazione dello stato tensionale del terreno. Il carico applicato tende a diffondersi fino al suo completo assorbimento.

L'entità dei sedimenti viene ipotizzata a seconda della tipologia di fondazione, delle dimensioni, della profondità d'imposta delle stesse e dei carichi di esercizio.

Generalmente si ammette che il sovraccarico si annulli ad una profondità, sotto il piano di posa della fondazione, variabile da 1 a 4 volte B (B = lato corto della fondazione). È importante eseguire una stima di come il carico si diffonde negli strati di fondazione, in quanto indispensabile per il successivo calcolo dei sedimenti.

I sedimenti di seguito stimati fanno riferimento sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semi infinito a comportamento perfettamente **elastico**, omogeno e isotropo. Deriva dall'integrazione su un'area rettangolare o quadrata di dimensioni B x L (B=lato corto della fondazione, L=lato lungo della fondazione) delle equazioni di **Boussinesq**.

È utile ricordare che fondazioni di maggiori dimensioni sopportano carichi al piede maggiori in quanto ripartiscono questo ultimo su una maggiore superficie diminuendo in tal modo il carico di esercizio ma occorre ricordare che allo stesso tempo variano i bulbi delle tensioni trasmesse nel sottosuolo e pertanto sarà compito del tecnico progettista effettuare sia l'opportuno dimensionamento della fondazione sia l'opportuna ripartizione dei carichi.

### 7.2 Cause dei sedimenti

I sedimenti sono dovuti alla **deformazione elastica e plastica** del terreno e, nel caso di terreni poco permeabili (argille e limi), al processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno (consolidazione).

In quanto le caratteristiche geotecniche del terreno variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i sedimenti possono assumere localmente valori differenti. Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di **cedimento assoluto**; la differenza fra i sedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di **cedimento differenziale**. Il **cedimento assoluto** totale è dato dalla somma di tre componenti:

$$S_{\text{tot}} = S_{\text{imm}} + S_{\text{con}} + S_{\text{sec}}$$

- $S_{\text{imm}}$ = **cedimento immediato**, dovuto alla deformazione iniziale, senza variazione di volume, del terreno caricato; è prevalente nei terreni incoerenti ( $\text{coesione}=0$ ), trascurabile in quelli coesivi ( $\text{coesione}>0$ );
- $S_{\text{con}}$ = **cedimento di consolidazione**, legato alla variazione di volume del terreno saturo, in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è dominante nei terreni coesivi, poco permeabili, e trascurabile in quelli incoerenti (da mediamente a molto permeabili);
- $S_{\text{sec}}$ = **cedimento secondario**, dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro solido del terreno; normalmente trascurabile in tutti i tipi di terreno.

Proprio per le differenti modalità con cui si manifestano i sedimenti nei **terreni coesivi ed incoerenti**, i due casi vanno trattati separatamente.

#### 7.2.1 Cedimenti nei terreni incoerenti (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)

Si tratta di un metodo speditivo utile per avere una prima indicazione dell'ammontare del cedimento. La relazione è la seguente:

$$S = DH \times Qz / Ed \quad \text{in cui:}$$

DH=spessore dello strato;

Qz=incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato;

Ed=modulo di deformazione dello strato.

## 7.2.2 Cedimenti nei terreni coesivi (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)

Ha la stessa espressione per il procedimento relativo a terreni incoerenti; al posto del modulo di deformazione va utilizzato però il modulo edometrico definito come segue:

$$Ed = 1/mv; \quad \text{in cui}$$

mv=modulo di compressibilità volumetrica dello strato

## 7.2.3 Cedimenti assoluti e differenziali

Elevati cedimenti differenziali (dell'ordine di alcuni centimetri in genere, ma a volte anche meno) possono indurre lesioni nell'opera.

Partendo dal presupposto che a elevati cedimenti assoluti generalmente corrispondono elevati cedimenti differenziali, Terzaghi e Peck proposero di considerare come valori limite tollerabili cedimenti assoluti di **2,5 cm in terreni incoerenti** (sabbie e ghiaie) e **4 cm in terreni coesivi** (limi e argille).

La maggiore tolleranza consentita per i materiali dotati di coesione dipende dal fatto che in quest'ultimi i cedimenti sono essenzialmente dovuti alla consolidazione, quindi distribuiti su intervalli di tempo relativamente ampi, fatto che consente alla sovrastruttura di meglio adattarsi alle deformazioni del terreno.

Un sistema meno empirico di procedere consiste nello stimare la distorsione angolare fra due o più punti della struttura di cui sia noto il cedimento assoluto del terreno di fondazione:

$$D_{ang} = (S2 - S1)/L12 \quad \text{in cui}$$

Dang=distorsione angolare;

S2=cedimento assoluto nel punto 2;

S1=cedimento assoluto nel punto 1;

L12=distanza fra i punti 1 e 2.

In prima approssimazione, sono da considerare tollerabili distorsioni angolari inferiori a 1/600 per strutture in muratura e a 1/1000 per strutture in calcestruzzo.

### Ammissibilità di cedimento, inclinazione, rotazione relativa

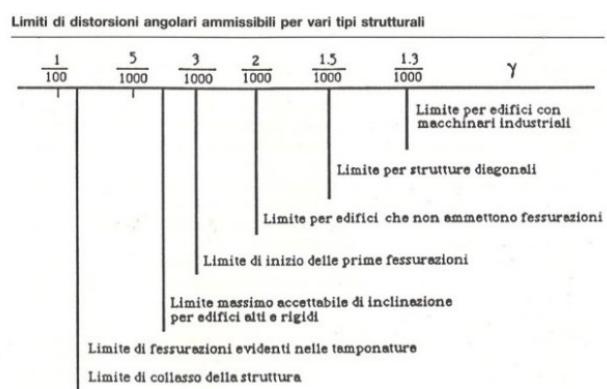
Valori ammissibili riferiti alle tipologie strutturali e di danno (Holtz, 1991)

Tipo di movimento	Fattore di limitazione		Valore ammissibile
Cedimento (cm)	Collegamento a reti di servizi Accessibilità		15 ÷ 30 30 ÷ 60
	Probabilità di cedimenti differenziali	Murature portanti Strutture intelaiate Ciminieri, silos	2.5 ÷ 5 5 ÷ 10 7.5 ÷ 30
Inclinazione $\delta/L$	Stabilità al ribaltamento Rotazione di ciminieri e torri Drenaggio di superfici pavimentate		Da verificare $\delta/H \leq 0.04$ 0.01 ÷ 0.02
	Operatività macchine	Macchine tessili Turbogeneratori Gru a ponte	0.003 0.0002 0.003
Rotazione relativa $\beta$	Murature portanti multipiano Murature portanti ad un piano Lesione intonaci Telai in c. a. Pareti di strutture a telaio in c.a. Telai in acciaio Strutture semplici di acciaio		0.0005 ÷ 0.001 0.001 ÷ 0.02 0.001 0.0025 ÷ 0.004 0.003 0.002 0.005

L = distanza tra pilastri adiacenti, H = altezza di ciminieri e torri

Valori ammissibili più elevati → strutture flessibili, sottosuoli uniformi

Valori ammissibili più ridotti → strutture rigide, sottosuoli irregolari



Fonte: Bjerrum, 1963, modificato.

### 7.3 Coefficiente di sottofondazione

Il volume significativo di analisi nel calcolo dei sedimenti viene limitato inferiormente dalla profondità alla quale le tensioni indotte dalle fondazioni si dissipano completamente.

Sarà compito del tecnico progettista valutare se i sedimenti stimati possono essere ammissibili per l'opera in questione.

Numerose sono le relazioni proposte in letteratura per il calcolo utilizzate per la stima del modulo di reazione o **coefficiente di sottofondazione** ( $k$  di Winkler) del terreno di fondazione: generalmente a seconda delle condizioni, preferiamo applicare il metodo di **Vesic** oppure quello di **Bowles**.

Si definisce pressione di contatto la pressione unitaria che la fondazione esercita in ciascun punto d'appoggio sul terreno di fondazione. Dal punto di vista fisico il mezzo alla Winkler può essere assimilato ad un letto di molle elastiche fra loro indipendenti. Per modulo o **coefficiente di sottofondazione** si definisce quindi la relazione che esiste fra la pressione di contatto in ogni punto della fondazione e la relativa deformazione del terreno (carico/cedimento):

$$k = Q/s.$$

In un terreno reale il cedimento dipende, oltre che dal carico applicato e dalle proprietà del terreno, dalla forma e dimensioni della fondazione. Il coefficiente di reazione non è quindi una proprietà del terreno e non può essere definito con solo riferimento al terreno, ma deve anche essere riferito alla dimensione e forma della fondazione.

Il metodo più appropriato per ricavare  $K$  è quello di calcolare il cedimento  $s$  della fondazione con il metodo più adeguato, tenendo conto del carico applicato, della geometria della fondazione, della stratigrafia del terreno e delle caratteristiche dei singoli strati, e poi ricavare  $K$  come rapporto fra la pressione media applicata  $p$  ed il cedimento  $s$ .

Generalmente ci si basa sull'ipotesi che il modulo  $k$  sia costante sotto ogni punto della fondazione, come proposto da Winkler e da Westergaard. Se ciò si può verificare nel caso di fondazioni rigide, per fondazioni elastiche l'assunzione non è più valida. L'utilizzo di  $k$  anche per il dimensionamento di platee e reticolati di travi rimane nonostante questo ancora diffuso, mancando metodi di calcolo più attendibili e uguale semplicità.

- La relazione di **Vesic semplificata (1961)** correla  $k$  con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione secondo la relazione:

$$k = (1/B) \times Et / (1 - p^2)$$

dove

$Et$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) = modulo di deformazione dello strato di fondazione;

$p$ =rapporto di Poisson

$B$  ( $\text{cm}$ )=lato corto della fondazione

- La relazione di **Bowles (1974)** propone la seguente relazione:

$$k (\text{kN}/\text{mc}) = 40 \times Q \times fc$$

dove

$fc$ = 2.54/cedimento della fondazione ( $\text{cm}$ );

$Q$ =carico di esercizio ( $\text{kPa}$ ).

### 7.4 Stima agli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.)

Il calcolo è stato condotto sulla sezione di calcolo del bulbo delle tensioni considerando un valore di **SLE** tale per cui non si abbia un cedimento assoluto superiore ai **2.50 cm**.

#### 7.4.1 Cedimenti Assoluti

Per la verifica dei sedimenti è stato ipotizzato un **plinto** con dimensioni come di seguito riportate, stimando un carico massimo inferiore agli SLV e tale per cui non si abbia un cedimento superiore a **25 mm**.

#### 7.4.2 Cedimenti Differenziali

Il cedimento differenziale viene in tutti i casi descritto dal valore della distorsione angolare  $\gamma$  prodotta, definita come il rapporto fra la differenza di cedimento  $\Delta S$  tra due punti e la loro distanza reciproca  $L$ , ossia  $\gamma = \Delta S/L$ . Considerando i carichi di esercizio di cui sopra, i **cedimenti differenziali** saranno contenuti nei sedimenti ammissibili.

## 7.5 Risultati del calcolo

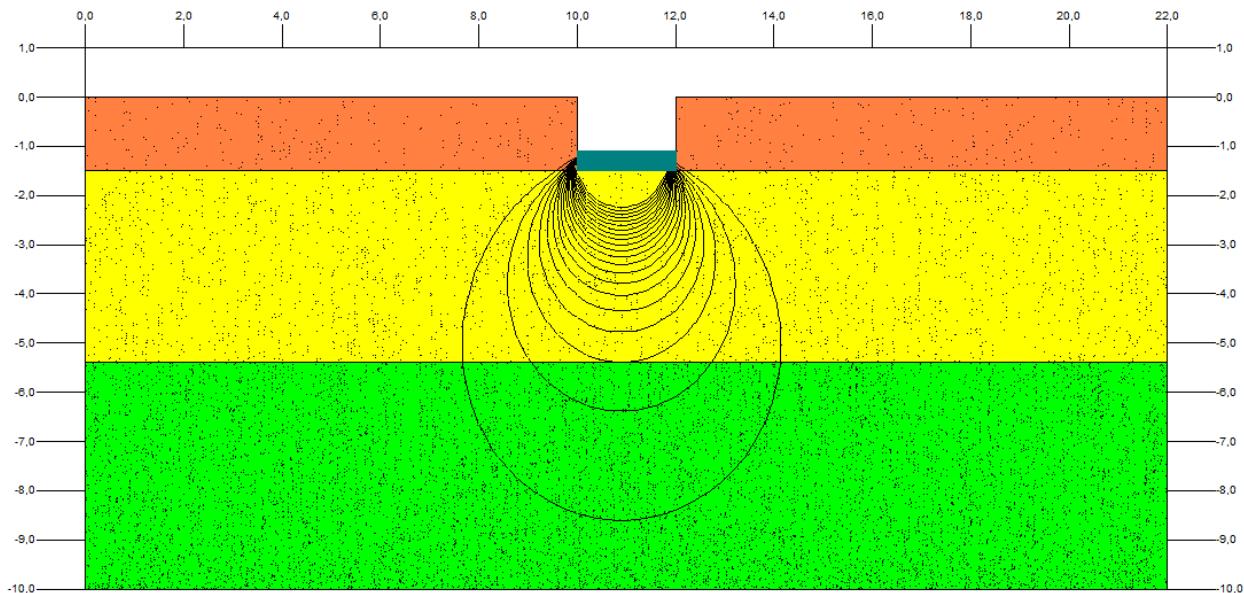
### CEDIMENTI ASSOLUTI FONDAZIONE

#### CEDIMENTI ASSOLUTI

Carico applicato: 2.00 kg/cm<sup>2</sup>  
 Cedimento: 25 mm

#### Stima del modulo di reazione (k di Winkler) del terreno di fondazione (Bowles)

Modulo di reazione 2.40 kg/cm<sup>3</sup>



## 7.6 Stima dei cedimenti delle fondazioni superficiali indotte dal sisma

In terreni sabbiosi sciolti le vibrazioni prodotte da un evento sismico possono condurre ad un aumento del grado di addensamento degli strati incoerenti su cui poggia la fondazione; in questo contesto lito stratigrafico si esclude tale fenomeno.

## 8. CONCLUSIONI

L'indagine geologica ha permesso di definire la natura e le caratteristiche dei terreni presenti nell'area esaminata, come descritto nel paragrafo dedicato. I rilievi hanno evidenziato l'assenza di processi geomorfologici in atto e sulla base delle considerazioni e dei calcoli geotecnici svolti nei paragrafi precedenti si traggono le seguenti conclusioni:

- Ricordiamo che, in base alla **D.G.R. 11 luglio 2014 – n. X/2129**, il Comune di **Desenzano del Garda** viene classificato in **zona sismica 2**;
- Dell'indagine eseguita in situ con metodologia **HVSR** e da **analisi II livello**, come da Regolamento Regione Lombardia, è stata assegnata al terreno la **categoria di sottosuolo C**;
- La **verifica alla liquefazione dei terreni**, è stata omessa in seguito all'applicazione dei criteri 2, 3, 4 del D.M. 17.01.2018);
- Nel corso delle indagini in situ è stata rilevata la presenza di acqua a circa **4 m** di profondità, ascrivibile presumibilmente ad una falda sospesa di carattere temporaneo;
- I valori stimati della capacità portante ammissibile per carico unitario non sono da assumere come carichi di esercizio o come capacità portante in senso stretto dei terreni indagati, in quanto essa modifica il proprio valore in relazione alle caratteristiche progettuali, riferite soprattutto alla geometria, alle dimensioni delle fondazioni stesse ed alla loro profondità di imposta e comunque rimane subordinato ai cedimenti ammissibili. Nella stima sono state ipotizzate delle fondazioni che però in fase esecutiva dovranno essere considerate in riferimento ai carichi applicati, ai cedimenti assoluti e differenziali derivanti;
- Si ribadisce e si sottolinea che comunque la valutazione dell'entità dei cedimenti in relazione alle caratteristiche strutturali dell'opera, resta di esclusiva competenza del tecnico calcolatore che dovrà valutare l'incidenza e la compatibilità degli stessi con le caratteristiche strutturali e tecnico-costruttive dell'opera così come anche la scelta del tipo di fondazione da utilizzare rimane di sua esclusiva competenza;
- Se durante l'esecuzione dei lavori dovessero manifestarsi situazioni che si discostano da quelle previste e contemplate nella presente relazione, sarà cura del direttore dei lavori darne immediata comunicazione allo scrivente, per eseguire i necessari sopralluoghi e dimensionare eventuali indagini integrative.

Moniga del Garda (BS), 05/06/2022

IL TECNICO  
DOTT. GEOL. STEFANO SALVI



## STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO E DELLA VULNERABILITÀ SISMICA CON VELOCIMETRO TRIASSIALE

### TECNICA DI MISURAZIONE E STRUMENTAZIONE

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) consiste nel misurare direttamente, sfruttando il rumore di fondo ambientale (microtremori), le frequenze di risonanza degli edifici e dei terreni costituenti il sottosuolo, allo scopo di stimare gli effetti di sito e la vulnerabilità sismica dell'opera. Per rumore ambientale di fondo s'intende l'insieme delle vibrazioni che si propagano nel terreno dovute sia a fenomeni naturali, moto ondoso, perturbazioni atmosferiche, ecc., sia all'azione antropica, traffico veicolare, macchinari, ecc... Si è riconosciuto, a partire dagli anni Settanta, che i microtremori tendono a eccitare le frequenze naturali di oscillazione dei terreni, permettendone l'individuazione. In pratica ciò che viene misurato sono, in certo intervallo di frequenze, solitamente 0.1-100 Hz, le velocità dei microtremori lungo il piano orizzontale e verticale (H e V) e il rapporto fra le due componenti (H/V). I valori di massimo locale (picchi positivi) di H/V ai quali corrispondono minimi locali di V individuano le frequenze di risonanza degli strati di terreno lungo la verticale di misura. Più elevato è il valore del rapporto H/V maggiore è il contrasto di impedenza sismica e quindi la variazione di velocità delle onde S fra livelli stratigrafici contigui.



La tecnica HVSR richiede l'utilizzo di un velocimetro triassiale, cioè di un sismometro a stazione singola in grado di registrare i microtremori lungo le due direzioni orizzontali (X, Y) e lungo quella verticale (Z), in un ampio intervallo di frequenze (0.1-100 Hz) e per una durata sufficientemente lunga (mediamente 10-20 minuti). Il moto indotto nel terreno viene misurato in termini di velocità attraverso tre velocimetri, uno per ogni direzione di misura (X, Y e Z), secondo il passo di campionamento impostato dall'operatore. Le misure registrate vengono poi elaborate e restituite graficamente in forma di spettri H/V (rapporto H/V in funzione della frequenza, dove H è la media delle misure lungo X e Y) e spettri V (componente verticale del moto in funzione della frequenza).

Attraverso la tecnica HVSR è possibile:

- valutare in maniera quantitativa gli effetti di sito (risposta sismica locale e suscettibilità alla liquefazione del terreno);
- ricavare il profilo delle velocità delle onde S con la profondità e calcolare il parametro  $V_{s30}$ ;
- analizzare la vulnerabilità sismica degli edifici, esistenti o in progetto.

### EFFETTI DI SITO. RISPOSTA SISMICA LOCALE

Le onde di taglio (S) sono le principali responsabili delle lesioni che subiscono gli edifici durante un evento sismico. Infatti, mentre le onde di compressione (P) agiscono sulle sovrastrutture in direzione prevalentemente verticale (moto sussultorio), le onde S sollecitano le stesse con forze di taglio lungo il piano orizzontale (moto ondulatorio), dove gli elementi strutturali sono più vulnerabili. Nelle analisi di pericolosità sismica è quindi fondamentale esaminare in dettaglio in che modo le onde S si propagano. È infatti ampiamente dimostrato che questo tipo di oscillazione durante il percorso verso la superficie può subire un'azione di filtraggio che tende a ridistribuire l'energia associata al treno d'onda, concentrandola in determinate frequenze, corrispondenti alle frequenze naturali di vibrazione dei terreni attraversati. L'effetto finale è quello di amplificare le onde S che andranno a sollecitare l'opera. Questo fenomeno può essere dovuto sia a particolarità topografiche del sito (amplificazione topografica), come valli sepolte o zone di cresta o di versante in pendii naturali o artificiali, sia a variazioni brusche nelle caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati lungo la verticale (amplificazione stratigrafica). Lermo e Chavez-Garcia (1993), basandosi sul lavoro di Nakamura (1989), suggeriscono che lo spettro H/V possa essere visto, a tutti gli effetti, come rappresentativo della funzione di trasferimento del moto sismico dal bedrock alla superficie. Secondo questi Autori quindi le ampiezze dei picchi stratigrafici nello spettro H/V possono essere interpretate direttamente come fattori di amplificazione del moto sismico, almeno per quanto riguarda la componente stratigrafica.

## PROFILO VELOCITÀ DELLE ONDE S E CLASSIFICAZIONE DEL SOTTOSUOLO SECONDO IL D.M. 17.01.2018

Il D.M. 17.01.2018 suggerisce come riferimento di calcolo dell'amplificazione sismica locale, in particolare della componente stratigrafica, un metodo semplificato basato sulla stima del parametro  $V_{seq}$ . Per  $V_{seq}$  s'intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati di copertura fino alla profondità H in cui giace il bedrock, caratterizzato da  $V_s > 800$  m/s, calcolata secondo la relazione:

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

Dove H viene posto uguale a 30 m nel caso in cui il bedrock si trovi a una profondità superiore.

Sulla base del valore calcolato di  $V_{seq}$  vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

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

Una valutazione del parametro  $V_{seq}$  può essere condotta attraverso l'inversione vincolata dello spettro H/V ricavata con il velocimetro triassiale. In pratica viene utilizzata la relazione che lega la frequenza di risonanza del terreno (f) alla velocità delle onde S nel terreno stesso ( $V_s$ ):

$$f(Hz) = \frac{V_s}{4h}$$

dove  $h$  è l'altezza dello spessore dello strato.

Nota la profondità di un singolo livello stratigrafico, solitamente il primo, è possibile procedere all'inversione dello spettro H/V, modellando la curva sintetica in modo da ottenere la sovrapposizione con quella misurata. Normalmente i picchi alle alte frequenze ( $> 10$  Hz) segnalano la presenza di passaggi stratigrafici molto superficiali, quelli alle basse frequenze ( $< 1$  Hz) variazioni stratigrafiche profonde. Poiché le inversioni di velocità, cioè il passaggio andando in profondità da livelli veloci a livelli meno veloci, non dà origine a picchi nello spettro H/V, queste non possono essere rilevate direttamente. Un indizio della presenza di inversioni di velocità può essere fornito però, indirettamente, dall'andamento dello spettro H/V: ampi intervalli di frequenza in cui costantemente il rapporto H/V si mantiene minore di uno sono spesso associabili a variazioni negative delle velocità con la profondità. Si tenga presente, infine, che in realtà i microtremori sono costituiti in parte da onde di superficie e non solo quindi da onde di taglio, ma poiché le velocità dei due tipi di oscillazione sono confrontabili la procedura descritta può essere impiegata senza introdurre errori significativi.

## RISULTATI INDAGINE – DESENZANO DEL GARDA, LOC. MADONNA DELLA SCOPERTA (BS)

Strumento: TRZ-0018/01-09

Formato dati: 16 byte

Fondo scala [mV]: n.a.

Inizio registrazione: 27/04/22 11:28:29 Fine registrazione: 27/04/22 11:42:29

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

Dato GPS 45.647804°, 10.735101° (DD° FORMAT WGS 84)

Durata registrazione: 0h20'00". Analisi effettuata sull'intera traccia.

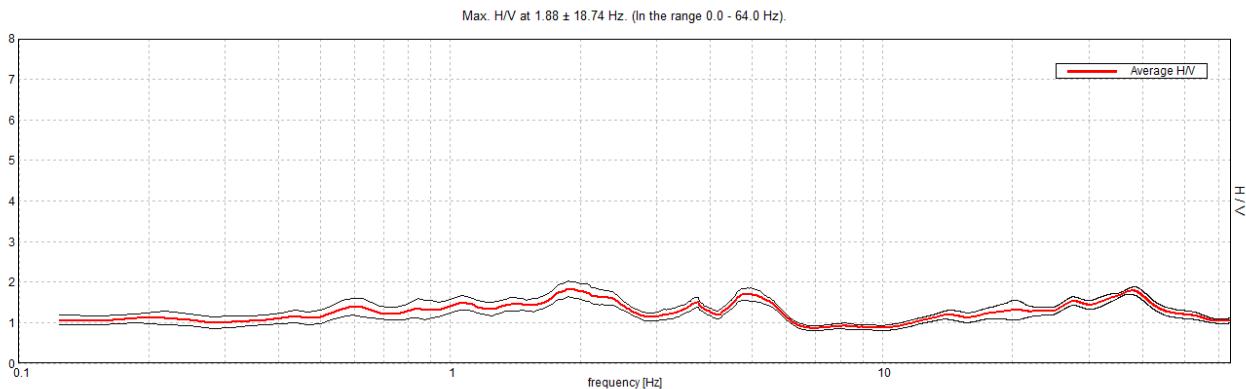
Freq. campionamento: 128 Hz

Lunghezza finestre: 20 s

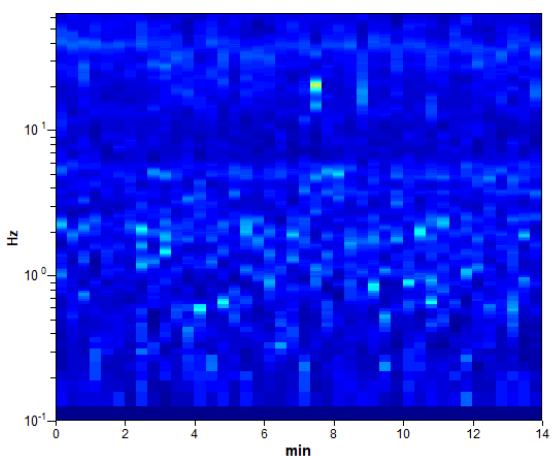
Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 10%

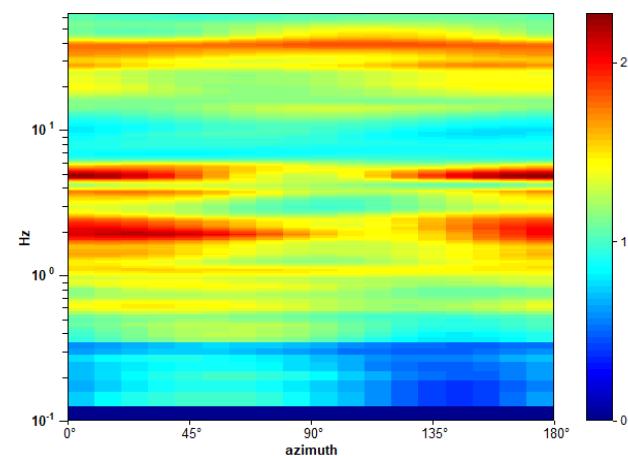
### RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



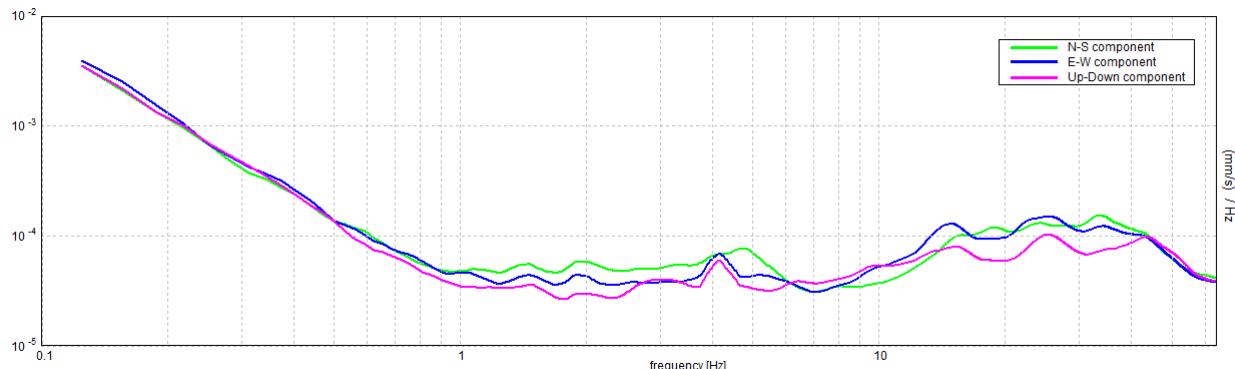
### SERIE TEMPORALE H/V



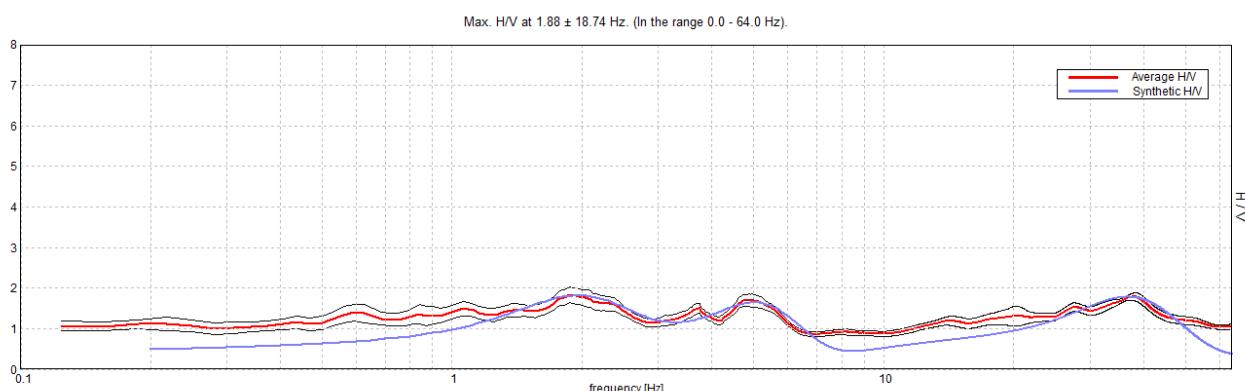
### DIREZIONALITA' H/V



### SPEETRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

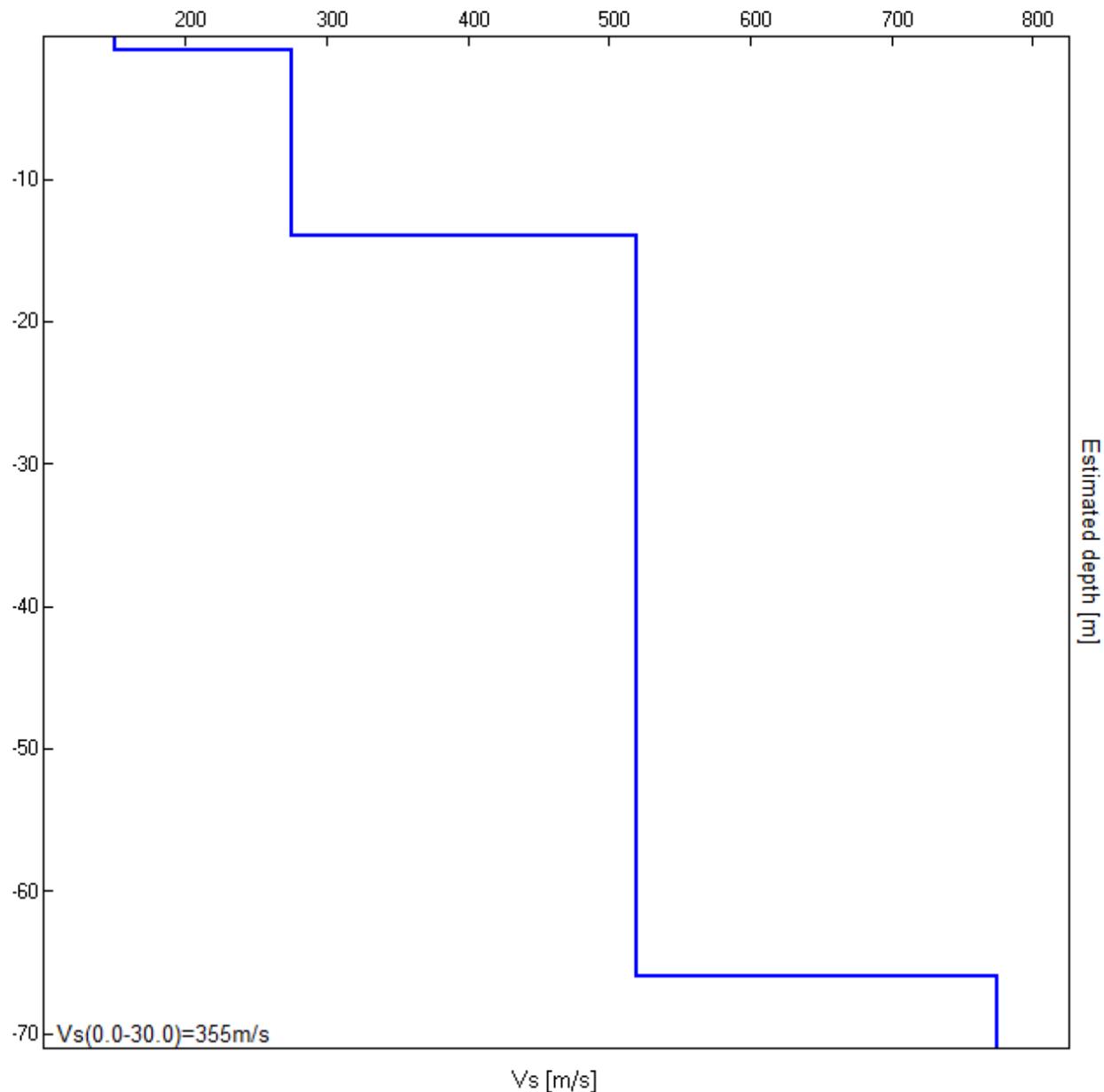


### H/V Sperimentale vs. H/V Sintetico



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.95	0.95	150	0.43
14.00	13.05	275	0.42
66.00	52.00	520	0.42
inf.	inf.	775	0.40

$$V_{\text{seq}} (0.0-30.0) = 355 \text{ m/s}$$



**Linee Guida SESAME, 2005**
**Picco H/V a  $1.88 \pm 18.74$  Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).**
**Criteri per una curva H/V affidabile**

$f_0 > 10 / L_w$	1.88 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	1575.0 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5$ Hz $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5$ Hz	Superato 0 volte su 91	OK	

**Criteri per un picco H/V chiaro**

Esiste $f^-$ in $[f_0/4, f_0]$   $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Esiste $f^+$ in $[f_0, 4f_0]$   $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	6.438 Hz	OK	
$A_0 > 2$	1.84 > 2		NO
$f_{picco}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 9.99716  < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$18.74468 < 0.1875$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.2039 < 1.78	OK	

$L_w$	lunghezza della finestra
$n_w$	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
$f$	frequenza attuale
$f_0$	frequenza del picco H/V
$\sigma_f$	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
$A_0$	ampiezza della curva H/V alla frequenza $f_0$
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza $f$
$f^-$	frequenza tra $f_0/4$ e $f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
$f^+$	frequenza tra $f_0$ e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$ , $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{logH/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

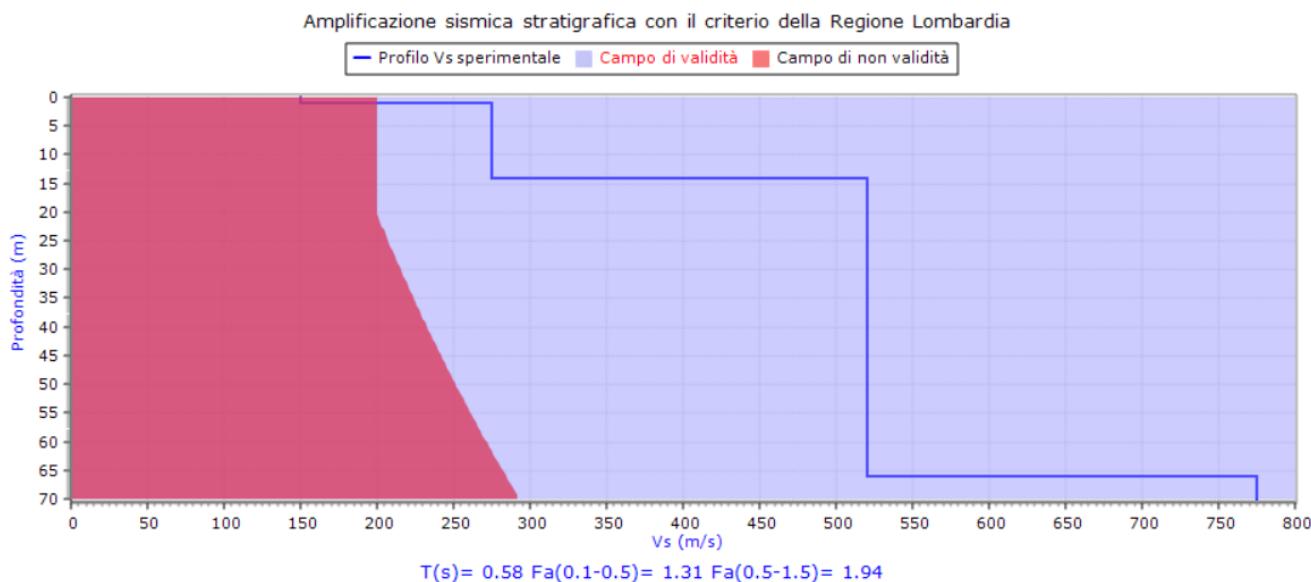
**Valori di soglia per  $\sigma_f$  e  $\sigma_A(f_0)$** 

Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 $f_0$	0.2 $f_0$	0.15 $f_0$	0.10 $f_0$	0.05 $f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{logH/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

## ANALISI DI II LIVELLO SECONDO LA NORMATIVA REGIONALE VIGENTE

Adottando il criterio previsto dalla Normativa regionale, sulla base dell'andamento del profilo della velocità delle onde S ricavato con l'indagine geofisica, si è selezionata la scheda **sabbiosa**. Il periodo di oscillazione fondamentale della colonna lito-stratigrafica è stato misurato direttamente con l'indagine geofisica ed è risultato uguale a **0.58 s**. Utilizzando questo dato si sono ricavati i seguenti valori di **Fa** (fattori di amplificazione spettrali):

- **Fa** (nell'intervallo 0.1-0.5 s) = **1.31 < 1.8 + 0.1** (soglia comunale)
- **Fa** (nell'intervallo 0.5-1.5 s) = **1.94 < 2.4 + 0.1** (soglia comunale)



Valutazione dei fattori di amplificazione stratigrafici con il criterio della L.R. 11 Marzo 2005 n.12

Questi valori sono stati confrontati con quelli di soglia previsti dalla Normativa regionale, nel caso di sottosuolo di tipo C, per il Comune di **Desenzano del Garda (BS)** (1.8 e 2.4 rispettivamente).

**I valori di Fa risultano inferiori a quelli di soglia.**

## TABELLA RIEPILOGATIVA PARAMETRI FONDAMENTALI

CATEGORIA SOTTOSUOLO	V <sub>s</sub> <sub>eq</sub> da p.c. (m/s)	Frequenza fondamentale f <sub>0</sub> (Hz)	Periodo oscill. fondamentale (s)	Fa (int 0.1-0.5 s)	Fa (int 0.5-1.5 s)
C	355	1.88	0.58	1.31	1.94

Moniga del Garda (BS), 03 Maggio 2022

IL TECNICO  
DOTT. GEOL. STEFANO SALVI

