

**STUDIO DI
GEOLOGIA
TECNICA ED
AMBIENTALE**

**ROSANNA
LENTINI**

Comune di **LONATO D/G**

Provincia di **BRESCIA**

SUAP NUOVO ALBERGO “LOCALITA’ LIDO DI LONATO”

RELAZIONE GEOLOGICA AI SENSI DELLA L.R. 12/2005 E DEL D.M. 14/01/2008

- MODELLO GEOLOGICO
- MODELLO IDROGEOLOGICO
- MODELLO GEOTECNICO
- MODELLO GEOFISICO-SISMICO
- ELEMENTI PER LE VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Committente: Urbani s.r.l. e Gobo s.a.r.l.

Padenghe sul Garda, Novembre 2015

Il Tecnico

Dott. Geol. Rosanna Lentini



Sede operativa: Via Verdi , 9 – 25080 Padenghe sul Garda (BS)
Tel/Fax 030 9914222 - cell. 3396012311

E-mail: info@lentinirosannageologia.it
Sito Web: www.lentinirosannageologia.it



INDICE

1.	PREMESSA	3
1.1	RIFERIMENTI NORMATIVI	3
1.2	METODOLOGIA DI LAVORO	6
2.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO	9
2.1	Inquadramento Geologico-Geomorfologico	9
2.2	Inquadramento Strutturale	12
2.3	Successione stratigrafica	13
2.4	Assetto Geomorfologico Locale	16
2.5	Idrografia	16
2.6	Inquadramento Idrogeologico	24
3.	SISMICITA'	25
3.1	Inquadramento sismotettonico	25
3.2	Sismicità storica	31
3.3	Normative Sismiche – Valori di ag	42
4.	CAMPAGNA DI INDAGINE GEOGNOSTICA	45
4.1	Sondaggi a carotaggio continuo – Campionamenti – Settembre 2014	45
4.2	<u>Prove penetrometriche dinamiche (SCPT) – Settembre 2014 e Ottobre 2015</u>	48
4.3	INTERPRETAZIONE DEI DATI	49
4.4	Piezometri – Condizioni di Circolazione d’Acqua	50
4.5	Indagini Sismiche – Dati Sismostratigrafici	51
5.	MODELLO GEOTECNICO- GEOFISICO	58
6.	PERMEABILITA’ DEI TERRENI	61
7.	VULNERABILITA’ NATURALE DEGLI ACQUIFERI	62
7.1	METODOLOGIA UTILIZZATA	62
7.2	VULNERABILITA’ DELLA FALDA SUPERFICIALE	63
7.3	VULNERABILITA’ DELLE FALDE MEDIE E PROFONDE	66
8.	RISPOSTA SISMICA DEL SITO - ANALISI DEL RISCHIO SISMICO	67
8.1	Categoria di Sottosuolo e Categoria Topografica ai sensi del D.M 14/01/08	67
8.2	Analisi del rischio sismico – Pericolosità Sismica Locale ai sensi della D.G.R. 9/2616 del 2011 - ANALISI DI 1°	
	LIVELLO	69



8.3 Analisi del rischio sismico – Pericolosità Sismica Locale ai sensi della D.G.R. 9/2616 del 2011 - STIMA DEGLI EFFETTI LITOLOGICI E DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE DI SITO (2° Livello di approfondimento – All. 5 della D.G.R. 9/2616 del 30/11/2011).....	71
8.4 Pericolosità Sismica del Sito – Parametri sismici di riferimento.....	73
8.5 Amplificazione Stratigrafica (S_s) e Topografica (S_t).....	74
8.6 Analisi del rischio sismico – Pericolosità Sismica Locale ai sensi della D.G.R. 9/2616 del 2011 - ANALISI DI 3° LIVELLO - POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI (All. 5 della D.G.R. 9/2616 del 30/11/2011 E D.M. 14/01/08).....	75
9. INTERVENTO DI PROGETTO – PROBLEMATICHE REALIZZATIVE – PRESCRIZIONI.....	80
10. ELEMENTI PER LE VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI.....	87
10.1 Parametri geotecnici di progetto.....	87
10.2 Fondazioni superficiali.....	89
10.3 Fondazioni Profonde.....	97
11. OPERAZIONI DI SCAVO – INTERVENTI DI DRENAGGIO E DI IMPERMEABILIZZAZIONE.....	98
11.1 Linee guida generali per la realizzazione degli interventi di scavo e di drenaggio / impermeabilizzazione.....	98
11.2 Linee guida generali di utilizzo del materiale escavato.....	102
12. SISTEMI DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE.....	106
12.1 Permeabilità dei terreni – Idoneità allo smaltimento per subirrigazione.....	106
12.2 Calcolo delle acque di deflusso e Sistema di dispersione per subirrigazione drenata.....	107
13. PIANO D’INDAGINE INTEGRATIVO.....	108
14. CARTA DI SINTESI - CARTA DEI VINCOLI ESISTENTI.....	108
14.1 AMBITI SOGGETTI A VINCOLI NORMATIVI DI CARATTERE GEOLOGICO, AI SENSI DELLA D.G.R. 9/2616 DEL 2011.....	109
14.2 AMBITI DI VULNERABILITÀ IDRAULICA ED IDROGEOLOGICA E/O DI PERICOLOSITÀ GEOLOGICO-GEOTECNICA AI SENSI DELLA D.G.R. 9/2616 del 30/11/2011.....	109
15. NORME GEOLOGICHE DI PIANO.....	111
15.1 NORME GEOLOGICHE DI PIANO CORRELATE ALLA FATTIBILITÀ GEOLOGICA.....	112
15.2 NORME GEOLOGICHE DI PIANO CORRELATE AL RISCHIO SISMICO PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE (PSL).....	116
16. CONCLUSIONI.....	117



1. PREMESSA

A seguito dei colloqui intercorsi e su incarico di *Urbani s.r.l.* e *Gobo s.a.r.l.* è stato eseguito uno **studio geologico ai sensi della L.R. 12/05 e secondo la D.G.R. n° 9/2616 del 30/11/2011 e la D.G.R. n. 10/2129 del 11/07/14** nell'ambito del progetto di “*Realizzazione di un Nuovo Complesso Alberghiero presso Lido di Lonato (Via Catullo-Via Remato) – Fg. 7 Mapp.li 50-51-140-141-130-131-139-238-342*” a Lonato d/G.

Viene inoltre richiesto uno **studio geotecnico preliminare** per la realizzazione del nuovo complesso di progetto in ottemperanza alle vigenti normative (D.M. 14/01/08) ed alle norme di fattibilità/vincolo/pericolosità sismica individuate per il sito di progetto.

1.1 RIFERIMENTI NORMATIVI

Lo studio viene redatto sulla base degli standard richiesti dalla Provincia di Brescia ed è stato predisposto ai sensi **dell'art. 25 della L.R. 12/05** e secondo i “**Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell'art. 57 della L.R. 11/03/05 n° 12**”, emanate, in ultimo, con **D.G.R. n° 9/2616 del 30/11/2011** e con **D.G.R. X/2129 del 11/07/14** e **D.G.R. n. X/4144 del 08/10/15**.

E' stato verificato che il Comune di Lonato d/G è, allo stato attuale, fornito di Studio della Componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T. da *Dott. Geol. Rosanna Lentini* redatto in ultimo nel Luglio 2009-Maggio 2010, predisposto ai sensi della **L.R. 12/05** e secondo i criteri della allora vigente **D.G.R. 8/7374 del 28/05/2008**.

La presente relazione è stata quindi eseguita in conformità alla nuova normativa, tenuto conto della tipologia dell'opera e delle modifiche legislative in campo di pianificazione territoriale succedutesi negli ultimi anni.

Viene di seguito fornita una rapida disamina delle normative che hanno ricaduta sulla procedura di studio in esame.

A seguito della **Deliberazione dell'Autorità di Bacino n°18 del 26/4/2001** “**Adozione del Piano stralcio per l'assetto idrogeologico per il bacino idrografico di rilievo nazionale del Fiume Po**” e del successivo **D.P.C.M. del 24/5/2001** (pubblicato sulla G.U. della Repubblica Italiana n°183 del 8/8/2001) di approvazione, il PAI è entrato definitivamente in vigore portando effetti immediati in termini di indirizzi urbanistici e limitazioni d'uso del suolo. Per il Comune di Lonato d/G sono segnalati alcuni dissesti PAI (<http://cartografia.regione.lombardia.it>) anche in relazione agli aggiornamenti eseguiti in fase di PGT.

Le direttive emanate con **D.G.R. n° 7/7868 del 25/01/02** e **successive modifiche** attribuiscono ai comuni nuovi compiti in materia di Polizia Idraulica che richiedono, in attuazione della L.R. 1/2000, l'individuazione del reticolo idrico minore e delle relative norme per la predisposizione dei

provvedimenti autorizzativi e concessori. Nella **Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del Piano di Governo del Territorio di Lonato d/G** (Dott. Geol. R. Lentini, Luglio 2009-Maggio 2010) la rete idrografica è stata riportata sulla Carta della Dinamica Geomorfologica e del Sistema Idrografico (Tavv. 2) ed è tratta dall' *Elaborato Tecnico Normativo del Reticolo Idrico ai sensi della D.G.R. 7/7868 del 25/01/2001* (Dott. Geol. G. Crestana e Dott. Geol. R. Lentini – 2003).

Il **D.Lgs. 152/06** costituisce il riferimento legislativo da applicare all'interno delle fasce di tutela istituite per le opere di captazione delle acque ad uso potabile.

L'**Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20/03/03** "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica", ha di fatto modificato la classificazione sismica del territorio nazionale. L'ordinanza richiede alle Regioni di eseguire la valutazione di a_g sul proprio territorio e quindi di assegnare ogni area ad una delle zone della nuova classificazione. Inizialmente la Regione Lombardia, con **D.G.R. 7/14964 del 07/11/03**, ha fornito alcune disposizioni preliminari per l'attuazione della nuova ordinanza, confermando la classificazione dei territori comunali lombardi riportata nell'ordinanza e l'adeguamento alle norme tecniche allegate.

In particolare il **Comune di Lonato d/G**, non precedentemente classificato in zona sismica, (Decreti fino al 198N.C.), è stato incluso **in zona sismica 3** come individuato dall'Allegato A della stessa ordinanza e dall'Allegato A della D.G.R. n° 7/14964 del 7/11/03.

Più recentemente nell'ambito della revisione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (**D.M. 14/01/2008**) sono state adottate le stime di pericolosità sismica del progetto S1, concludendo il percorso iniziato nel 2003. Tali stime superano il concetto di classificazione a scala comunale e sulla base di 4 zone sismiche. Tuttavia le 4 zone sismiche mantengono una funzione prevalentemente amministrativa. La Regione Lombardia ha stabilito nella D.G.R. n° 9/2616 del 30/11/2011 (punto 1.4.3) che *"la suddivisione del territorio in zone sismiche (ai sensi dell'OPCM 3274/03) individua unicamente l'ambito di applicazione dei vari livelli di approfondimento in fase pianificatoria"* e specifica altresì che *"ai sensi del D.M. 14/01/2008, la determinazione delle azioni sismiche in fase di progettazione non è più valutata riferendosi ad una zona sismica territorialmente definita, bensì sito per sito, secondo i valori riportati nell'All. B al citato D.M."*. I dati riportati nell'All. B del D.M. 14/01/2008 coincidono per lo più con quelli riportati nell'Ord. 3519/2006, e sono in ogni caso determinabili mediante le coordinate geografiche e l'utilizzo di programmi applicativi, quali "Spettri-NTC ver.1.0.3" (vedi paragrafi successivi).

Nel **D.M. 14/01/2008** e nell' **Ordinanza P.C.M. n. 3519 del 27/04/2006** il **Comune di Lonato d/G è stato classificato in zona sismica 2** ed in particolare nella sottozona con valori di a_g compresi tra 0.150 e 0.175 (accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni).

Tuttavia di recente la Regione Lombardia con **D.G.R. X/2129 del 11/07/14** ha approvato un **"Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia"** (L.R. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)", che recepisce definitivamente la classificazione dell'OPCM 3519/2006 e che, sulla base della successiva D.G.R. 8 ottobre 2015 - n. X/4144, entrerà in vigore il 10 aprile 2016; è stata pertanto confermata per il Comune di Lonato D/G (BS) la **zona sismica 2** con valore di a_{gmax} **0,15926** anche a livello regionale

e pertanto ai fini pianificatori. Ciò ha di fatto sanato una difformità di classificazione nazionale/regionale che creava non pochi problemi tecnico-progettuali.

Dal punto di vista della Pericolosità Sismica Locale l'area è stata classificata nello *Studio della Componente Geologica Idrogeologica e Sismica del PGT* (Dott. Geol. R. Lentini, Maggio 2010), entro lo scenario di pericolosità sismica Z4a *“Zona di fondovalle o di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi”* e marginalmente (angolo S) entro lo scenario di pericolosità sismica Z4c *“Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi”*; per lo scenario Z4a vengono segnalati possibili valori di Fa di sito superiori a quelli di “soglia” e quindi potenziali fenomeni di amplificazione sismica tali da rendere talora insufficiente l'utilizzo dei parametri sismici definiti in base alla normativa vigente (D.M. 14/01/2008).

L'area di progetto destinata ai posteggi autovetture posta a NE ricade in **scenario tipo Z2** soggetto potenzialmente ad amplificazioni correlate ad effetti di cedimenti e/o liquefazioni definito *“Zona con terreni di fondazione particolarmente scadenti (riporto poco addensato, terreni granulari fini con falda superficiale)”*

Con l'**entrata in vigore del nuovo Testo Unico**, che definisce con D.M. 14/01/08 le “Norme Tecniche per le Costruzioni”, è divenuto vigente l'obbligo di eseguire la progettazione in prospettiva sismica in tutte le aree classificate in zona sismica.

Con l'**entrata in vigore della L.R. 19 del 08/07/2014**, che apporta sostanziali modifiche alla **L.R. 31 del 05/12/2008** è divenuto a carico dei Comuni (commi 2 e 3 dell'Art. 44 della L.R. 31/2008 come modificato dalla L.R.19/2014), autorizzare la trasformazione d'uso del suolo dei terreni soggetti a **vincolo idrogeologico di cui all'Art. 1 del R.D. 3267 del 30/12/2014**, in conformità alle indicazioni ed alle informazioni idrogeologiche contenute negli studi geologici comunali, nei piani territoriali e nei piani forestali di cui all'art.47 della L.R.31/2008.

In particolare, ai sensi del comma 2 Art. 44 della L.R. 31/2008 come modificato dalla L.R.19/2014, per i comuni dotati di piano di governo del territorio (PGT) **i titoli abitativi edilizi devono essere provvisti di tale autorizzazione che va rilasciata previa verifica di conformità delle trasformazioni d'uso del suolo rispetto alla componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT prevista dall'art. 57 comma 1 lettera b) della L.R. 12/2005.** In caso di edilizia libera (interventi previsti all'Art. 6 del D.P.R. 380/2001) la conformità alle previsioni della componente geologica del PGT, come sopra descritta, andrà certificata da un tecnico abilitato.

In base alle attuali interpretazioni della normativa in caso di contestuale assoggettamento ad autorizzazione per trasformazione d'uso del bosco l'autorizzazione rispetto al vincolo idrogeologico verrebbe assorbita dalla prima (comma 2 bis dell'Art. 44 della L.R. 31/2008) e rilasciata dalle provincie, dalle comunità montane o le Unioni dei comuni e gli enti gestori di parchi e riserve regionali per i territori di rispettiva competenza (comma 4 dell'Art. 44 della L.R. 31/2008)



1.2 METODOLOGIA DI LAVORO

Lo Studio Geologico ha previsto una prima fase di acquisizione di tutti i dati reperibili in letteratura, da precedenti indagini geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e geognostiche eseguite sul territorio comunale o nei comuni contermini.

E' stato effettuato il rilevamento geologico e geomorfologico di un intorno significativo rispetto all'area di piano.

Per quel che riguarda gli elementi geomorfologici inseriti nelle Carte Inventario dei Dissesti della Regione Lombardia e nella cartografia del PTCP, si è verificato l'eventuale censimento di fenomeni di dissesto e/o di rischio nel territorio comunale

Sono stati quindi presi in considerazione anche gli aspetti geologico applicativi, definendo la natura litologica dei terreni presenti entro l'area d'intervento.

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione è stata condotta un'indagine geognostica mediante **prove penetrometriche dinamiche (SCPT) e sondaggi a carotaggio continuo con esecuzione in foro di prove SPT e prove di permeabilità**. L'indagine si è svolta in ottemperanza alle normative di legge vigenti in materia secondo le prescrizioni e gli oneri contenuti nelle raccomandazioni A.G.I. (1977).

Per la valutazione delle velocità V_{s30} di sito sono stati utilizzati i dati derivanti da **stendimenti di sismica multicanale con acquisizione delle onde superficiali**, anche a bassa frequenza, ed elaborazione dati con metodologia tipo MASW, eseguito entro il sito di progetto.

Per quanto concerne l'analisi del sistema idrografico si è tenuto conto di quanto riportato nello studio del reticolo idrico dell'intero territorio comunale procedendo, laddove necessario ad un'eventuale analisi di dettaglio e revisione secondo i **criteri indicati in ultimo** dalla **D.G.R. n° X/2591 del 31 ottobre 2014**, in ottemperanza alla L.R. 1/2000.

Sono state così realizzate la **CARTA GEOLOGICA CON ELEMENTI GEOMORFOLOGICI E DEL RETICOLO IDROGRAFICO** (scala 1:5.000) per un intorno significativo rispetto all'area interessata dal progetto.

Sono state quindi esaminate le caratteristiche idrogeologiche del territorio d'interesse, con la descrizione delle falde circolanti nel sottosuolo dell'area oggetto di intervento. In base ai dati riportati nello *Studio della Componente Geologica Idrogeologica e Sismica del PGT* è stata indicata, per il sito d'interesse, la vulnerabilità delle acque sotterranee.

E' stata pertanto realizzata la **CARTA IDROGEOLOGICA CON INDICAZIONI SULLA VULNERABILITA' DEGLI ACQUIFERI** alla scala 1:5.000, di un intorno significativo rispetto all'area oggetto di intervento.

E' stata quindi eseguita l'analisi del rischio sismico valutando la risposta sismica locale in relazione alle condizioni geologiche e geomorfologiche riconosciute per il sito d'intervento e che possono influenzare, in occasione di eventi sismici, la pericolosità sismica di base dell'area. Si è quindi proceduto all'analisi della sismicità del territorio ed alla revisione della **CARTA DELLA**

PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE (scala 1:2.000), applicando la procedura di 1° livello e successivamente, ove necessario, di 2° livello e 3° livello, secondo le metodologie indicate nell'Allegato 5 della D.G.R. 9/2616 del 2011.

Per la caratterizzazione semiquantitativa degli effetti di amplificazione sismica attesi, secondo le metodologie indicate per l'analisi di 2° livello, e per la definizione di un modello geofisico e geotecnico affidabile, in accordo con quanto prescritto dall'All. 5 della D.G.R. 9/2616 del 2011, sono state eseguite indagini dirette, mediante **stendimenti di sismica multicanale con acquisizione delle onde superficiali**, comprese quelle a bassa frequenza, ed elaborazione dei dati secondo la **procedura tipo MASW**.

Si è quindi pervenuti alla **Fase di Sintesi/Valutazione** che individua le limitazioni d'uso del territorio e propone una zonazione in funzione dello stato di pericolosità geologico-geotecnica e della vulnerabilità idraulica e idrogeologica.

Sono state pertanto rielaborate la **CARTA DI SINTESI E DEI VINCOLI** (scala 1:2.000) in cui sono stati evidenziati rispettivamente i diversi ambiti di pericolosità e/o vulnerabilità e i vincoli derivanti da normative e piani sovraordinati in vigore, di contenuto prettamente geologico, relativi al territorio comunale come definiti nella D.G.R. 9/2616 del 2011 e s.m.i.

La revisione della **CARTA DI FATTIBILITÀ PER LE AZIONI DI PIANO** (in scala 1:2.000) rappresenta il risultato conclusivo dello studio e la **Fase di Proposta**, con l'indicazione delle limitazioni d'uso di tipo geologico rispetto alla fattibilità degli interventi previsti sul territorio comunale e con la predisposizione delle **Norme Geologiche di Attuazione**. A tal fine è stato attribuito ai poligoni riportati nella Carta di Sintesi un valore di classe di fattibilità applicando la metodologia descritta nella D.G.R. n° 9/2616 del 2011 e s.m.i..

Alla Carta di Fattibilità viene quindi sovrapposta una retinatura che individua le aree soggette ad amplificazione sismica locale derivanti dalla Carta di Pericolosità Sismica Locale e dall'Analisi del Rischio Sismico.

E' stata quindi valutata la **congruenza delle trasformazioni previste con le risultanze dello studio geologico**.

Si segnala inoltre che, contestualmente alla campagna di indagine, sono stati prelevati **n. 6 campioni di terreno** secondo le disposizioni e procedure indicate dal *D.Lgs.152/06 e s.m.i.*; tale campionamento è stato eseguito per l'eventuale utilizzo dei terreni derivanti dalle operazioni di sbancamento di progetto quali "*materiali di scavo*" ai sensi dell'**Art. 185 (ri-utilizzo in situ)** ovvero ai sensi dell'**Art. 184 bis del D. Lgs. 152/2006 e s.m.i.**, in ottemperanza all'**Art. 41 bis – Ulteriori Disposizioni in materia di terre e rocce da scavo- della L. 98/2013 - Decreto del Fare** (Conversione con modificazioni del D.L. 69 del 21 Giugno 2013 – Disposizioni urgenti per il rilancio dell'economia) (ri-utilizzo fuori sito), emanato in relazione a quanto disposto dall'art. 266, comma 7 del D. Lgs. 152/06.



Tavole ed elaborati cartografici

- TAV. 1: COROGRAFIA CON UBICAZIONE DEI POZZI E DI PRECEDENTI INDAGINI (SCALA 1:10.000)
- TAV. 2: CARTA GEOLOGICA CON ELEMENTI GEOMORFOLOGICI E DEL RETICOLO IDROGRAFICO (scala 1:5.000)
- TAV. 3: PLANIMETRIA CON UBICAZIONE DEI PUNTI DI INDAGINE (Scala 1:1000)
- STRATIGRAFIE DEI SONDAGGI
- TABULATI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE
- TAV. 4: SEZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA INTERPRETATIVA (Scala 1:500/250)
- ALLEGATI FOTOGRAFICI
- TAV. 5: CARTA IDROGEOLOGICA CON INDICAZIONI SULLA VULNERABILITA' DEGLI ACQUIFERI (scala 1:5.000)
- TAV. 6: CARTA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE (scala 1: 2.000)
- TAV. 7: CARTA DI SINTESI E VINCOLI (scala 1: 2.000)
- TAV. 8: CARTA DI FATTIBILITA' PER LE AZIONI DI PIANO (scala 1: 2.000)
- STRATIGRAFIE POZZI
- SCHEDE LIQUEFAZIONE (metodo Seed Idriss – 1982)



2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

L'area di intervento, identificata da *Fig. 7 Mapp.li 50-51-140-141-130-131-139-238-342*, è ubicata tra Via Catullo, a NE, e Via Remato, a SW, in Loc. Lido di Lonato in territorio comunale di Lonato d/G (BS). Nella presente relazione viene quindi fornito, sulla base di tutti i dati raccolti un inquadramento geologico generale e vengono descritte le unità litologiche presenti nell'area oggetto di intervento ed in un intorno significativo.

Lo studio delle caratteristiche geomorfologiche ed idrografiche del territorio d'interesse e delle caratteristiche geotecniche dei terreni, si è articolato mediante una prima fase di acquisizione dei dati reperibili in letteratura, tra cui lo studio della *Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT del Comune di Lonato d/G (Dott. Geol. R. Lentini et Al., Luglio 2009 – Maggio 2010)* e della *Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del Piano di Governo del Territorio di Desenzano d/G (Dott. Geol. Rosanna Lentini – Agosto 2011- Rev. Giugno 2012)* e, in aggiunta, di quelli relativi a studi geologici ed indagini geognostiche eseguiti dalla scrivente, in prossimità dell'area di studio e più in generale nella fascia rivierasca d'interesse compresa nei territori comunali di Padenghe s/G, Lonato d/G e Desenzano d/G.

Quindi si è proceduto alla fase di analisi mediante i rilievi geologici e geomorfologici di campagna estesi per un intorno significativo rispetto all'area di progetto.

2.1 Inquadramento Geologico-Geomorfologico

Il territorio di Lonato del Garda si colloca entro il Basso Garda Bresciano, che si estende tra le cerchie moreniche originate nel Quaternario, a seguito del ritiro dei ghiacciai alpini trasfuenti dalla Valle dell'Adige e del Chiese e canalizzati nel solco strutturale gardesano preesistente e con andamento giudicariense. Esso riveste inoltre un importante significato geologico e morfologico essendo inserito nell'anfiteatro morenico meglio rappresentato e più esteso d'Italia.

Le cerchie moreniche, con andamento circa concentrico rispetto alla linea di costa del lago, segnano le diverse fasi di espansione dei ghiacciai. Da un punto di vista cronostratigrafico le cerchie collinari possiedono in linea generale età crescente allontanandosi dalla linea di riva.

Durante lo scioglimento delle masse glaciali si originavano torrenti fluvio-glaciali che smantellavano i cordoni morenici già formati e deponevano il materiale nelle depressioni rimaste entro le diverse cerchie (**depositi fluvio-glaciali**).

Tra i rilievi morenici sono talora presenti ampi ripiani, delimitati da scarpate, che corrispondono a terrazzi di *kame* formati durante le fasi di ritiro del ghiacciaio. Il dilavamento del fronte dei ghiacciai ad opera delle acque di fusione, ha determinato altresì l'accumulo di materiali a contatto con le stesse masse glaciali (**depositi di contatto glaciale**).

Talora le cerchie moreniche appaiono discontinue a seguito dell'azione di sfondamento praticata dagli stessi corsi d'acqua fluvio-glaciali.

Alcune depressioni o conche presenti sul territorio corrispondono a strutture relitte, formate nei pressi del fronte glaciale (**depositi glacio-lacustri o di depressione intramorenica**).



In letteratura le cerchie più interne sono riferite per lo più alla fase glaciale *Würmiana* mentre quelle più esterne sono attribuite al *Riss*, anche se non esiste uniformità di classificazione delle cerchie moreniche alle singole glaciazioni da parte dei diversi Autori.

Va in ogni caso sottolineato come possano essere distinte oscillazioni del ghiacciaio di ordine minore nell'ambito delle singole fasi *Würm* e *Riss* sia per i periodi glaciali che per quelli interglaciali.

Un punto di riferimento e/o di partenza per la cartografia geologica relativa a questo settore è la **“Carta Geologica dell'anfiteatro morenico del Garda – Tratto occidentale”**, redatta da *Venzo* nel 1957; studi stratigrafici recenti (**“Paleosols and vetusols in the central Po plain -Northern Italy- a study in quaternary Geology and Soil Development”**; Cremaschi M., Ed. Unicopli, Milano, 1987) forniscono nuovi spunti nell'attribuzione dei depositi morenici e fluvioglaciali affioranti nell'area gardesana.

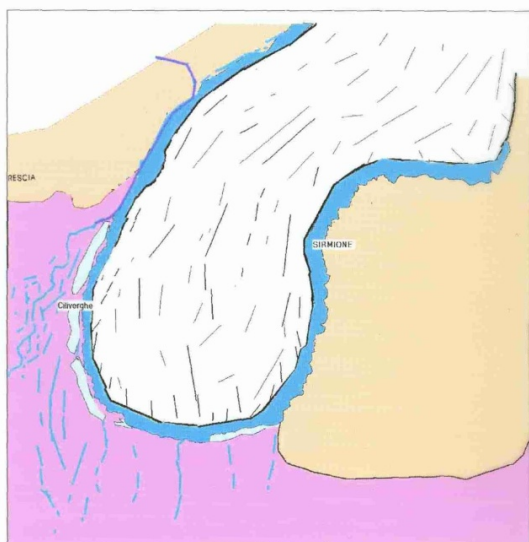


Fig. 17 - Fase morenica di Faltà

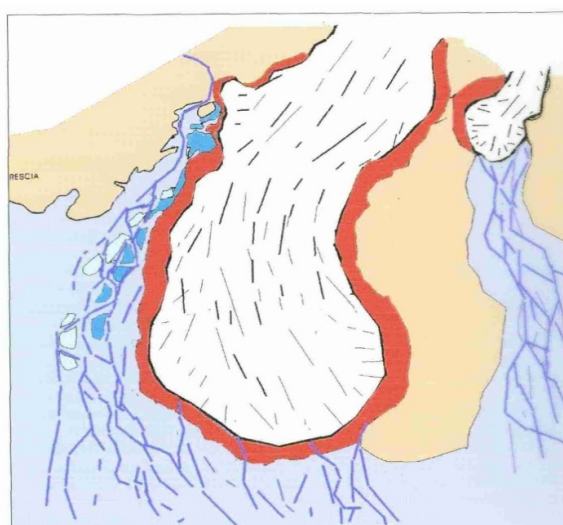


Fig 19 - Fase morenica di Carpenedolo

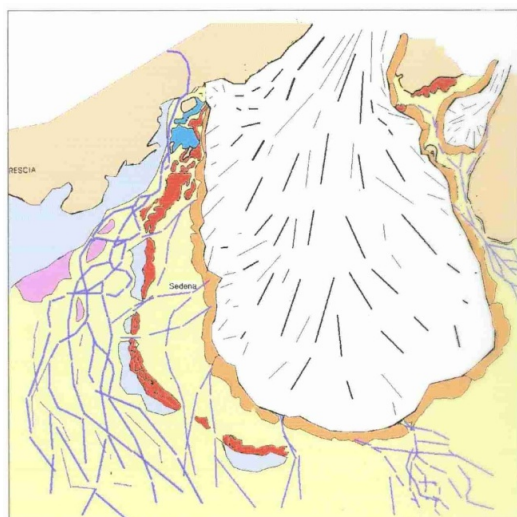


Fig. 20 - Fase morenica di Sedena.

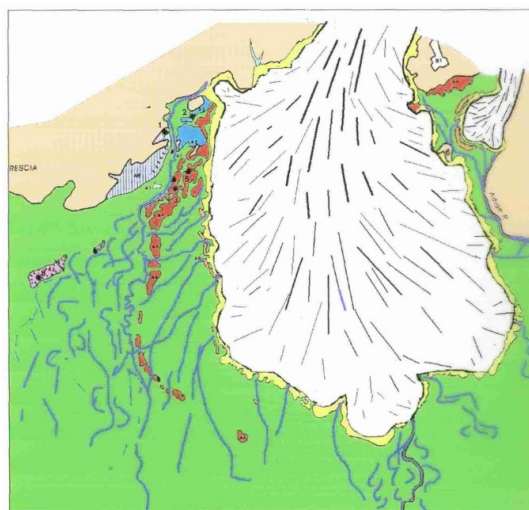


Fig. 21 - Fase morenica di Solferino

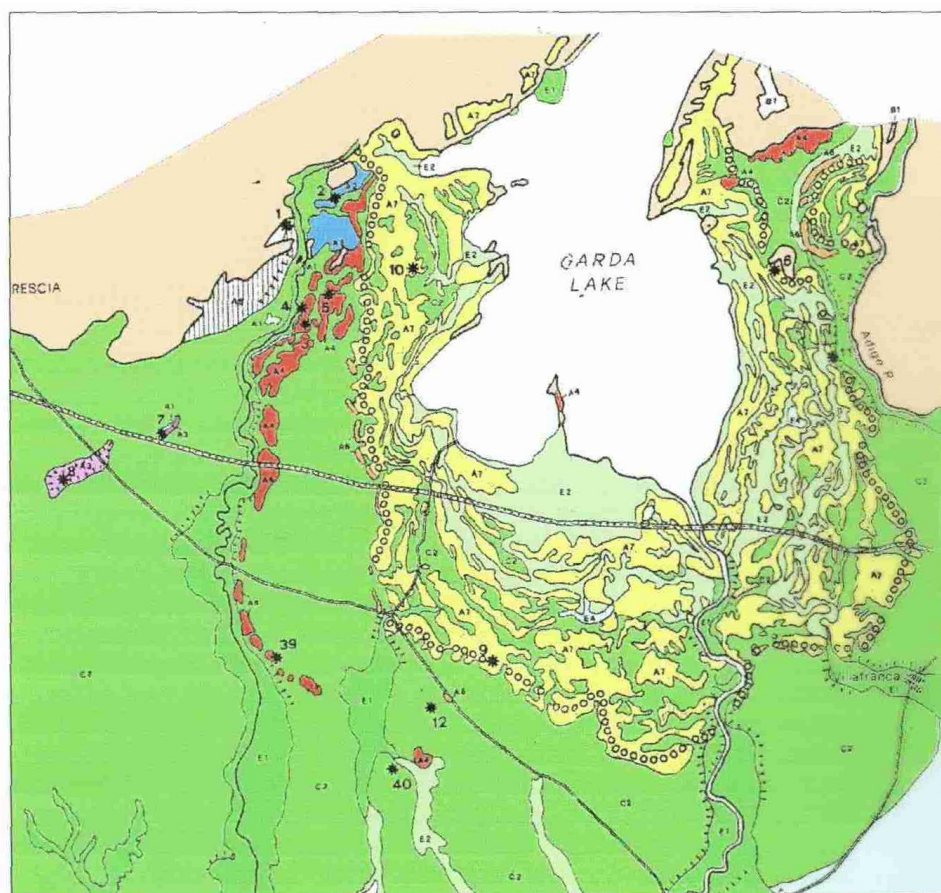


Fig. 23 - Disposizione attuale delle morene

Figure tratte da *“Paleosols and vetusols in the central Po plain -Northern Italy- a study in quaternary Geology and Soil Development”* (Cremaschi M., Ed. Unicopli, Milano, 1987) e modificate dal Dott. Geol. Damiano Scalvini.

Anche nella *“Carta Geologica delle Prealpi Bresciane tra Val Vrenda e il M.te Pizzoccolo 1/25.000”* (Baroni, Bissolati e Vercesi, 1995), vengono applicati i moderni sistemi stratigrafici. I rilievi cartografici di questi Autori non comprendono il territorio di Lonato del Garda, interessando aree poste in territorio di Salò e Roè Volciano. Tuttavia si ritiene che l'apparato glaciale riferito all'Unità di Solferino (Unità di Solferino di Cremaschi M., 1987) possa essere correlata all'Unità di Roè Volciano di Baroni et Al. (1995) ed all'Unità di San Felice d/B (Studio Geologico del Territorio Comunale di San Felice del Benaco – Dott. Geol. G. Crestana e Dott. Geol. R. Lentini, Maggio 2008).

L'attuale revisione stratigrafica del quaternario mediante nuove interpretazioni e metodologie potrà introdurre, anche a breve termine, nuove e più precise interpretazioni.



Con il passaggio verso le attuali condizioni climatiche i fenomeni geomorfici legati all'idrografia superficiale ed alla gravità si sostituirono a quelli glaciali apportando modifiche al paesaggio.

Si impostò gradualmente anche la rete idrografica diretta verso l'esterno delle cerchie collinari e, più limitatamente, verso il Lago. In corrispondenza delle depressioni intermoreniche meglio sviluppate si formarono aree palustri.

La formazione del Lago di Garda ebbe una certa influenza sul modellamento della fascia costiera. Variazioni del livello del lago hanno più di una volta determinato un avanzamento della linea di riva. (C. Baroni "Note sulla paleogeografia olocenica della costa occidentale del Lago di Garda", Geogr. Fis. Din. Quat., 8 - 1985). Significativo, perché ampiamente documentato lungo la sponda del Garda, è il livello situato a circa 70 m s.l.m. riferibile al post glaciale.

Di conseguenza in prossimità della costa le fasce depresse di origine glaciale poterono essere colmate con **depositi lacustri**. La fascia costiera del lago divenne un ambiente di deposizione di materiali fini associati ai depositi più grossolani delle spiagge.

Infine l'azione antropica di modellamento della superficie topografica, dapprima essenzialmente legata alle pratiche agricole e di pesca e successivamente alla progressiva urbanizzazione, ha portato nel tempo il territorio all'attuale configurazione.

2.2 Inquadramento Strutturale

Dal punto di vista strutturale la grande depressione del Lago di Garda rappresenta un'area

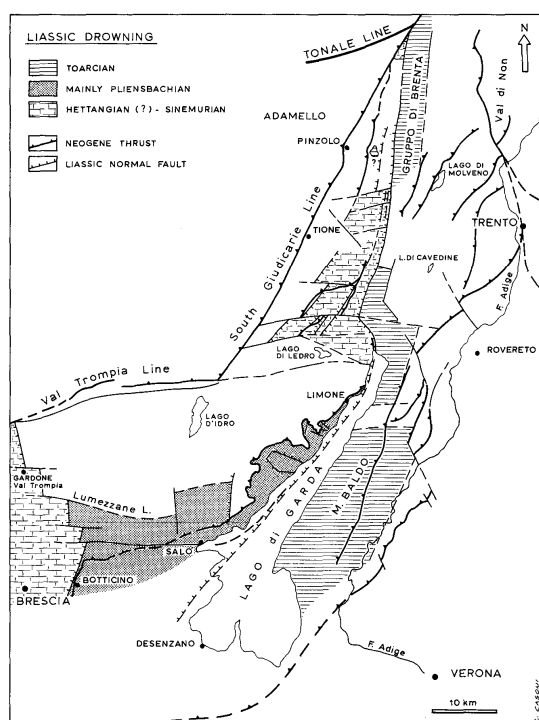


Fig. 5 - Sintesi dei principali elementi paleogeografici e paleotettonici del Lias nella Cintura Giudicariense (da Castellarin & Picotti, 1990).

“chiave” per l’interpretazione dell’assetto strutturale e dell’evoluzione tettonica di gran parte della regione alpina. Il territorio montano dell’Alto Garda, compreso nel settore prealpino bresciano orientale, è caratterizzato da una successione stratigrafica con formazioni di età compresa tra il Trias ed il Miocene, sovrapposte stratigraficamente e tettonicamente, costituendo sistemi di *thrust* embricati riconducibili strutturalmente alle direttrici regionali, identificabili con il Sistema Orobico o della Val Trompia, il Sistema Giudicariense e il Sistema Dinarico.

La fascia strutturale arcuata definita da questi sistemi rappresenta una cintura tettonica molto pronunciata determinatasi a seguito di meccanismi di inversione strutturale degli elementi tettonici distensivi del *rifting* mesozoico ad opera delle intense compressioni neogeniche. Tale cintura si sviluppa sui margini Est e Sud del massiccio dell’Adamello e si propaga ampiamente sia verso Sud che verso Est, incorporando al suo interno la regione del Lago di Garda.

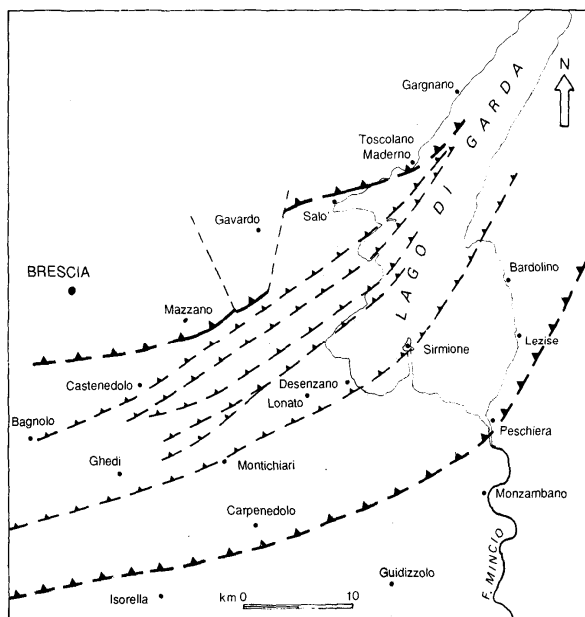


Fig. 7 - Sistema di embricazione nell'area del sottosuolo attorno alla sponda meridionale del Garda.

L'orientazione delle strutture risulta in primo luogo secondo la direzione NNE-SSW e NE-SW (Sistema Giudicariense) ed in subordine E-W (Linea della Val Trompia).

Il sistema giudicariense è dominato da accavallamenti a vergenza orientale e sud-orientale, con presenza diffusa di faglie trasversali di trasferimento. Ciò determina un assetto irregolare di tipo *en echelon*.

In particolare gli affioramenti del substrato roccioso nel Medio e Basso Garda sono da mettere in relazione ad un pronunciato sistema di *thrust*.

Tutti gli affioramenti delle formazioni paleogeniche presenti lungo la sponda occidentale del lago (Rocca di Manerba, Isola del Garda, Scogli dell'Altare, Isola dei Conigli e Punta San Sivino, Penisola di Sirmione) presentano un rigido controllo

strutturale collegato a questo sistema frontale.

Sebbene il sistema tettonico individuato per l'area a Sud di Salò sia correlabile a fasi compressive essenzialmente neogeniche va sottolineato che il carattere di attività persiste anche durante il Plio-Pleistocene e l'Olocene. L'attività tettonica lungo tali strutture è documentata dalla sismicità storica e recente dell'area.

2.3 Successione stratigrafica

Per la classificazione e datazione delle unità delle coperture quaternarie e neogeniche, si è fatto riferimento allo studio "*Paleosols and vetusols in the central Po plain -Northern Italy- a study in quaternary Geology and Soil Development*" (Cremaschi M., Ed. Unicopli, Milano, 1987). Tali studi attribuiscono i depositi glaciali, fluvio-glaciali e di contatto glaciale/morena di fondo affioranti nell'area di studio all'**Unità di Solferino** del Pleistocene Superiore.

Viene di seguito elencata la successione delle unità stratigrafiche presenti, dalle più recenti alle più antiche, con una descrizione delle principali caratteristiche litologiche.

Materiali di Riporto (R)

Localmente sono presenti materiali di riporto di natura eterogenea, per lo più di scarsa consistenza, accumulati in relazione alle attività antropiche.

COPERTURE QUATERNARIE

Unità Post-Glaciale

Depositi di spiaggia recenti ed attuali (Ds) (Olocene)

Si estendono lungo una sottile fascia perilacustre presso il Lido di Lonato. Sono rappresentati da depositi grossolani ghiaioso-sabbiosi, distribuiti discontinuamente in adiacenza alla linea di costa, dove danno origine ad una spiaggia pressoché continua.

La realizzazione del porto del cantiere Bluegarda e di manufatti di alaggio di piccole imbarcazioni può localmente generare lievi tendenze all'erosione o al ripascimento della spiaggia.

Depositi Lacustri (I1: ghiaioso-sabbiosi e I2: limoso-argillosi a tratti torbosi) (Olocene)

Tali depositi possono essere correlati alla presenza, in fase post-glaciale, di un paleo-Garda la cui quota può essere ipotizzata intorno ai 69-70 m di quota. Possiedono estensione limitata all'area perilacustre. Nell'area d'interesse sono costituiti prevalentemente da limi sabbioso-argillosi ed argilloso-sabbiosi (I2) con ghiaia da fine a media che possiedono per lo più spessore limitato e passano lateralmente ad intervalli più francamente ghiaioso sabbiosi. Non si può altresì escludere che alla dinamica lacustre, correlata a vecchie linee di riva, possano essere attribuiti i banchi ghiaioso-sabbiosi (I1), probabilmente derivanti dal rimaneggiamento dei depositi di contatto glaciale o di piana di ritiro precedentemente depositatisi in epoca tardo-glaciale; la facies prevalentemente ghiaiosa (I1), presente a quota superiore a 69-70 m s.l.m. potrebbe essere ascrivibile ad antichi depositi di spiaggia.

Depositi di conoide recente (dc1) (Olocene)

Depositi di conoide sono presenti lungo le incisioni principali della cerchia morenica e sono costituiti da sequenze deposizionali essenzialmente grossolane a litologia ghiaioso-sabbiosa con ciottoli; in alcuni casi i conoidi sono stati rielaborati e riattivati dai corsi d'acqua olocenici in epoca post glaciale.

Unità Glaciale

Unità di Solferino – Us1f (Pleistocene Superiore)

A questa unità sono riconducibili depositi glaciali e fluvioglaciali. L'Unità di Solferino risulta piuttosto estesa ed articolata e presenta diverse Unità Morena intervallate da piane fluvioglaciali o di contatto glaciale.

All'Unità di Solferino può essere riferita la cerchia principale dell'anfiteatro morenico gardesano, riferibile alla fase di massima espansione del ghiacciaio solferinese; ad essa afferiscono infatti i rilievi posti alle quote più elevate più o meno discontinui. Le fasi di ritiro delle masse glaciali sono testimoniate invece dai cordoni morenici minori talora piuttosto discontinui, con rilievo topografico progressivamente più blando spostandosi verso il Lago. Il ritiro del ghiacciaio doveva quindi avvenire lentamente e secondo pulsazioni ripetute e fasi di stazionamento successive.

A questa unità sono riconducibili infatti numerose cerchie moreniche, cui si interpongono piane fluvioglaciali, ad andamento per lo più meandriforme, piane di contatto glaciale e piane di ritiro,



allungate a tergo dei cordoni morenici, e/o depressioni intramoreniche, interposte con andamento irregolare tra i cordoni morenici.

Depositi di Contatto Glaciale – Morena di Fondo (Uslf3)

I depositi di contatto glaciale, quando presenti, sono posti di norma immediatamente a tergo dei cordoni morenici. Possono assumere una forma complessiva a dosso o terrazzo (posizione marginale, subglaciale, interna o epiglaciale rispetto al ghiacciaio; genesi di tipo kame) o di piana con depressioni (posizione marginale rispetto al ghiacciaio; genesi tipo sandur – alluvionamento proglaciale) e risultano costituiti prevalentemente da ghiaie massive e sabbie per lo più a supporto di matrice gradate (Gms) o grossolanamente stratificate (Gm). Si possono avere forti eterogeneità litologiche con variazioni in percentuale della frazione fine talora molto marcate, con *litofacies* riferibili a sabbie da medie a grossolane (Sh) o fini (Sl). In generale la presenza di matrice argillosa può conferire a questi depositi una tipica colorazione grigia, mentre un colore ocra-nocciola contraddistingue di norma materiali con maggior presenza di limo.

Nella porzione di territorio d'interesse per il presente studio si riconoscono depositi di contatto glaciali più francamente correlati al ritiro del ghiacciaio (Morena di Fondo) spostandosi verso la fascia costiera, caratterizzati da litologie talora più francamente limoso-sabbiose e limoso-argillose.

Depositi Glaciali (Uslf 1)

I depositi morenici di cordone delineano per le avanzate delle masse glaciali i fronti di espansione in corrispondenza dei quali si aveva l'accumulo caotico dei materiali glaciali. Sono costituiti da diamicton massivi per lo più a supporto clastico (Dcm) ma talora a supporto di matrice (Dmm). Risultano frequentemente presenti anche grossi trovanti poligenici con dimensioni fino a vari m³. 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 (Dmm). In questi casi i depositi glaciali assumono tipica colorazione grigia (più argillosa) o color ocra-nocciola (più limosa). Affiorano a S e SE dell'area di studio presso le alture collinari di M.te Reciago e M.te Corno.

Successione stratigrafica Locale:

L'area di studio ricade entro la porzione più interna della fascia perilacustre lonatese caratterizzata da **depositi costieri lacustri** prevalentemente ghiaioso-sabbiosi (I1) sovrastanti **depositi di contatto glaciale** (Uslf3) e **glaciali** (Uslf1).



2.4 Assetto Geomorfológico Locale

Il **sito di progetto** si colloca poco a monte della fascia costiera lonatese in un ambito a morfologia sub-pianeggiante oggetto di modifiche antropiche, avvenute già in epoca storica in relazione alle attività agricole e quindi, più di recente, in relazione alla progressiva urbanizzazione dei luoghi.

Esso si colloca tuttavia nell'ambito di un contesto morfologico variegato ed in particolare risulta delimitato dai rilievi collinari di *Monte Corno*, a SE, e dall'ampia piana di ritiro di *Loc. Maccarona*.

L'area in particolare è inserita in un settore in gran parte ancora interessato da aree a verde, da sub-pianeggiante a debolmente immergente verso NE riferibile a dinamiche lacustri e di spiaggia correlate al livello di antico stazionamento del Lago che si colloca all'incirca intorno ai 70 m s.l.m. (vedi ¶ 2.1 e 2.3)

La porzione di monte, si sviluppa verso *Via Remato*, che ne demarca il limite di SW con raccordo piuttosto netto, segnando il passaggio a contesti di contatto glaciale/morena di ritiro e probabilmente anche a lembi di depositi di conoide antica; in fregio al lato SE è presente l'attuale strada sterrata di accesso che delimita, ancora una volta piuttosto nettamente, il passaggio al contesto riferibile a depositi di contatto glaciale, terrazzati morfologicamente ed antropicamente ed allungati in direzione NE-SW alla base del versante collinare morenico. Nella porzione centrale è presente un settore con vegetazione e manufatti antropici (antico pozzo, ecc.) per il quale si evidenzia un generale stato di abbandono.

La porzione di valle risulta in condizioni di sostanziale ripiano ed è caratterizzata da una massicciata sterrata (brecciolino-ghiaietto), realizzata per l'attuale parcheggio delle attività di ristorazione e dei locali presenti nella fascia a Lago. Essa si colloca al di sotto della quota dei 70 m s.l.m. e pertanto è probabilmente stata modellata da dinamiche più francamente lacustri.

Il limite di Nord-Est è infine definito dalla *Via Catullo* (ex SP 572 Salò-Desenzano) cui l'area si raccorda dolcemente.

Le aree non mostrano alcuna presenza di fenomeni geomorfici e risultano stabili.

2.5 Idrografia

2.5.1 Aspetti climatici e pluviometrici

Per quanto concerne gli aspetti climatici e pluviometrici, all'area denominata "Morenico Gardesano", sono riferibili condizioni climatiche differenti nelle sue diverse parti. La porzione circumlacuale, a cui l'area d'interesse appartiene, fa riferimento alla zona climatica dei laghi prealpini, peculiare in ambito padano per il clima rivierasco (sublitoraneo padano).

Si tratta di un clima mite com'è evidenziato dai parametri termici rilevati dalla stazione climatica di Desenzano del Garda. Per quanto concerne la piovosità del basso Garda, avendo sempre come riferimento, la stazione climatica di Desenzano, si rilevano valori medi annui di circa 895 mm/anno. Le precipitazioni di maggiore entità avvengono nelle stagioni primaverili ed autunnali, con valori di picco nel mese di Maggio (circa 98 mm); il minimo pluviometrico si raggiunge invece in Gennaio con valori di circa 52 mm.



La variabilità microclimatica del territorio, che deriva anche dall'esposizione e dalla quota, può avere scarsa influenza sulla distribuzione ed intensità delle precipitazioni; più marcato appare l'effetto che possono avere sulle precipitazioni i movimenti d'aria indotti dal lago e dalla fascia prealpina.

Ai fini della determinazione di eventuali problematiche di tipo idraulico, grande importanza riveste la determinazione della relazione intercorrente tra i valori delle precipitazioni e la loro durata.

A titolo indicativo vengono di seguito forniti alcuni parametri tratti da uno studio idrologico ed idraulico eseguito nel marzo 1995 dal Dott. Ing. V. Bonometti per il Comune di Lonato, nell'ambito della progettazione delle opere di sistemazione idraulica della frazione Bettola.

Tale studio prende in considerazione l'andamento delle piogge intense di durata massima di 1 ora o maggiore e le relative curve segnalatrici di possibilità climatica. Quest'ultime permettono di valutare l'altezza massima di pioggia in mm (h) per una precipitazione di durata "t" per un tempo di ritorno prescelto e prefissato (T=10 anni).

Mancando dati pluviometrici relativi al Comune di Lonato, nello studio idrologico si ritiene, data la corrispondenza della latitudine e dell'orografia territoriale, di poter assumere per le piogge intense di durata inferiore all'ora la **curva di possibilità climatica di Brescia:**

$$h = 57,4 \times t^{0,45}$$

e per piogge intense di durata superiore all'ora la **curva di possibilità climatica di Peschiera:**

$$h = 41,1 \times t^{0,24}$$

2.5.2 Reticolo idrografico minore

La rete idrografica nel settore morenico è di norma poco sviluppata, con impluvi poco accentuati sede naturale di recapito delle acque meteoriche.

Tuttavia l'assetto idrogeologico e le caratteristiche orografiche del territorio determinano in alcuni casi la presenza di corsi d'acqua, alimentati talora da acque sorgive o zone umide, che prendono origine dalle piane intramoreniche e/o alla base dei versanti collinari e con andamento irregolare attraversano il territorio, seguendone la morfologia.

Le pendenze delle aste fluviali risultano modeste all'interno delle piane fluvio-glaciali ed intramoreniche, in cui il deflusso delle acque avviene lentamente, con scarsa capacità erosiva e tendenza a fenomeni di esondazione ed allagamento. Solo in corrispondenza di tratti in cui il corso d'acqua "taglia" i cordoni morenici possono aversi gradienti idraulici maggiori ed i corsi d'acqua risultano maggiormente incisi rispetto al p.c.. Frequentemente una rete di piccoli canali e colatori irrigui consentono il drenaggio delle acque sorgive e di quelle meteoriche dalla base dei versanti collinari verso l'asta principale.



L'area di studio è compresa entro il **bacino idrografico del Fosso Fornace – Rio Maguzzano**, che si sviluppa nel territorio comunale di Padenghe, nel territorio di Lonato e per una piccola porzione nel territorio di Desenzano del Garda.

Il corso d'acqua è stato classificato come appartenente al reticolo idrico minore di competenza comunale:

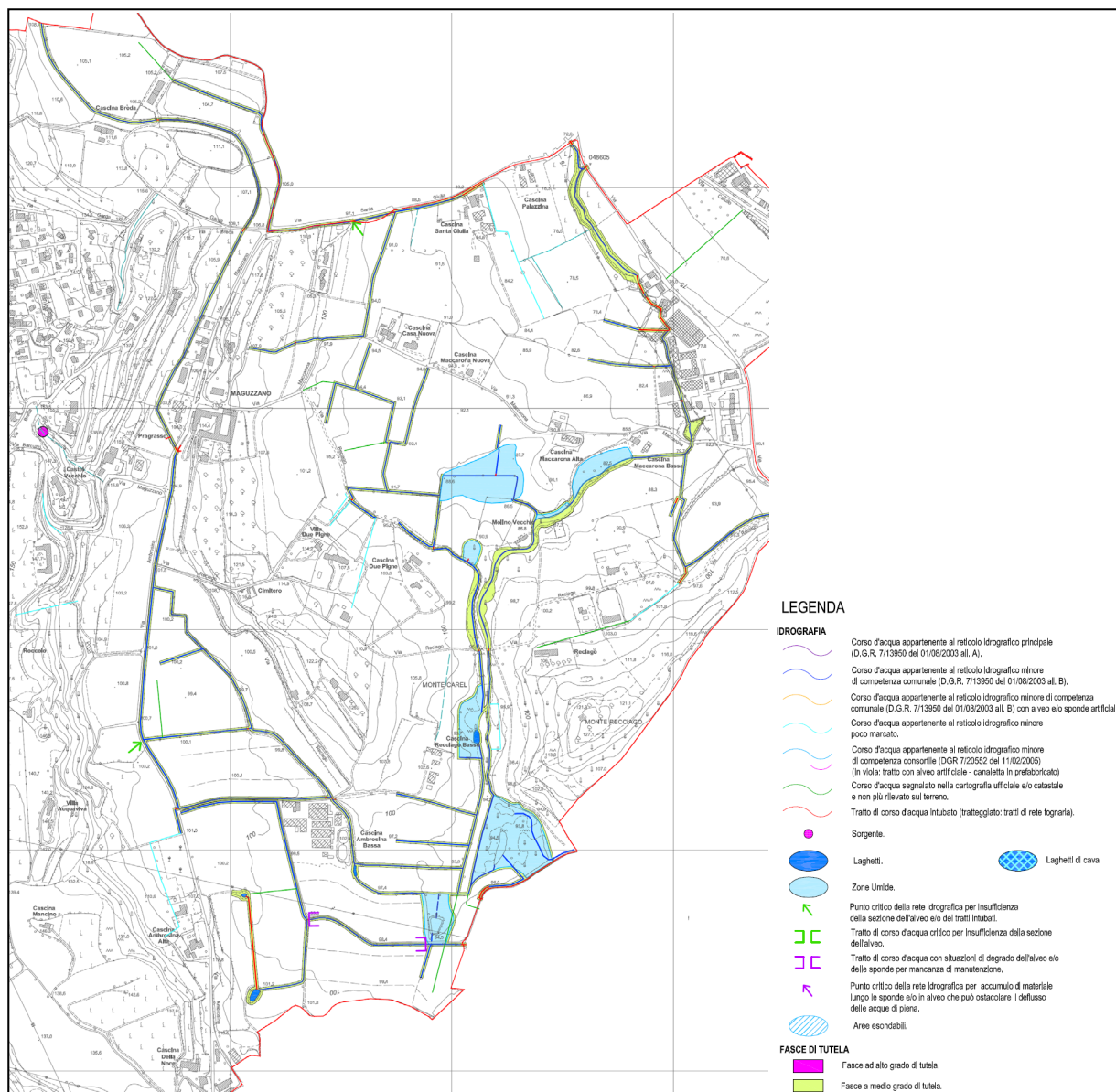
Num. Progr.	Denominazione o località	Foce o sbocco
PAD002	Fosso Fornace	Rio di Maguzzano
PAD007-LON002	Rio di Maguzzano	Lago di Garda

Il Fosso Fornace nasce in territorio comunale di Padenghe e prende origine nella frazione di Pratello, dove ad un impluvio piuttosto inciso segue un tratto intubato che recapita le acque a fondovalle in un fosso mediano rispetto alla piana fluvioglaciale.

Il Fosso Fornace scorre con andamento sinuoso e irregolare nell'ampia valle ai piedi di M.te della Rovere, caratterizzato da basso gradiente idraulico e fenomeni di ristagno. Una rete di fossi trasversali ai versanti confluisce nel corso d'acqua. La morfologia della vallata e la natura argillosa dei terreni presenti determinano un deflusso delle acque lento ed una scarsa filtrazione verticale, e favoriscono quindi fenomeni di ristagno d'acqua con allagamenti diffusi in concomitanza di periodi piovosi.



Il Fosso Fornaci entra nel territorio di Lonato presso C.na Breda, quindi segue la valletta di Maguzzano raggiungendo loc. Ambrosina Bassa e lo stagno di Vallio da dove, passando per l'Ex Mulino Reciago, si immette nel Lago di Garda in territorio di Padenghe sul Garda, come Rio di Maguzzano.



Estratto da: Tav. 3/A "Carta del reticolo Idrico con indicazioni delle Fasce di Tutela" – Dott. Geol. R. Lentini- Luglio 2009

In quest'ultimo tratto il corso d'acqua è impostato lungo il percorso degli antichi scaricatori fluvioglaciali, invertendone talora l'originario verso di scorrimento e catturando la piana di Vallio di Sotto, in comune di Desenzano del Garda.

In regime normale, nel tratto compreso tra le loc. Maguzzano e Vallio, il corso d'acqua si trascina stancamente con portate molto limitate. In tale tratto l'alveo di sezione piuttosto ridotta, è contraddistinto da una certa tendenza all'interramento in grado di ridurre la sezione idraulica.

Nell'ambito dell'area umida dello stagno di Vallio, località in cui affiora la falda freatica di una estesa conca intramorenica, sono riconoscibili alcuni manufatti in disuso (principalmente chiuse e canalizzazioni) utilizzati, un tempo, per la regimazione delle acque dell'area e per il funzionamento del Mulino Recciago.

A valle dello stagno di Vallio il corso d'acqua è caratterizzato da maggiore energia e da un alveo ben definito e per certi tratti delimitato a lato da antiche scarpate di erosione.

Nel tratto terminale a questo elemento idrografico compete una maggiore capacità di trasporto solido, anche se non sono stati osservati apprezzabili fenomeni di erosione.

Il Rio Maguzzano risulta intubato per brevi tratti in corrispondenza dell'attraversamento di sedi stradali e di nuclei abitati.



Estratto da: Tav. 3/A "Carta del reticolo Idrico con indicazioni delle Fasce di Tutela" – Dott. Geol. R. Lentini- Luglio 2009

L'area di progetto non interferisce con alcun elemento idrografico; lo scorrimento delle acque meteoriche avviene per spaglio superficiale.



2.5.3 LAGO DI GARDA - Elementi Idraulici ed idrologici

Il **Lago di Garda** rappresenta un **corpo idrico significativo ai sensi del D. Lgs. 11 Maggio del 1999, n° 152 e s.m.i.** ed è il maggiore specchio lacustre italiano, formatosi nell'era neozoica sfruttando la depressione creata dai ghiacciai alpini quaternari trasfluenti dalla Valle dell'Adige e del Chiese e canalizzati nel solco strutturale gardesano preesistente (miocenico) e con andamento giudicariense.

Data l'importanza del bacino lacustre d'interesse non si procederà ad uno specifico calcolo delle portate dell'elemento idrografico; si riportano di seguito alcune valutazioni sulle caratteristiche idrologiche e sul volume invasato dal Lago, facendo riferimento alla “*Relazione n°5/09*” predisposta nel Luglio 2009 dal Dipartimento Regionale per la sicurezza del territorio – ARPAV ed allo “*Studio Geologico del territorio comunale di Desenzano del Garda*”, redatto dalla scrivente, dal Dott. Geol. G. Crestana e dal Dott. Geol. L. Ziliani nell'Agosto 2004 .

Il bacino imbrifero del lago di Garda è pari a 2350 km², se considerato chiuso alla diga di Salionze-Monzambano sul Fiume Mincio (quota 64 m s.l.m.), ovvero a 2200 km² se il bacino viene chiuso a Peschiera del Garda, dei quali 29,5 km² occupati da ghiacciai ed un'altitudine media di 980 m s.l.m. e massima di 3358 m s.l.m. (Cima Presanella).

La superficie dello specchio liquido all'isoipsa 65 m s.l.m., corrispondente a +0,87 cm sullo zero idrometrico dell'idrometro di Peschiera Porta Verona, è pari a 366,7 km²; il volume contenuto alla suddetta quota si aggira intorno ai 49.030 milioni di m³.

La profondità massima del Lago è pari a 350 m tra le località di Gargnano e Magugnano; ciò significa che il punto più profondo è 285 m sotto il livello medio del mare. La sua larghezza massima è pari a circa 16 km e la lunghezza massima è di 52 km; il suo perimetro costiero si sviluppa per ben 165 km.

Il rapporto tra il bacino imbrifero e l'area del Lago è pari a 6,1, valore minimo tra i vari bacini lacustri dell'Italia settentrionale; ciò rende ragione dell'inferiore, rispetto agli altri grandi laghi alpini, potere regolatore del Lago di Garda, anche perchè il tempo teorico di ricambio, ottenuto dal rapporto tra il volume del lago e la portata media annua dell'emissario è pari a 26,6 anni.

Il livello del Lago di Garda è controllato artificialmente dagli edifici regolatori di Salionze e Governalo, ubicati lungo il Fiume Mincio.

La Commissione per l'esercizio della regolazione dei livelli del lago stabilisce quote operative, con riferimento allo Zero Idrometrico di Peschiera posto a 64,027 m s.l.m., che tengono conto delle attività economiche dipendenti dal lago. Avendo il lago un'escursione ordinaria di circa 125 cm appare evidente come la regolazione dei livelli possa influire sui volumi dell'invaso, oltretutto sulla dinamica costiera.

Le molteplici e variegate esigenze nonché i diversi e contrastanti interessi in gioco, rendono difficile la stesura e approvazione di una normativa definitiva che disciplini in maniera idonea la regolazione dei livelli del lago. Nel fissare i principi di regimazione delle acque lacuali bisogna tenere conto della sicurezza degli abitati rivieraschi del lago e dei territori sub-lacuali; garantire la dotazione di acque irrigue all'utenza e l'esercizio della navigazione; tutelare l'ambiente lacustre nel suo insieme.



Allo stato attuale la Commissione per l'esercizio della regolazione dei livelli del lago di Garda ha stabilito nel 1984 i seguenti livelli operativi rispetto allo Zero Idrometrico di Peschiera posto a 64.027 m. s.l.m..

LIMITI ORDINARI	ALTEZZA ORDINARIA (cm)	ALTEZZA ECCEZIONALE (cm)
max. Aprile	140	175
max. Estivo (Maggio - Agosto)	135	
max. Autunnale (10 Sett. - 10 Nov.)	80	
min. assoluto	15	-5

Il **volume regolabile** tra i livelli normali lacuali è stimato pari a 458.000.000 m³, mentre quello compreso tra i livelli eccezionali ammonta a ben 659.520.000 m³.

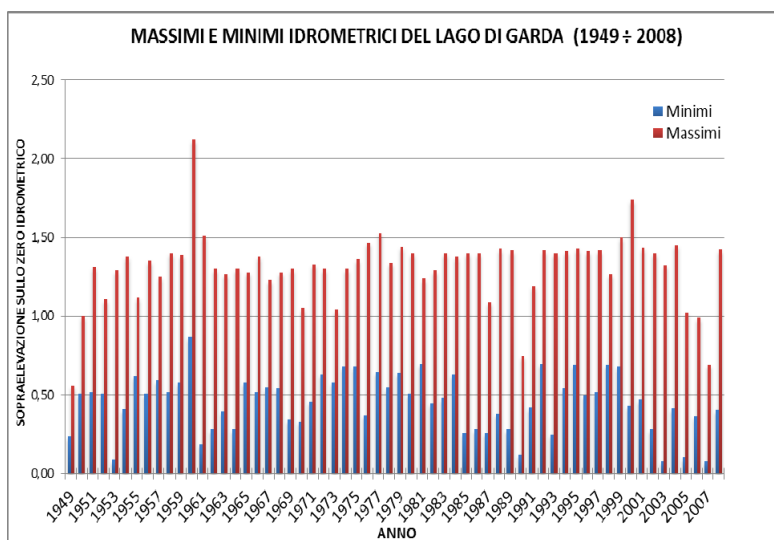
Di seguito vengono forniti alcuni dati riferiti alle variazioni del livello del lago di Garda nel periodo compreso tra gli anni 1949 e 2008 riferite allo Zero Idrometrico di Peschiera del Garda (BS).

VARIAZIONI DI LIVELLO DEL LAGO DI GARDA RISPETTO ALLO ZERO IDROMETRICO DI PESCHIERA (64,027 m.s.l.m.m.)
anni 1949 ÷ 2008

ANNO	MINIMI			MASSIMI		
	DATA	ALTEZZA (m)	DEFLUSSO (m ³ /s)	DATA	ALTEZZA (m)	DEFLUSSO (m ³ /s)
1949	22-nov	0,24	17,000	15-dic	0,56	19,000
1950	06-feb	0,51	24,200	25-giu	1,00	71,900
1951	23-ott	0,52	30,600	29-nov	1,31	40,000
1952	22-mar	0,51	40,000	01-gen	1,11	52,100
1953	08-set	0,09	45,000	11-nov	1,29	69,200
1954	25-nov	0,41	30,000	21-mar	1,38	40,500
1955	07-nov	0,62	35,600	12-apr	1,12	26,900
1956	08-nov	0,51	30,000	30-apr	1,35	59,600
1957	01-gen	0,59	28,000	28-dic	1,25	30,000
1958	30-set	0,52	60,100	18-apr	1,40	80,200
1959	27-ott	0,58	35,000	12-dic	1,39	110,000
1960	16-set	0,87	99,200	13-nov	2,12	130,000
1961	09-nov	0,19	35,000	04-gen	1,51	100,000
1962	21-ott	0,28	35,000	26-mag	1,30	65,200
1963	01-gen	0,40	28,000	07-giu	1,27	50,500
1964	28-set	0,28	40,000	04-apr	1,30	100,000
1965	07-nov	0,58	40,000	14-apr	1,28	60,000
1966	17-lug	0,52	65,000	12-nov	1,38	130,000
1967	27-ott	0,55	50,000	23-apr	1,23	70,000
1968	02-nov	0,54	40,000	25-giu	1,28	80,000
1969	07-nov	0,34	30,000	26-mar	1,30	40,000
1970	03-gen	0,33	17,000	10-apr	1,05	25,000
1971	10-ott	0,46	30,000	23-mar	1,33	72,000
1972	01-gen	0,63	30,000	18-mar	1,30	65,000
1973	23-ago	0,58	65,000	16-feb	1,04	26,500
1974	18-set	0,68	60,000	06-mar	1,30	70,000
1975	11-ott	0,68	47,000	25-mag	1,36	125,000
1976	12-lug	0,37	58,000	15-ott	1,47	90,000
1977	09-ott	0,65	125,000	17-giu	1,53	141,500
1978	01-ott	0,55	60,000	18-giu	1,34	120,000



ANNO	MINIMI			MASSIMI		
	DATA	ALTEZZA (m)	DEFLUSSO (m ³ /s)	DATA	ALTEZZA (m)	DEFLUSSO (m ³ /s)
1979	20-set	0,64	65,000	29-mar	1,44	110,000
1980	29-set	0,51	55,000	26-mar	1,40	45,000
1981	16-ott	0,70	35,000	25-lug	1,24	80,000
1982	26-ago	0,45	35,000	24-dic	1,29	50,000
1983	16-dic	0,48	25,000	25-mag	1,40	150,000
1984	01-gen	0,63	15,000	07-giu	1,38	130,000
1985	23-dic	0,26	30,000	24-mar	1,40	60,000
1986	01-gen	0,28	18,000	16-mag	1,40	120,000
1987	05-gen	0,26	30,000	23-lug	1,09	85,000
1988	30-dic	0,38	23,000	13-apr	1,43	65,000
1989	20-feb	0,28	13,000	10-mag	1,42	166,000
1990	03-ott	0,12	20,000	28-apr	0,75	25,000
1991	27-set	0,42	45,000	17-mag	1,19	30,000
1992	20-gen	0,70	52,000	10-dic	1,42	100,000
1993	07-set	0,25	33,000	27-mar	1,40	15,000
1994	30-ago	0,54	58,000	16-apr	1,41	40,000
1995	12-dic	0,69	30,000	16-giu	1,43	65,000
1996	24-ago	0,50	55,000	13-dic	1,41	100,000
1997	28-ott	0,52	30,000	08-gen	1,42	100,000
1998	04-set	0,69	60,000	06-nov	1,27	30,000
1999	20-set	0,68	55,000	07-nov	1,50	55,000
2000	18-set	0,43	50,000	22-nov	1,74	190,000
2001	14-dic	0,47	30,000	11-gen	1,43	100,000
2002	09-gen	0,28	16,000	30-nov	1,40	175,000
2003	15-set	0,08	15,000	01-feb	1,32	30,000
2004	04-ott	0,41	30,000	06-mag	1,45	120,000
2005	11-ago	0,10	41,000	01-gen	1,02	30,000
2006	03-ago	0,36	65,000	18-mag	0,99	55,000
2007	17-set	0,08	35,000	13-feb	0,69	15,000
2008	01-apr	0,40	13,000	11-giu	1,42	140,000
MEDIA		0,45	40,112		1,31	77,268
MINIMO		0,09	13,000		0,56	15,000
MASSIMO		0,87	125,000		2,12	190,000



Il valore di massimo innalzamento registrato in tale periodo è stato misurato nel Novembre 1960 con 212 cm, data in cui verificarono fenomeni di tracimazione con l'allagamento di parte dei centri storici dei paesi rivieraschi. Valore di altezza ragguardevole è stato misurato il 22 Novembre 2000 (174 cm sullo zero idrometrico) a seguito di un periodo contraddistinto da intense e prolungate precipitazioni piovose.



Nella stagione primaverile 2013 il livello del Lago ha raggiunto valori di elevato innalzamento con locale tracimazione (penisola di Sirmione): i valori di massimo innalzamento sono stati riscontrati nella giornata del 19 e del 25 Maggio 2013 con un innalzamento pari a 146 cm rispetto allo zero idrometrico.

2.6 Inquadramento Idrogeologico

La struttura idrogeologica del territorio in esame è rappresentata da acquiferi superficiali, cui corrispondono **falde confinate/sospese** circolanti nei depositi glaciali ed anche nelle piane di contatto glaciale e nelle piane di ritiro, talora a scarsa profondità dal p.c., alimentate dalle precipitazioni meteoriche, con debole grado di artesianesimo e con direzione di flusso da monte verso valle.

Questi acquiferi trovano circolazione entro livelli litologicamente grossolani o comunque a maggiore permeabilità, confinati in sequenze litologiche prevalentemente argillose e argilloso-limose semipermeabili o impermeabili e possono determinare emergenze idriche, quali venute sorgentizie, perlopiù di modesta entità. Si tratta di falde alimentate dalle precipitazioni meteoriche. La presenza di livelli maggiormente permeabili nell'ambito collinare o di piana costiera che si prolungano fino al Lago, talora interdigitandosi con i depositi lacustri determina un sostanziale collegamento tra le acque del bacino lacustre e quelle di falda, i cui livelli piezometrici risultano quindi in equilibrio. Il livello piezometrico è quindi soggetto ad oscillazioni stagionali piuttosto marcate legate oltreché alle precipitazioni meteoriche ed alle variazioni del livello del lago.

Le falde cui attingono i pozzi produttivi della zona sono poste a profondità elevate e risultano avere un'alimentazione di tipo distale, non direttamente collegata alle precipitazioni meteoriche. Entro i depositi morenici, a profondità differenti e di norma di alcune decine di m dal p.c., sono presenti **falde profonde confinate o semiconfinite** che rappresentano gli acquiferi più sviluppati e di maggiore produttività nell'area del Basso Garda. I sistemi acquiferi multistrato risultano separati tra loro da intervalli argilloso-limosi ripartitori (*aquitard*). Si tratta di falde normalmente dotate di un certo grado di artesianesimo, non direttamente influenzate dall'andamento delle precipitazioni e collegate ad alimentazioni distali.

Idrogeologia locale:

Presso l'area di progetto, entro una decina di metri dal p.c., si possono avere falde superficiali per lo più discontinue di tipo semiconfinato, circolanti a profondità variabili entro livelletti limoso-sabbiosi intercalati in una sequenza nel complesso argillosa.

Gli acquiferi profondi maggiormente continui circolano all'interno di intervalli ghiaiosi intercalati nei depositi glaciali argillosi e sono segnalati per l'area in esame oltre circa -35/-50 m dal p.c. (vedi stratigrafie pozzi Lo-032 e Lo-033), seppure dotati di una marcata risalienza (livello statico -14,00).



3. SISMICITA'

3.1 Inquadramento sismotettonico

In questo settore, che ricade nell'area gardesana e lungo il bordo sudalpino centrale, i lineamenti tettonici sono riconducibili a diversi sistemi regionali che generano complessi campi tensionali.

Nel settore settentrionale della pianura è presente il sistema di sovrascorrimenti S-vergenti che costituiscono la continuazione in pianura delle Prealpi Lombarde. Nella fascia meridionale si ha invece un pronunciato sistema di embricazione N-vergente che costituisce l'avanfossa essenzialmente pliocenica dell'Appennino settentrionale.

I due sistemi entrano in collisione nella parte mediana della pianura; il fronte settentrionale è inquadrabile all'interno dei sistemi di deformazione del Miocene medio-superiore, quello meridionale è essenzialmente pliocenico. A partire dalla fine del Pleistocene inf. entrambi i margini del Bacino Padano sono in sollevamento in seguito alla formazione di un bacino flessurale più simmetrico.

Il margine meridionale del bacino padano, a ridosso del fronte appenninico risente di tali movimenti in modo maggiormente consistente rispetto al margine settentrionale.

Per quanto concerne l'evoluzione tettonica della pianura meridionale a partire dal Pliocene inferiore fino a tutto il Pleistocene si evidenzia una lenta subsidenza generalizzata non compensata dalla sedimentazione (Baraldi et alii, 1980). Nell'intervallo successivo (fino a 18.000 anni fa) si assiste ad un progressivo riempimento del bacino ed il motivo tettonico predominante continua ad essere l'abbassamento generalizzato di tutta l'area; tale movimento è stato dedotto dagli Autori in relazione al notevole spessore dei sedimenti continentali.

Pertanto attraverso alcuni milioni di anni il progressivo moto di avvicinamento della Placca Africana e della Placca Europea ha determinato prima **la nascita delle Alpi e degli Appennini** e poi ne ha sollevato le porzioni assiali creando il paesaggio montuoso che oggi conosciamo, secondo un meccanismo ancora attivo alla velocità di 1-3 metri per millennio. **L'avvicinamento di Alpi e Appennini secondo una direttrice circa N-S, e quindi il raccorciamento della Pianura Padana, è tuttora in atto**, come mostrano i dati geodetici satellitari. **In profondità questo raccorciamento si trasforma in uno sforzo di caricamento di faglie di tipo compressivo localizzate sia al piede delle Alpi Meridionali, sia al piede dell'Appennino Settentrionale.**



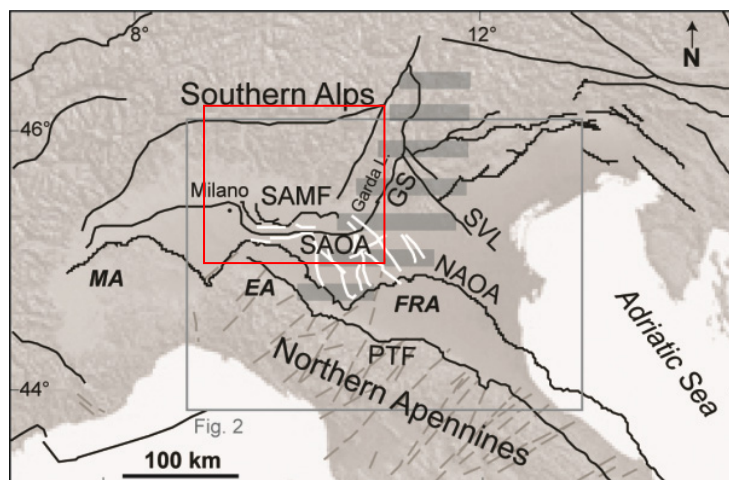


Figura 1 bis (tratta da *The Seismotectonics of the Po Plain (Northern Italy): Tectonic Diversity in a Blind Faulting Domain*- Paola Vannoli, Pierfrancesco Burrato, Gianluca Valentini): Mappa strutturale semplificata della Pianura Padana. Linee nere: principali elementi tettonici; linee bianche: faglie ereditate; **SAMF**: fronte montuoso delle Alpi Meridionali; **SAOA**: arco esterno delle Alpi Meridionali; **GS**: Sistema delle Giudicarie; SVL: Schio-Vicenza; NAOA: arco esterno dell'Appennino Settentrionale; PTF: fronte pedeappenninico; MA: arco del Monferrato; EA: arco Emiliano; FRA: arco Ferrarese-Romagnolo.

Nel bresciano, dalla sponda occidentale del Garda fino ai dintorni di Brescia, le strutture di maggiore risalto morfo-strutturale sono quelle NNE-SSW del Sistema delle Giudicarie (GS), nonché le più antiche linee ad orientamento dinarico (NW-SE) e valsuganese/valtriumplino (circa E-W - SAOA), talora riattivate. Le strutture distensive più recenti sembrano essere attribuibili in ogni caso alle fasi di sollevamento plio-pleistocenico, con direzioni prevalenti NE-SW e NW-SE.

Nel bresciano, dalla sponda occidentale del Garda fino ai dintorni di Brescia, le strutture di maggiore risalto morfo-strutturale sono quelle NNE-SSW del Sistema delle Giudicarie, nonché le più antiche linee ad orientamento dinarico (NW-SE) e valsuganese/valtriumplino (circa E-W), talora riattivate. Le strutture distensive più recenti sembrano essere attribuibili in ogni caso alle fasi di sollevamento plio-pleistocenico, con direzioni prevalenti NE-SW e NW-SE.

A livello strutturale la zona di Brescia, localizzata all'interno della cintura di deformazione dei sistemi della Valsugana e Val Trompia (circa E-W) e delle Giudicarie (NNE-SSW), si differenzia nettamente dall'area veronese, collocata all'esterno della stessa cintura sul bordo di una zona più rigida, tabulare e omoclinalica.

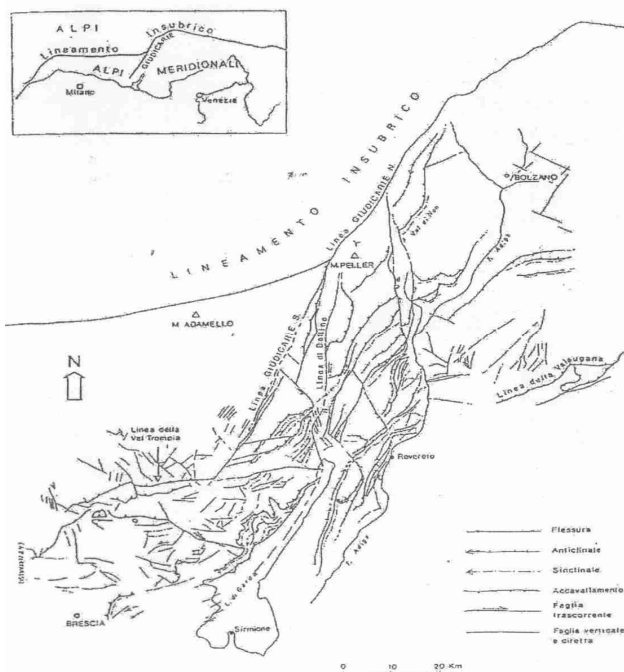


Figura 1 – “Strutture del Sistema delle Giudicarie e Val Trompia a S del Lineamento Insubrico” Schema semplificato da numerosi Autori in Castellarin (1981).

Tuttavia sebbene siano aree inserite in un contesto “strutturale” differente, l’attività sismica storica sia attorno a Verona che a Brescia documenta un legame tra i due settori, in quanto afferente ad una contesto “sismotettonico” maggiormente omogeneo.

La localizzazione dell’attività sismica nelle Prealpi si concentra infatti lungo il margine della pianura e nelle fasce immediatamente adiacenti la zona pedemontana (vedi Figura 2).

Al contrario, la zona del nucleo della catena, del massiccio dell’Adamello, la zona del Lineamento Insubrico sono totalmente prive di attività sismica significativa e ancor meno sono attivi i nuclei strutturali più interni della catena nordalpina

adiacente.

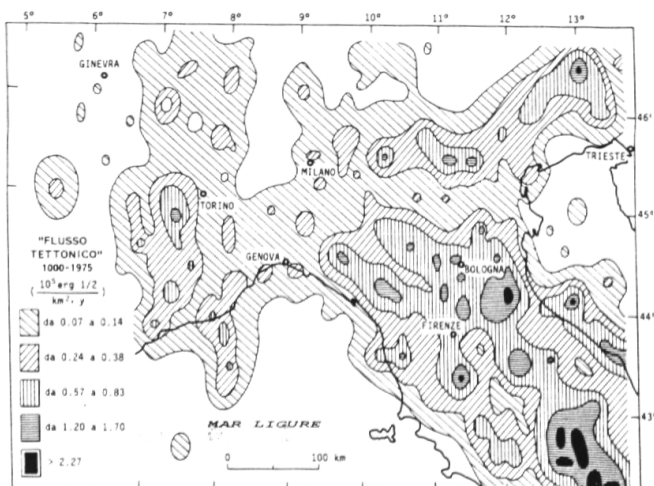


Figura 2 – “Flusso tettonico” medio (energia prodotta dai terremoti che attraversa l’unità di superficie nell’unità di tempo), valutato per gli ultimi 1000 anni nell’Italia settentrionale e in Lombardia. (Cattaneo et al., 1978).

La più importante area tettonica “sorgente” è rappresentata dall’area tirrenica e dalla zona appenninica interna, che sono state sottoposte a processi distensivi dal Miocene superiore in poi. A questa si associa lo spostamento della placca africana verso N al ritmo di circa 1 cm/anno.

L’effetto di questi due meccanismi si esprime soprattutto lungo i limiti dei grandi domini morfostrutturali, come la zona pedemontana compresa tra la Pianura Padana e le Prealpi ed anche la giunzione Alpi-Dinaridi (sistema Friulano).

Secondo alcuni autori la localizzazione comune dell'area di Verona e di Brescia, e più in generale di questa porzione dell'area padana, rispetto al campo tensionale residuo in atto sarebbe dunque la causa principale della loro sismicità.

Più recentemente la relativamente elevata sismicità del territorio bresciano è stata interpretata come indicativa di una consistente attività neotettonica nella zona. Pur mancando uno studio che ricostruisca su vasta scala e in maniera soddisfacente i movimenti neotettonici nell'area bresciana, alcuni lavori di dettaglio ed il recente studio pubblicato su *Pure and Applied Geophysics* (03 Jul 2014 - ***The Seismotectonics of the Po Plain (Northern Italy): Tectonic Diversity in a Blind Faulting Domain***- Paola Vannoli, Pierfrancesco Burrato, Gianluca Valensise) permettono di delineare un primo quadro interpretativo. In particolare la corrispondenza e la connessione tra le strutture geologiche e le zone sismicamente attive dimostrerebbero come siano ancora in atto movimenti tettonici connessi all'orogenesi alpina. Molti autori ritengono infatti che la maggior parte delle superfici tettoniche segnalate nella letteratura geologica rivestano un'elevata e significativa importanza nel quadro sismotettonico generale. Ciò è confermato dall'ubicazione degli ipocentri sismici del bresciano, posti in corrispondenza della parte più pellicolare della crosta (tra i 5 e i 15 km). Oltre ai movimenti lineari che si possono verificare lungo superfici di discontinuità preesistenti e che portano a classificare le faglie e le superfici tettoniche come attive, si sviluppano anche movimenti areali di carattere neotettonico. A tal proposito le strutture delineatesi a partire dal Pleistocene inf. possono costituire una sorgente sismogenetica, lungo le più recenti direzioni NE-SW e NW-SE o riattivando i sistemi già delineatisi nel neogene (E-W), riutilizzando le antiche superfici di sovrascorrimento e i loro frequenti svincoli trasversali.

Identificare e parametrizzare le faglie responsabili dei principali terremoti della Pianura Padana – ossia le sorgenti sismogenetiche – richiede che si prenda in dovuta considerazione la loro profondità, geometria e cinematica, sia rispetto all'assetto delle due catene montuose attualmente “in avvicinamento” (le Alpi e gli Appennini), sia rispetto all'assetto paleogeografico preesistente. L'avvicinamento delle due catene è infatti fortemente condizionato dalla presenza di un contesto geologico “ereditato”, caratterizzato da antiche piattaforme carbonatiche e depositi di bacini marini profondi separati da faglie estensionali sviluppatesi durante l'apertura della Tetide. Questa articolata paleogeografia controlla fortemente lo sviluppo, l'evoluzione e la forma dei fronti montuosi sepolti al di sotto dei depositi della pianura. La conoscenza della paleogeografia dell'area oggi occupata dalla Pianura Padana è quindi molto importante per individuarne e caratterizzarne le sorgenti sismogenetiche.

I dati di letteratura attribuiscono ai sistemi distensivi descritti una valenza superficiale, non superando i 10 km di profondità. E' possibile che a livelli strutturali più profondi l'edificio della catena sia ancora influenzato da processi collisionali subduttivi. Sebbene sia ritenuta possibile la coesistenza di eventi sismici con caratteri compressivi in profondità che passino a sismi legati a distensione in superficie, non è stato tuttora elaborato un modello geodinamico che tenga conto in modo soddisfacente della coesistenza tra contrazione e distensione.



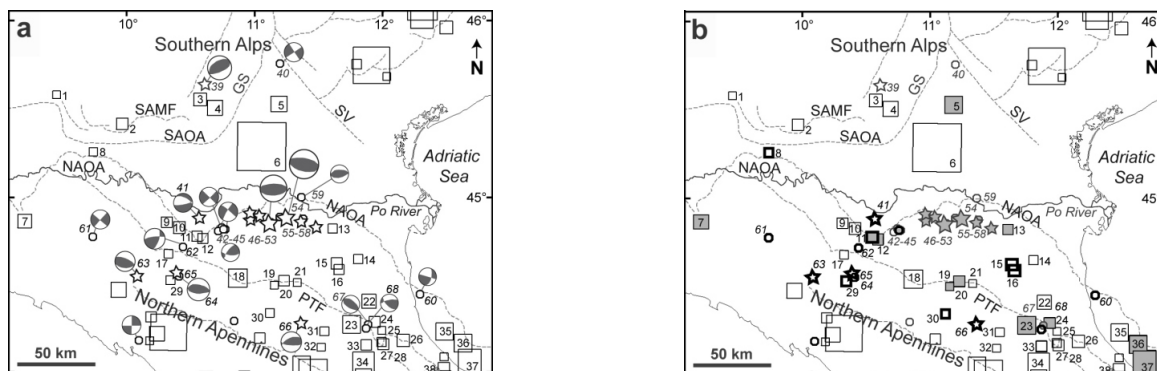


Figura 4 bis (tratta da *The Seismotectonics of the Po Plain (Northern Italy): Tectonic Diversity in a Blind Faulting Domain*- Paola Vannoli, Pierfrancesco Burrato, Gianluca Valensise): Terremoti storici e strumentali (CPTI11, Bollettino Sismico Italiano e ISIDE). I terremoti storici con $M \geq 5.3$ sono rappresentati con quadrati. I terremoti strumentali con $M \geq 5.0$ sono rappresentati con stelle; quelli con $4.5 \leq M \leq 4.9$ sono rappresentati con pallini. Tutti i terremoti sono collegati alle tabelle 1 e 2 attraverso il loro ID. a) Sismicità e meccanismi focali disponibili (Pondrelli et al., 2006; TDMT database). b) Terremoti multipli e terremoti profondi (i terremoti multipli sono rappresentati con pattern grigio; i terremoti profondi in grassetto).

Al di sotto dei sedimenti della Pianura Padana esistono quindi strutture tettoniche attive e capaci di generare terremoti, come testimonia sia la sismicità strumentale dell'area, sia il verificarsi di importanti terremoti storici (Figura 4 bis). Recentemente, i *thrust* sepolti dell'Appennino Settentrionale si sono attivati durante la sequenza dell'Emilia del 2012. Una caratteristica comune delle sequenze emiliane del 1570, 1929 e 2012 è quella di essere costituite da più terremoti potenzialmente distruttivi, anche con magnitudo simile, che si susseguono nell'arco di giorni, settimane o mesi. Ma il più forte terremoto di cui si ha notizia nell'area padana è quello che il 3 gennaio del 1117 ha duramente colpito Verona e le aree poste a sud di essa (magnitudo stimata 6.7). La precisazione “di cui si ha notizia” è doverosa perché per molti secoli la Pianura Padana è stata sede di ampie aree paludose e di fitte e impraticabili foreste con sporadici nuclei abitati; esiste quindi la possibilità che altri forti terremoti accaduti nell'area siano stati poco risentiti dall'uomo o non siano stati risentiti affatto, e quindi che non siano stati adeguatamente documentati, apparendo come terremoti minori o scomparendo del tutto dalle fonti storiche.

Si vuole infine sottolineare come la distribuzione dell'intensità sismica (Figura 2) e l'andamento delle “zone sismiche” (Figura 3 – “Mappa di Pericolosità Sismica – Ord. P.C.M. 3519/2006) e “sismogenetiche” (Fig. 4 tratta da App. 2 al “Rapporto Conclusivo” – Marzo 2004” a cura di C. Meletti e G. Valensise; Gruppo di lavoro per la redazione della mappa di pericolosità sismica - OPCM 3274/2003 - INGV) testimoniano un legame tra l'attività sismotettonica del margine prealpino ed il settore di giunzione Alpi-Dinaridi.

L'andamento delle aree sismiche cui afferisce il territorio gardesano pur seguendo l'andamento del margine prealpino, possiede infatti massima intensità in corrispondenza del Sistema Friulano.

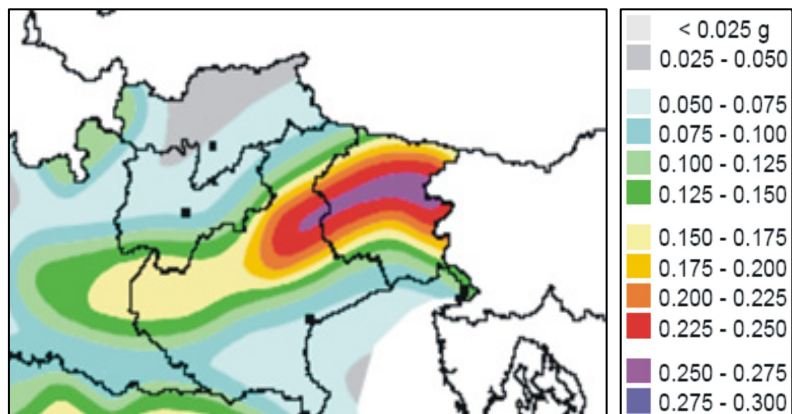


Figura 3 – Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (Ordinanza P.C.M. n° 3519 del 27/04/06).

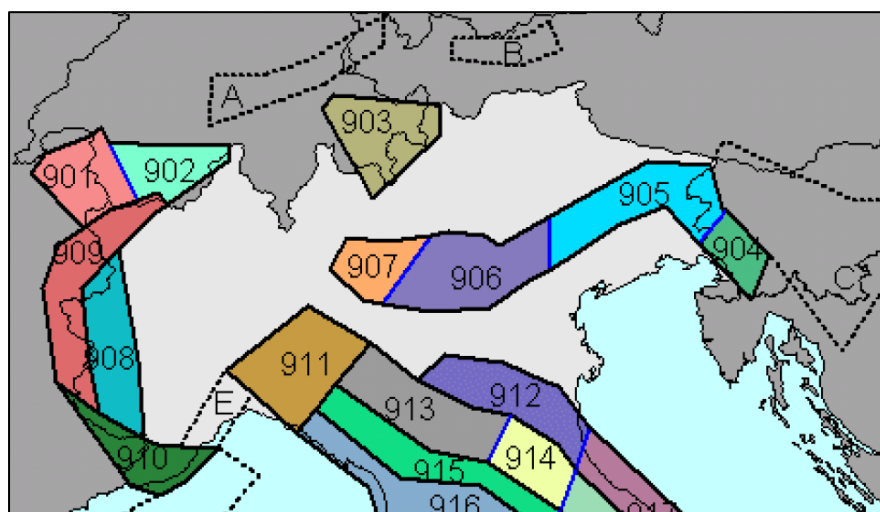


Figura 4 – Schema Zonazione Sismogenetica ZS9 tratta da “App. 2 al Rapporto Conclusivo – Marzo 2004” a cura di C. Meletti e G. Valensise (Gruppo di lavoro per la redazione della mappa di pericolosità sismica (OPCM 3274/2003 - INGV).

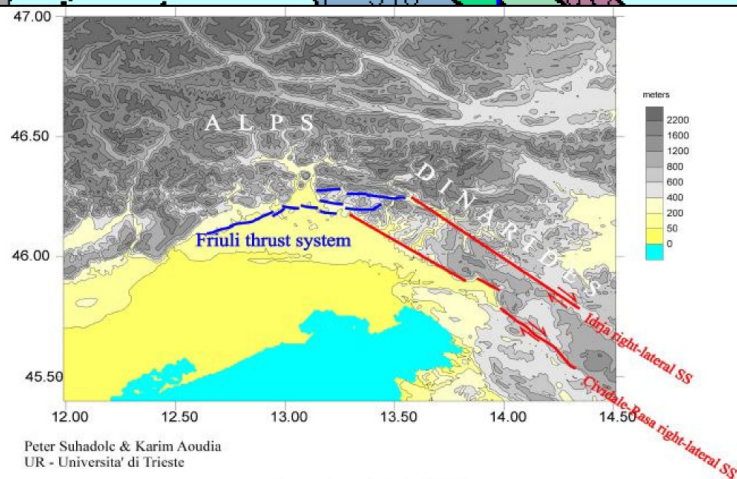
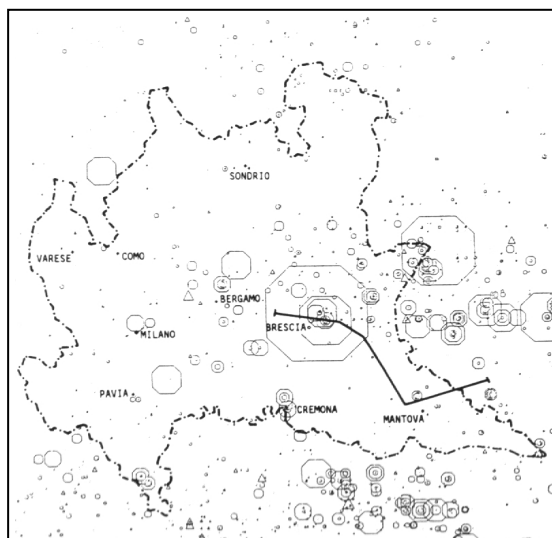


Figura 5 – Schema strutturale della giunzione Alpi-Dinaridi.

Si rileva inoltre una sostanziale continuità tra le aree sismogenetiche del Sistema Dinarico-Friulano (zone ZS9 904-905) e quelle del margine prealpino veronese-bresciano-bergamasco (Zone ZS9 906-907) (Figura 4).

Alla giunzione Alpi-Dinaridi le deformazioni quaternarie e recenti riflettono il trasferimento delle deformazioni dal sistema di faglie trascorrenti destre, ad andamento dinarico, verso i sovrascorrimenti del sistema di *thrust* friulano, S-vergente (Figura 5).

3.2 Sismicità storica



L'area bresciana è stata interessata in epoca storica a partire dall'anno 1000 da eventi sismici inseriti già nel Catalogo CNR (Figura 6) e quindi nel *"Catalogo Parametrico dei terremoti italiani"* a cura del Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) (Tabella 1).

Figura 6 – Terremoti segnalati in Lombardia dall'anno 1000 al 1984. La dimensione dei poligono è proporzionale alla magnitudo dei sismi. (tratto da A.A.V.V. *"Guide Geologiche Regionali -Alpi e Prealpi Lombarde-11 itinerari"*, 1990).

Tabella 1 – Eventi sismici con Magnitudo > 4, inclusi nel *"Catalogo Parametrico dei terremoti italiani"* avvenuti **entro il 2002** nel raggio di **100 km da Desenzano del Garda**. *Msp: Magnitudo; ZS9: zona sorgente*

N	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Se	AE	Lat	Lon	Msp	ZS9
5	-91						MODENA-REGGIO EMILIA	44.65	10.78	5.53	913
27	1065	3	27	6			BRESCIA	45.55	10.22	4.99	907
30	1117	1	3	13			VERONESE	45.33	11.2	6.49	906
43	1197						BRESCIA	45.55	10.22	4.8	907
47	1222	12	25	11			BASSO BRESCIANO	45.48	10.68	6.05	906
53	1249	9		16	30		MODENA	44.65	10.93	4.8	912
59	1276	7	28	18	30		ITALIA SETTENT.	45.08	9.55	4.91	911
74	1303	3	22	23			PIACENZA	45.052	9.693	4.25	911
89	1334	12	4				VERONA	45.43	11	4.25	906
90	1345	1	31				CASTELNUOVO	44.81	10.564	4.25	912
93	1346	2	22	11			FERRARA	44.92	11.02	5.75	912

N	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Se	AE	Lat	Lon	Msp	ZS9
107	1365	9	21	5	45		VERONA	45.43	11	4.25	906
113	1383	7	24	20			PARMA	45.058	9.915	4.25	911
121	1396	11	26				MONZA	45.58	9.27	5.27	907
125	1402						VERONA	45.438	10.994	4.53	906
126	1403	1	17				VERONA	45.8	11.6	4.53	906
130	1409	11	15	11	15		PARMA	44.8	10.33	4.53	913
132	1410	6	10	21			VERONA	45.47	11.8	4.37	
144	1438	6	11	20			PARMENSE	44.85	10.23	5.61	913
146	1445	3	21	13	30		VERONA	45.438	10.994	4.25	906
159	1465	4	6	21	30		VERONA	45.12	10.661	4.25	
160	1465	4	15	14	40		REGGIO EMILIA	44.7	10.63	4.8	913
165	1471						BRESCIA	45.544	10.214	4.25	907
171	1474	3	11	20	30		MODENA	44.647	10.925	4.61	912
181	1485	9	1				PADOVA	45.355	11.722	4.32	
185	1491	1	24	23	30		VERONA	45.42	11.43	5.27	906
219	1521	1	26	10	30		BRESCIANO	45.55	10.217	4.53	907
221	1522	10	5	8			CREMONA	45.136	10.024	4.25	
235	1540	9	1				BRESCIA	45.533	10.217	4.53	907
242	1547	2	10	13	20		REGGIO EMILIA	44.7	10.63	5.05	913
264	1572	6	4	22			PARMA	44.851	10.422	4.93	913
266	1574	3	17	3	40		FINALE EMILIA	44.833	11.294	4.92	912
271	1576	9	26	6			BERGAMO	45.667	9.667	4.53	907
281	1591	5	24				REGGIO EMILIA	44.697	10.631	4.53	913
284	1593	3	8				BERGAMO	45.694	9.67	4.8	907
302	1606	8	22				BERGAMO	45.694	9.67	4.8	907
304	1608	1	6				REGGIO EMILIA	44.697	10.631	4.53	913
333	1628	11	4	15	15		PARMA	44.801	10.329	4.99	913
346	1642	6	13	22			BERGAMO	45.694	9.67	4.8	907
362	1660						MODENA	44.647	10.925	4.25	912
365	1661	3	12				MONTECCHIO	45.73	10.07	4.99	907
374	1671	6	20				RUBIERA	44.709	10.814	5.23	912
383	1683	5	25				V. GIUDICARIE	46.024	10.864	4.76	
411	1693	7	6	9	15		GOITO	45.28	10.644	5.13	906
501	1732	2	27				PARMA	44.801	10.329	4.53	913
511	1738	11	5		30		PARMA	44.906	10.028	5.31	913
550	1756	2	25	21			ROSE'	45.75	11.75	4.25	906
583	1771	8	15				SARNICO	45.667	10	4.53	907
589	1774	3	4				PARMA	44.801	10.329	4.53	913
620	1781	9	10				CARAVAGGIO	45.497	9.644	4.8	907
631	1783	7	28				VAL DI LEDRO	45.878	10.808	4.8	906



N	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Se	AE	Lat	Lon	Msp	ZS9
647	1786	4	7				PIACENZA	45.298	9.595	5.18	911
686	1799	5	29	19			CASTENEDOLO	45.403	10.271	4.84	906
694	1802	5	12	9	30		VALLE DELL'OGGIO	45.42	9.85	5.54	907
703	1806	2	12				NOVELLARA	44.862	10.671	5.11	912
714	1810	5	1				MALCESINE	45.764	10.809	4.53	906
717	1810	12	25		45		NOVELLARA	44.898	10.712	5.15	912
730	1815	2	26	6			SCHIO	45.7	11.383	4.25	906
740	1818	12	9	18	52		LANGHIRANO	44.668	10.286	5.55	913
761	1826	6	24	12	15		SALO'	45.6	10.517	4.4	906
780	1829	9	6	19	30		CREMONA	45.136	10.024	4.8	
791	1831	9	11	18	15		REGGIO	44.75	10.55	5.43	912
798	1832	3	13	3	30		REGGIO	44.77	10.47	5.57	913
827	1839	8	9	8	45		BAGNOLO MELLA	45.5	10.167	4.53	907
840	1841	10	15	22			SANGUINETTO	45.167	11.11	4.53	
877	1851	8	3				GIUDICARIE	45.938	10.561	4.7	
906	1857	2	1				PARMENSE	44.749	10.48	5.12	913
950	1866	8	11	23			MONTE BALDO	45.727	10.783	4.99	906
956	1868	2	20	20			GARDA OR.	45.709	10.774	4.53	906
957	1868	5	22	21			ROVERETO	45.888	10.869	4.25	
984	1873	5	16	19	35		REGGIO	44.612	10.701	4.93	913
1005	1876	4	29	10	49		MONTE BALDO	45.75	10.78	4.74	906
1021	1877	10	1	7	27		MALCESINE	45.764	10.809	4.8	906
1040	1879	2	14				GARGNANO	45.607	10.536	4.25	906
1076	1882	2	27	6	30		ROVETTA	45.878	9.926	4.7	907
1082	1882	9	18	19	25		MONTE BALDO	45.72	10.77	4.99	906
1099	1884	9	12				PONTOGLIO	45.57	9.856	4.53	907
1103	1885	2	26	20	48		SCANDIANO	45.208	10.169	5.06	
1124	1886	10	15	2	20		COLLECCHIO	44.75	10.306	4.53	913
1131	1887	5	20	4	12		OGGIONO	45.833	9.4	4.25	
1170	1891	6	7	1	6	14	VALLE D'ILLASI	45.57	11.17	5.61	906
1171	1891	6	15				PESCHIERA	45.43	10.767	4.53	906
1180	1891	12	22				SONDRIO	46.139	9.829	4.25	903
1181	1892	1	5				GARDA OCC.	45.591	10.482	4.7	906
1196	1892	8	9	7	58		TREGNAGO	45.567	11.167	4.99	906
1209	1894	2	9	12	48	5	TREGNAGO	45.567	11.15	4.99	906
1217	1894	11	27				FRANCIACORTA	45.568	10.192	4.69	907
1241	1895	10	12	1	45		M. ALTISSIMO NAGO	45.767	10.833	4.53	906
1262	1897	1	27	1	35		RECOARO	45.748	11.202	4.25	906
1305	1898	11	16				SALO'	45.636	10.458	4.25	906
1337	1901	1	20	6	30		POGGIO RUSCO	45	11.1	4.53	



N	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Se	AE	Lat	Lon	Msp	ZS9
1353	1901	10	30	14	49	58	SALO'	45.58	10.5	5.55	906
1455	1907	4	25	4	52		BOVOLONE	45.318	11.073	4.67	906
1474	1908	3	15	7	50		CRESPADORO	45.623	11.207	4.77	906
1482	1908	6	28	3	19	58	FINALE EMILIA SUD	44.8	11.3	4.53	912
1523	1910	1	23	1	50		PONTE DELL'OLIO	44.9	9.633	4.25	911
1590	1913	11	25	20	55		VAL DI TARO	44.597	10.279	4.55	913
1622	1915	10	10	23	10		REGGIO EMILIA	44.732	10.469	4.78	913
1664	1918	1	13	12			LODI	45.333	9.5	4.56	911
1672	1918	4	24	14	21		LECCHESI	45.778	9.631	4.86	907
1674	1918	7	19	19	3		SALO'	45.326	10.438	4.17	906
1696	1919	11	23	1	50		BRESCIANO	45.656	10.245	4.46	907
1739	1923	6	28	15	12		FORMIGINE	44.595	10.799	5.05	913
1808	1928	6	13	8			CARPI	44.797	10.872	4.54	912
1843	1930	9	24	19	10	55	SCANDIANO	44.6	10.6	4.53	913
1854	1931	4	14	22	13		GIUDICARIE	45.973	10.665	4.6	
1872	1932	2	19	12	57	11	MONTE BALDO	45.63	10.73	4.77	906
1889	1934	3	23	1	46	50	PISOGNE	45.8	10.1	4.25	907
1916	1936	6	22	3	44	55	CASTELNUOVO	45.5	10.767	4.53	906
1928	1937	6	7	22	2		PEJO	46.343	10.551	4.36	
1931	1937	9	17	12	19	5	PARMA OVEST	44.8	10.3	4.15	913
1960	1940	5	1	9	36	5	NOCETO	44.8	10.183	4.61	913
1981	1942	6	20	14	42		ARCO	45.916	10.882	4.09	906
2013	1947	12	25	20	42	34	GARDONE TROMPIA	45.7	10.2	4.46	907
2017	1948	7	17	19	34	3	BAZENA	45.9	10.4	4.69	907
2047	1950	5	6	3	43		REGGIANO	44.731	10.67	4.01	912
2054	1951	5	15	22	54		LODIGIANO	45.254	9.55	5.09	911
2144	1960	2	19	2	30		GIUDICARIE	45.806	10.625	4.53	906
2169	1961	11	23	1	12	5	CAPRINO BERGAMASCO	45.717	9.567	4.53	907
2230	1967	4	3	16	36	18	CORREGGIO	44.8	10.75	4.36	912
2231	1967	5	15	10	3	34	S. POLO	44.6	10.4	4.53	913
2255	1968	6	22	12	21	37	POSINA	45.8	11.3	4.53	906
2277	1970	4	19	18	16	32	GAVARDO	45.65	10.45	4.16	906
2278	1970	5	3	4	17	41	S. POLO	44.633	10.383	4.49	913
2303	1971	7	15	1	33	23	PARMENSE	44.82	10.35	5.59	913
2313	1972	6	25	17	10	49	CALESTANO	44.6	10.2	4.29	913
2351	1975	1	11	15	54		GARDA OR.	45.621	10.733	4.18	906
2357	1975	6	1	13	25	56	CIMA BRENTA	46.2	10.9	4.25	
2372	1976	12	13	5	24		RIVA DEL GARDA	45.894	10.799	4.6	906
2437	1983	11	9	16	29	52	PARMENSE	44.765	10.27	5.16	913
2455	1986	12	6	17	7	19	BONDENO	44.879	11.334	4.53	912



N	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Se	AE	Lat	Lon	Msp	ZS9
2456	1987	5	2	20	43	53	REGGIANO	44.797	10.697	4.98	912
2458	1987	5	24	10	23	25	GARDA	45.722	10.661	4.47	906
2470	1989	9	13	21	53	60	PASUBIO	45.87	11.172	4.88	906
2503	1995	10	29	13		28	BRESCIA-BERGAMO	45.709	9.927	4.39	907
2509	1996	10	15	9	55	60	CORREGGIO	44.782	10.683	5.26	912

Per quanto concerne le denominazioni delle zone sorgente si fa riferimento a “Zonazione sismogenetica ZS9 – App. 2 al Rapporto Conclusivo – Marzo 2004” a cura di C. Meletti e G. Valensise (Gruppo di lavoro per la redazione della mappa di pericolosità sismica (OPCM 3274/2003 - INGV).

Per la zona sismogenetica di riferimento (ZS9 906) i terremoti di magnitudo più elevata ($M > 5$), avvenuti in epoca antica, sono segnalati nel 1117 ($M=6.49$) con epicentro nel veronese, nel 1222 ($M=6.05$) con epicentro nel Basso Bresciano, nel 1491 ($M=5.27$) con epicentro a Verona, nel 1693 ($M=5.13$) con epicentro a Goito e nel 1891 ($M=5.61$) con epicentro in Valle d’Illasi.

Nel secolo scorso per l’area gardesana sono i terremoti con epicentro a Salò e Monte Baldo che hanno fatto segnare i valori di magnitudo più elevati (1901 $M=5.55$ e 1932 $M=4.77$) e più recentemente si segnalano i sismi del 1976 ($M=4.60$) e del 1987 ($M=4.47$) rispettivamente con epicentro a Riva del Garda e nell’area del Garda. Nel veronese si segnalano nel 1907 e nel 1908 i sismi di Bovolone e Crespadoro ($M=4.67$ e $M=4.77$) e nel 1989 di Pasubio ($M=4.88$).

Anche l’evento sismico localizzato in Friuli ($M=5.8$ e 6.6 del 1976) ed i sismi di magnitudo maggiore avvenuti nel recente passato nella Regione Dinarica hanno prodotto un certo risentimento nell’area bresciana e bergamasca.

Successivamente al 2002 (anno di riferimento della tabella in allegato) si sono verificati altri eventi, seppure di magnitudo non elevata, con epicentro nel Bresciano (area sebina e area gardesana meridionale). Si segnala invece per intensità l’evento sismico verificatosi il 24/11/04, con magnitudo 5.2 e con epicentro nell’immediato entroterra di Salò (Figura 7).



Figura 7: Area epicentrale del sisma del 24/11/2004

L'epicentro del sisma si colloca in corrispondenza dei *thrust* del Sistema delle Giudicarie (Figura 8), affioranti nel settore montano prealpino (dove generano i sismi gardesani) e sepolti in corrispondenza della Pianura Padana (dove generano i sismi di Brescia, nel 1222, e della Valle dell'Oglio, nel 1802). Si noti il generale accordo tra la localizzazione degli eventi sismici e l'andamento delle strutture tettoniche.

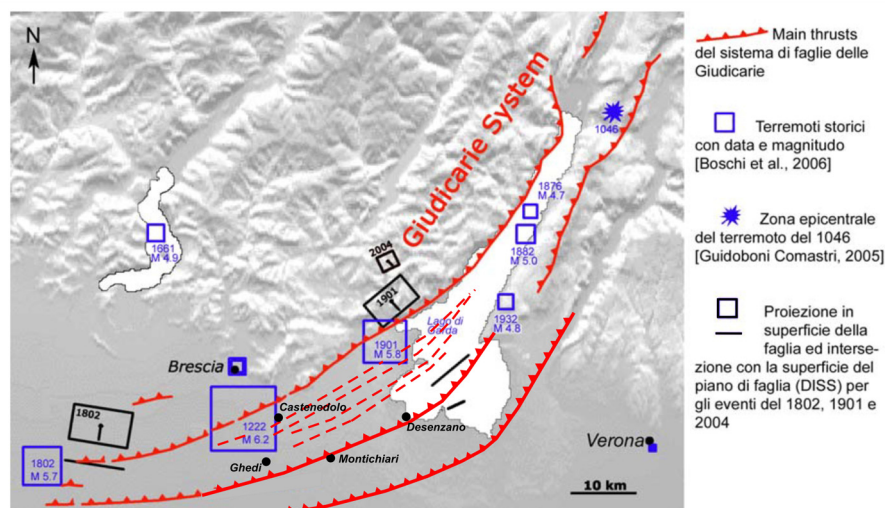


Figura 8: Schema sismotettonico dell'area Gardesana con proiezione dei principali sismi storici dell'area (modificato da "Progetto S3 - Scenari di scuotimento in aree di interesse prioritario e/o strategico - F. Pacor e M. Mucciarelli - Luglio 2007)

Si segnala un **recente terremoto di Magnitudo 4.0** avvenuto il giorno **28 Agosto 2014** e localizzato nel distretto sismico *Zona Lago di Garda*, a circa 2,6 km di profondità e pochi chilometri di distanza dalle coste di **Gargnano** (Figura 9); è seguita nella stessa area e nella medesima giornata (h. 19.52) un ulteriore evento sismico di magnitudo 2.6 registrato a circa 9,2 km di profondità.

Un terremoto di **magnitudo 2.7** è stato rilevato nei giorni seguenti nel distretto sismico *Prealpi Lombarde* e più precisamente in *Val Sabbia* il **giorno 4 Settembre 2014** alle ore 4.56 (Figura 10).



Figura 9: Area epicentrale del sisma del 28/08/2014 ore 19:49 (M= 4.0)



Figura 10: Area epicentrale del sisma del 04/09/2014 ore 4:56 (M= 2.7)

Anche in questo caso l'epicentro dei sismi si colloca in corrispondenza dei *thrust* del Sistema delle Giudicarie (Figura 8) confermando l'accordo tra la localizzazione degli eventi sismici gardesani e prealpini e l'andamento delle medesime strutture tettoniche.

Si segnalano infine nel 2011 e nel 2012 due "crisi sismiche" che hanno interessato il nord Italia con terremoti che hanno quasi raggiunto o superato magnitudo 5.



Figura 11: Localizzazione del sisma principale dello sciame sismico dell'estate 2011 (stella rossa) e della serie di sismi verificatisi nell'inverno 2012 (stelle bianche)

Lo **sciame sismico dell'estate 2011** ha avuto come scossa più significativa il terremoto del 17 Luglio 2011 di magnitudo 4.7, con area epicentrale a ridosso dei confini provinciali di Mantova e Rovigo (come si evince dalla Figura 11), nel distretto sismico denominato *Pianura Padana Lombarda* dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (I.N.G.V.).

Tali sismi così come quelli con le massime intensità storiche riscontrate nei comuni del sud-ovest della Provincia di Mantova, sono da collegarsi con la vicinanza all'area sismogenetica del Reggiano-Ferrarese - Parmense (zone sismogenetiche ZS9 → 912-913, Figura 4) e con la presenza dell'edificio appenninico (*thrust* nord-vergenti) sepolto al di sotto delle coltri quaternarie dei depositi di pianura.

Lo **sciame sismico dell'inverno-primavera 2012** è stato caratterizzato da una serie di sismi (Figura 11) le cui scosse più intense sono avvenute con il terremoto del 25 Gennaio 2012 di magnitudo 4.2 (area epicentrale posta a circa 10 km dalla città di Verona nel distretto sismico *Prealpi Venete*) e con i terremoti del 25 e 27 Gennaio 2012 rispettivamente di magnitudo 4.9 e 5.0 (area epicentrale tra Parma e Reggio Emilia nel distretto sismico denominato *Pianura Padana Emiliana* il primo e nel distretto sismico denominato *Frignano* il secondo). Il 18 Marzo è stato registrato il sisma di magnitudo inferiore (M=3.1), che ha avuto luogo con area epicentrale nei pressi di Ala (TN), nel distretto sismico denominato *Lago di Garda*.

In primavera si è attivata la **sequenza sismica di Modena-Ferrara del Maggio 2012** che ha compreso il terremoto del 20 Maggio 2012 di magnitudo 5.9, avvenuto alle ore 04:03:52 italiane, con area epicentrale posta presso Finale Emilia-Mirandola (MO) (Figura 12), nel distretto sismico *Pianura*

Padana Emiliana. Seguono nella stessa area, nelle giornate del 20-21 Maggio, oltre 190 repliche tra cui un sisma di magnitudo 5.1 (Figura 13) e ben dieci sismi con magnitudo compresa tra 4 e 5 (Figura 14).

Figura 12: Area epicentrale del sisma del 20/05/2012 ore 4:03 (M= 5.9)

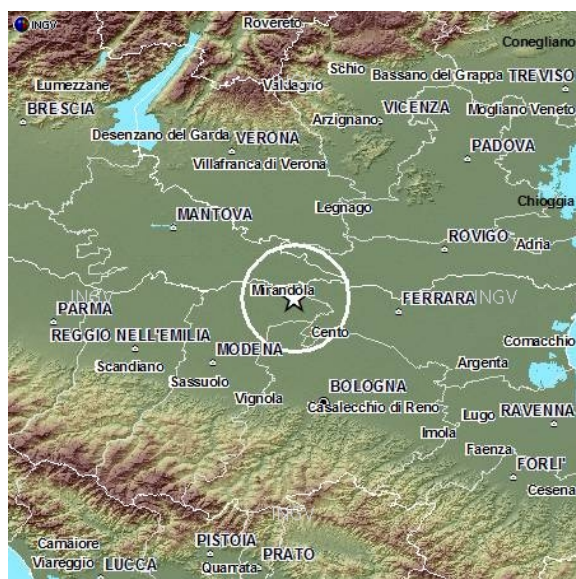


Figura 13: Area epicentrale del sisma del 20/05/2012 ore 15:18 (M= 5.1)

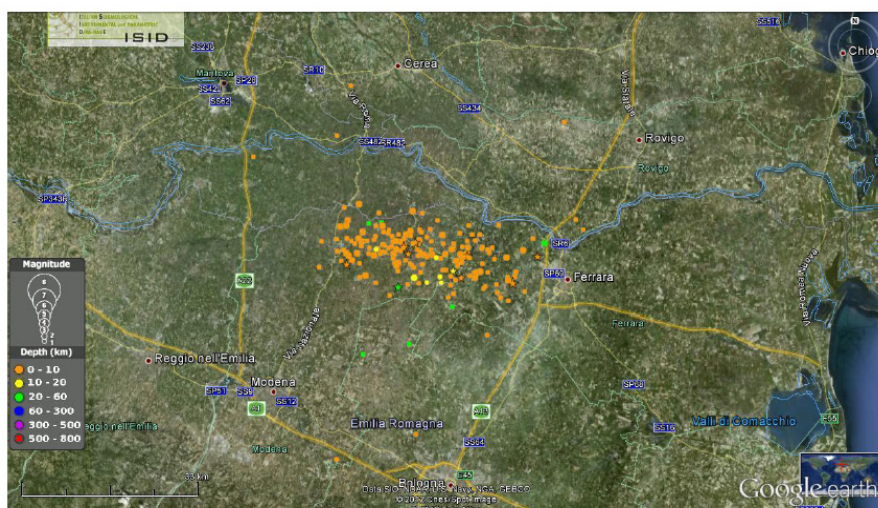
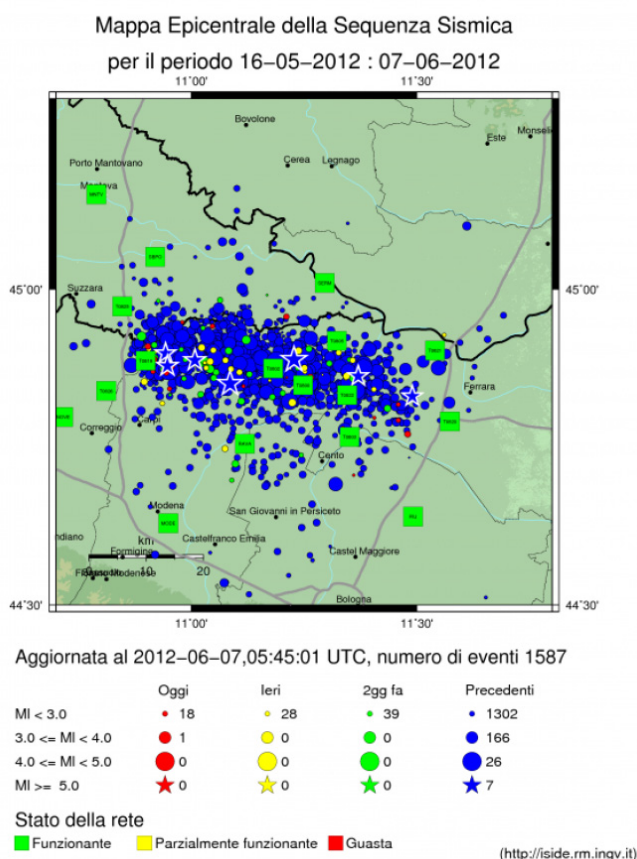


Figura 14: Mappa epicentrale aggiornata alle 19 del 21 Maggio 2012. Le stelle indicano i terremoti di magnitudo maggiore di 4. L'intera struttura delineata dalle repliche si estende per quasi 40 km in senso Est-Ovest tra la bassa modenese e la periferia Ovest di Ferrara (fonte: Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia – Comunicato del 21/05/2012).



La distribuzione degli epicentri mostra chiaramente che tutte le scosse siano riferibili ad un'articolata e complessa struttura tettonica compressiva a direzione circa E-W appartenente alla porzione frontale, sepolta, dell'Appennino settentrionale (arco sepolto ferrarese).

La serie sismica è proseguita intensamente fino alla data del 07 Giugno 2012 con un numero complessivo di 1587 eventi.

Nella mappa epicentrale della sequenza sismica elaborata da INGV (Figura 15) si evidenzia la progressiva attivazione di un'area sempre più ampia della struttura tettonica con spostamento dell'attività verso Ovest; la sequenza ha compreso un ulteriore terremoto di magnitudo molto elevata ($M=5.8$) avvenuto alle ore 9 del giorno 29 Maggio e, in totale, ben 7 scosse sismiche con magnitudo $M > 5$.

Figura 15 – (fonte: Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia – Comunicato del 07/06/2012).

Durante la stagione estiva ed autunnale 2012 l'attività sismica in queste aree ha proseguito seppure con sismi di intensità minore, con un numero complessivo di eventi registrati alla data del 1 Ottobre pari a 2466 sismi (di cui 2241 con $M < 3$, 189 con $3 < M < 4$; 27 con $4 < M < 5$, e 7 con $M > 5$); si segnala un terremoto avvenuto il giorno 3 Ottobre c.a. di Magnitudo pari a 4.5, avvenuto alle ore 16:41 italiane, con area epicentrale posta in prossimità dei Comuni Bettola-Farini-Morfasso (PC), nel distretto sismico denominato *Valle del Trebbia*, alle medesime latitudini dei terremoti parmensi-ferraresi ma verso quadranti più occidentali; le strutture tettoniche attivate mostrano meccanismi di attivazione trascorrenti.

Nel comunicato di aggiornamento *Terremoti in Pianura Padana* redatto il 5 Novembre 2012 dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia e consultabile sul sito internet <http://terremoti.ingv.it/it/ultimi-eventi/842-terremoti-in-pianura-padana-emiliana.html> si evidenzia come non vi sia stato negli ultimi mesi dell'anno 2012 un incremento significativo sia per intensità che per numero degli eventi sismici (il numero di eventi registrati tra 1 Ottobre 2012 e 5 Novembre 2012 è pari a 28 sismi con $M < 3$ – Figura 16). Potrebbe pertanto essere in fase di esaurimento la "crisi sismica" iniziata nel Gennaio 2012; si rileva altresì che contestualmente alla diminuzione di questa attività si siano attivati altri distretti sismici italiani seppure con magnitudo massime di minore entità.

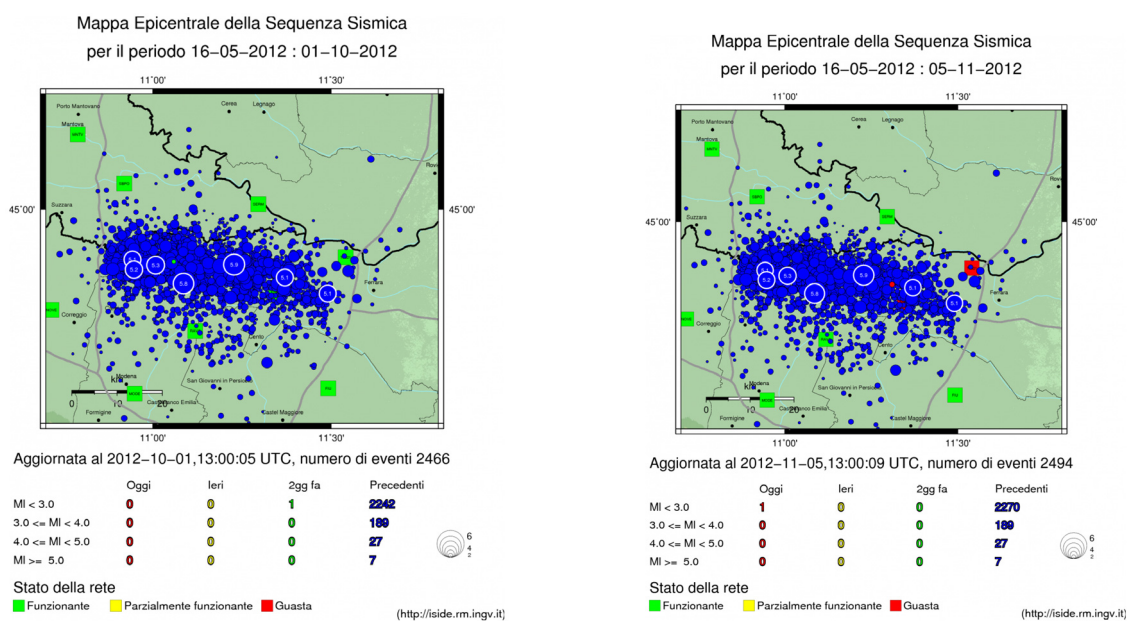


Figura 16 – (fonte: Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia – Comunicato del 01/10/2012 e Comunicato del 05/11/2012).

Appare in ogni caso plausibile che i recenti sismi italiani, seppure ubicati in zone sismogenetiche diverse e caratterizzati da profondità ipocentrali e meccanismi focali differenziati e peculiari di sistemi di faglie differenti, siano riferibili ad un unico scenario “geodinamico” a larga scala. Infatti l’intera regione mediterranea è stata interessata, nello stesso periodo, da una fase di marcata attività sismica lungo i margini delle placche tettoniche ed in particolare della microplacca adriatica, come esemplificato dalla mappa dei sismi di seguito riportata e relativa al giorno 1 Febbraio 2012 e 30 Maggio 2012 (Figura 17).

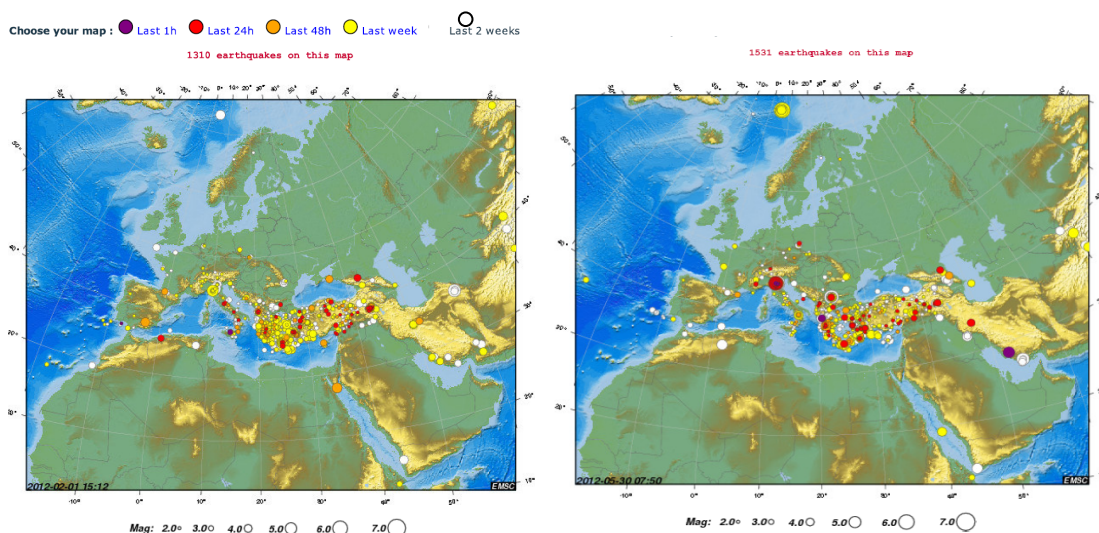


Figura 17 – Mappe dei sismi del 1 Febbraio e del 30 Maggio 2012 (European Mediterranean Seismological Centre).

Pertanto la mappa dei sismi del giorno 12/02/2013 (Figura 18) mostra una significativa e generalizzata diminuzione di attività tellurica nell’area mediterranea rispetto all’anno 2012.

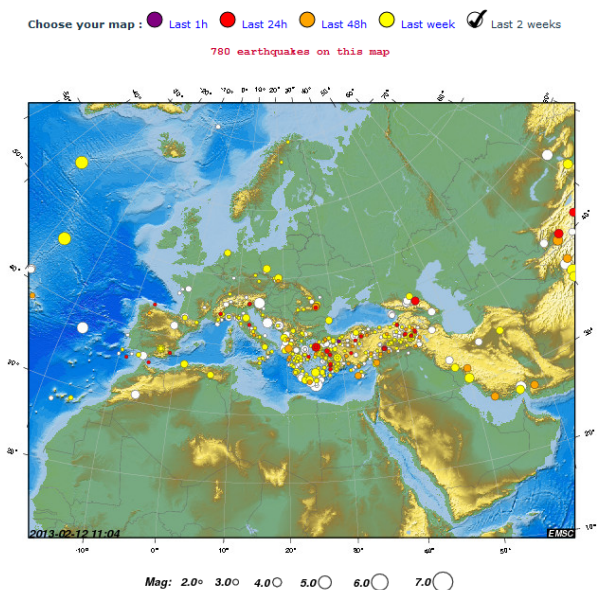


Figura 18 – Mappe dei sismi del 12 Febbraio 2013 (European Mediterranean Seismological Centre).

Una sostanziale conferma della ricostruzione sopraproposta dei recenti eventi sismici che hanno interessato l’area padana viene dalla lettura dello studio *The Seismotectonics of the Po Plain (Northern Italy): Tectonic Diversity in a Blind Faulting Domain* (Paola Vannoli, Pierfrancesco Burrato, Gianluca Valensise, Luglio 2014).

3.3 Normative Sismiche – Valori di a_g

La normativa sismica (D.M. 16 Gennaio 1996) in Italia, anteriormente al Marzo 2003, suddivideva il territorio nazionale in tre categorie di pericolosità (elevata, media e bassa). Per ciascuna categoria sono assegnati un grado di sismicità (S) ed un coefficiente di intensità sismica ($C=(S-2)/100$). Lo spettro di progetto $S_a(T)$ si ottiene moltiplicando il coefficiente C (pari a $0.10g - 0.07g - 0.04g$ in ordine decrescente di pericolosità sismica) per una forma spettrale $R(T)$ indipendente dalle condizioni del sottosuolo. Queste normative sismiche non tengono conto del ruolo del terreno sulla modifica di forme ed ordinate spettrali, se non con la moltiplicazione dello spettro per il coefficiente di fondazione ϵ che di regola è unitario, salvo che per “terreni particolarmente compressibili” per i quali si consiglia di incrementare ϵ fino a 1.3.

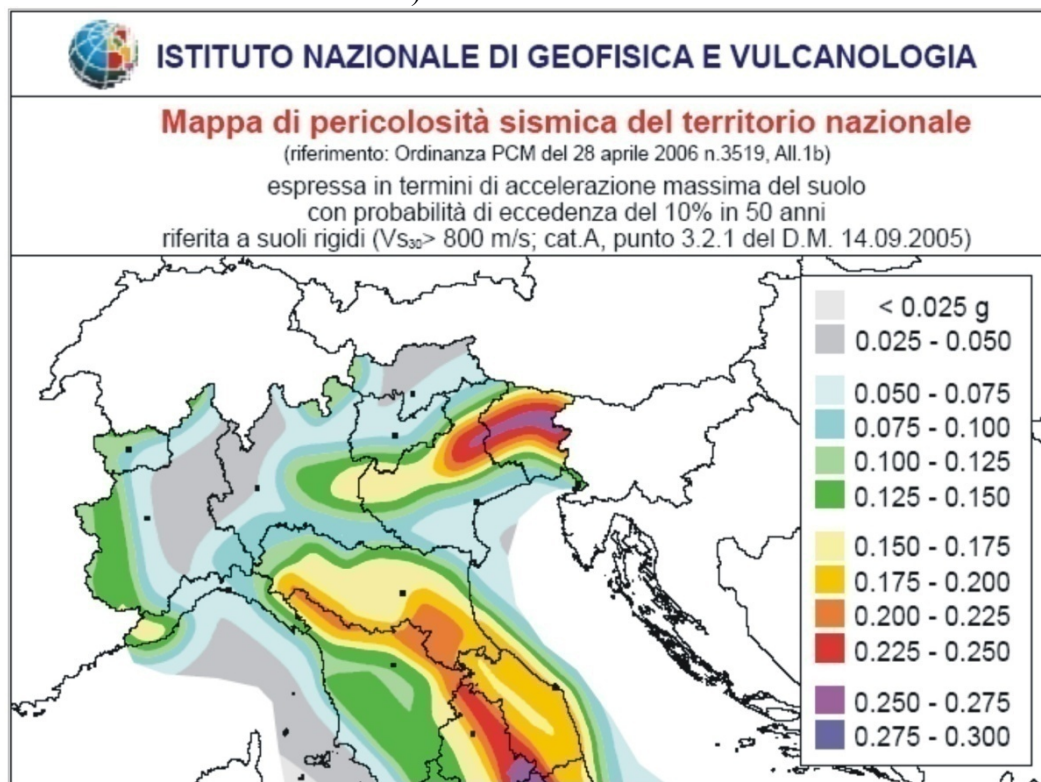
L’**Ordinanza PCM n° 3274 del 20/03/03** e Norme Tecniche allegate, che inserisce il territorio di **Lonato del Garda in zona sismica 3**, fa riferimento a metodologie più recenti in cui il moto sismico è caratterizzato anche in relazione alle condizioni locali. In tale direzione si è già mosso l’Eurocodice 8 (EC8) che stabilisce le regole per il progetto e la costruzione di strutture in zona sismica per i paesi membri della Comunità Europea. Secondo l’EC8, come anche secondo l’OPCM 3274/03, i territori nazionali vengono suddivisi in zone sismiche in funzione della pericolosità locale, descritta in termini di accelerazione orizzontale massima attesa alla superficie di un sito rigido di riferimento (a_g). I valori di accelerazione massima fissati nella nuova ordinanza per le zone 1, 2, 3 e 4 (rispettivamente $0.35g - 0.25g - 0.15g - 0.05g$) recepiscono la proposta del G.N.D.T. (1985) e risultano maggiori di quelli della precedente normativa. La normativa allegata all’OPCM 3274/03 richiede alle Regioni di eseguire la valutazione di a_g sul proprio territorio e quindi di assegnarli ad una delle zone della nuova classificazione.

La Regione Lombardia con D.G.R. 7/14964 del 7/11/03 ha fornito alcune disposizioni preliminari per l’attuazione dell’OPCM 3274/03, confermando la classificazione dei territori comunali lombardi riportata nell’Ordinanza e l’adeguamento alle norme tecniche allegate.

In ogni caso la normativa sismica ed i parametri relativi a ciascun territorio risultano in veloce e continua revisione, soprattutto nell’ambito della convenzione tra INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) e DPC (Dipartimento Protezione Civile) che prevede l’assistenza per il completamento e la gestione della “mappa di pericolosità sismica” prevista dall’OPCM 3274.



Già l'**Ordinanza PCM 3519 del 27/04/06** fornisce una revisione dei valori di a_g sul territorio nazionale ed inserisce il territorio di **Lonato d/G in zona sismica 2**, ed in particolare nella sottozona caratterizzata da **valori di a_g compresi tra 0.150 e 0.175** (accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni).



Più recentemente nell'ambito della revisione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) sono state adottate le stime di pericolosità sismica del progetto S1, concludendo il percorso iniziato nel 2003. Tali stime superano il concetto di classificazione a scala comunale e sulla base di 4 zone sismiche. Tuttavia le 4 zone sismiche mantengono una funzione prevalentemente amministrativa.

La Regione Lombardia ha stabilito nella D.G.R. n° 9/2616 del 30/11/2011 (punto 1.4.3) che ***“la suddivisione del territorio in zone sismiche (ai sensi dell’OPCM 3274/03) individua unicamente l’ambito di applicazione dei vari livelli di approfondimento in fase pianificatoria”*** e specifica altresì che ***“ai sensi del D.M. 14/01/2008, la determinazione delle azioni sismiche in fase di progettazione non è più valutata riferendosi ad una zona sismica territorialmente definita, bensì sito per sito, secondo i valori riportati nell’All. B al citato D.M.”***.

I dati riportati nell’All. B del D.M. 14/01/2008 coincidono con quelli riportati nell’Ord. 3519/2006, e sono in ogni caso determinabili mediante le coordinate geografiche e l’utilizzo di programmi applicativi, quali “Spettri-NTC ver.1.0.3” (vedi paragrafi successivi).

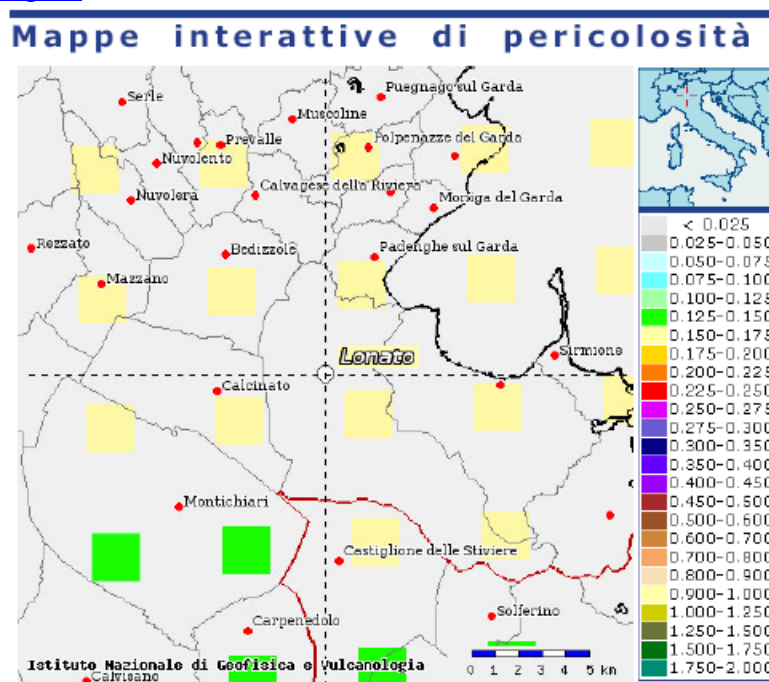
Tuttavia di recente la Regione Lombardia con **D.G.R. n. X/2129 del 11/07/14** ha approvato un **“Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)”**, che



recepisce definitivamente la classificazione dell'OPCM 3519/2006 e che, sulla base della successiva D.G.R. 8 Ottobre 2015 - n. X/4144, entrerà in vigore il 10 Aprile 2016.

La nuova D.G.R. ha pertanto confermato per il Comune di Lonato d/G (BS) la **zona sismica 2** con valore di a_{gmax} **0,15926** anche a livello regionale e pertanto ai fini amministrativi pianificatori. Ciò ha di fatto sanato una difformità di classificazione nazionale/regionale che creava non pochi problemi tecnico-progettuali.

Si forniscono in proposito i dati di pericolosità sismica riportati sul link <http://zonesismiche.mi.ingv.it> relative al sito d'interesse:



Con l'entrata in vigore del nuovo Testo Unico, che definisce con D.M. 14/01/08 le "Norme Tecniche per le Costruzioni", è divenuto vigente l'obbligo di eseguire la progettazione in prospettiva sismica in tutte le aree classificate in zona sismica. Tuttavia le stesse NTC/08, per siti ricadenti in zona sismica 4, ammettono metodi di calcolo previsti dalle normative precedenti (Cap. 2.7 del D.M. 14/01/08 - Verifiche alle Tensioni Ammissibili secondo il D.M. 14/02/92, il D.M. 20/11/87 ed il D.M. 11/03/88) per costruzioni di tipo 1 e 2 e per Classi d'Uso I e II; si prescrive che in tal caso le azioni sismiche debbano essere valutate secondo il D.M. 16/01/1996, assumendo pari a 5 il Grado di sismicità S.

Spetta in ogni caso al Progettista la definizione delle normativa cui risulta assoggettato l'intervento di progetto.

Nel caso in cui fosse ammissibile la progettazione secondo le vecchie normative sismiche si potrà tener conto di valori di a_g correlabili alla II categoria sismica. In tal caso la normativa sismica, ai sensi del D.M. del 16/01/96, prevede un valore di $a_g = 0.07$ g.



4. CAMPAGNA DI INDAGINE GEOGNOSTICA

Le indagini, integrate anche dai risultati ottenuti da campagne geognostiche eseguite in aree limitrofe a quelle d'interesse (vedi *Tav. 1 – Corografia con ubicazione dei pozzi e di precedenti indagini*), sono finalizzate alla definizione dei seguenti punti:

- ricostruzione stratigrafica e sismostratigrafica dei terreni presenti;
- caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione;
- verifica della presenza di eventuali falde acquifere superficiali ed eventuale misura della soggiacenza;
- prelievo di campioni di terreno per eventuali analisi chimiche.

Le indagini sono state eseguite dalla ditta SINGEA SRL, certificata UNI EN ISO 9001, secondo le prescrizioni e gli oneri contenuti nelle *Raccomandazioni A.G.I. (1977)* ed alla presenza costante del geologo.

E' stato definito in accordo con la Committenza di ubicare le indagini entro il settore di progetto interessato da edificazione.

Le indagini sono state eseguite in due fasi successive a seguito di modifiche progettuali tali da prevedere edificazione nel settore NE, inizialmente destinato a parcheggio.

Al fine di illustrare meglio i rapporti tra le unità geologico-geotecniche descritte è stata redatta la **Tav. 4 - “Sezione Geologico-Geotecnica Interpretativa”** in scala 1:250/500, in allegato (cui si rimanda per maggiore chiarezza), prendendo come riferimento il rilievo dello stato di fatto fornito dai Progettisti e tenuto conto delle tipologie edilizie previste per i vari blocchi.

4.1 Sondaggi a carotaggio continuo – Campionamenti – Settembre 2014

Metodologia – Acquisizione dati

Sono stati eseguiti **n. 2 sondaggi a carotaggio continuo** mediante perforatrice idraulica montata su cingolato (mod. Beretta T51), e tecnica di avanzamento con carotiere semplice (diametro 101 mm) e di tubi di rivestimento (diametro 127 mm), e con recupero del 100% dei materiali attraversati.

I sondaggi sono stati eseguiti entro l'ingombro del complesso edilizio di progetto previsto nella prima fase di progettazione (Settembre 2014 – Gennaio 2015); a seguire la modifica progettuale (Ottobre 2015) il sondaggio S1 risulta comunque ubicato in corrispondenza del blocco 3 ed il sondaggio S2 a circa 20 m di distanza a monte del blocco 1.

I sondaggi sono stati spinti alle profondità come riepilogate nella seguente tabella; in avanzamento con la perforazione, a differenti quote, sono state eseguite complessivamente **n. 8 prove S.P.T.** con maglio a sganciamento automatico e punta aperta (specifica per terreni coesivi).



EDIFICIO DI PROGETTO	SONDAGGI ESEGUITI	QUOTA TESTA SONDAGGIO (in m come da Tav. di Progetto)	PROFONDITA' RAGGIUNTA (m dal p.c.)	PROVE SPT IN FORO (profondità dal p.c. e numero colpi di infissione)
Blocco 3	S1	69,70 m	-15,00 m	-3,00 (6/11/13) -4,50 (7/7/7); -6,00 (4/5/7); -9,00 (9/11/14)
Area SW (Oggetto inizialmente di edificazione)	S2	75,70 m	-10,00 m	-2,00 (7/8/11) -4,00 (5/6/8); -6,00 (4/7/8); -9,00 (8/9/11)

La prova S.P.T. consente di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione dinamica di una punta a partire dal fondo di un foro di sondaggio e consiste nel far cadere un maglio, del peso di 63,5 kg, da un'altezza di 760 mm, su una testa di battuta fissata alla sommità di una batteria di aste alla cui estremità inferiore è avvitata una punta conica chiusa o aperta (utilizzata nella fattispecie). Il numero di colpi necessario per una penetrazione della punta pari a 300 mm (dopo 150 mm d'infissione dinamica per il posizionamento) è il dato assunto come indice della resistenza alla penetrazione. Si rimanda alle stratigrafie di sondaggio per i risultati relativi alle prove S.P.T. eseguite.

In base al numero di colpi N_{spt} misurato è stato stimato il grado di addensamento/consistenza dei terreni (riportato in stratigrafia) secondo il seguente schema di riferimento per i terreni granulari e coesivi:

TERRENI COESIVI		TERRENI GRANULARI	
N_{spt}	Grado di consistenza	N_{spt}	Grado di addensamento
< 2 colpi	Privo di consistenza	Da 0 a 4 colpi	Sciolto
Da 2 a 4 colpi	Poco consistente (molle)	Da 4 a 10 colpi	Scarsamente addensato
Da 4 a 8 colpi	Moderatamente consistente	Da 10 a 30 colpi	Moderatamente addensato
Da 8 a 15 colpi	Consistente	Da 30 a 50 colpi	Addensato
Da 15 a 30 colpi	Molto consistente	> 50 colpi	Molto addensato
> 30 colpi	Estremamente consistente (duro)		

Sulle carote di terreno, laddove possibile sono state eseguite misure speditive mediante *Pocket Penetrometer* e *Vane test*. La natura prevalentemente coesiva dei terreni attraversati ha permesso una buona continuità di misura lungo la verticale di sondaggio.

Contestualmente all'esecuzione del sondaggio è stato eseguito il **prelievo di n. 3 campioni di terreno da sottoporre eventualmente ad analisi chimiche** al fine di accertare le caratteristiche chimiche dei suoli presso il sito di progetto per l'eventuale produzione di terre e rocce da scavo ai sensi dell'art. 184 bis del D. Lgs 152/06 e s.m.i. ed in adempimento a quanto previsto dall'Art. 41bis della L. 98/2013.

Il campionamento è stato eseguito in adempimento a quanto previsto dal D. Lgs. 152/2006 e s.m.i. ed in modo tale da poter caratterizzare il terreno interessato dallo sbancamento previsto per la realizzazione del piano interrato.



Sono stati pertanto prelevati **n. 6 campioni di terreno**, a differenti quote come di seguito riepilogato:

	Campione C1 (A/B)	Campione C2 (A/B)	Campione C3 (A/B)
Sondaggio S1	0,00/-0,70 m (Materiale di riporto limoso sabbioso)	-1,00/-2,00 m (Terreno naturale sabbioso ghiaioso – Depositi Lacustri)	-2,70/-3,50 m (Terreno naturale limoso argilloso – Depositi di contatto glaciale)
Sondaggio S2	0,00/-0,40 m (Materiale di riporto limoso sabbioso)	-0,50/-1,50 m (Terreno naturale ghiaioso sabbioso – Depositi Lacustri)	-3,00/-4,00 m (Terreno naturale limoso argilloso – Depositi di contatto glaciale)

TABELLA 1: CAMPIONI PRELEVATI

I campioni di terreno sono stati prelevati in doppia aliquota A e B, secondo le procedure previste dal D. Lgs 152/2006 e s.m.i., e pertanto sono stati ottenuti previa setacciatura in campo della frazione > 2 cm. I campioni sono stati successivamente sottoposti a quartatura, raccolti mediante spatola metallica e posti in barattoli di vetro del volume di 1,0 l.

Ciascun barattolo è stato etichettato con la sigla del campione, la data, la località e la profondità di prelievo. Tutte le operazioni sono state eseguite da un geologo.

Data la presenza di materiale di riporto superficiale in corrispondenza dei sondaggi, per l'orizzonte stratigrafico rappresentato dai "campioni C1" si è proceduto al prelievo di due campioni in doppia aliquota "*tal quale*" da sottoporre successivamente a **Test di cessione** così come richiesto ai sensi dell'Art. 3, lett. a) e b), della L. 98/2013. Tali campioni sono stati ottenuti senza alcuna setacciatura, ma per quartature successive, e sono stati posti in sacchetti di plastica contenenti ciascuno un quantitativo minimo di circa 2 kg.

	Campione TQ (A/B)
Sondaggio S1	0,00/-0,70 m (Materiale di riporto limoso sabbioso)
Sondaggio S2	0,00/-0,40 m (Materiale di riporto limoso sabbioso)

TABELLA 2: CAMPIONI PRELEVATI

Tutte le operazioni sono state eseguite da un geologo che ha altresì provveduto a registrare i dati relativi a ciascun campione nell'apposito registro dei campionamenti, conservato in copia originale presso la sede operativa dello Studio di Geologia Tecnica ed Ambientale – Dott. Geol. Rosanna Lentini.

Tutti i campioni di terreno, al momento non oggetto di analisi chimiche, sono stati idoneamente conservati temporaneamente presso la sede operativa dello Studio di Geologia Tecnica ed Ambientale e verranno consegnati, contestualmente al presente studio, alla Committenza.



4.2 Prove penetrometriche dinamiche (SCPT) – Settembre 2014 e Ottobre 2015

Metodologia – Acquisizione dati

Sono state eseguite **n. 8 prove penetrometriche dinamiche standard**, mediante penetrometro DPHS “Pagani” TG 73/100 e TG 63/200, con avanzamento delle aste ogni 30 cm.

La prova penetrometrica dinamica, DPSH-SCPT, è una prova puntuale che consiste nell’infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all’estremità di un’asta di acciaio prolungabile ad una batteria di aste di diametro di 36 mm le quali possono scorrere all’interno ed alternativamente ad un rivestimento esterno, anch’esso di acciaio, avente un diametro di 48 mm. L’energia di infissione è fornita da un maglio del peso di 73,0 kg che cade da un’altezza costante di 75,0 cm, per mezzo di un dispositivo di sganciamento automatico compiendo per ogni battuta un lavoro specifico pari a 234 kj/mq. Nel corso della prova si rileva il numero di colpi necessari per la penetrazione di 30 cm della punta ed alternativamente del rivestimento. La diffusione di questo tipo di prova e la sua standardizzazione consentono di ottenere una soddisfacente caratterizzazione dei terreni indagati ed un’interpretazione dei fondamentali parametri geotecnici, attraverso l’utilizzo delle principali correlazioni presenti in bibliografia.

Dal valore di N_{SCPT} (numero di colpi per 30 cm di infissione delle aste) può essere ricavato il corrispondente valore di $N_{S.P.T.}$ mediante la relazione:

$$N_{DPSH} = C * N_{S.P.T.}$$

Il coefficiente C, assunto in questo caso pari a 0.6, è un fattore dipendente dalla litologia dei terreni e dall’attrezzatura utilizzata.

Le prove da P1 a P5 sono state ubicate in funzione degli ingombri degli edifici di progetto previsti nella prima ipotesi progettuale (Settembre 2014 – Gennaio 2015); le prove da P6 a P8 sono state posizionate in corrispondenza dell’edificazione prevista nella seconda ipotesi progettuale (Ottobre 2015), nel complesso come riportato in *Tav. 3 Planimetria con ubicazione dei punti di indagine* (in allegato) e di seguito riepilogato:

EDIFICIO DI PROGETTO	PROVA PENETROMETRICA DINAMICA	QUOTA TESTA PROVA PENETROMETRICA (in m come da Tav. di Progetto)	PROFONDITA’ RAGGIUNTA (m dal p.c.)
<u>Area SW</u> (Oggetto inizialmente di edificazione)	P1-P1bis	75,80 m	-1,20/-2,10 m
	P5	75,60 m	-8,10 m
<u>Blocco 1</u>	P2	72,70 m	-9,60 m
	P4	70,80 m	-9,60 m
	P3	73,70 m	-7,50 m
<u>Blocco 5</u>	P8-P8bis	69,00 m	-1,80/-2,10 m
<u>Blocco 6</u>	P7-P7 da bis a .-quater	68,00 m	-1,20/-1,80 m
<u>Blocco 7</u>	P6	67,30 m	-12,60 m

Le prove risultano sufficientemente rappresentative del terreno presente e correlabile con le altre indagini eseguite nell’area ed in contesti prossimi e/o omologhi a quelli d’interesse. Si ritiene che in corrispondenza della prova P5 la presenza di maggiore percentuale argillosa abbia falsato la prova oltre circa -3,60 m dal p.c. per fenomeni di adesione/coesione delle aste, sovrastimando il numero di colpi caratteristico. Le prove P1-P1bis, P8-P8 bis e P7-P7 da bis a quater, non hanno superato l’unità



litologica superficiale prevalentemente ghiaiosa e pertanto non sono state considerate rappresentative della profondità del letto dell'unità ghiaiosa superficiale.

L'andamento delle prove, riferito al p.c. quotato (come da Tavola progettuale-Rilievo stato di Fatto), è riassunto nei diagrammi in allegato.

4.3 INTERPRETAZIONE DEI DATI

La stratigrafia ricostruita mediante i sondaggi è rappresentativa dei terreni della zona e risulta direttamente correlabile con le prove penetrometriche e le indagini geofisiche eseguite presso lo stesso sito (vedi ¶ 4.5) e, seppure con talune peculiari variabilità, con i dati riferiti ad altri siti indagati nelle immediate vicinanze.

Al fine di illustrare meglio i rapporti tra le unità geologico-geotecniche descritte è stata redatta la **Tav. 4 - “Sezione Geologico-Geotecnica Interpretativa”** in scala 1:250/500, in allegato (cui si rimanda per maggiore chiarezza), prendendo come riferimento il rilievo dello stato di fatto fornito dai Progettisti e tenuto conto delle tipologie edilizie previste per i vari blocchi.

Si distinguono le seguenti unità stratigrafico-geotecniche:

Terreno vegetale e/o materiale di riporto (Unità geotecnica R)

Si ha una coltre di spessore complessivo pari a circa 0,40/1,00 m, prevalentemente limoso-sabbioso con rari clasti di ghiaia, con frammenti di laterizi e ciottoli, sciolto, di colore marrone e marrone scuro, umido. Si segnala, in corrispondenza di S1, tra -0,90 m e -1,00 m dal p.c., un sottile strato di ghiaia limosa con ciottoli, asciutta, di colore marrone-grigio.

Depositi Lacustri (Unità geotecnica L1)

Intorno prove P1-P1bis, P2, P3, P4 e P5, P6, P7-P7 da bis a quater, P8-P8bis Sondaggi S1 e S2

E' stata riscontrata la presenza, fino ad una profondità di circa -1,65/-5,10 m dal piano campagna di riferimento di ciascuna indagine, di un'unità costituita da ghiaia con sabbia grossolana debolmente limosa con rari ciottoli e sabbia con ghiaia e con ciottoli angolari, da asciutta/debolmente umida a bagnata (vedi misure piezometriche), di colore beige, grigio-beige.

L'unità risulta complessivamente mediamente addensata (Nspt caratteristico →19-30 colpi) e localmente molto addensata (Nspt>50-70).

Depositi di contatto glaciale (Unità geotecnica CG1 e CG2)

Intorno prove P2, P4, P5, P6 e Sondaggi S1 e S2

Nella gran parte dell'area d'interesse e comunque preso l'intorno delle prove sopra indicate, oltre -1,65/-5,10 m dal p.c. e fino alla profondità indagata (-10,00/-15,00 m dal p.c.) si hanno **depositi di contatto glaciale** prevalentemente costituiti da limo con argilla, localmente con livelli di limo sabbioso-argilloso, con rari clasti di ghiaia e ciottoli sub-angolari.



L'unità risulta dapprima da scarsamente a mediamente addensata e/o da moderatamente consistente a consistente (Nspt caratteristico → 6-16 colpi, 5-10 colpi e 11-19 colpi), di colore grigio e/o con screziature ocracee (**unità CG1**), fino a circa -5,00/-9,30 m dal p.c.; oltre essa risulta mediamente addensata e/o da consistente a molto consistente (Nspt caratteristico → 16-30 colpi), di colore grigio (**unità CG2**).

L'intera unità è da debolmente umida a umida con presenza di livelli centimetrici di limi sabbioso-argillosi bagnati (segnalato un livello bagnato a -6,75 m nel sondaggio S2).

Depositi glaciali (Unità geotecnica G) Intorno prova penetrometrica P3

Oltre -3,00 m dal p.c. e fino alla profondità indagata (-7,50 m dal p.c.) si hanno **depositi glaciali (substrato morenico)** prevalentemente argillosi-ghiaioso-limosi debolmente sabbiosi con grossi ciottoli e trovanti, da addensati a molto addensati (Nspt caratteristico → 40-50).

4.4 Piezometri – Condizioni di Circolazione d'Acqua

Entro il sito di progetto, durante l'avanzamento della perforazione del sondaggio S2 sono stati riscontrati livelli saturi d'acqua solo a partire da circa -6,75 m dal p.c. e comunque in maniera discontinuità lungo la verticale di perforazione; durante la fase di recupero delle aste utilizzate per le prove penetrometriche P2, P3, P4 e P5 ed anche P6 è stata riscontrata presenza di umidità a partire da circa -2,10/-3,50 m dal p.c..

Per la misura del livello piezometrico sono stati posti in opera dei piezometri in PVC, del diametro di 2"-3" entro il foro di sondaggio S1 e S2 e del diametro di 1/2" entro il foro delle prove P2, P3, P4, P5 e P6 secondo il seguente schema (riportato per i punti d'indagine di maggiore interesse per il presente studio):

PIEZOMETRO	PROFONDITA'	TRATTO CIECO	TRATTO FILTRANTE	UMIDITA' RISCONTRATA DURANTE L'INDAGINE	LETTURA DI SOGGIACENZA 12/09/2014	LETTURA DI SOGGIACENZA 15/09/2014	LETTURA DI SOGGIACENZA 30/10/2015
S1 (Ø=3")	13,00 m	0,00/-4,00 m dal p.c.	-4,00/-13,00 m dal p.c.	-	-	-2,77 m dal p.c.	-2,80 m dal p.c.
S2 (Ø=2")	10,00 m	0,00/-1,00 m dal p.c.	-1,00/-10,00 m dal p.c.	-6,75 m dal p.c.	-	-1,41 m dal p.c.	
P2 (Ø=1/2")	2,10 m	-	0,00/-2,10 m dal p.c.	-2,20 m dal p.c.	-2,00 m dal p.c.	-2,00 m dal p.c.	
P3 (Ø=1/2")	6,00 m	-	0,00/-6,00 m dal p.c.	-3,50 m dal p.c.	-4,21 m dal p.c.	-0,78 m dal p.c.	
P4 (Ø=1/2")	3,00 m	-	0,00/-3,00 m dal p.c.	-2,70 m dal p.c.	-2,53 m dal p.c.	-1,62 m dal p.c.	
P5 (Ø=1/2")	3,00 m	-	0,00/-3,00 m dal p.c.	-2,10 m dal p.c.	-1,65 m dal p.c.	-1,48 m dal p.c.	
P6 (Ø=1/2")	3,00 m	-	0,00/-3,00 m dal p.c.	-3,00 m dal p.c.	-1,65 m dal p.c.	-1,48 m dal p.c.	-2,62 m dal p.c.

Entro l'area è presente un **antico pozzo di grosso diametro** ("pozzi scavati a mano") della profondità di 11 m, entro cui è stato misurato un **livello piezometrico pari a -1,95 m dal p.c.**

Si può pertanto ipotizzare che **entro l'unità dei depositi di contatto glaciale (intorno prova P5 e sondaggi S1-S2) e/o glaciali (intorno prova P3)**, nel complesso da debolmente umida a umida, la



locale presenza di maggiore frazione sabbiosa e di straterelli a maggiore permeabilità individui, a profondità variabile e probabilmente con spessore limitato livelli acquiferi che risultano dotati di un certo grado di artesianesimo e pertanto tendono ad andare in equilibrio tra loro ed a costituire complessivamente l'**acquifero confinato/semiconfinato** circolante in maniera discontinua ma estesa entro i depositi in prevalenza limoso-argillosi.

Anche l'unità ghiaioso-sabbiosa superficiale (**depositi lacustri**), che appare nei sondaggi priva di livelli saturi (vedi paragrafi precedenti e stratigrafie dei sondaggi), risulta tuttavia interessata da umidità e dal livello piezometrico nei piezometri dedicati e pertanto ragionevolmente potrebbe essere interessata da filtrazione idrica. Si richiede in proposito indagine integrativa, mediante scavi esplorativi superficiali.

4.5 Indagini Sismiche – Dati Sismostratigrafici

Al fine di verificare il comportamento sismico dei terreni di fondazione sono state predisposte, entro il sito di progetto, delle specifiche indagini per determinare la velocità di propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo.

In particolare si fa riferimento a due **stendimenti di sismica multicanale** con acquisizione delle onde di superficie, anche a bassa frequenza, ed analisi dei dati mediante metodologia MASW, finalizzato alla definizione della velocità di propagazione delle onde s nei primi 30 m di profondità dal p.c. (V_{s30}), come richiesto dalla normativa vigente.

I due stendimenti sono stati eseguiti in corrispondenza dei **Blocchi 2-3-4** (Masw1 – Settembre 2014) e **Blocchi 5-6-7** (Masw2 – Ottobre 2015).

Metodologia - Acquisizione dati

L'acquisizione dei dati è avvenuta secondo le modalità “*common-shot gathers*”, utilizzando strumentazione “Ambrogeo” costituita da un sismografo multicanale ECHO 24/2010 a 24+1 canali, con collegati 24 geofoni verticali OYO GEOSPACE con frequenza di 4,5 Hz. L'energizzazione è stata ottenuta mediante massa battente manovrata a mano (mazza da 8 kg – mod. SIS-020-000) agente a percussione su una piastra quadrata, collocata all'esterno dello stendimento dei geofoni.

E' stata quindi utilizzata la procedura di analisi MASW (*Multi-channel Analysis of Surface Waves*); i dati acquisiti sono stati elaborati mediante il software winMASW (creato dalla EliaSoft-Università degli Studi di Trieste).

Il risultato finale è la determinazione, in corrispondenza di ciascuno stendimento sismico del **profilo verticale medio della V_s** (velocità delle onde di taglio).

La procedura di analisi MASW utilizza la propagazione nel sottosuolo delle onde di superficie. Infatti le onde di Rayleigh (o di superficie) in un mezzo non stratificato si propagano in maniera lineare in funzione della distanza del geofono, al contrario in un mezzo stratificato subiscono il fenomeno della dispersione.

La curva di dispersione permette quindi di determinare le caratteristiche del sottosuolo. La velocità di propagazione per una certa lunghezza d'onda (λ), quindi frequenza, è infatti influenzata dalle proprietà che il mezzo possiede fino ad una profondità di $\lambda/2$.



La velocità delle onde di Rayleigh (V_R) è correlabile alla V_s , essendo pari a circa il 90% della velocità delle onde di taglio (V_s).

Particolare attenzione nell'interpretazione dei dati deriva dalla considerazione che gli spostamenti indotti dalle onde di superficie sono correlabili a diversi *modi* (frequenze diverse), che possono sovrapporsi, soprattutto nel dominio f-k, in funzione dei seguenti fattori:

- distribuzione dell'energia tra i vari modi
- particolari conformazioni geologiche
- *array* utilizzato in fase di acquisizione.

Se avviene tale sovrapposizione, può generarsi una curva di dispersione apparente, che può risultare fuorviante in fase di interpretazione e quindi nella successiva inversione. Al fine di individuare i *modi* non correlabili alla successione stratigrafica si eseguono numerosi scoppi a distanze variabili rispetto allo stendimento. Tutte le curve di dispersione vengono quindi visionate prima di procedere al processing del *dataset* prescelto. I modi superiori, se correttamente riconosciuti, concorrono ad elaborare un modello maggiormente vincolato e non costituiscono un "disturbo".

Tenuto conto di quanto richiesto per l'applicazione della normativa relativa alla progettazione geotecnica, si ritiene che la metodologia di analisi MASW, la cui validità tecnica e scientifica risulta oramai consolidata, risulti pienamente idonea alla definizione dei dati richiesti. Tale scelta risulta avvalorata dalle seguenti considerazioni:

1. La percentuale di energia convertita in onde Rayleigh è di gran lunga predominante (67%) rispetto a quella coinvolta nella generazione e propagazione delle onde P (7%) ed S (26%).
2. L'ampiezza delle *Surface Waves* dipende da $\sqrt{r}$ e non da r come per le *Body Waves*.
3. Il metodo MASW non è limitato, a differenza del metodo a rifrazione, dalla presenza di inversioni di velocità in profondità.
4. Il metodo MASW è contraddistinto da una buona risoluzione, a differenza del metodo a riflessione.
5. La propagazione delle onde di Rayleigh, anche se influenzata dalla V_p e dalla densità, è funzione innanzitutto della V_s , parametro di fondamentale importanza nella caratterizzazione geotecnica di un sito (categoria di suolo in base al Testo Unico).

La stima dell'andamento in profondità delle velocità V_s , mediante acquisizione sismica multicanale, viene ottenuta tramite inversione delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh.

La procedura prevede la possibilità di considerare tanto il modo fondamentale che quelli superiori e consta di due fasi operative principali:

- Determinazione dello spettro di velocità - Individuazione delle curve di dispersione
- Determinazione dell'andamento della velocità delle onde di taglio (V_s) sulla verticale - Inversione e/o *modelling* diretto della curva di dispersione

Sismostratigrafia

Vengono qui di seguito riportati i dati, le procedure ed i risultati relativi allo stendimento sismico predisposto entro l'area d'interesse.

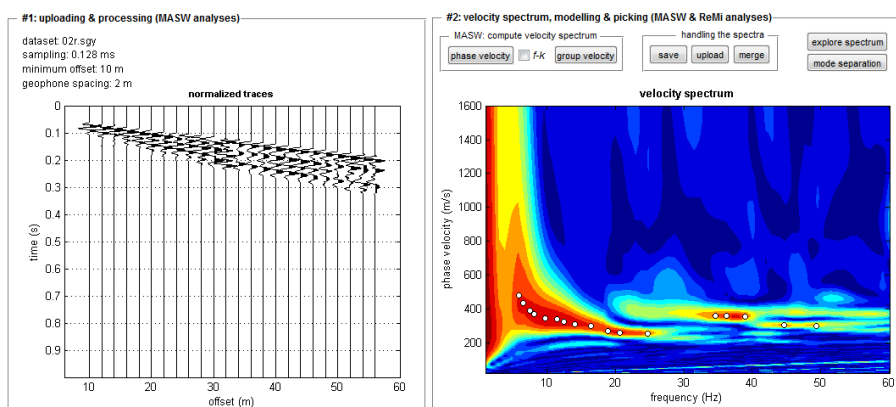
La linea sismica ha previsto un allineamento con distanza tra geofoni pari a 2,00 m; lo shot 1 utilizzato per l'analisi MASW, è stato ubicato 10 m all'esterno rispetto all'ultimo geofono.



Fase 1 - Determinazione spettro di velocità e picking della curva di dispersione

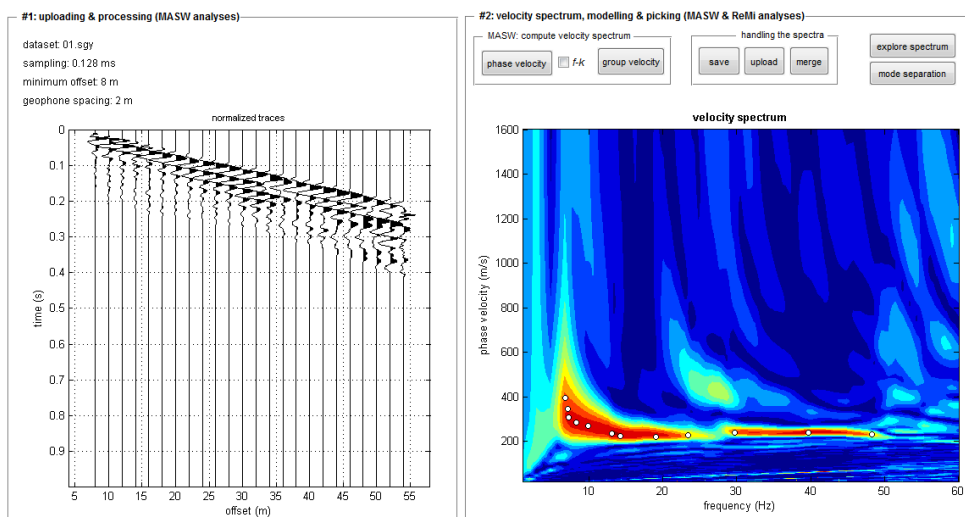
La prima operazione eseguita è la lettura del file acquisito in campagna (common-shot gather 02.dat e 0.1.dat). Una volta caricati i dati si procede con il calcolo dello spettro di velocità. Viene indicato come unico vincolo le massime e minime velocità e frequenze (in altri termini i limiti dello spettro di velocità).

MASW 1



Nel caso in esame sono stati individuati, mediante modellazione diretta, un modo fondamentale ed un modo superiore utilizzato per la successiva inversione della curva di dispersione.

MASW 2



Nel caso in esame è stato individuato, mediante modellazione diretta, un modo fondamentale utilizzato per la successiva inversione della curva di dispersione.



Fase 2 - Inversione della curva di dispersione

Il secondo passo da affrontare per ottenere il profilo verticale della V_s è l'inversione della curva di dispersione precedentemente "piccata".

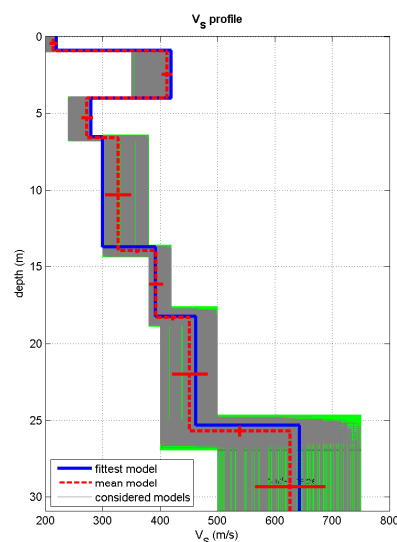
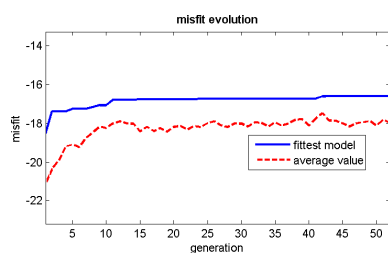
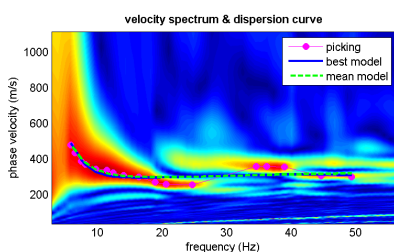
Nel contesto in esame poiché il gradiente di velocità non subisce variazioni drastiche è valida, per determinare il possibile spazio di ricerca, la cosiddetta assunzione $\lambda/2$ (data una certa lunghezza d'onda λ si assume che la sua velocità di propagazione dipenda dalle caratteristiche del mezzo ad una profondità pari a $\lambda/2$). I limiti del search space ("spazio di ricerca" o "spazio dei parametri") prescelti sono in ogni caso piuttosto ampi.

Per l'elaborazione dei modelli di velocità è stato impostato l'utilizzo di 7 strati, compatibile con l'assetto stratigrafico del sito d'interesse e con le finalità del presente studio.

Alcuni parametri genetici sono stati considerati pari a valori standard; i tassi di crossover e di mutazione sono fissati ad esempio sui valori di 0.75 e 0.1.

MASW 1

Dati relativi all'elaborazione dello shot 1:
dataset: 02R.sgy - offset minimo (m): 10
distanza intergeofonica (m): 1,0 - **campionamento (msec):** 0.128
curva di dispersione: lonatolido2014-88R RPrev01 File02r.cdp
Numero di individui: 40 - **Numero di generazioni:** 41
Numero di modelli utilizzati per il calcolo del modello medio: 1937



dataset: 02r.sgy
 dispersion curve: lonatolido2014-88R RPrev01 File02r.cdp
 V_{s30} (best model): 382 m/s
 V_{s30} (mean model): 384 m/s

www.winmasw.com

MODELLO MEDIO:

VS (m/s) :	214	412	273	327	393	452	627
Standard deviations (m/s) :	6	9	9	22	12	30	62
Spessore (m) :	0.9	3.1	2.6	7.4	4.3	7.3	
Standard deviations (m) :	0.0	0.0	0.1	0.1	0.2	0.3	

Stima approssimativa di Vp, densità e moduli elastici

Stima della Vp (m/s) :	445	858	568	681	818	941	1173
Stima della densità (gr/cm ³) :	1.86	2.02	1.92	1.96	2.01	2.04	2.09
Rapporto VP/VS:	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08	1.87
Modulo di Poisson:	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.30
Modulo di Taglio (MPa) :	85	342	143	210	310	417	823

Velocità medie stimate(mean model) :

VS5: 323 m/s; VS20: 341 m/s; VS30: 384 m/s

Possibile Tipo di Suolo: B(stimato sulla base del modello medio)

winMASW 4.1 Software per la determinazione dello spettro di velocità e l'inversione della curva di dispersione secondo il metodo MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves

ATTENZIONE! La classificazione del terreno è di pertinenza dell'utente, che ne deve valutare la tipologia sulla base della normativa e del profilo verticale VS.



MASW 2

Dati relativi all'elaborazione dello shot 1:

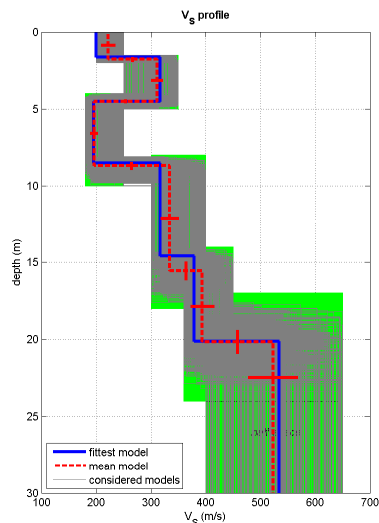
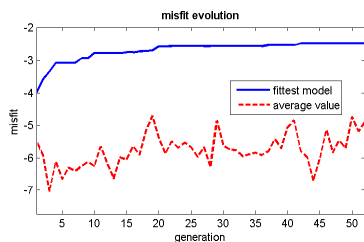
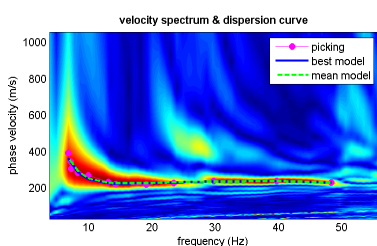
dataset: 01.sgy - offset minimo (m): 8

distanza intergeofonica (m): 2,0 - **campionamento (msec):** 0.128

curva di dispersione: lonatolido2015-135R RG file01.cdp

Numero di individui: 40 - **Numero di generazioni:** 41

Numero di modelli utilizzati per il calcolo del modello medio: 1937



www.winmasw.com

dataset: 01.sgy **Lonatolido2015-135R RG**
 dispersion curve: - - -
 Vs30 (best model): 333 m/s
 Vs30 (mean model): 336 m/s

MODELLO MEDIO:

VS (m/s):	222	311	196	334	394	523
Standard deviations (m/s):	12	11	7	17	21	45
Spessore (m):	1.8	2.7	4.2	6.9	4.6	
Standard deviations (m):	0.1	0.1	0.2	0.6	0.8	

Stima approssimativa di Vp, densità e moduli elastici

Stima della Vp (m/s):	462	647	408	695	820	978
Stima della densità (gr/cm ³):	1.87	1.95	1.84	1.97	2.01	2.05
Rapporto VP/VS:	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08	1.87
Modulo di Poisson:	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.30
Modulo di Taglio (MPa):	92	188	71	219	311	560

Velocità medie stimate(mean model):

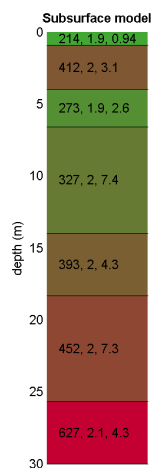
VS5: 259 m/s; VS20: 286 m/s; VS30: 336 m/s

Possibile Tipo di Suolo: C (stimato sulla base del modello medio)

winMASW 4.1 Software per la determinazione dello spettro di velocità e l'inversione della curva di dispersione secondo il metodo MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves

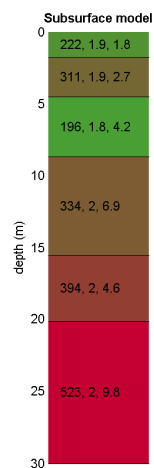
ATTENZIONE! La classificazione del terreno è di pertinenza dell'utente, che ne deve valutare la tipologia sulla base della normativa e del profilo verticale VS.

Si riassume qui di seguito le sezioni sismostratigrafiche schematiche.



MASW 1

V_s density thickness
(m/s) (gr/cm³) (m)



MASW 2

V_s density thickness
(m/s) (gr/cm³) (m)



5. MODELLO GEOTECNICO- GEOFISICO

Mediante la campagna di indagine geognostica (vedi paragrafi precedenti) ed i rilievi geologici e la ricostruzione del modello stratigrafico è stato possibile procedere alla definizione di un modello geologico-geotecnico e geofisico per il sito di progetto limitatamente al settore in cui sono previsti nuovi edifici. Per quanto concerne la stima dei parametri geotecnici principali sono state utilizzate formule di letteratura applicate in funzione della natura litologica di ciascuna unità. Il modello geofisico è stato ipotizzato correlando i dati geotecnici con quelli sismici acquisiti mediante lo stendimento di sismica multicanale con registrazione delle onde superficiali (metodologia MASW) entro il sito di progetto.

Al fine di illustrare meglio i rapporti tra le unità geologico-geotecniche descritte è stata redatta la **Tav. 4 - “Sezione Geologico-Geotecnica Interpretativa”** in scala 1:250/500, in allegato (cui si rimanda per maggiore chiarezza), prendendo come riferimento il rilievo dello stato di fatto fornito dai Progettisti e tenuto conto delle tipologie edilizie previste per i vari blocchi.

Si sottolinea che in caso di modifiche progettuali si dovrà predisporre un'apposita indagine integrativa anche tenendo conto dei differenti contesti geologici presenti entro l'area di progetto.

Viene di seguito schematizzata la successione stratigrafica delle unità geotecniche riconosciute con indicazioni sulle caratteristiche geotecniche e sismiche dei terreni, partendo dall'alto verso il basso, prendendo come quota di riferimento il p.c. esistente al momento delle indagini e secondo i due principali ambiti riconosciuti:

SETTORE PIANA LACUSTRE
PORZIONE NW DEL BLOCCO 1 / BLOCCHI 2-3-4 / BLOCCHI 6-7-8
INTORNO PROVE P1-P1BIS-P2-P3-P4-P6-P7 DA BIS A QUATER- P8-P8BIS
SONDAGGIO S1

TERRENO RIMANEGGIATO/RIPORTO (UNITÀ R)

Da 0,00 m a -0,40/1,80 m dal p.c.: si ha uno strato, di spessore limitato, di terreno prevalentemente limoso-sabbioso con rari clasti di ghiaia, con ciottoli e localmente con frammenti di laterizi, sciolto, di colore marrone e marrone scuro, asciutto, a grado di addensamento per lo più scarso.



UNITÀ L1: DEPOSITI LACUSTRI GROSSOLANI

Da -0,40/-1,80 m a -1,80/-5,10 m dal p.c.: ghiaia con sabbia grossolana debolmente limosa con rari ciottoli e sabbia con ghiaia e con ciottoli angolari, da asciutta/debolmente umida a bagnata, di colore beige, grigio-beige. L'unità risulta complessivamente mediamente addensata (N_{spt} caratteristico $\rightarrow$ 19-30 colpi) e localmente molto addensata (N_{spt} caratteristico >50 colpi). A questa unità geotecnica possono essere attribuiti i seguenti parametri:

γ	19-20 kN/m ³	Peso unitario del terreno
γ'	9-10 kN/m ³	Peso unitario del terreno immerso in falda
Cu	-	Coesione non drenata
Dr	55-65%	Densità relativa (Skempton)
ϕ	32°-36°	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	320-410 m/sec	Velocità di propagazione delle onde S

UNITÀ CG DEPOSITI DI CONTATTO GLACIALE

SOTTOUNITA' CG1

Da -1,80/-5,10 m a -5,70/-9,30 m dal p.c.: costituita da limo con argilla, localmente con livelli di limo sabbioso da argilloso a debolmente argilloso, con rari clasti di ghiaia e ciottoli sub-angolari, da scarsamente a mediamente addensato e/o da moderatamente consistente a consistente (N_{spt} caratteristico $\rightarrow$ 6-16, 5-10 e 11-19 colpi), da debolmente umido a umido con livelli bagnati, di colore grigio e/o con screziature ocracee. A questa unità geotecnica possono essere attribuiti i seguenti parametri:

γ	18-19 kN/m ³	Peso unitario del terreno
γ'	8-9 kN/m ³	Peso unitario del terreno immerso in falda
Cu*	40-80 kPa* 70-90 kPa*	Coesione non drenata
Dr*	25%-50%*	Densità relativa (Skempton)
ϕ^*	24°-30°* 28°-32°*	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	200-280 m/sec	Velocità di propagazione delle onde S

* I parametri sono stati stimati in maniera alternativa, attribuendo ai terreni una natura solo coesiva o esclusivamente granulare. Ai fini dei calcoli progettuali si rimanda al Progettista la scelta di utilizzare la coesione o l'angolo d'attrito; l'eventuale scelta di utilizzare parametri "misti" dovrà essere attentamente valutata e non potrà in ogni caso prevedere l'utilizzo "pieno" dei parametri stimati.

SOTTOUNITA' CG2

Da -5,70/-9,30 m a -7,50/-15,00 m dal p.c.: costituita da limo con argilla con rari elasti di ghiaia e ciottoli sub-angolari, mediamente addensato e/o da consistente a molto consistente (N_{spt} caratteristico →16-30 colpi) di colore grigio, debolmente umido. Le caratteristiche geotecniche sono di seguito elencate:

γ	19-20 kN/m ³	Peso unitario del terreno
Cu*	90-120 kPa*	Coesione non drenata
Dr*	55-70%*	Densità relativa (Skempton)
ϕ^*	32°-34°*	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	310-330 m/sec 380-400 m/sec	Velocità di propagazione delle onde S

* I parametri sono stati stimati in maniera alternativa, attribuendo ai terreni una natura solo coesiva o esclusivamente granulare. Ai fini dei calcoli progettuali si rimanda al Progettista la scelta di utilizzare la coesione o l'angolo d'attrito; l'eventuale scelta di utilizzare parametri "misti" dovrà essere attentamente valutata e non potrà in ogni caso prevedere l'utilizzo "pieno" dei parametri stimati.

In base ai dati sismostratigrafici raccolti ed alle stratigrafie dei pozzi più prossimi si può ipotizzare la presenza dell'unità CG argilloso-limosa con continuità fino almeno 18-25 m di profondità dal p.c. con velocità di propagazione delle onde s medie (Vs pari a circa 380-400 m/sec). Oltre si può ipotizzare la presenza di depositi glaciali prevalentemente argillosi maggiormente consistenti e/o addensati (unità geotecniche G) a velocità di propagazione delle onde s medio-elevate (Vs pari a circa 450-690 m/sec).

SETTORE DI BORDO COLLINARE PORZIONE SE DEL BLOCCO 1 ED INTORNO PROVA P3

TERRENO RIMANEGGIATO/RIPORTO (UNITÀ R)

Da 0,00 m a -0,30 m dal p.c.: si ha uno strato, di spessore limitato, di terreno prevalentemente limoso-sabbioso con rari clasti di ghiaia, con ciottoli e localmente con frammenti di laterizi, sciolto, di colore marrone e marrone scuro, asciutto, a grado di addensamento per lo più scarso.

UNITÀ L1: DEPOSITI LACUSTRI

Da -0,30 m a -3,00 m dal p.c.: ghiaia con sabbia grossolana debolmente limosa con rari ciottoli e sabbia con ghiaia e con ciottoli angolari, da asciutta a debolmente umida, di colore beige, grigio-beige. L'unità risulta complessivamente mediamente addensata (N_{spt} caratteristico →19-30 colpi). A questa unità geotecnica possono essere attribuiti i seguenti parametri:

γ	19-20 kN/m ³	Peso unitario del terreno
Cu	-	Coesione non drenata
Dr	55-65%	Densità relativa (Skempton)
ϕ	32°-36°	Angolo di resistenza al taglio efficace
Vs	400-410 m/sec	Velocità di propagazione delle onde S



Unità G Depositi glaciali

Oltre -3,00 m dal p.c.: localmente (**Intorno Prova P3**) si rinviene l'unità geotecnica riferita probabilmente al substrato morenico e costituita da miscele di ghiaie, sabbie e limi in matrice argillosa da abbondante a molto abbondante, molto consistente e/o da addensato a molto addensato (N_{spt} caratteristico $\rightarrow$ 40-50 e >50 colpi). L'unità risulta per lo più da debolmente umida a umida ma con possibili livelletti baganati. Per questa unità possono essere stimati i seguenti parametri:

γ	19-20 kN/m ³	Peso unitario del terreno
γ'	8-9 kN/m ³	Peso unitario del terreno immerso in falda
Cu	30-50** kPa	Coesione non drenata
ϕ	34°-36°**	Angolo di resistenza al taglio efficace
Dr	75% - 85%**	Densità relativa (Skempton)
Vs	410-480 m/sec	Velocità di propagazione delle onde s

** I parametri sono stati stimati in maniera congiunta, attribuendo ai terreni una natura sia coesiva che granulare. Ai fini dei calcoli progettuali si rimanda al Progettista la scelta di utilizzare la coesione o l'angolo d'attrito; l'eventuale scelta di utilizzare parametri "misti" dovrà essere attentamente valutata.

6. PERMEABILITA' DEI TERRENI

La permeabilità di un terreno è essenzialmente funzione della sua porosità efficace e viene espressa dal coefficiente di permeabilità (k) che ha la dimensione di una velocità. La permeabilità dipende dalla granulometria dei terreni risultando maggiore per i terreni grossolani rispetto a quelli con caratteristiche granulometriche fini.

L'eterogeneità granulometrica di un terreno riduce sensibilmente il valore della permeabilità poiché la presenza di matrice fine (limo e argilla), anche se subordinata in percentuale allo scheletro granulare, ostacola la filtrazione.

Ai terreni ghiaioso-sabbiosi riferibili all'**unità dei depositi lacustri, 11**, presenti entro i primi 2-5 m dal p.c. può essere attribuito un valore del **coefficiente di permeabilità medio-elevato** $k = 10^{-3}/10^{-4}$ m/s, la cui stima è stata ricavata da dati reperiti in letteratura; ai sottostati terreni (**depositi di contatto glaciale/morena di fondo, CG, e depositi glaciali, G**) prevalentemente limoso-argilloso può essere al contrario attribuito un **valore di permeabilità nel complesso da basso a molto basso con $k = 10^{-6}/10^{-7}$ m/s.**



7. VULNERABILITA' NATURALE DEGLI ACQUIFERI

La vulnerabilità intrinseca di un sito è legata alla componente naturale (funzione delle caratteristiche idrogeologiche del territorio), mentre la pericolosità di un sito è legata alla componente antropica data dai fattori a rischio (attività inquinanti).

L'obiettivo della cartografia tematica relativa alla vulnerabilità all'inquinamento delle acque sotterranee e dei suoli è quello di:

- fornire informazioni circa il diverso grado di idoneità dei vari settori ad accogliere insediamenti o attività;
- localizzare e stabilire le situazioni di incompatibilità dello stato di fatto, così da consentire interventi per l'attenuazione del rischio;
- evidenziare natura ed entità del rischio in funzione delle diverse attività prefigurabili per uno stesso sito;
- contribuire all'individuazione di vincoli e condizioni di gestione di determinate attività da attuare attraverso la disciplina urbanistica (NGP – Norme Geologiche di Piano).

7.1 METODOLOGIA UTILIZZATA

La metodologia proposta, in conformità con quanto suggerito dal metodo DRASTIC (Aller et al., 1985), fornisce una zonazione del territorio, classificandolo sulla base dei 7 parametri che più direttamente condizionano le possibilità di evoluzione di un fenomeno di contaminazione delle acque sotterranee, mediante un indice di vulnerabilità.

I parametri per la valutazione della vulnerabilità naturale di un territorio sono suddivisibili in statici (caratteri tessiturali del suolo; caratteri tessiturali del non saturo e del saturo; conducibilità idraulica del saturo; topografia) e dinamici (soggiacenza; ricarica). Questo implica che le condizioni possono variare nel tempo, soprattutto al variare della soggiacenza. E' quindi importante riferire la vulnerabilità ad un preciso periodo temporale e mantenere la situazione monitorata, per cogliere eventuali variazioni.

La metodologia prevede alcuni passaggi di elaborazione:

- analisi dei parametri riferendoli al territorio in studio;
- attribuzione ai dati relativi a ciascun parametro di un valore, da 1 a 10, secondo una funzione;
- assegnazione di un peso ai vari parametri variabile da 1 a 5;
- calcolo di un indice di vulnerabilità, variabile da 23 a 230, dato dalla sommatoria dei valori risultanti dal prodotto del peso per ciascun parametro;
- classificazione dell'indice di vulnerabilità per fornire una suddivisione in 10 classi di vulnerabilità.



7.2 VULNERABILITA' DELLA FALDA SUPERFICIALE

La valutazione della vulnerabilità è relativa a ciascun acquifero, in quanto cambiano i riferimenti della zona satura, della zona non satura e della soggiacenza, mentre rimangono invariati la protettività dei suoli, la acclività e la ricarica.

Nel territorio comunale di Lonato del Garda, è stata valutata la vulnerabilità naturale delle acque di prima falda che possono costituire fonte di alimentazione per le acque sottostanti, oltre che per l'idrografia superficiale. Tali acquiferi non risultano in ogni caso sfruttati ad uso idropotabile per l'acquedotto comunale.

Secondo la metodologia indicata sono state svolte varie fasi **in maniera mirata al sito di studio ed ai dati per esso raccolti**.

1) Analisi dei parametri ed attribuzione dei relativi valori.

I parametri considerati per l'analisi della vulnerabilità della falda superficiale sono:

Caratteristiche tessiturali del suolo: sono necessarie al fine di valutare la capacità protettiva di un suolo; più risulta elevata, minore è la vulnerabilità di un sito. In base alle caratteristiche pedologiche prima descritte, i suoli sono stati classificati secondo tre gradi di protettività (alta, media, bassa) ai quali sono stati attribuiti valori differenti.

I valori assegnati sono:

<i>protettività</i>	<i>valore</i>
bassa	8
media	5
alta	2

Caratteristiche tessiturali del non saturo e del saturo: questi aspetti incidono sul calcolo della vulnerabilità perchè le tessiture influenzano la possibilità di percolazione dell'acqua e/o di un eventuale inquinante, nel non saturo, e di deflusso, nel saturo.

I valori attribuiti sono:

<i>litologia</i>	<i>valore non saturo</i>	<i>valore saturo</i>
depositi lacustri grossolani, di conoide, di spiaggia	7	7
depositi lacustri fini		
depositi di contatto glaciale e glaciali fini	6	6

Conducibilità idraulica del saturo: questo parametro è strettamente connesso con la litologia dei depositi ed incide sulla vulnerabilità di un sito determinando la velocità con cui un eventuale inquinante si sposta in falda. Si è mantenuta la suddivisione litologica già indicata, ipotizzando conducibilità differenti. I valori assegnati sono:

<i>conducibilità</i>	<i>valore</i>
depositi di contatto glaciale e glaciali fini	5-6



Topografia: la maggiore acclività di un territorio consente un deflusso superficiale più veloce e quindi una possibilità di infiltrazione superficiale minore; viceversa bassi gradienti topografici favoriscono il ristagno dell'acqua, e quindi anche di eventuali inquinanti, con conseguente possibile infiltrazione. Sono state definite tre classi di acclività: bassa (<5%), connessa alla zone pianeggianti; media, sulle zone di raccordo tra pianura e versante; elevata (> 20%) sui versanti delle colline moreniche. I valori assegnati sono:

<i>topografia</i>	<i>valore</i>
bassa	9

Ricarica: zone ad elevata ricarica hanno maggiori probabilità che si creino fenomeni di infiltrazione di acqua che può trascinare con sé materiale inquinato. Non si possono ipotizzare particolari variazioni di ricarica in una zona così ristretta ed è quindi stata assegnata un'unica classe. In base alla piovosità media del sito supponendo una ricarica del 15-20%, e tenendo conto delle funzioni suggerite dal metodo adottato, è stato utilizzato un **valore pari a 4**.

Soggiacenza: la soggiacenza della falda, cioè la profondità dell'acqua dal piano campagna, condiziona la vulnerabilità naturale di un sito in quanto maggiore è la soggiacenza, e quindi il percorso che un inquinante deve compiere per raggiungere la tavola d'acqua, maggiore è la possibilità che esso si abbatta o comunque diminuisca la sua concentrazione. Anche per valutare questo parametro si è tenuto conto della suddivisione in unità litostratigrafiche ed idrogeologiche, identificando 5 classi di soggiacenza, in relazione alle caratteristiche degli acquiferi in territorio di Lonato del Garda.

Le classi ed i valori attribuiti sono:

<i>soggiacenza</i>	<i>valore</i>
tra 0 e 2 m	10
tra 2 e 5 m	8
tra 5 e 10 m	7
tra 10 e 20 m	4
> 20 m	2

Un altro aspetto di cui si è tenuto conto è la presenza di aree di intensa urbanizzazione e quindi di zone in cui l'influenza della eventuale protettività dei suoli è completamente annullata, essendo perlopiù asportati. In questi casi è stato attribuito un valore massimo, pari a "10" al parametro "suolo".

2) Assegnazione dei pesi ai parametri

A ciascun parametro viene assegnato un peso, in funzione del diverso ruolo di ciascun parametro nella valutazione della vulnerabilità. I pesi attribuiti secondo il metodo Drastic normale sono:

<i>parametro</i>	<i>peso</i>
profondità falda	5
tessitura non saturo	5
ricarica	4
tessitura acquifero	3



conducibilità idraulica	3
tessitura suolo	2
acclività	1

3) Determinazione dell'indice di vulnerabilità

Per ogni singolo parametro è stata realizzata una carta di base per poter identificare i poligoni a cui associare il valore appropriato. All'interno di ogni poligono, il prodotto del valore di ciascun parametro per il relativo peso, sommati tra loro, determina un indice di vulnerabilità, variabile da 23 a 230. In tal modo si associa ad ogni poligono un indice che tiene conto di tutti gli elementi che su di esso agiscono.

Calcolando tutte le possibili combinazioni valore*peso, si è ottenuto un campo di variabilità teorico, entro cui ricadono le suddivisioni litologiche principali effettuate sul territorio, rappresentato da un indice di vulnerabilità possibile minimo e massimo, con 46 combinazioni per ciascuna litologia. Gli indici ottenibili realmente, derivati da combinazioni reali, sono ovviamente molto meno.

4) Classificazione dell'indice di vulnerabilità

L'indice di vulnerabilità è stato quindi suddiviso in 10 classi di vulnerabilità, di seguito indicate.

<i>classe</i>	<i>definizione</i>	<i>range</i>	<i>%</i>
1	minima	23 - 43	(0-10%)
2	estremamente bassa	44 - 64	(11-20%)
3	molto bassa	65 - 85	(21-30%)
4	bassa	86 - 106	(31-40%)
5	mediamente bassa	107 - 127	(41-50%)
6	mediamente alta	128 - 147	(51-60%)
7	alta	148 - 168	(61-70%)
8	molto alta	169 - 189	(71-80%)
9	estremamente alta	190 - 210	(81-90%)
10	massima	211 - 230	(91-100%)

5) Carta di vulnerabilità degli acquiferi superficiali

Le elaborazioni hanno individuato nel territorio comunale di Lonato d/G la presenza di 3 classi di vulnerabilità, e precisamente dalla 6 (mediamente alta) alla 8 (molto alta), evidenziate in grassetto nella tabella precedente. Le classi sono riportate nella Carta di Idrogeologica con indicazioni sulla vulnerabilità della falda superficiale, in scala 1:10.000 (TAV.6).

Per le aree di studio come risultante dall'applicazione sito specifica della metodologia illustrata si ottengono valori compresi tra 132 e 150 e pertanto per lo più entro la classe 6 a vulnerabilità mediamente alta e nelle condizioni più cautelative entro la classe 7 a vulnerabilità alta



7.3 VULNERABILITA' DELLE FALDE MEDIE E PROFONDE

Per quanto riguarda la vulnerabilità delle falde medie e profonde, il parametro che maggiormente modifica le classi di vulnerabilità rispetto alle falde superficiali è la soggiacenza. Come visto, questa è per tutto il territorio comunale maggiore di 50-60 m (falde medie) e di 100-120 m (falde profonde).

Altro elemento differente è la litologia del saturo: per le falde medie e profonde la litologia è infatti la medesima su buona parte del territorio ed è costituita da materiale grossolano (ghiaioso-sabbioso o ghiaioso-conglomeratico).

Riguardo alla tessitura del non saturo si possono identificare alcune situazioni tipo. Rimangono invariati, rispetto alla valutazione della vulnerabilità della falda superficiale, la protettività dei suoli, la topografia e la ricarica. In conclusione la vulnerabilità degli acquiferi medi e profondi risulta da bassa a mediamente bassa.

Non è stata creata una carta di vulnerabilità per la falda profonda in quanto la situazione è abbastanza omogenea all'interno del territorio comunale.



8. RISPOSTA SISMICA DEL SITO - ANALISI DEL RISCHIO SISMICO

Per la valutazione dell'Azione Sismica il Testo Unico (D.M. 14/01/08) richiede l'utilizzo dei metodi, delle formule e delle tabelle in esso riportate, nonché l'applicazione di quanto previsto ai paragrafi 3.2.3.2, 3.2.3.3, 3.2.3.4 e 3.2.3.5. Non sono state condotte specifiche analisi di Risposta Sismica Locale; sono stati quindi utilizzati i metodi semplificati previsti dal D.M. 14/01/08.

L'indagine geognostica e sismica e lo studio geologico hanno quindi permesso di definire un modello geologico-geotecnico e geofisico e di analizzare le caratteristiche geomorfologiche del sito al fine di definire la Categoria di Sottosuolo e la Categoria Topografica, che potranno essere utilizzate per la stima dell'Azione Sismica e più in generale per la progettazione delle opere.

Mediante il programma Excel "Spettri-NTC (ver. 1.0.3)" è possibile definire gli Spettri di Risposta Elastici ed i Parametri di Pericolosità Sismica definiti per il sito di progetto sulla base dei risultati del progetto S1 – INGV (**Fase 1**).

Lo sviluppo delle **Fasi 2 e 3**, per la definizione degli Spettri di Risposta Elastici di progetto, relativi ai vari Stati Limite, necessita la conoscenza e/o la scelta di parametri progettuali di competenza dei Tecnici Progettisti delle opere.

Nei paragrafi successivi si forniscono quindi, per quanto di pertinenza del Geologo, i dati inerenti la Risposta Sismica e la Pericolosità Sismica del Sito nonché i parametri sismici normativi (Fase 1 e parzialmente Fase 2). **Si rimane altresì disponibili per un'eventuale sviluppo congiunto, delle fasi 2 e 3 e quindi della definizione dei parametri relativi all'azione sismica di progetto.**

E' stata inoltre presa in esame la stabilità del sito nei confronti della liquefazione, come richiesto al paragrafo 7.11.3.4 del D.M. 14/01/08.

8.1 Categoria di Sottosuolo e Categoria Topografica ai sensi del D.M 14/01/08

Viene di seguito fornita una classificazione e caratterizzazione dei terreni secondo quanto indicato dalle norme tecniche per il progetto sismico allegate al D.M. 14/01/08.

Il sottosuolo è stato classificato secondo le tabelle allegate al D.M. 14/01/08 e riportate di seguito:

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

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



Tabella 3.2.III – *Categorie aggiuntive di sottosuolo.*

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Il valore di $V_{s,30}$ è stato stimato utilizzando l'espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [\text{m/s}]. \quad (3.2.1)$$

Secondo il D.M.14/01/08 e tenuto conto dei dati sismostratigrafici relativi ai terreni d'interesse, considerati a partire dal p.c. generale ed **in relazione ai dati raccolti entro il sito di progetto (ambito di piana lacustre intermedio e di valle)**, possono essere stimati i seguenti valori di $V_{s,30}$:

~ 340-380 m/sec

In base ai dati sismostratigrafici può quindi essere definita una **categoria di sottosuolo "B/C"**; poiché la categoria definita dovrà risultare in ogni caso compatibile con quanto risultante dall'analisi di 2° livello eseguita ai sensi della L.R. 12/05 e dei relativi Criteri attuativi **(vedi successivi ¶8.2 e ¶8.3) in ultimo esemplificata dall'All. 5 alla D.G.R. 9/2616/2011 la cui applicazione risulta prevista anche dalle Normative Sismiche comunali vigenti** si rimanda ai paragrafi successivi per la **definizione della categoria di progetto**

Per quanto concerne le caratteristiche geomorfologiche si potrà fare riferimento alla tabella 3.2.IV del D.M. 14/01/08.

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

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

Per il sito di progetto, inserito in un contesto sub-pianeggiante si potrà tenere conto, di una **categoria topografica T1**.

Anche in questo caso tale categoria dovrà risultare compatibile con quanto risultante dall'analisi di rischio sismico di 1° e 2° livello ai sensi della normativa regionale (vedi successivi ¶7.2 e ¶8.3) in ultimo esemplificata dall'All. 5 alla D.G.R. 9/2616/2011.

8.2 Analisi del rischio sismico – Pericolosità Sismica Locale ai sensi della D.G.R. 9/2616 del 2011 - ANALISI DI 1° LIVELLO

In questo capitolo verrà eseguita una valutazione del rischio sismico correlato alle particolari condizioni geologiche e geomorfologiche dell'ambito in cui è inserita l'area di progetto.

Sarà quindi valutata l'amplificazione sismica locale secondo la metodologia e le procedure indicate nell'All. 5 della D.G.R. n° 9/2616 del 2011.

Le condizioni locali possono influenzare, in occasione di eventi sismici, la pericolosità sismica di base producendo effetti di cui si deve tener conto nella valutazione della pericolosità sismica di un'area. Gli effetti indotti da particolari condizioni geologico-morfologiche sono infatti in grado di produrre danni diversificati su fabbricati con caratteristiche analoghe, entro zone anche ravvicinate (fino a poche decine di m). In tali situazioni si possono verificare fenomeni di focalizzazione dell'energia sismica incidente, con esaltazione delle ampiezze delle onde, fenomeni di riflessione multipla con variazione delle ampiezze delle vibrazioni e delle frequenze del moto.

Il primo elemento indispensabile per qualsiasi studio finalizzato al riconoscimento delle aree potenzialmente pericolose dal punto di vista sismico è l'individuazione della categoria del terreno. Nel caso in esame la definizione di questo parametro è stata ottenuta mediante l'esecuzione delle indagini sismiche e geognostiche (vedi paragrafi precedenti).

La procedura prevede quindi la valutazione di vari gruppi di effetti locali:

- effetti di sito o di amplificazione sismica locale;
- effetti di instabilità;
- effetti di cedimenti e/o liquefazione.

Per l'area d'interesse verranno valutati gli **effetti di sito e di cedimenti e/o liquefazione** mentre sono da escludere effetti di amplificazione correlati ad instabilità dei luoghi (vedi specifico paragrafo).

8.2.1 Effetti di sito o di amplificazione sismica locale

Gli effetti di amplificazione sismica locale o di sito sono rappresentati dall'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che il terremoto di riferimento, relativo al *bedrock*, può subire durante l'attraversamento degli strati di terreno sovrastanti il *bedrock*, a causa dell'interazione delle onde sismiche con le particolari condizioni locali.

Si distinguono quindi gli effetti di **amplificazione topografica** e quelli di **amplificazione litologica**.

Gli effetti di amplificazione topografica si verificano quando le condizioni locali sono rappresentate da morfologie superficiali articolate e da irregolarità topografiche in generale.



Gli scenari di pericolosità sismica locale cui si correlano effetti di amplificazione topografica sono riportati nella Tab. 1 dell'All.5 della D.G.R. 9/2616 del 2011:

Sigla	SCENARIO DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	EFFETTI
Z3a	Zona di ciglio $H > 10$ m (scarpata con parete subverticale, bordo di cava, nicchia di distacco, orlo di terrazzo fluviale o di natura antropica)	Amplificazioni Topografiche
Z3b	Zona di cresta rocciosa e/o cocuzzolo	

Nessuno di questi scenari è riconoscibile per l'area d'interesse, caratterizzate da un andamento sub-pianeggiante.

Gli effetti di amplificazione litologiche o geometriche si verificano quando le condizioni locali sono rappresentate da morfologie sepolte (bacini sedimentari, chiusure laterali, corpi lenticolari, eteropie ed interdigitazioni, gradini di faglia, ecc.) e da particolari profili stratigrafici costituiti da litologie con determinate proprietà meccaniche. Tali condizioni possono generare esaltazione locale delle azioni sismiche trasmesse dal terreno, fenomeni di risonanza fra onda sismica incidente e modi di vibrare del terreno e fenomeni di doppia risonanza fra periodo fondamentale del moto sismico incidente e modi di vibrare del terreno e della sovrastruttura.

Gli scenari di pericolosità sismica locale cui si correlano effetti di amplificazione litologica sono riportati nella Tab. 1 dell'All.5 della D.G.R. 9/2616 del 2011:

Sigla	SCENARIO DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	EFFETTI
Z4a	Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi	Amplificazioni litologiche e geometriche
Z4b	Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio-lacustre	
Z4c	Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (compresi le coltri loessiche)	
Z4d	Zone con presenza di argille residuali e terre rosse di origine eluvio-colluviale	

L'area di progetto interessata dall'edificazione ricade prevalentemente in un contesto assimilabile ad aree di fondovalle con presenza di depositi granulari e/o coesivi cui è correlabile uno **scenario di tipo Z4a** e marginalmente (angolo S) entro un contesto morenico **scenario di tipo Z4c**. Verranno quindi applicate le procedure di 2° livello previste dall'All. 5 della D.G.R.9/2616/2011; tali analisi sono state eseguite nei paragrafi successivi (vedi ¶ 8.3).



8.2.2 Effetti di cedimenti e/o liquefazione

Gli scenari di pericolosità sismica locale correlati ad effetti di cedimenti e/o liquefazione sono riportati nella Tab. 1 dell'All. 5 della D.G.R. 8/7374 del 2008:

Sigla	SCENARIO DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	EFFETTI
Z2	Zone con terreni di fondazione particolarmente scadenti (riporti poco addensati, terreni granulari fini con falda superficiale)	Cedimenti e/o liquefazioni

Dall'analisi della cartografia allegata al PGT risulta che la porzione NE dell'area di progetto ricade in **scenario tipo Z2** soggetto potenzialmente ad amplificazioni correlate ad effetti di cedimenti e/o liquefazioni definito *“Zona con terreni di fondazione particolarmente scadenti (riporto poco addensato, terreni granulari fini con falda superficiale)”*. Verranno quindi applicate le procedure di 3° livello previste dall'All. 5 della D.G.R. 9/2616/2011; tali analisi sono state eseguite nei paragrafi successivi (vedi ¶ 8.6) seppure per l'ambito adiacente.

8.3 Analisi del rischio sismico – Pericolosità Sismica Locale ai sensi della D.G.R. 9/2616 del 2011 - STIMA DEGLI EFFETTI LITOLOGICI E DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE DI SITO (2° Livello di approfondimento – All. 5 della D.G.R. 9/2616 del 30/11/2011)

Tenuto conto di tutti i dati illustrati nei precedenti paragrafi ed in particolare dei dati sismostratigrafici relativi ai due diversi settori geotecnici individuati e quindi del modello stratigrafico-geofisico-geotecnico evidenziato, sono state applicate entro il sito di progetto le procedure finali dell'All.5 della D.G.R. 9/2616/2011 per la stima degli effetti litologici e del relativo Fattore di Amplificazione di Sito (Fa di sito) da correlare al Fattore di Soglia individuato dalla normativa regionale.

I terreni entro il sito di progetto possono essere classificati, sulla base dei dati geotecnici e sismostratigrafici e secondo le tabelle allegate al D.M. 14/01/08 entro la **categoria di suolo B/C** (vedi paragrafi precedenti, ¶ 8.1).

Si è pertanto proceduto a sviluppare la procedura per entrambe le sezioni sismostratigrafiche eseguite (Masw 1 e 2) e comunque a partire dal p.c..

In accordo con la procedura, per i siti prescelti, la successione stratigrafica di riferimento e lo spessore e la velocità di ciascuno strato, come definiti nel modello geofisico, sono stati riportati nelle “Schede di Stima degli Effetti Litologici” (in allegato).

Il primo passo della procedura prevede la definizione della scheda di valutazione (All. 5 - D.G.R. 9/2616 del 2011) più idonea alla stima degli effetti litologici. Nell'elaborazione dei dati sono state utilizzate le schede, tenuto conto in via prioritaria delle descrizioni litologiche solo se compatibili con i



campi di validità riportati nei diagrammi Z-Vs (secondo quanto indicato dalla normativa) per $V_s < 600$ m/sec.

Il passo successivo permette la definizione della curva caratteristica da utilizzare per la stima del valore di F_a di sito. La profondità del primo strato (>4 m) e/o del primo strato equivalente e la relativa velocità V_s , definiscono la curva caratteristica da utilizzare ai fini dei calcoli.

E' stato quindi calcolato il valore del periodo del sito (T), riportato nelle schede in allegato, ottenuto considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore è uguale o superiore a 800 m/sec ed utilizzando la formula riportata nell'All.5.

Si è quindi proceduto alla stima del fattore di amplificazione di sito (F_a di sito):

	Scheda litologica utilizzata	Fa di sito Periodo T compreso tra 0,1 s e 0,5 s	Fa di sito Periodo T compreso tra 0,5 s e 1,5 s
MASW 1	TERRENO LIMOSO SABBIOSO – TIPO 2	1,8	1,3
MASW 2	TERRENO LIMOSO SABBIOSO – TIPO 2	1,8	1,3

Infine è stato eseguito il confronto con i valori F_a di soglia comunale, definiti dalla D.G.R. 9/2616 del 2011 per le diverse Categorie di Sottosuolo; i risultati (riportati nelle schede in allegato) sono di seguito riassunti:

	Periodo T compreso tra 0,1 s e 0,5 s		Periodo T compreso tra 0,5 s e 1,5 s	
	Fa di sito	Fa di soglia	Fa di sito	Fa di soglia
MASW 1	1,8	B → 1,5 C → 1,8	1,3	B → 1,7 C → 2,4
MASW 2	1,8		1,3	

Si rileva pertanto che:

- **per edifici con periodo T compreso tra 0,1 e 0,5 s** si ottiene un valore di F_a di sito superiore al valore di soglia previsto per la categoria di sottosuolo B ed un valore di F_a di sito pari al valore di soglia previsto per la categoria di sottosuolo C; il valore di F_a di sito risulta quindi **compatibile** con quello di soglia per la **Categoria di Sottosuolo C**;

- **per edifici con periodo compreso tra 0,5 s e 1,5 s** si ottiene sempre un valore F_a di sito inferiore a quello di soglia normativo e compatibile con quello di soglia previsto per la **Categoria di sottosuolo B**.



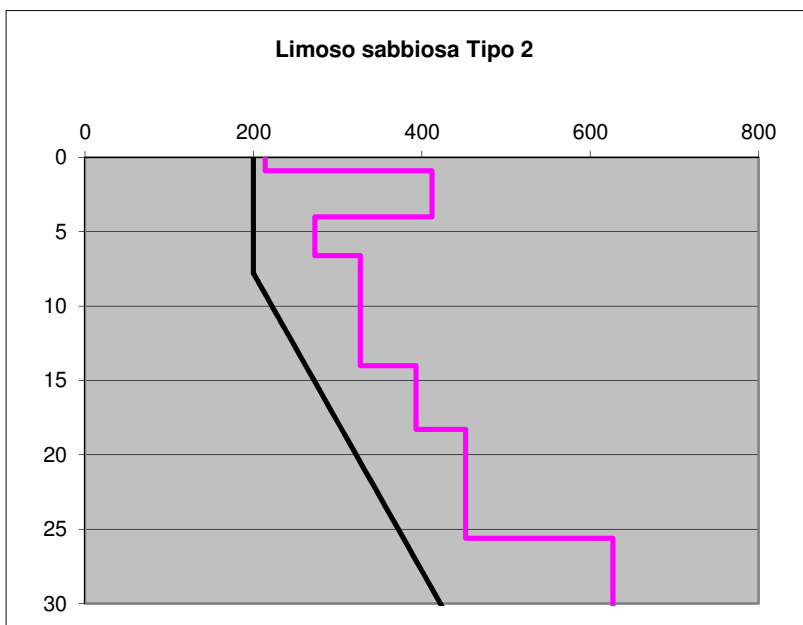
STIMA DEGLI EFFETTI LITOLOGICI - ANALISI DI 2° LIVELLO

secondo le procedure dell'All. 5 - D.g.r. 9-2616 del 30/11/2011

TERRENO LIMOSO SABBIOSO - TIPO 2

Prof base	Nspt	Vs
0		
0,9		214
4		412
6,6		273
14		327
18,3		393
25,6		452
30,6		627
35,6		700
40,6		800
45,6		800
Oltre 35,6 m		> 800

PERIODO DEL SITO	
T	0,312



PRIMO STRATO	
Prof. base	4
Vs	367

Curva caratteristica	
n ^c	3

Limoso sabbiosa 2

Profondità primo strato

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	20	25	30	35	40	50	60
200				1	1	1	1	1	1	1												
250				2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1							
300				3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2						
350				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3					
400				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3				
450				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3			
500				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3		
600				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
700				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3

VERIFICA

Valori Fa di sito

0,1 s < T < 0,5 s	1,8
0,5 s < T < 1,5 s	1,3

COMUNE DI Lonato d/G

Valori Fa di soglia

Terreni di tipo:

B	C	D	E
1,5	1,8	2,3	2
1,7	2,4	4,3	3

Note: - **AMBITO DI BORDO COLLINARE**

Località SUAP Lido di Lonato MASW 1

Cat. di sottosuolo ai sensi del D.M. 14/01/08: B

 Cat. di sottosuolo di sito ai sensi del D.M. 14/01/08

 Cat. di sottosuolo da adottare in progetto a seguito dell'analisi di II livello secondo le procedure dell'All. 5 D.g.r. 9-2616 del 30/11/2011

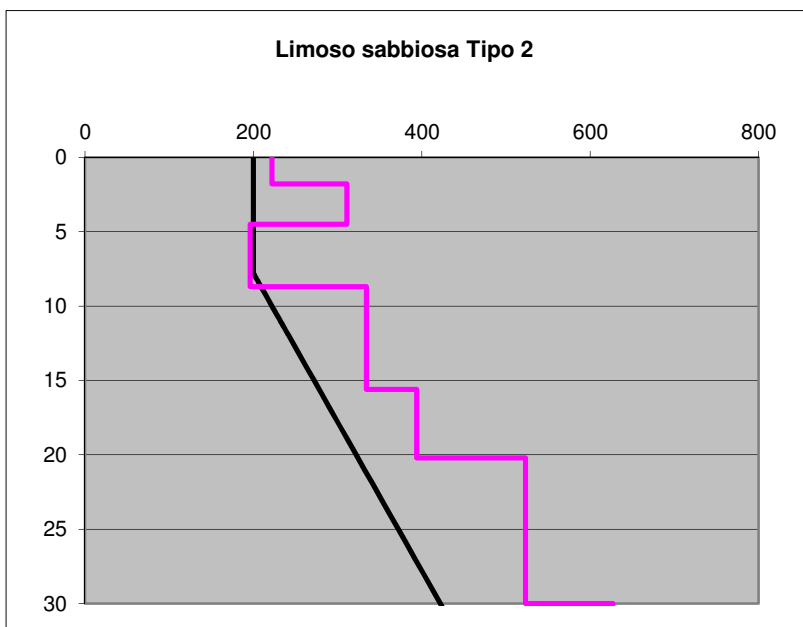
STIMA DEGLI EFFETTI LITOLOGICI - ANALISI DI 2° LIVELLO

secondo le procedure dell'All. 5 - D.g.r. 9-2616 del 30/11/2011

TERRENO LIMOSO SABBIOSO - TIPO 2

Prof base	Nspt	Vs
0		
1,8		222
4,5		311
8,7		196
15,6		334
20,2		394
30		523
35		627
40		700
45		800
50		800
Oltre 40 m		> 800

PERIODO DEL SITO
T 0,357



PRIMO STRATO
Prof. base 4,5
Vs 275

Curva caratteristica
n° 3

Limoso sabbiosa 2

Profondità primo strato

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	20	25	30	35	40	50	60
200				1	1	1	1	1	1	1												
250				2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1							
300				3	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2						
350				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3					
400				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3				
450				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3			
500				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3		
600				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
700				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3

VERIFICA

Valori Fa di sito

0,1 s < T < 0,5 s	1,8
0,5 s < T < 1,5 s	1,3

COMUNE DI Lonato d/G

Valori Fa di soglia

Terreni di tipo:

B	C	D	E
1,5	1,8	2,3	2
1,7	2,4	4,3	3

Note: - **AMBITO DI BORDO COLLINARE**

Località SUAP Lido di Lonato MASW 2

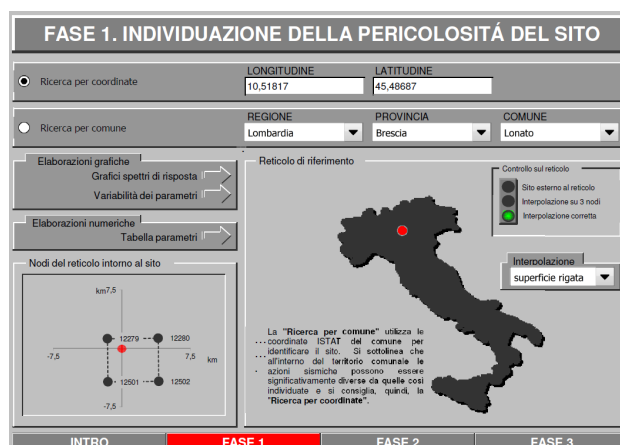
Cat. di sottosuolo ai sensi del D.M. 14/01/08: C

1,5 Cat. di sottosuolo di sito ai sensi del D.M. 14/01/08

1,7 Cat. di sottosuolo da adottare in progetto a seguito dell'analisi di II livello secondo le procedure dell'All. 5 D.g.r. 9-2616 del 30/11/2011

8.4 Pericolosità Sismica del Sito – Parametri sismici di riferimento

Per il sito di progetto, possono essere stimati per varie frequenze annuali di superamento, i valori dei parametri sismici normativi (a_g , F_0 e T_c^*) relativi alla Pericolosità Sismica mediante il programma Spettri-NTC ver.1.0.3, utilizzando le coordinate geografiche.



Nel caso specifico, tenuto conto per l'edificio di progetto di una **Classe d'Uso II** (paragrafo 2.4.2 NTC-08) è stata ipotizzata una strategia di progettazione per edifici ordinari (**Fase 2**). Si rimanda al Tecnico Progettista l'eventuale definizione di una diversa classe d'uso e di conseguenza di una strategia di progettazione differente.

In particolare si propongono i seguenti parametri progettuali ed i relativi periodi di riferimento da utilizzare per i diversi Stati Limite:

Vita Nominale della costruzione (in anni) - V_N	50			
Coefficiente d'uso della costruzione - C_U	1			
Periodo di Riferimento per la costruzione (in anni) T_R	SLO 30	SLD 50	SLV 475	SLC 975

I valori dei parametri sismici normativi (a_g , F_0 e T_c^*) relativi alla pericolosità sismica stimati secondo la strategia di progettazione ordinaria sono di seguito elencati:

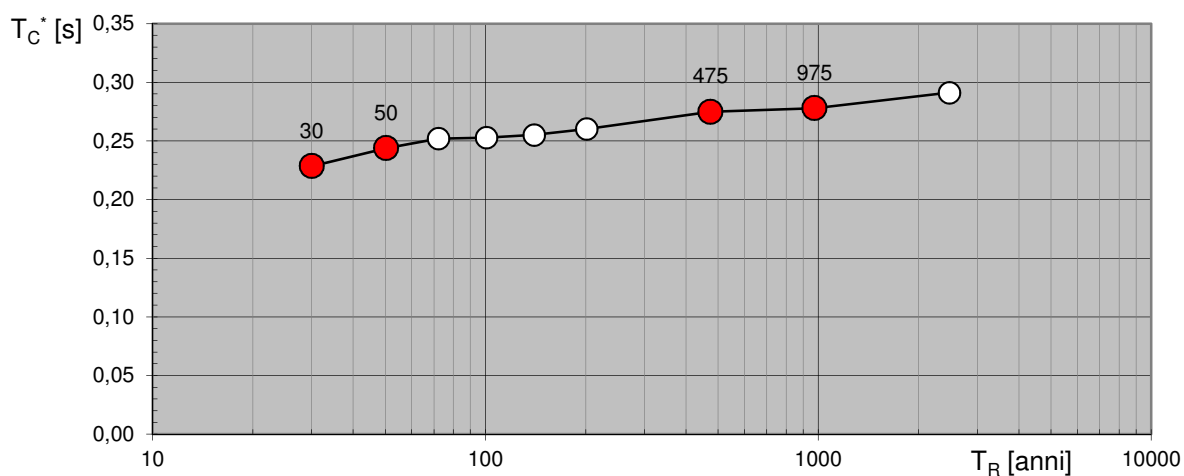
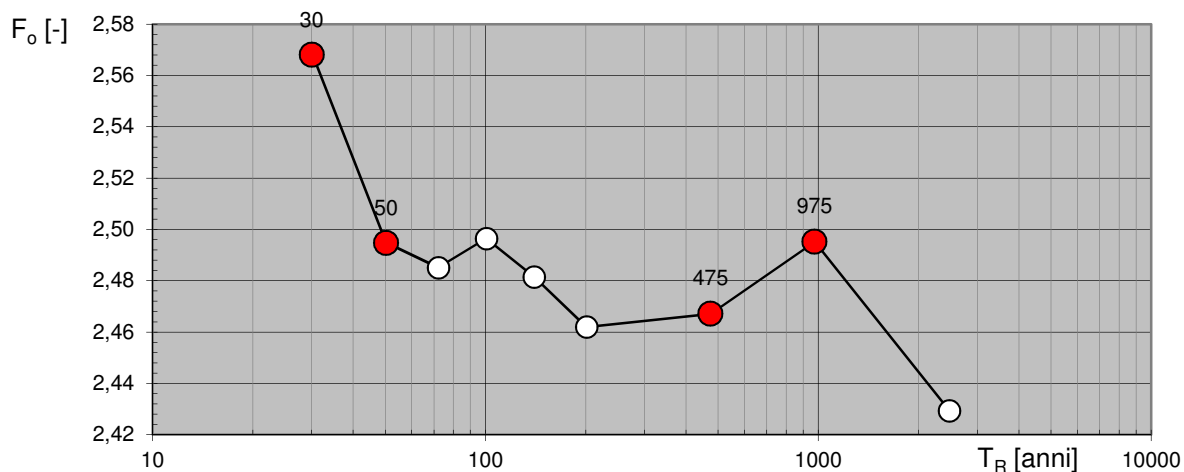
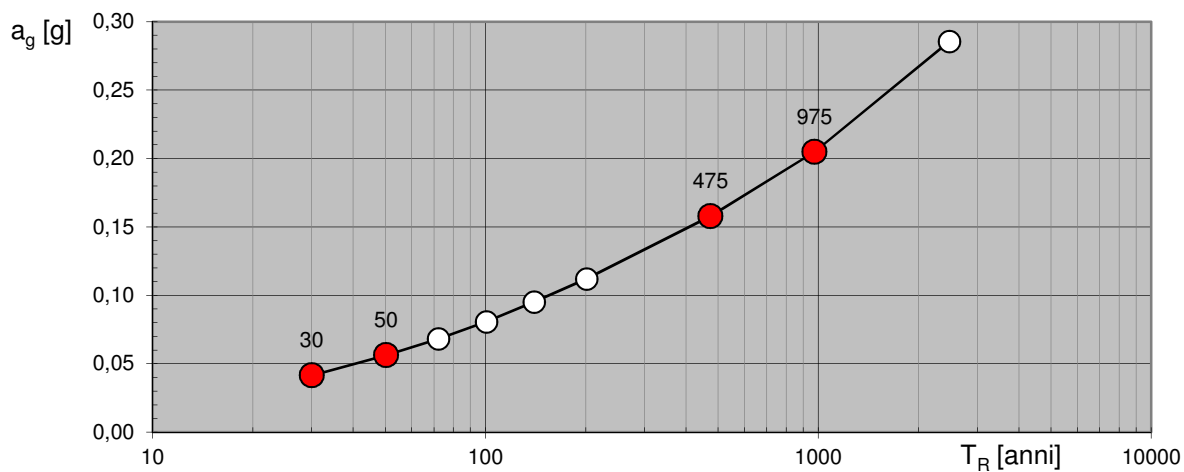
Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0,042	2,568	0,229
SLD	50	0,056	2,495	0,244
SLV	475	0,158	2,467	0,275
SLC	975	0,205	2,495	0,278

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

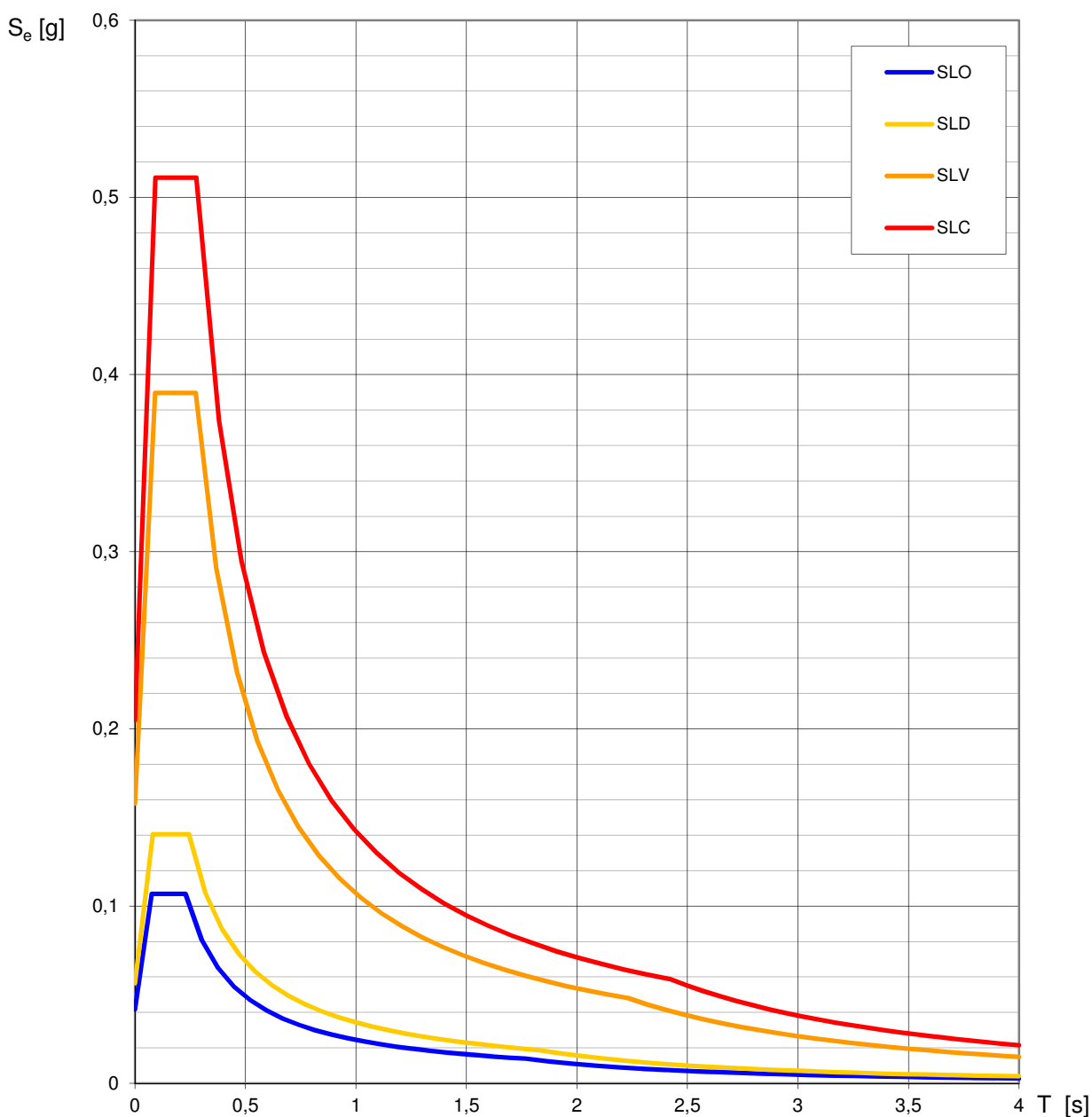


Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Si allegano gli spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno SL, nonché i diagrammi con la variabilità dei valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* in funzione del periodo di ritorno TR associati a ciascun SL.

Si rimanda al Tecnico Progettista delle Strutture, o ad un'eventuale valutazione congiunta, la determinazione (**Fase 3**) dell'Azione Sismica di Progetto e quindi dello Spettro di Progetto Elastico (SLE) o Inelastico (SLU).

Nel caso in cui fosse ammissibile la progettazione secondo le vecchie normative sismiche (vedi paragrafi precedenti) si potrà tener conto di valori di a_g correlabili alla II categoria sismica. In tal caso la normativa sismica, ai sensi del D.M. del 16/01/96, prevede un valore di $a_g = 0.07$ g.

8.5 Amplificazione Stratigrafica (S_s) e Topografica (S_t)

Per l'utilizzo dei metodi, delle formule e delle tabelle riportate nella nuova revisione del Testo Unico (D.M. 14/01/08) si potrà tenere conto della categoria di sottosuolo stimata e dei valori dei parametri di pericolosità sismica del sito e potranno essere applicate le seguenti espressioni:

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,30}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Per l'intervento di progetto per le verifiche allo Stato Limite di Danno (SLD) ed allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si possono utilizzare i seguenti valori:

Categoria di sottosuolo B Edifici con Periodo T compreso tra 0,5 s e 1,5 s	SLD	S_s	1,200	SLV	S_s	1,200
		C_c	1,459		C_c	1,424
Categoria di sottosuolo C Edifici con Periodo T compreso tra 0,1 s e 0,5 s	SLD	S_s	1,500	SLV	S_s	1,466
		C_c	1,673		C_c	1,608

Si rimanda in ogni caso al Progettista delle Strutture la verifica della compatibilità delle assunzioni fatte per le opere di progetto.

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_t riportati nella seguente tabella:

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_t

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_t
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Per il sito d'intervento si potrà tenere conto di una categoria topografica T1, che comporta valori di S_t pari a 1.0



8.6 Analisi del rischio sismico – Pericolosità Sismica Locale ai sensi della D.G.R. 9/2616 del 2011 - ANALISI DI 3° LIVELLO - POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI (All. 5 della D.G.R. 9/2616 del 30/11/2011 E D.M. 14/01/08)

Nel presente capitolo verranno prese in considerazione le problematiche di stabilità del sito di progetto 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 drenate.

La valutazione della suscettibilità di liquefazione di un terreno verrà eseguita in applicazione di quanto previsto al cap. 7.11.3.4 del D.M. 14/01/08. Laddove fossero ipotizzati effetti di liquefazione dei terreni tali da influire sulle condizioni di stabilità del sito o dei manufatti di progetto occorrerà procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o a trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

Sinteticamente si può affermare che il fenomeno di liquefazione dei terreni si può verificare durante un evento sismico in presenza di terreni sabbiosi o sabbioso-limosi saturi poco addensati.

Per la determinazione empirica del potenziale di liquefazione dei terreni di fondazione devono essere considerati i seguenti fattori:

- età dei depositi;
- magnitudo del sisma di riferimento;
- pressione di confinamento;
- storia tensionale (sollecitazioni sismiche pregresse);
- presenza di intervalli di sabbie fini o sabbie limose in falda con fuso granulometrico che ricade nell'intervallo granulometrico compreso tra 0.075 mm e 2.0 mm;
- uniformità granulometrica con sabbie e sabbie limose con indice di plasticità IP inferiore al 10 %;
- addensamento molto scarso dei terreni sabbiosi con valori di densità relativa (D_r) inferiore al 50 % e correlata a bassi valori di NSPT, in ogni caso funzione della profondità.

Tali fattori risultano di fatto determinare anche le “circostanze” di esclusione dalla verifica a liquefazione elencate al punto 7.11.3.4.2 del D.M. 14/01/2008 e che verranno analizzate nell'ordine richiesto dalla normativa e fino a riscontro di una di esse.

8.6.1 Circostanze di esclusione relativi all'input sismico

Si è pertanto proceduto a verificare inizialmente, in applicazione della normativa, le circostanze di esclusione previste ai commi 1-2 del punto 7.11.3.4.2 correlati a fattori legati all'input sismico:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;

Durante un terremoto infatti il terreno può essere visto come sottoposto ad una serie di cicli di carico variabili in intensità e numero in funzione della magnitudo del sisma stesso.



In terremoti di elevata magnitudo è sufficiente un numero ridotto di cicli di carico per produrre la liquefazione del deposito, poiché ad ogni ciclo è associata una sollecitazione dinamica di maggiore intensità. In terremoti di minore magnitudo lo stesso effetto lo si ottiene con un numero superiore di cicli di carico. In definitiva quindi una elevata magnitudo del sisma (maggiore intensità degli sforzi di taglio applicati al terreno) e una lunga durata dello stesso (maggior numero di cicli di carico) rendono più probabile l'iniziarsi della liquefazione in un deposito sabbioso saturo.

Anche depositi sciolti con medio-bassa predisposizione possono subire liquefazione se interessati da un terremoto con una magnitudo e una durata sufficientemente elevate.

I parametri fondamentali legati all'evento sismico sono:

- Magnitudo
- Accelerazione sismica orizzontale
- Durata

Riguardo la **magnitudo di un sisma** il D.M. 14/01/2008 al comma 1 del paragrafo 7.11.3.4.2 indica quale circostanza di esclusione dalla verifica a liquefazione “*eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5*”.

Questa indicazione è assente nell'Eurocodice 8 ma approfondite analisi dei terremoti storici italiani condotte da Galli (2000) ed altri Autori, hanno portato alla conclusione che nel caso di sismi con magnitudo M maggiore o uguale a 4,9 il rischio che si abbiano liquefazioni di depositi sciolti saturi diventa significativo; pertanto questo valore, arrotondato a 5 ($M \geq 5$) è stato assunto come valore soglia della normativa italiana.

L'**accelerazione sismica orizzontale massima ($a_{g \max}$)** in superficie è direttamente legata allo sforzo di taglio applicato sul terreno e poiché si riferisce alla superficie è necessario tener conto degli effetti di amplificazione stratigrafica e topografica.

Il parametro $a_{g \max}$ si ricava direttamente dalla caratterizzazione sismica del sito in esame e più specificatamente dai parametri (riferiti allo Stato Limite Ultimo SLV) presenti nella seguente relazione:

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

Il comma 2 dello stesso paragrafo specifica altresì che siano circostanza di esclusione anche “*accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti e quindi di carichi (condizioni di campo libero – free field) minori di 0,10 g*”.

Anche in questo caso il valore soglia non coincide con quanto suggerito dall'Eurocodice 8 che lo pone infatti a 0,15 g: tale differenza è giustificata dal contesto sismico italiano nel quale risulta molto improbabile l'insorgere di fenomeni di liquefazione in corrispondenza di $a_{g \max}$ minori di 0,10 g.

Per quanto riguarda la **durata dell'evento sismico** il numero di cicli di carico a cui è sottoposto il terreno dipende dalla durata del sisma e quindi maggiore è la durata dell'evento e maggiore sarà la probabilità di insorgere della liquefazione in depositi suscettibili. La durata dell'evento sismico assume grande importanza in aree distanti dall'epicentro poiché un numero abbastanza elevato di cicli di carico potrebbe portare all'accumulo di sovrappressioni in grado di generare la liquefazioni nonostante il moto sismico e quindi lo sforzo di taglio indotto nel terreno sia notevolmente attenuato dalla lontananza dall'epicentro. Tuttavia la normativa del D.M. 14/01/2008 non indica in che modo tener conto di questo fattore.



Per il sito d'interesse è stata stimata una **Magnitudo di riferimento $M=4,99$** ricavata mediante l'operazione di "*Disaggregazione della Pericolosità Sismica*" (Progetto DPC-INGV-S1 – Spallarossa D., Barani S. – 2007); tale metodo permette di valutare, in termini di magnitudo e distanza, il *terremoto di scenario* del sito, inteso come il sisma che maggiormente contribuisce alla pericolosità del sito oggetto di studio. Si allegano gli elaborati derivanti dall'applicazione del metodo proposto.

In relazione al valore di **Magnitudo di riferimento**, prossimo a quello quale soglia di esclusione dal comma 1, si procede cautelativamente alla verifica delle condizioni dei commi successivi.

Si è quindi tenuto conto di un valore di base di **a_g pari a 0,158 g (SLV)**, di un fattore S determinato dal prodotto dell'amplificazione morfologica (**$S_t=1,0$**) e dell'amplificazione litologica (**S_s pari al valore massimo di 1,500** per lo spettro di progetto SLD della categoria di sottosuolo C). Si è pertanto considerato un **valore complessivo di accelerazione sismica orizzontale pari a 0,237 g**.

Tale valore di **a_{gmax}** risulta superiore a quello previsto quale soglia di esclusione dal comma 2, si procede alla verifica delle condizioni dei commi successivi.

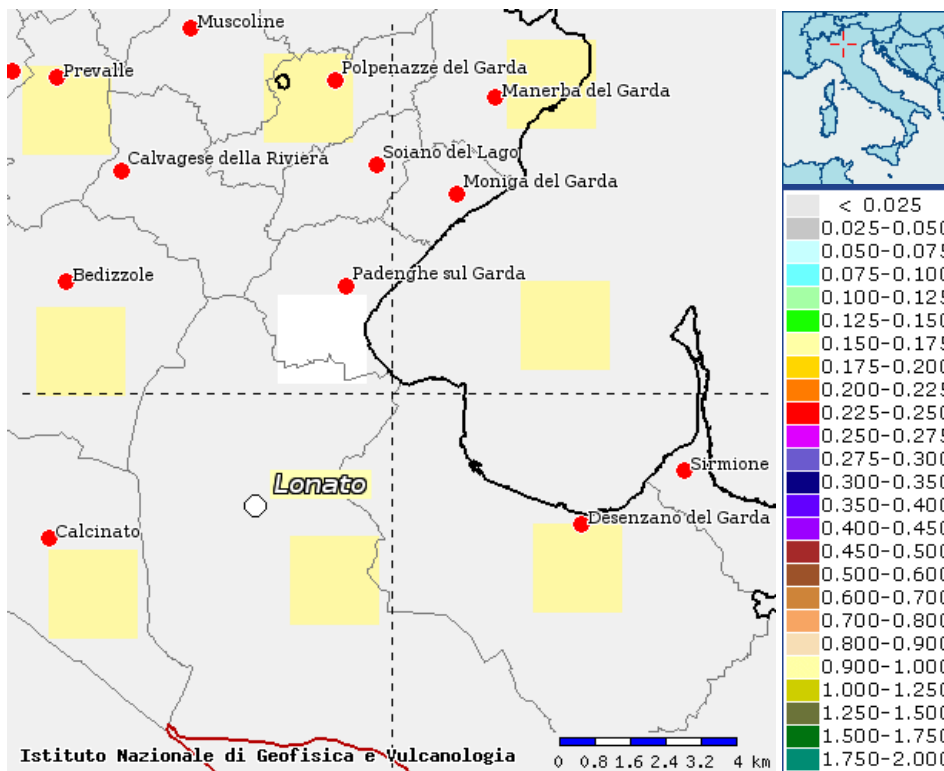
8.6.2 Circostanze di esclusione relativi a fattori geologici-geotecnici

I commi 3-4-5 del paragrafo 7.11.3.4.2 del D.M. 14/01/08 forniscono di fatto i riferimenti quantitativi "normativi" da applicare per definire la necessità per un sito di procedere alla verifica a liquefazione dei terreni per fattori geologico-geotecnici; essi prendono infatti in esame la profondità della falda, le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti al di sotto del piano di fondazione e la loro distribuzione granulometrica (Fig. 7.11.1).

3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



Mappe interattive di pericolosità sismica



Strumenti

- Ritorna alla mappa iniziale
- Ridisegna mappa
- Zoom In
- Zoom Out
- Ricentra sul punto
- Grafico sul punto griglia
- Grafico di disaggregazione

Navigazione

Scala:

(Valori consentiti: 50.000 - 7.909.000)

Scala:

Coordinate del centro della mappa

Latitudine:

Longitudine:

Ricerca Comune

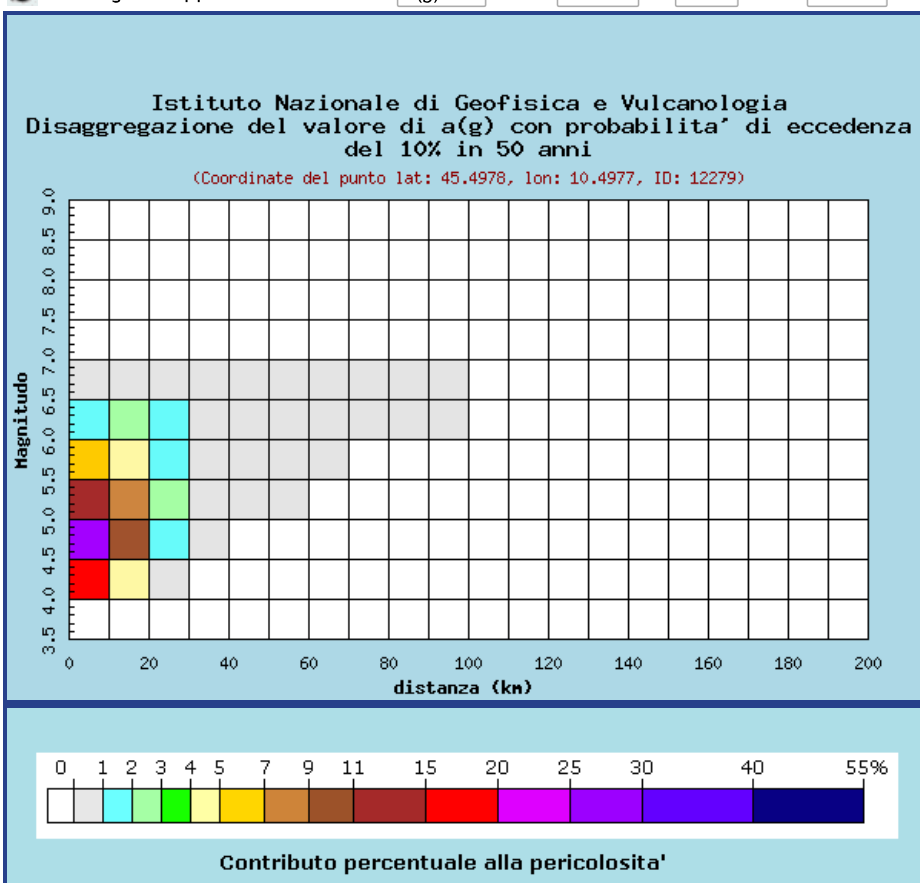
Il nome

Comune evidenziato

Lonato

Selezione mappa

- ☒ Visualizza punti della griglia riferiti a:
- ☐ Ridisegna mappa
- Parametro dello scuotimento:
- Probabilità in 50 anni:
- Percentile:
- Periodo spettrale (sec):



Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.4978, lon: 10.4977, ID: 12279)										
	Magnitudo										
	3,5-4,0	4,0-4,5	4,5-5,0	5,0-5,5	5,5-6,0	6,0-6,5	6,5-7,0	7,0-7,5	7,5-8,0	8,0-8,5	8,5-9,0
0-10	0,000	16,200	26,400	12,400	5,060	1,810	0,178	0,000	0,000	0,000	0,000
10-20	0,000	4,110	10,100	7,870	4,840	2,400	0,288	0,000	0,000	0,000	0,000
20-30	0,000	0,241	1,510	2,030	1,680	1,020	0,149	0,000	0,000	0,000	0,000
30-40	0,000	0,000	0,050	0,374	0,464	0,329	0,056	0,000	0,000	0,000	0,000
40-50	0,000	0,000	0,000	0,031	0,126	0,131	0,026	0,000	0,000	0,000	0,000
50-60	0,000	0,000	0,000	0,000	0,025	0,050	0,011	0,000	0,000	0,000	0,000
60-70	0,000	0,000	0,000	0,000	0,003	0,019	0,005	0,000	0,000	0,000	0,000
70-80	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,005	0,002	0,000	0,000	0,000	0,000
80-90	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000
90-100	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
100-110	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
110-120	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
120-130	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
130-140	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
140-150	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
150-160	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
160-170	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
170-180	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
180-190	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
190-200	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4,990	9,670	0,702

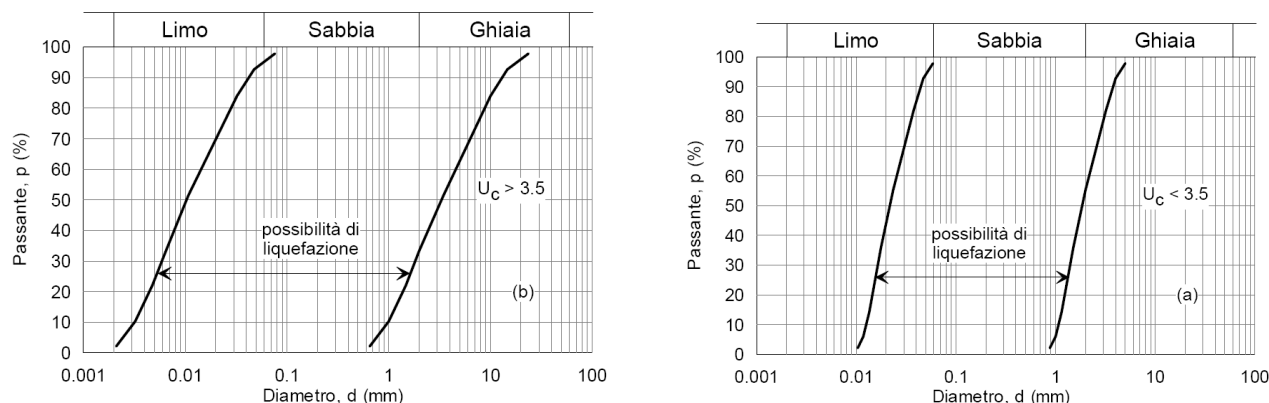


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Per il sito di progetto è stata verificata la presenza di falde superficiali entro i primi 15 m di profondità (comma 3).

Il comma 4 non può essere applicato direttamente e non si può escludere del tutto che le litologie presenti siano riconducibili localmente al campo di potenziale liquefazione, seppure tendenzialmente esse si collochino verso termini più francamente limoso-argillosi o ghiaiosi.

Inoltre l'area è stata classificata nello studio del PGT vigente, limitatamente al settore NE /costiero del sito di progetto entro lo scenario di pericolosità sismica Z2 “Zona con terreni scadenti” (vedi ¶ 8.2.2 e Tav. 6) per il quale risulta necessario eseguire l'approfondimento di 3° Livello (L.R.12/05 e D.G.R. applicative).

Si ritiene pertanto che le aree di progetto siano soggette alla verifica alla liquefazione ai sensi del D.M. 14/01/08.

8.6.3 Analisi di 3° Livello - Metodi di calcolo della suscettibilità alla liquefazione - Metodo di Seed e Idriss (1982) e Metodo di Boulanger e Idriss (2004)

Il calcolo per la valutazione del potenziale di liquefazione è stato eseguito tramite il programma *Liquef 2.0 (Program Geo)* e la versione aggiornata (Novembre 2015) *Liquef 3.0* rispettivamente mediante il criterio di *Seed e Idriss (1982)* ed il criterio di *Boulanger e Idriss (2004)*; in entrambi i casi è stata considerata la Magnitudo di riferimento **$M=4,990$** ricavata mediante l'operazione di “Disaggregazione della Pericolosità Sismica” (Progetto DPC-INGV-S1 – Spallarossa D., Barani S. – 2007); sono stati utilizzati i dati relativi a due verticali di riferimento maggiormente cautelative (intorno prove P2/P4 e P6).

Si è quindi tenuto conto di un valore di base di **a_g pari a 0,158 g (SLV)**, di un fattore S determinato dal prodotto dell'amplificazione morfologica (**$S_t=1,0$**) e dell'amplificazione litologica (**S_s pari al valore massimo di 1,500** per lo spettro di progetto SLD della categoria di sottosuolo C). Si è pertanto considerato un **valore complessivo di accelerazione sismica orizzontale pari a 0,237 g**.



I metodi prescelti tengono conto di un coefficiente di sicurezza (F_s) definito dal rapporto tra la resistenza alla liquefazione (R o CRR Cyclic Resistance Ratio) e lo sforzo dinamico normalizzato alla quota di calcolo (T o CSR (Cyclic Shear Ratio)); si considera quindi di un valore di F_s minimo, oltre il quale un terreno è **non liquefacibile**. Cautelativamente si potrà tener conto di un valore soglia pari a $F_s = 1,30$.

La verifica è stata eseguita considerando i dati geologico-geotecnici riferiti al SETTORE DI PIANA LACUSTRE con presenza superficiale di depositi ghiaioso sabbiosi a buone caratteristiche geotecniche.

I metodi di calcolo di *Seed e Idris (1982)* e *Boulanger e Idriss (2004)* evidenziano entrambi un **indice di liquefazione complessivo pari a 0,0** significativo di rischio molto basso (vedi tabelle allegate).

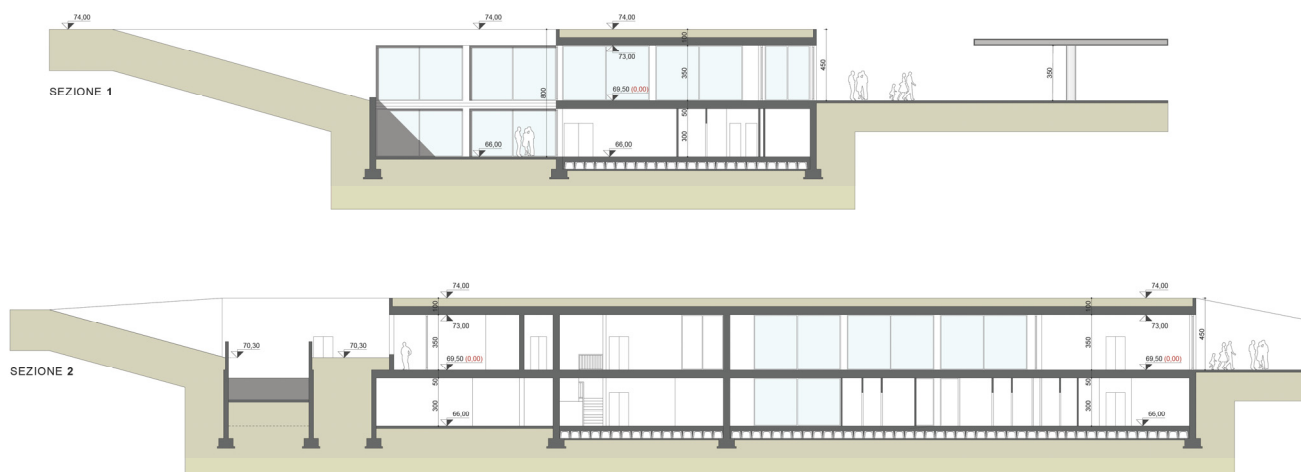


9. INTERVENTO DI PROGETTO – PROBLEMATICHE REALIZZATIVE – PRESCRIZIONI

Il progetto prevede la realizzazione di nuovi edifici a destinazione turistica articolati secondo sette blocchi tutti disposti nella porzione centrale e NE dell'area d'intervento; la porzione SW non risulta interessata da edificazione.



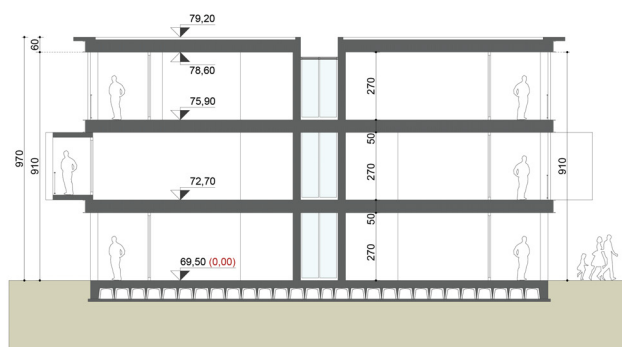
Il Blocco 1, realizzato nella porzione di monte, è l'unico dotato di piano interrato (piano di calpestio a **66,00 m** → rif. quota di rilievo) e con una porzione fuori terra con un piano fuori terra. Nella stessa area è prevista la realizzazione della piscina.



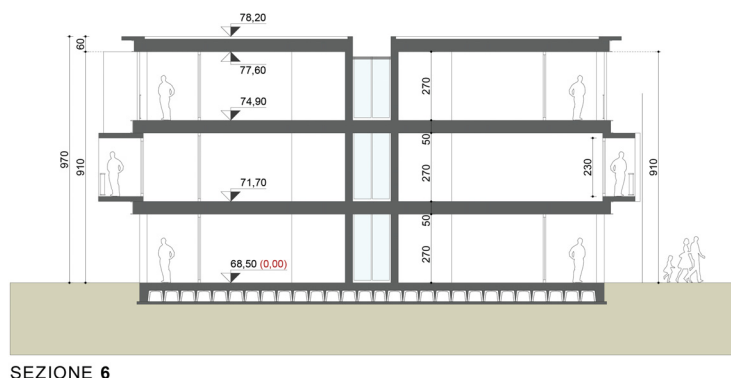
I Blocchi 2-3-4, realizzati nella porzione centrale e di valle, sono tutti privi di interrato e disposti su tre piani fuori terra. Il piano terra ha un piano di calpestio pari a **69,50 m** (→ rif. quota di rilievo – Blocchi 2-3-4) e **68,50 m** (→ rif. quota di rilievo- Blocchi 5-6-7).



SEZIONE 3



SEZIONE 4



Le scelte progettuali ed i criteri realizzativi, per tutti i manufatti di progetto, dovranno essere finalizzati a garantire, in ogni caso, l'esecuzione dei lavori in condizioni di sicurezza, la verifica della pressione limite e delle resistenze dei terreni di fondazione anche in funzione dei cedimenti previsti in fase d'esercizio, nonché la compatibilità con l'assetto idrogeologico ed idrografico-geomorfologico del territorio.

Mediante i dati derivanti dalle indagini eseguite è stato definito il modello geologico e geotecnico di riferimento per il progetto relativo alle aree oggetto di nuova edificazione e secondo i due ambiti riconosciuti.

Presso l'ambito di piana lacustre al di sotto della **coltre superficiale di terreno vegetale o terreno rimaneggiato (Unità R)**, di spessore massimo ipotizzato pari a circa 0,40/1,80 m sono presenti **depositi lacustri (Unità L1)** prevalentemente ghiaioso-sabbiosi nel complesso mediamente addensati, talora con presenza di banchi a forte grado di addensamento. Al di sotto sono presenti **depositi di contatto glaciale/morena di fondo (Unità CG1-CG2)**, prevalentemente limoso-argillosi con rari elementi ghiaiosi e intercalazioni di livelli di limi sabbiosi da argillosi a debolmente argillosi dapprima (presumibilmente fino a circa -6/-9 m dal p.c.) da scarsamente a mediamente addensati ovvero da moderatamente consistenti a consistenti e quindi (presumibilmente oltre -6/-9 m dal p.c.) mediamente addensati ovvero da consistenti a molto consistenti. Ad essi seguono, a partire da almeno -18/-25 m dal p.c. i **depositi glaciali** (Unità G) costituiti da sequenze prevalentemente argillose, ad elevato grado di consolidamento, cui si alternano livelli di ghiaie e sabbie, molto addensate.

Presso l'ambito di bordo collinare i depositi glaciali sono presenti già oltre circa -3,00 m dal p.c., subito al di sotto dei depositi grossolani lacustri (unità 11)

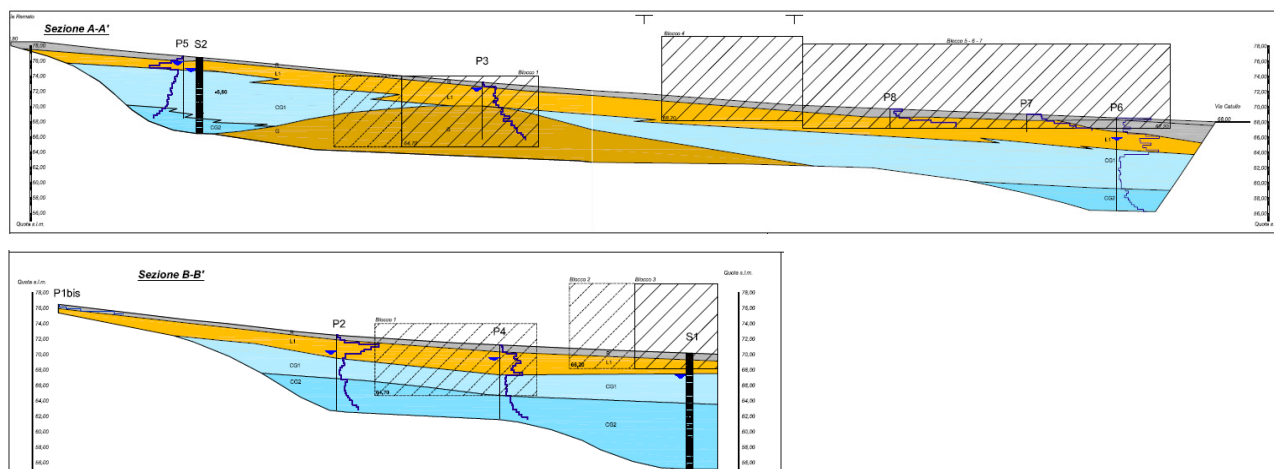
E possibile ipotizzare, allo stato attuale delle conoscenze, che presso gli ambiti di progetto possano esserci **livelli acquiferi a scarsa profondità dal p.c. e circolanti già entro i depositi ghiaioso-sabbiosi superficiali.**

Si segnala che **il livello piezometrico misurato può interferire con le quote previste per i ripiani di progetto ed in particolare con il ripiano di monte di quota 69,50 m (rif. rilievo di progetto) (prove P2-P3-P4).**

Nei sondaggi geognostici sono stati rilevati **fenomeni di circolazione d'acqua in livelletti limoso-sabbiosi intercalati entro la sequenza limoso-argillosa ed a partire da circa -6,75 m dal p.c., con fenomeni di marcata risalienza e livello piezometrico stabilizzato in prossimità del piano campagna**, in accordo con l'assetto idrogeologico ricostruito per l'area in esame.

Si richiede pertanto di valutare attentamente tale dato e di predisporre un'indagine integrativa mediante scavi esplorativi spinti alle quote di progetto e **prevedere eventuali interventi di abbattimento/drenaggio della falda** sia in fase di scavo che in fase di esercizio (trincee drenanti con eventuale utilizzo di pompe, ecc.).

Tenuto conto della variabilità riscontrata presso il sito di progetto è stata eseguita, mediante il rilievo dello stato di fatto fornito dai Tecnici Progettisti, la “*Sezione Geologico-Geotecnica Interpretativa*” (Tav. 4, in allegato) sottoriproposta schematicamente; lungo essa sono state proiettate le indagini geognostiche eseguite e le unità geotecniche interpretative e prendendo come riferimento le sezioni allegate al progetto e fornite dai Tecnici Progettisti, anche gli ingombri dei blocchi di progetto.



Sulla base delle caratteristiche progettuali sono previsti vari **piani di posa delle fondazioni** posti a circa -7,50/-9,00 m dal p.c. attuale (Blocco 1), a -2,00/-3,75 m dal p.c. attuale (Blocco 2-3-4) ed a circa -1,25/-3,00 m dal p.c. attuale (Blocco 5-6-7).

Si può così evidenziare che:

- per i Blocchi 2-3-4 e 5-6-7, **le quote di posa previste (-2,00/-3,75 m dal p.c. e -1,25/-3,00 m dal p.c.) dovrebbero permettere di raggiungere e non oltrepassare i depositi dell'unità L1 a caratteristiche geotecniche buone;**



- per il Blocco 1 le **quote di posa previste (circa -7,50/-9,00 m dal p.c.)** risultano coincidenti con la profondità del terreno a discrete caratteristiche geotecniche (sottounità geotecnica CG2/G);

Pertanto si ritiene che:

- i **blocchi 2-3-4 e 5-6-7** in funzione delle quote di posa e delle unità presenti, **raggiungano unità idonee all'appoggio di strutture di fondazione dirette a platea (appoggio su Unità L1 in arancio in figura)**, in grado di garantire carichi di esercizio significativi seppure con cedimenti da medi a medio-elevati (vedi ¶ 10.2.3) in relazione alla **presenza subito al di sotto del piano di posa di unità geotecniche da scadenti a mediocri (unità CG1, in azzurro chiaro in figura)**.
Si rimanda al progettista la possibilità di adottare fondazioni di tipo indiretto su pali (intestati entro l'unità CG2);
- il **blocco 1** in funzione delle quote di posa e delle unità presenti, **raggiunga unità idonee all'appoggio di strutture di fondazione dirette nastriformi (appoggio su Unità CG2 o G, in azzurro scuro o marrone in figura)** sia di tipo a platea che nastriformi in grado di garantire carichi di esercizio medio-elevati e con cedimenti contenuti (vedi ¶ 10.2.3);
- la **piscina**, in funzione delle presunte quote di posa e delle unità presenti, **raggiunga unità idonee all'appoggio di strutture di fondazione dirette a platea** in grado di garantire carichi di esercizio comunque limitati e con cedimenti elevati (**appoggio su Unità CG1, in azzurro chiaro in figura**).

Per i blocchi 2-3-4 e 5-6-7 ed anche per il blocco 1, in caso di scelta di posa in opera di fondazioni a platea, i carichi dovranno comunque risultare omogeneamente distribuiti sulla platea stessa; si dovrà inoltre tenere in debito conto la presenza delle falde acquifere a profondità d'interesse, soprattutto come elemento di peggioramento delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione.

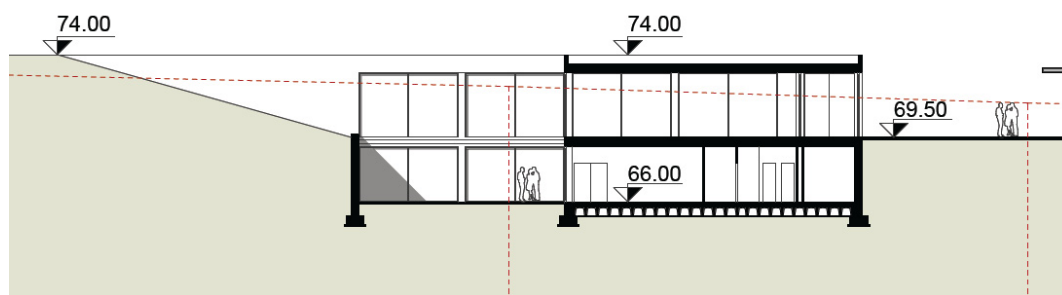
Per quanto concerne la **realizzazione della piscina** sulla base di quanto riscontrato e **rimandando al Tecnico Progettista delle strutture per ogni più puntuale valutazione e per il dimensionamento delle strutture di fondazione**, si ritiene di segnalare la possibilità che essa (soprattutto se a sfioro), se poggiata sull'unità CG1, quale presente allo stato attuale, possa subire possibili fenomeni di “**cedimento differenziale**” e di inclinazione della fondazione a seguito di un graduale cedimento dei depositi a caratteristiche mediocri/scadenti, localmente saturi, ivi riscontrati.

Si consiglia pertanto di valutare l'opportunità di adottare, per quanto concerne le **strutture di fondazione, le medesime alternative** progettuali (fondazioni indirette) proposte per i blocchi 2-3-4 e 5-6-7.

Nella progettazione di tutti gli interventi si dovrà in ogni caso tenere in debito conto la possibile presenza di falde acquifere a profondità d'interesse, sia come elemento peggiorativo delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione sia come importante problematica in fase di scavo.



L'escavazione di terreni sciolti in falda comporta infatti sia possibili fenomeni di rifluimento e crollo delle pareti di scavo nonché lo scadimento delle caratteristiche geotecniche dei terreni.

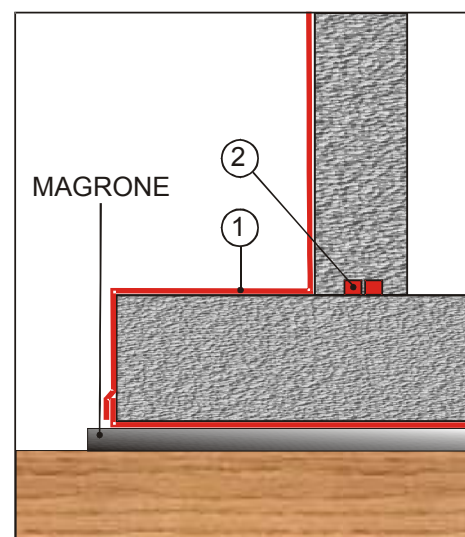


In tale contesto l'esecuzione degli scavi in condizioni di sicurezza, soprattutto per il blocco 1, e la posa delle strutture di fondazione dovrà prevedere specifiche tecniche realizzative (diaframmi in c.a., sistemi di drenaggio delle acque e di abbattimento delle falde, ecc.). Si rimanda al capitolo specifico (¶ 11.1) per una più diffusa trattazione delle problematiche di scavo.

I piani interrati, successivamente alla fase realizzativa, interferiranno sicuramente con fenomeni di umidità e filtrazione idrica; si dovrà quindi prevedere la **messa in opera di adeguati interventi di impermeabilizzazione del piano di calpestio dell'interrato (platea impermeabilizzante) e dei muri laterali, associati ad un idoneo sistema di drenaggio.** Si potrà prevedere la realizzazione di pozzetti di raccolta delle acque di drenaggio, muniti di pompa ad innesco automatico da utilizzare in concomitanza di periodi di piovosità intensa e/o prolungata.

La presenza della falda a scarsa profondità dal p.c., dovrà essere presa in opportuna considerazione dal Tecnico Progettista. Si prevedono infatti fluttuazioni in positivo ed in negativo del livello piezometrico in relazione alle stagioni, all'andamento delle precipitazioni. Per tali motivazioni, oltre alle impermeabilizzazioni da realizzarsi in caso di strutture interrato, occorre tenere presente anche la **spinta idrostatica** che potrebbe instaurarsi al di sotto delle fondazioni.

Nel caso di opere interrato si consiglia un'adeguata impermeabilizzazione con guaine e giunti impermeabili da apporre alla base della fondazione, della pavimentazione e della porzione dei muri in elevazione al piano di calpestio. Tale impermeabilizzazione consentirà di contrastare efficacemente l'infiltrazione dell'acqua evitando anche un'eventuale aggressione chimica la quale potrebbe dare origine anche a processi di corrosione sia del calcestruzzo sia delle armature metalliche. Per tale motivo, in una struttura interrato, è consigliato il confinamento del reinterro e del calcestruzzo con



opportuni materiali di natura bentonitica i quali consentono il generarsi di un gel coloso e consistente che aderendo alla struttura la rende perfettamente impermeabile. Il rivestimento con queste membrane impermeabili (① in figura) dovrà essere realizzato come nello schema avendo la precauzione di inserire un raccordo doppio di giunzione di materiale impermeabile (tipo Water Stop), avente funzione di diaframma, tra piano verticale ed orizzontale (② in figura) da posizionare sulla superficie orizzontale prima di procedere al getto della muratura verticale in corrispondenza della mezzeria del muro. Per tutti questi motivi si consiglia di limitare il più possibile le riprese di getto e di provvedere a collocare anche nei giunti strutturali appositi giunti a tenuta idraulica.

Il Progettista dovrà valutare, anche alla luce delle verifiche eseguite e delle scelte progettuali (tipologia dei sistemi di contenimento degli scavi e di abbattimento della falda prescelti, tipologia di fondazioni, ecc.) l'eventuale **opportunità/necessità** di ricorrere alle medesime modalità realizzative/fondazionali per tutti gli edifici di progetto e/o di diverse quote di progetto per i ripiani.



10. ELEMENTI PER LE VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Per il D.M. 14/01/08, era prevista (art. 20 della L. 31 del 28/02/2008) una fase transitoria conclusasi al 30/06/2009. Ciò comportava, fino a tale data, la possibilità per il progettista delle strutture e delle opere di fondazione di avvalersi, a propria discrezione, delle nuove norme o di quelle ad esse precedenti. Dopo la sua entrata in vigore esclusiva il D.M. 14/01/08 prevede (Cap. 2.7) che solo per le costruzioni di tipo 1 e 2 e per Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in zona 4, è ammesso il Metodo di Verifica alle Tensioni Ammissibili in deroga all'obbligo dei Metodi di calcolo agli Stati Limite.

Secondo i metodi ed i criteri richiesti dal D.M. 11/03/88, il calcolo della capacità portante (P_{amm}) dei terreni di fondazione, riferita alla resistenza al taglio, viene eseguito applicando al valore della pressione limite (P_{lim}) o pressione a rottura del terreno un coefficiente di sicurezza non inferiore a 3.

Il Testo Unico (D.M. 14/01/08), che definisce le nuove "Norme Tecniche per le Costruzioni", comporta metodologie di calcolo articolate in maniera alquanto differente. In particolare vengono introdotte innovazioni riguardo la valutazione della sicurezza e delle prestazioni delle opere interagenti con i terreni e con le rocce. La valutazione della sicurezza è quindi intesa in termini di Stati Limite per tutte le ipotizzabili situazioni di funzionamento.

Spetta in ogni caso al Progettista la definizione delle normativa cui risulta assoggettato l'intervento di progetto.

10.1 Parametri geotecnici di progetto

I piani di posa previsti in progetto per gli edifici privi di interrato ubicati nella porzione centrale e di valle dell'area di intervento (**blocchi 2-3-4 e 5-6-7** → vedi paragrafi precedenti) **risultano coerenti con la profondità del terreno a buone caratteristiche geotecniche, coincidendo con l'unità geotecnica (L1) al passaggio con i sottostanti depositi di contatto glaciale a mediocri/scadenti caratteristiche geotecniche (CG1).**

Per questi edifici potrebbero essere ammissibili **strutture di fondazione a platea**. I carichi dovranno essere omogeneamente distribuiti ed i cedimenti risulteranno in ogni caso significativi.

Il piano di posa previsto in progetto per l'edificio che si colloca con andamento articolato nella porzione di monte dell'area d'intervento (**blocco 1** → vedi paragrafi precedenti) **risulta coerente con la profondità del terreno a discrete caratteristiche geotecniche, coincidendo con l'unità geotecnica CG2 o G (essendo stata del tutto asportata le unità superficiali L1 e CG1).**

Per questo edificio potrebbero essere ammissibili **strutture di fondazione dirette a platea o nastriformi**.

In fase d'indagine sono stati riscontrati **diffusi fenomeni di circolazione d'acqua a profondità di interesse progettuale**, in accordo con l'assetto idrogeologico ricostruito per l'area in esame che può comportare locali fenomeni di filtrazione idrica entro livelli più francamente limosi debolmente ghiaiosi, a bassa permeabilità compresi nella sequenza prevalentemente argillosa o argilloso-limosa. A



seguito dell'infiltrazione le acque di falda, leggermente in pressione, tenderanno a stabilizzarsi e ad assumere in presenza di un'area di scavo caratteristiche di continuità, con possibile ingenerarsi di spinta idrostatica. **La posa delle strutture di fondazione, in fase esecutiva, dovrà prevedere specifiche tecniche realizzative (come esplicitato nel Cap. 11).**

SETTORE BLOCCO 1 EDIFICIO CON PIANO INTERRATO

Ai fini di una stima dei carichi limiti e di esercizio, si considera **l'appoggio diretto e prevalente sull'unità geotecnica CG2 o G**; si propone quindi di assumere i seguenti parametri di calcolo per fondazioni superficiali, stimati comunque a favore di cautela:

γ'	10 kN/m ³	peso unitario del terreno immerso in falda
Cu	0 kPa	coesione non drenata
Dr	55%	densità relativa (Skempton)
ϕ	32°	angolo di resistenza al taglio efficace
	B (per edifici con T compreso tra 0.5 e 1.5 s) C (per edifici con T compreso tra 0.1 e 0.5 s)	categoria di sottosuolo (ai sensi del D.M. 14/01/2008 e della D.G.R. 9/2616/2011)
	T1	categoria topografica (ai sensi del D.M. 14/01/2008 e della D.G.R. 9/2616/2011)

SETTORE BLOCCHI 2-3-4 e 5-6-7 EDIFICI SENZA PIANO INTERRATO

Ai fini di una stima dei carichi limiti e di esercizio, si considera **l'appoggio diretto e prevalente sull'unità geotecnica L1/passaggio CG1**; si propone quindi di assumere i seguenti parametri di calcolo per fondazioni superficiali, stimati comunque a favore di cautela:

γ'	10 kN/m ³	peso unitario del terreno immerso in falda
Cu	0 kPa	coesione non drenata
Dr	55%	densità relativa (Skempton)
ϕ	28°	angolo di resistenza al taglio efficace
	B (per edifici con T compreso tra 0.5 e 1.5 s) C (per edifici con T compreso tra 0.1 e 0.5 s)	categoria di sottosuolo (ai sensi del D.M. 14/01/2008 e della D.G.R. 9/2616/2011)
	T1	categoria topografica (ai sensi del D.M. 14/01/2008 e della D.G.R. 9/2616/2011)

Si raccomanda in particolare di verificare i parametri di progetto proposti, soprattutto per quanto concerne la presenza di fenomeni di circolazione d'acqua, nonché lo spessore dei terreni rimaneggiati e delle unità geotecniche L1 e CG1.

Il Progettista dovrà valutare, anche alla luce delle verifiche eseguite e delle scelte progettuali (tipologia dei sistemi di contenimento degli scavi e di abbattimento della falda prescelti), l'eventuale opportunità di confermare l'assunzione in progetto del valore del peso unitario del terreno immerso in falda (γ') ovvero di utilizzare il peso di volume sopra falda.

Il Progettista dovrà valutare, anche alla luce delle verifiche eseguite e delle scelte progettuali (tipologia dei sistemi di contenimento degli scavi e di abbattimento della falda prescelti, carichi in fondazione, ecc.) l'eventuale **opportunità/necessità** di ricorrere a fondazioni indirette soprattutto nel caso degli edifici privi di piano interrato e caratterizzati dai maggiori carichi di esercizio.

10.2 Fondazioni superficiali

I calcoli sono stati eseguiti in funzione di **fondazioni a platea e nastriformi**, assumendo una **quota di imposta coincidente con le unità geotecniche come definite nel paragrafo precedente e nel rispetto delle modalità operative soprarichieste.**

Nel caso di fondazioni a platea i carichi dovranno comunque risultare omogeneamente distribuiti sulla fondazione; si dovrà eventualmente prevedere la realizzazione di idonei giunti strutturali di svincolo tra porzioni con caratteristiche differenti.

Per la larghezza delle **fondazioni a platea** sono state considerate due dimensioni indicative (**maglia di carico 10 m x 10 m e 15 m x 15 m**) e nei calcoli si è tenuto conto di **Df = 0,40 m.**

Per la larghezza delle **fondazioni nastriformi** sono state considerate varie dimensioni indicative e nei calcoli si è tenuto conto di **Df = 0,60 m.**

Si dovrà porre particolare attenzione alla verifica che il piano di appoggio delle fondazioni sia omogeneamente caratterizzato dalle unità geotecniche sopra definite **ed in ogni caso posto al di sotto della coltre superficiale di terreno rimaneggiato e di eventuali lenti di terreno sabbioso-limoso-argilloso, scarsamente addensato.**



Il calcolo della pressione limite (P_{lim}) è stato eseguito per **carichi centrati ed in condizioni statiche**, utilizzando il criterio di **Brinch-Hansen (1970)**, considerando **terreni di fondazione unicamente granulari ($\phi > 0^\circ$, $C_u = 0$)**.

$$P_{lim} = 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot dq$$

in cui:

- γ_1 = peso di volume del terreno di fondazione
- γ_2 = peso di volume medio del terreno sopra il piano di posa
- N_γ, N_q = fattori di capacità portante funzione di ϕ
- $q = \gamma_2 D_f$ = sovraccarico esistente ai bordi della fondazione
- D_f = altezza della fondazione o del terreno di confinamento della stessa
- B = lato minore della fondazione
- s_γ, s_q = fattori di forma
- dq = fattori di profondità

Nel caso in cui il Progettista fornisca i carichi assiali ed i momenti agenti, gravanti sulla struttura di fondazione sarà possibile rielaborare i dati, tenendo conto di carichi eccentrici e delle dimensioni equivalenti della stessa fondazione.

10.2.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

SETTORE BLOCCO 1 EDIFICIO CON PIANO INTERRATO **Piano di posa a -7,50/-9,00 m dal p.c. attuale – Unità Geotecnica CG2/G**

Per diverse geometrie di fondazione, si ottengono i seguenti valori:

FONDAZIONI NASTRIFORMI (L=7,00 m)

B = 0,80 m	$P_{lim-M1} = 3,4 \text{ kg/cm}^2 = 333 \text{ kPa}$
B = 1,00 m	$P_{lim-M1} = 3,6 \text{ kg/cm}^2 = 353 \text{ kPa}$
B = 1,20 m	$P_{lim-M1} = 3,7 \text{ kg/cm}^2 = 363 \text{ kPa}$
B = 1,50 m	$P_{lim-M1} = 4,0 \text{ kg/cm}^2 = 392 \text{ kPa}$
B = 1,80 m	$P_{lim-M1} = 4,3 \text{ kg/cm}^2 = 421 \text{ kPa}$
B = 2,00 m	$P_{lim-M1} = 4,5 \text{ kg/cm}^2 = 441 \text{ kPa}$

FONDAZIONI A PLATEA (MAGLIA DI CARICO B=L)

B = 10,00 m	$P_{lim M1} = 10,8 \text{ kg/cm}^2 = 1058 \text{ kPa}$
L = 10,00 m	
B = 15,00 m	$P_{lim M1} = 15,3 \text{ kg/cm}^2 = 1499 \text{ kPa}$
L = 15,00 m	



SETTORE BLOCCHI 2-3-4 E 5-6-7 EDIFICI SENZA PIANO INTERRATO
Piano di posa a -2,00/-3,75 m e -1,25/-3,00 m dal p.c. attuale – Unità Geotecnica L1/CG1

FONDAZIONI A PLATEA (MAGLIA DI CARICO B=L)

B = 10,00 m	$P_{lim M1} = 6,0 \text{ kg/cm}^2 = 588 \text{ kPa}$
L = 10,00 m	

B = 15,00 m	$P_{lim M1} = 8,4 \text{ kg/cm}^2 = 823 \text{ kPa}$
L = 15,00 m	

Tali valori potranno essere utilizzati per la Verifica della Sicurezza e delle Prestazioni allo SLU del complesso fondazione–terreno richiesta dal Cap. 6 del D.M. 14/01/08 (paragrafi 6.2.3.1 e 6.4.2.1).

Il valore di P_{lim} può essere considerato, infatti, coincidente con i carichi limite stimati applicando per i parametri del terreno i coefficienti (γ_M) del caso M1 (tab. 6.2 II del D.M. 14/01/08).

Il calcolo dei carichi limite nel caso M2 (tab. 6.2.II del D.M. 14/01/08) richiede, altresì, l'applicazione di coefficienti riduttivi ($\gamma_M \geq 1$) ai parametri geotecnici del terreno. Procedendo nel calcolo si ottengono i seguenti valori:

SETTORE BLOCCO 1 EDIFICIO CON PIANO INTERRATO
Piano di posa a -7,50/-9,0 m dal p.c. attuale – Unità Geotecnica CG2/G

FONDAZIONI NASTRIFORMI (L=7,00 m)

B = 0,80 m	$P_{lim-M2} = 1,7 \text{ kg/cm}^2 = 167 \text{ kPa}$
B = 1,00 m	$P_{lim-M2} = 1,8 \text{ kg/cm}^2 = 176 \text{ kPa}$
B = 1,20 m	$P_{lim-M2} = 1,9 \text{ kg/cm}^2 = 186 \text{ kPa}$
B = 1,50 m	$P_{lim-M2} = 2,0 \text{ kg/cm}^2 = 196 \text{ kPa}$
B = 1,80 m	$P_{lim-M2} = 2,1 \text{ kg/cm}^2 = 206 \text{ kPa}$
B = 2,00 m	$P_{lim-M2} = 2,2 \text{ kg/cm}^2 = 216 \text{ kPa}$

FONDAZIONI A PLATEA (MAGLIA DI CARICO B=L)

B = 10,00 m	$P_{lim M2} = 4,8 \text{ kg/cm}^2 = 470 \text{ kPa}$
L = 10,00 m	

B = 15,00 m	$P_{lim M2} = 6,7 \text{ kg/cm}^2 = 657 \text{ kPa}$
L = 15,00 m	

SETTORE BLOCCHI 2-3-4 E 5-6-7 EDIFICI SENZA PIANO INTERRATO
Piano di posa a -2,00/-3,75 m e -1,25/-3,00 m dal p.c. attuale – Unità Geotecnica L1/CG1

FONDAZIONI A PLATEA (MAGLIA DI CARICO B=L)

$B = 10,00 \text{ m}$ $L = 10,00 \text{ m}$	$P_{\text{lim M2}} = 2,8 \text{ kg/cm}^2 = 274 \text{ kPa}$
--	---

$B = 15,00 \text{ m}$ $L = 15,00 \text{ m}$	$P_{\text{lim M2}} = 3,9 \text{ kg/cm}^2 = 382 \text{ kPa}$
--	---

Sono state quindi valutate le Resistenze R_d applicando ai valori stimati per i carichi limite M1 e M2, laddove necessario ed in funzione dell'approccio progettuale, ulteriori coefficienti parziali di sicurezza (γ_R) (Tab. 6.4.I del D.M. 14/01/08) in funzione delle “combinazioni” di calcolo. Si riassumono i valori ottenuti per le varie combinazioni, nelle seguenti tabelle:

SETTORE BLOCCO 1 EDIFICIO CON PIANO INTERRATO
Piano di posa a -7,50/-9,0 m dal p.c. attuale – Unità Geotecnica CG2/G

FONDAZIONI NASTRIFORMI (L=7,00 m)

APPROCCIO 1		
	Combinazione 1	Combinazione 2
B = 0,80 m	$R_{d \text{ M1-R1}} = 3,4 \text{ kg/cm}^2 = 333 \text{ kPa}$	$R_{d \text{ M2-R2}} = 1,0 \text{ kg/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$
B = 1,00 m	$R_{d \text{ M1-R1}} = 3,6 \text{ kg/cm}^2 = 353 \text{ kPa}$	$R_{d \text{ M2-R2}} = 1,0 \text{ kg/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$
B = 1,20 m	$R_{d \text{ M1-R1}} = 3,7 \text{ kg/cm}^2 = 363 \text{ kPa}$	$R_{d \text{ M2-R2}} = 1,0 \text{ kg/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$
B = 1,50 m	$R_{d \text{ M1-R1}} = 4,0 \text{ kg/cm}^2 = 392 \text{ kPa}$	$R_{d \text{ M2-R2}} = 1,1 \text{ kg/cm}^2 = 108 \text{ kPa}$
B = 1,80 m	$R_{d \text{ M1-R1}} = 4,3 \text{ kg/cm}^2 = 421 \text{ kPa}$	$R_{d \text{ M2-R2}} = 1,2 \text{ kg/cm}^2 = 118 \text{ kPa}$
B = 2,00 m	$R_{d \text{ M1-R1}} = 4,5 \text{ kg/cm}^2 = 441 \text{ kPa}$	$R_{d \text{ M2-R2}} = 1,2 \text{ kg/cm}^2 = 118 \text{ kPa}$

APPROCCIO 2	
B = 0,80 m	$R_{d \text{ M1-R3}} = 1,5 \text{ kg/cm}^2 = 147 \text{ kPa}$
B = 1,00 m	$R_{d \text{ M1-R3}} = 1,6 \text{ kg/cm}^2 = 157 \text{ kPa}$
B = 1,20 m	$R_{d \text{ M1-R3}} = 1,6 \text{ kg/cm}^2 = 157 \text{ kPa}$
B = 1,50 m	$R_{d \text{ M1-R3}} = 1,7 \text{ kg/cm}^2 = 167 \text{ kPa}$
B = 1,80 m	$R_{d \text{ M1-R3}} = 1,9 \text{ kg/cm}^2 = 186 \text{ kPa}$
B = 2,00 m	$R_{d \text{ M1-R3}} = 2,0 \text{ kg/cm}^2 = 196 \text{ kPa}$

FONDAZIONI A PLATEA (MAGLIA DI CARICO B=L)

	APPROCCIO 1	
	Combinazione 1	Combinazione 2
B = 10,00 m L = 10,00 m	$R_{d\ M1-R1} = 10,8\ \text{kg/cm}^2 = 1058\ \text{kPa}$	$R_{d\ M2-R2} = 2,7\ \text{kg/cm}^2 = 265\ \text{kPa}$
B = 15,00 m L = 15,00 m	$R_{d\ M1-R1} = 15,3\ \text{kg/cm}^2 = 1499\ \text{kPa}$	$R_{d\ M2-R2} = 3,7\ \text{kg/cm}^2 = 363\ \text{kPa}$

	APPROCCIO 2
B = 10,00 m L = 10,00 m	$R_{d\ M1-R3} = 4,7\ \text{kg/cm}^2 = 461\ \text{kPa}$
B = 15,00 m L = 15,00 m	$R_{d\ M1-R3} = 6,7\ \text{kg/cm}^2 = 657\ \text{kPa}$

SETTORE BLOCCHI 2-3-4 E 5-6-7 EDIFICI SENZA PIANO INTERRATO
Piano di posa a -2,00/-3,75 m e -1,25/-3,00 m dal p.c. attuale – Unità Geotecnica L1/CG1

FONDAZIONI A PLATEA (MAGLIA DI CARICO B=L)

	APPROCCIO 1	
	Combinazione 1	Combinazione 2
B = 10,00 m L = 10,00 m	$R_{d\ M1-R1} = 6,0\ \text{kg/cm}^2 = 588\ \text{kPa}$	$R_{d\ M2-R2} = 2,7\ \text{kg/cm}^2 = 265\ \text{kPa}$
B = 15,00 m L = 15,00 m	$R_{d\ M1-R1} = 8,4\ \text{kg/cm}^2 = 823\ \text{kPa}$	$R_{d\ M2-R2} = 3,7\ \text{kg/cm}^2 = 363\ \text{kPa}$

	APPROCCIO 2
B = 10,00 m L = 10,00 m	$R_{d\ M1-R3} = 2,6\ \text{kg/cm}^2 = 255\ \text{kPa}$
B = 15,00 m L = 15,00 m	$R_{d\ M1-R3} = 3,7\ \text{kg/cm}^2 = 363\ \text{kPa}$

Allo stesso modo il Progettista dovrà applicare i coefficienti parziali dei casi A1 e A2 per le Azioni o per l'effetto delle azioni (γ_F o γ_E - Tab. 6.2.I del D.M. 14/01/08) definiti in funzione dei carichi e dei loro effetti.

Il Progettista dovrà infine verificare che per ogni stato limite ultimo sia rispettata la condizione: $E_d \leq R_d$



10.2.2 Verifiche alle Tensioni Ammissibili

A titolo indicativo o nel caso in cui per l'intervento di progetto potesse essere applicata la relativa normativa, è stata eseguita una stima della P_{amm} adottando il Metodo delle Tensioni Ammissibili, secondo il D.M. 11/03/88, applicando un fattore di sicurezza $F=3$ ai valori di P_{lim} .

SETTORE BLOCCO 1 EDIFICIO CON PIANO INTERRATO **Piano di posa a -7,50/-9,0 m dal p.c. attuale – Unità Geotecnica CG2/G**

FONDAZIONI NASTRIFORMI ($L=7,00$ m)

$B = 0,80$ m	$P_{amm} = 1,1$ kg/cm ² = 108 kPa
$B = 1,00$ m	$P_{amm} = 1,2$ kg/cm ² = 118 kPa
$B = 1,20$ m	$P_{amm} = 1,2$ kg/cm ² = 118 kPa
$B = 1,50$ m	$P_{amm} = 1,3$ kg/cm ² = 127 kPa
$B = 1,80$ m	$P_{amm} = 1,4$ kg/cm ² = 137 kPa
$B = 2,00$ m	$P_{amm} = 1,5$ kg/cm ² = 147 kPa

FONDAZIONI A PLATEA (MAGLIA DI CARICO $B=L$)

$B = 10,00$ m	$P_{amm} = 3,6$ kg/cm ² = 353 kPa
$L = 10,00$ m	

$B = 15,00$ m	$P_{amm} = 5,1$ kg/cm ² = 500 kPa
$L = 15,00$ m	

SETTORE BLOCCHI 2-3-4 E 5-6-7 EDIFICI SENZA PIANO INTERRATO **Piano di posa a -2,00/-3,75 m e -1,25/-3,00 m dal p.c. attuale – Unità Geotecnica L1/CG1**

FONDAZIONI A PLATEA (MAGLIA DI CARICO $B=L$)

$B = 10,00$ m	$P_{amm} = 2,0$ kg/cm ² = 196 kPa
$L = 10,00$ m	

$B = 15,00$ m	$P_{amm} = 2,8$ kg/cm ² = 274 kPa
$L = 15,00$ m	



10.2.3 Verifiche agli Stati Limite d'Esercizio (SLE) – Stima dei cedimenti

Per le verifiche delle strutture allo Stato Limite d'Esercizio (SLE) bisogna in ogni caso tener conto dei cedimenti massimi verificabili in funzione dei carichi di progetto.

Per le strutture di fondazione ipotizzate il calcolo dei cedimenti è stato eseguito utilizzando il metodo di **Burland-Burbridge (1983)**:

$$s = f_s \cdot f_h \cdot f_t (q' - 2/3 \sigma'_{vo}) \cdot B^{0,7} \cdot I_c$$

in cui:

q' = pressione efficace lorda (kPa)

σ'_{vo} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta delle fondazioni (kPa)

I_c = indice di compressibilità, funzione di N_{spt}

f_s, f_h, f_t = fattori correttivi di forma.

Il calcolo viene condotto tenendo conto di vari carichi di esercizio ipotetici e dei relativi cedimenti differiti nel tempo (20 anni). **Non si è tenuto conto della possibile presenza di carichi pulsanti.**

SETTORE BLOCCO 1 EDIFICIO CON PIANO INTERRATO **Piano di posa a -7,50/-9,0 m dal p.c. attuale – Unità Geotecnica CG2/G** **FONDAZIONI NASTRIFORMI (L=7,00 m)**

		Piano di posa a -7,50/-9,0 m dal p.c.
B = 0,80 m B = 1,00 m B = 1,20 m B = 1,50 m B = 1,80 m B = 2,00 m	$P_{\text{prog-eser}} = 1,10 \text{ kg/cm}^2 = 108 \text{ kPa}$	$s = 1\text{-}3 \text{ mm}$ $s = 2\text{-}3 \text{ mm}$ $s = 2\text{-}4 \text{ mm}$ $s = 2\text{-}4 \text{ mm}$ $s = 2\text{-}5 \text{ mm}$ $s = 2\text{-}5 \text{ mm}$
B = 1,00 m B = 1,20 m B = 1,50 m B = 1,80 m B = 2,00 m	$P_{\text{prog-eser}} = 1,20 \text{ kg/cm}^2 = 118 \text{ kPa}$	$s = 1\text{-}4 \text{ mm}$ $s = 2\text{-}4 \text{ mm}$ $s = 2\text{-}5 \text{ mm}$ $s = 2\text{-}5 \text{ mm}$ $s = 2\text{-}6 \text{ mm}$
B = 1,50 m B = 1,80 m B = 2,00 m	$P_{\text{prog-eser}} = 1,30 \text{ kg/cm}^2 = 127 \text{ kPa}$	$s = 2\text{-}6 \text{ mm}$ $s = 2\text{-}6 \text{ mm}$ $s = 2\text{-}7 \text{ mm}$
B = 1,80 m B = 2,00 m	$P_{\text{prog-eser}} = 1,40 \text{ kg/cm}^2 = 137 \text{ kPa}$	$s = 3\text{-}7 \text{ mm}$ $s = 3\text{-}7 \text{ mm}$
B = 2,00 m	$P_{\text{prog-eser}} = 1,50 \text{ kg/cm}^2 = 147 \text{ kPa}$	$s = 3\text{-}8 \text{ mm}$

Per i terreni di fondazione potranno essere utilizzati valori del coefficiente **k di Winkler** dell'ordine di **2-11 kg/cm³**.



FONDAZIONI A PLATEA (MAGLIA DI CARICO B=L)

		Piano di posa a -7,50/-9,0 m dal p.c.
B = 10,00 m L = 10,00 m	$P_{\text{prog-eser}} = 0,8 \text{ kg/cm}^2 = 78 \text{ kPa}$	s = 2-6 mm
B = 15,00 m L = 15,00 m		s = 2-7 mm
B = 10,00 m L = 10,00 m	$P_{\text{prog-eser}} = 1,0 \text{ kg/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$	s = 3-9 mm
B = 15,00 m L = 15,00 m		s = 4-12 mm

Per i terreni di fondazione potranno essere utilizzati valori del coefficiente **k di Winkler** dell'ordine di **1,0-4,0 kg/cm³**.

SETTORE BLOCCHI 2-3-4 E 5-6-7 EDIFICI SENZA PIANO INTERRATO Piano di posa a -2,00/-3,75 m e -1,25/-3,00 m dal p.c. attuale – Unità Geotecnica L1/CG1

		Blocchi 2-3-4 Piano di posa -2,00/-3,75 m dal p.c.	Blocchi 5-6-7 Piano di posa -1,25/-3,00 m dal p.c.
B = 10,00 m L = 10,00 m	$P_{\text{prog-eser}} = 0,6 \text{ kg/cm}^2 = 59 \text{ kPa}$	s = 2-13 mm	s = 3-16 mm
B = 15,00 m L = 15,00 m		s = 3-17 mm	s = 5-21 mm
B = 10,00 m L = 10,00 m	$P_{\text{prog-eser}} = 0,8 \text{ kg/cm}^2 = 78 \text{ kPa}$	s = 8-24 mm	s = 9-26 mm
B = 15,00 m L = 15,00 m		s = 11-32 mm	s = 12-34 mm
B = 10,00 m L = 10,00 m	$P_{\text{prog-eser}} = 1,0 \text{ kg/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$	s = 11-31 mm	s = 12-33 mm
B = 15,00 m L = 15,00 m		s = 15-41 mm	s = 15-44 mm

Per i terreni di fondazione potranno essere utilizzati valori del coefficiente **k di Winkler** dell'ordine di **0,2-3,0 kg/cm³** (blocchi 2-3-4) e dell'ordine di **0,2-2,0 kg/cm³** (blocchi 5-6-7)



I valori di $P_{\text{prog-eser}}$ stimati sono in ogni caso conformi al D.M. 11/03/1988 in cui per le strutture di fondazione viene prescritto al paragrafo “C.4.2”, un fattore di sicurezza (F) non inferiore a 3, laddove $P_{\text{amm}} = 1/F \cdot P_{\text{lim}}$.

I cedimenti calcolati per le $P_{\text{prog-eser}}$ ipotizzate, potranno essere utilizzati per le verifiche in condizioni di esercizio (SLE), in quanto dovranno risultare compatibili, nelle diverse condizioni di carico, con la funzionalità della struttura in elevato e con la durabilità e l'esercizio dell'opera.

Rimane a discrezione del progettista l'utilizzo di $P_{\text{prog-eser}}$ differenti; si rimane altresì disponibili ad un'ulteriore stima dei cedimenti in relazioni a condizioni di carico diverse.

Si vuole sottolineare come in caso di **fondazioni a platea per i blocchi 2-3-4 e 5-6-7** ai carichi d'esercizio ipotizzati, in ogni caso piuttosto contenuti, corrispondano **cedimenti assoluti e soprattutto differenziali elevati**. Si sottolinea che i calcoli eseguiti prendono in esame una **maglia di carico in platea di “10 m x 10 m” o di “15 m x 15 m”** **si rimanda al Progettista ogni considerazione in proposito.**

Il Progettista potrà valutare la possibilità di ricorrere a **fondazioni di tipo indiretto (pali/micropali).**

In nessun caso i valori stimati (sia per le resistenze che per i cedimenti) potranno essere utilizzati per fondazioni poggianti su materiali di riporto o su livelli o lenti di materiali a caratteristiche geotecniche particolarmente scadenti o in presenza di terreno rimaneggiato dalle operazioni di scavo e/o di fenomeni di ristagno d'acqua al piano di posa.

Si sottolinea infine come tali stime abbiano valore indicativo e vadano verificate in relazione alle caratteristiche progettuali definitive e ad eventuali indagini integrative di dettaglio mirate a ciascun edificio.

10.3 Fondazioni Profonde

Sulla scorta dei dati acquisiti, con riferimento al modello geologico-geotecnico e idrogeologico ricostruito ed in funzione delle scelte progettuali **si potrà valutare per i blocchi 2-3-4 e 5-6-7 e per la piscina, la posa di fondazioni indirette che andranno adeguatamente dimensionati ed intestati per almeno 2,00 m entro i depositi di contatto glaciale a discrete caratteristiche geotecniche (Unità CG2) presenti oltre -5/-9 m dal p.c. attuale (vedi “Sezione Geologico-Geotecnica Interpretativa”, in allegato).**

Si rimanda ad una fase di progettazione più avanzata e ad un'attenta valutazione con la Ditta Esecutrice la scelta di metodi di esecuzione compatibili con la preservazione dell'integrità dei manufatti adiacenti (vibrazioni contenute, ecc.).

La scelta della tipologia, del diametro e della lunghezza dei micropali e/o degli interventi di trattamento dei terreni dovranno essere definita dal Progettista e dalla Ditta costruttrice, in funzione della stratigrafia del sottosuolo e delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione (vedi Cap.



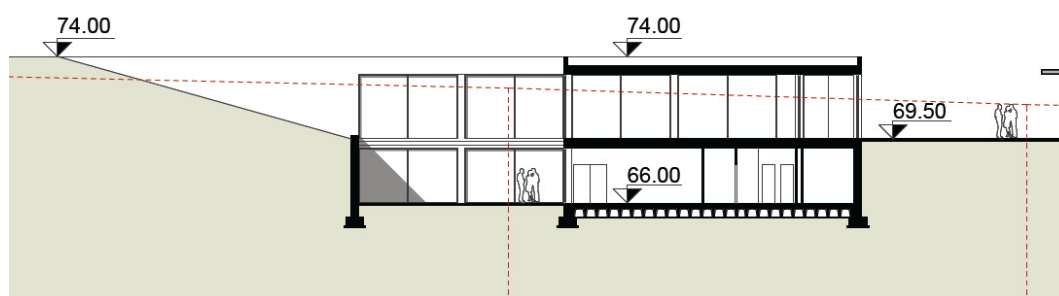
5) nonché delle indagini integrative richieste (vedi Cap. 13 e Conclusioni), tenuto conto dei carichi di progetto previsti.

In ogni modo le scelte progettuali ed i criteri realizzativi per l'intervento di progetto dovranno essere finalizzati a garantire la verifica della pressione limite e della capacità portante dei micropali/pali e/o pile di fondazione in funzione dei cedimenti previsti nonché la compatibilità con l'edificio circostante.

11. OPERAZIONI DI SCAVO – INTERVENTI DI DRENAGGIO E DI IMPERMEABILIZZAZIONE

11.1 Linee guida generali per la realizzazione degli interventi di scavo e di drenaggio / impermeabilizzazione

La realizzazione delle opere di progetto prevede l'esecuzione di uno **scavo principale** per l'edificio denominato blocco 1 con altezza massima di circa 7,50/9,00 m, da eseguirsi solo localmente in prossimità dei margini di proprietà (lato SE, bordo collina) e previo **riprofilatura di un ampio settore dell'area d'intervento** (ribassamento di circa 2-3 m).



Per quanto concerne gli scavi più significativi in corrispondenza del blocco 1, essi interesseranno la coltre superficiale di terreno rimaneggiato e/o di riporto e, al di sotto del bancone ghiaioso-sabbioso di **depositi lacustri** avente caratteristiche geotecniche buone, prevalentemente i **depositi di contatto glaciale/morena di fondo** limoso-argillosi ed a caratteristiche geotecniche **mediocri/scadenti**.

In fase d'indagine sono stati rilevati **significativi fenomeni di circolazione d'acqua in livelletti più francamente limoso-sabbiosi compresi nella sequenza limoso-argillosa**. In accordo con l'assetto idrogeologico ricostruito per l'area in esame il livello di falda, allorquando essa venga intercettata, per effetto della risalienza **si stabilizza ad una quota molto prossima al piano campagna**.

Seppure i livelli acquiferi siano discontinui, risultando dotati di un certo grado di artesianesimo essi tendono in ogni caso ad andare in equilibrio tra loro e complessivamente costituiscono l'**acquifero confinato/semiconfinato** circolante in maniera discontinua entro i depositi argilloso-limosi dell'unità geotecnica CG e l'**acquifero confinato** della sottostante unità G. Risulta quindi plausibile ipotizzare a seguito dell'infiltrazione lungo le pareti di scavo, le acque di falda, leggermente in pressione, tenderanno a stabilizzarsi a circa -1,40/-2,00 m dal p.c. e ad assumere in presenza di un'area di scavo, piuttosto ampia, caratteristiche di continuità e con possibile ingenerarsi di spinta idrostatica, collegata a falde maggiormente continue ed alimentate.



E possibile ipotizzare, allo stato attuale delle conoscenze, che presso gli ambiti di progetto possano esserci **livelli acquiferi anche a minore profondità dal p.c. e circolanti già entro i depositi ghiaioso-sabbiosi superficiali.**

La **FASE PRELIMINARE DI RIPROFILATURA** non presenta problematiche rispetto all'inclinazioni dei fronti in quanto le altezze di sbancamento (2-3 m) risultano distribuite secondo inclinazioni molto ridotte. Tale fase di scavo riduce inoltre significativamente l'altezza dello **scavo di approfondimento** da eseguirsi per il piano interrato s.s. (5,5/7,0 m).

Tuttavia si segnala che i livelli piezometrici misurati nell'area del blocco 1 (prove P2-P3-P4) indicano che i fenomeni di circolazione idrica **possano interferire con il ripiano di progetto previsto alla quota di 69,50 m** (rif. rilievo di progetto) sia in fase di scavo che in fase post-realizzativa (fenomeni di ristagno d'acqua).

Si richiede pertanto di valutare attentamente tale dato e di predisporre un'indagine integrativa mediante scavi esplorativi spinti alle quote di progetto e **prevedere eventuali interventi di abbattimento/drenaggio della falda** sia nella fase di scavo prevista per lo sbancamento preliminare di riprofilatura, che in fase post-realizzativa (trincee drenanti, con eventuale utilizzo di pompe e/o di sistemi di abbattimento della falda) lungo il lato di monte del ripiano.

Per la **FASE DI SCAVO DI APPROFONDIMENTO- PIANO INTERRATO**, alla luce dei dati raccolti e delle osservazioni fatte per l'**AREA DI SCAVO (altezza max 5,5/7,0)**, l'esecuzione dei fronti di sbancamento in condizioni di sicurezza **è garantita solo in presenza di opere di sostegno e di impermeabilizzazione preventive delle pareti e del fondo scavo.**

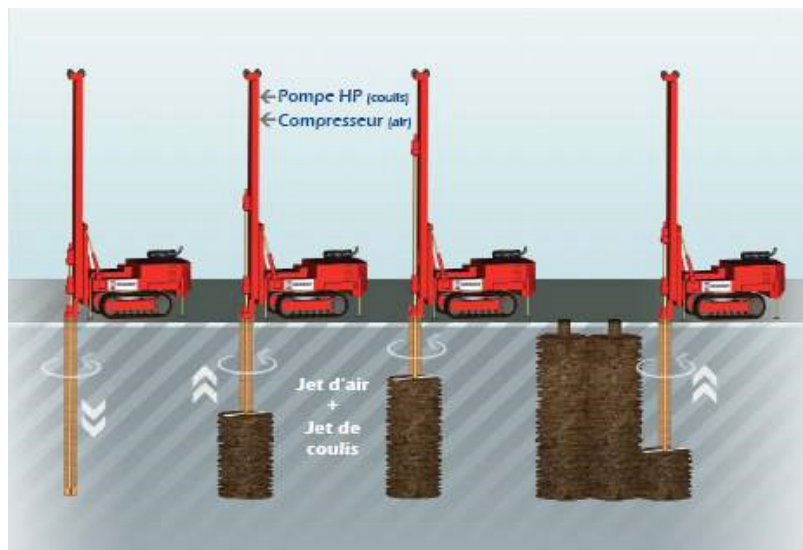
Per la scelta della tipologia delle opere provvisorie preventive si dovranno valutare, oltre alle caratteristiche geotecniche e litologiche dei terreni, in via prioritaria, la presenza di fenomeni di filtrazione idrica, la permeabilità dei terreni superficiali e la vicinanza con l'edificio esistente e la viabilità.

In relazione all'assetto geologico-geotecnico ed idrogeologico dell'area si ritiene sia da preferire l'utilizzo di **diaframmi in c.a., idoneamente intestati ed approfonditi entro l'unità CG2 presente a partire da circa -5,00/-9,00 m dal p.c.** a seconda dei contesti individuati (vedi "Sezione Geologica-Geotecnica interpretativa" in allegato); in alternativa si potrebbe valutare la realizzazione di **una paratia di pile-jet compenstrate (mediante jet-grouting).**

La realizzazione dei diaframmi in c.a., come da specifiche sopra illustrate, lungo l'intero perimetro dell'area di scavo sarà in grado di garantire **l'impermeabilizzazione delle pareti di scavo ma non la risalita capillare dell'acqua dal fondo scavo se non abbinato ad un altro intervento di tenuta idraulica/consolidamento del fondo scavo.**

La seconda soluzione ipotizzata potrebbe essere preferibile in quanto con la stessa tipologia di lavorazione "trattamento di terreno con jet-grouting" si potrebbe realizzare un **tappo di fondo** da utilizzarsi anche come piano di appoggio per le fondazioni in grado di garantire oltretutto la valutazione della sicurezza e delle prestazioni delle opere interagenti con i terreni, anche un'azione di protezione dalle infiltrazioni idriche sia in fase esecutiva che successivamente per i manufatti in progetto.





Si potrà valutare quale sistema di contenimento alternativo la possibilità di mettere in opera un sistema di **palancole di tipo Larssen a perdere** da abbinarsi comunque con un altro metodo di tenuta idraulica/consolidamento del fondo scavo.

L'eventuale scelta di utilizzare le palancole, così come la scelta di utilizzare i diaframmi, comporterà la necessità di valutare l'utilizzo in accoppiata di tecniche di abbattimento della falda e drenaggi di fondo scavo con pompe di aggotamento o sistemi *well-point*.

Si sottolinea in proposito che la natura litologica e geotecnica dei terreni ed idrogeologica del sito, comporteranno le seguenti problematiche realizzative:

- l'efficacia dei **sistemi well point** potrebbe essere diminuita poiché l'azione di abbattimento del livello piezometrico dovrà essere eseguita non su un unico acquifero ma su falde sospese, confinate, circolanti in livelli o intercalazioni per lo più di spessore massimo decimetrico, a permeabilità comunque moderata;
- per quanto concerne l'utilizzo di **pompe di aggotamento al fondo scavo** si ritiene che esse possano non essere sufficientemente adeguate allo smaltimento delle acque in ingresso allo scavo, se non in relazione ad un dimensionamento secondo portate molto elevate con indubbe problematiche di "gestione" di cantiere.

Si dovrà attentamente valutare con ditte specializzate nel settore l'interferenza delle vibrazioni necessarie all'infissione delle palancole con l'edificato circostante nonché l'eventuale possibilità di utilizzare palancole infisse a pressione che potrebbero contenere i fenomeni di interferenza con l'edificato esistente e migliorare anche la tenuta alla filtrazione idrica. L'utilizzo di palancole andrà idoneamente valutato anche in relazione alla presenza in superficie del bancone ghiaioso-sabbioso ad elevato addensamento.

Sicuramente non idonea appare la realizzazione di una berlinese di micropali in quanto non garantirebbe alcun effetto barriera rispetto alla filtrazione idrica.

Indipendentemente dal sistema di contenimento preventivo degli scavi prescelto, il piano interrato (muri laterali e piano di calpestio) dovrà essere protetto da fenomeni di umidità e/o filtrazione idrica.



Si dovrà quindi prevedere la messa in opera di **interventi di impermeabilizzazione** (cartelle di bentonite sodica, platea impermeabilizzante, “*sistema vasca bianca* - Drytech-Rascor”, ecc.) eventualmente associati ad un adeguato sistema di drenaggio con predisposizione di pompe per la raccolta e l’allontanamento delle acque (vedi anche Cap. 9).

Si ritiene inoltre opportuna la posa in opera di un **sistema di drenaggio** collegato a pozzetti di raccolta, che possano all’occorrenza essere collegati ad un sistema di pompe per l’abbattimento del livello di falda (vedi anche Cap. 9).

SBANCAMENTI MINORI sono infine previsti per la realizzazione della piscina e per i rimanenti edifici dei blocchi 2-3-4 e 5-6-7, profondità compresa tra 1,50 e 4,00 m circa, sempre previa riprofilatura con ribassamento dell’attuale piano campagna.

In funzione della stratigrafia ricostruita, per il sito in esame potrebbero essere considerate sufficienti le garanzie di tenuta dello scavo a breve termine, mantenendo inclinazioni del fronte non superiori a circa 40°-50°. Lo strato superficiale costituito da terreno rimaneggiato dovrà in ogni caso assumere un’inclinazione inferiore, rapportabile con le sue caratteristiche geotecniche, poiché in condizioni sub-verticali si potranno verificare fenomeni di scivolamento e/o crollo.

Gli interventi di sbancamento dovranno essere sempre eseguiti a distanza di sicurezza dalle proprietà contermini e dai manufatti esistenti.

L’eventuale esecuzione delle operazioni di scavo secondo inclinazioni superiori a quelle indicate o in fregio ai margini di proprietà e/o ai manufatti dovrà avvenire mediante scavi a campione o predisposizione di opere di contenimento preventivo (berlinesi di micropali, ecc.).

Infine, in relazione all’assetto idrogeologico ricostruito si dovrebbero avere interferenze tra le operazioni di scavo e fenomeni di filtrazione idrica, correlabili a falde superficiali circolanti per lo più a fondo degli scavi più profondi ma stabilizzate a profondità minime fino a -0,70/-2,80 m dal p.c.. L’esecuzione degli scavi in condizioni di sicurezza e la posa delle strutture di fondazione, in presenza d’acqua, dovrà quindi avvenire mediante specifiche tecniche realizzative. Si renderà eventualmente necessaria la realizzazione di **opportuni sistemi di drenaggio lungo il perimetro ed al fondo degli scavi**, con l’eventuale utilizzo di pompe sommerse e/o sistemi di abbattimento della falda tipo *well-point*. Infatti l’escavazione di terreni sciolti in falda comporta possibili fenomeni di rifluimento e crollo delle pareti di scavo, anche alle inclinazioni previste, nonché lo scadimento delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione.

Le fondazioni ed il piano terra, successivamente alla fase realizzativa, interferiranno in ogni caso con fenomeni di umidità e filtrazione idrica; si dovrà quindi prevedere la **messa in opera di adeguati interventi di impermeabilizzazione del piano di calpestio e dei muri laterali, associati ad un idoneo sistema di drenaggio**. Si potrà prevedere la realizzazione di uno o più pozzetti di raccolta delle acque di drenaggio, eventualmente muniti di pompa ad innesco automatico per l’abbattimento del livello di falda in concomitanza di periodi di piovosità intensa e/o prolungata.

Per tutti gli sbancamenti si raccomanda di non abbandonare i fronti di scavo aperti per periodi di tempo prolungati. A seguito di piogge intense tali fronti possono essere soggetti a fenomeni di dilavamento con conseguenti crolli delle pareti di scavo. In caso di pioggia i fronti di scavo dovranno essere protetti dal dilavamento superficiale mediante teloni impermeabili.



11.2 Linee guida generali di utilizzo del materiale escavato

Nell'ambito della realizzazione delle opere si prevede la produzione di materiale derivanti da operazioni di scavo.

Il materiale escavato ha la possibilità di:

- **essere destinato allo stato naturale a fini di costruzione nello stesso sito in cui è stato escavato** (art. 185 D. Lgs. 152/2006 e s.m.i.). In questo caso non necessita di una particolare procedura; la maggior parte dei comuni chiede una dichiarazione che il materiale escavato sarà riutilizzato ai sensi dell'Art. 185 comma 1 del D. Lgs. 152/06 e s.m.i.

185. Esclusioni dall'ambito di applicazione

(articolo così sostituito dall'articolo 13 del d.lgs. n. 205 del 2010)

1. Non rientrano nel campo di applicazione della parte quarta del presente decreto:

- a) le emissioni costituite da effluenti gassosi emessi nell'atmosfera;
- b) il terreno (in situ), inclusi il suolo contaminato non scavato e gli edifici collegati permanentemente al terreno, fermo restando quanto previsto dagli artt. 239 e ss. relativamente alla bonifica di siti contaminati;
- c) il suolo non contaminato e altro materiale allo stato naturale escavato nel corso di attività di costruzione, ove sia certo che esso verrà riutilizzato a fini di costruzione allo stato naturale e nello stesso sito in cui è stato escavato;
- d) i rifiuti radioattivi;
- e) i materiali esplosivi in disuso;
- f) le materie fecali, se non contemplate dal comma 2, lettera b), paglia, sfalci e potature, nonché altro materiale agricolo o forestale naturale non pericoloso utilizzati in agricoltura, nella selvicoltura o per la produzione di energia da tale biomassa mediante processi o metodi che non danneggiano l'ambiente né mettono in pericolo la salute umana.

Recentemente questo articolo è stato sottoposto ad “Interpretazione Autentica” di Legge mediante l'Art. 3 – **Disposizioni in materia di matrici materiali di riporto e ulteriori disposizioni in materia di rifiuti-** della **L. 28 del 24/03/2012** (Conversione in legge con modificazioni del D. L. 2 del 25/01/2012 recante *Misure Straordinarie e urgenti in materia ambientale*).

Ai sensi dell'Art. 3 comma 1 della L. 28 del 24/03/2012 come modificato dall'art. 41 comma 3 lett. a) della L. 98/2013 (Decreto del Fare) “...omissis... i riferimenti al **suolo** contenuti all'art. 185 commi 1, lettere b) e c), e 4 del D. Lgs. 152/06, si interpretano come riferiti anche alle **matrici materiali di riporto** di cui all'All. 2 alla parte IV del medesimo D. Lgs.”, costituite da una miscela eterogenea di materiale di origine antropica quali residui e scarti di produzione e di consumo e di terreno, che compone un orizzonte stratigrafico specifico rispetto alle caratteristiche geologiche e stratigrafiche naturali del terreno in un determinato sito e utilizzate per la realizzazione di riempimenti rilevati e reinterri. Al comma 2 dell'Art. 3 della L. 28 del 24/03/2012 come modificato dall'art. 41 comma 3 lett. b) della L. 98/2013 si specifica che “Fatti salvi gli accordi di programma per la bonifica sottoscritti prima della data di entrata in vigore della presente disposizione che rispettano le norme in materia di bonifica vigenti al tempo della sottoscrizione, ai fini dell'applicazione dell'Art. 185 comma 1 lettere b) c) del D. lgs.

152/06, le matrici materiali di riporto devono essere sottoposte a test di cessione effettuato sui materiali granulari ai sensi dell'art.9 del D. M. Amb. Del 5 Febbraio 1998omissis...ai fini delle metodiche da utilizzare per escludere rischi di contaminazione delle acque sotterranee e, ove conformi ai test di cessione, devono rispettare quanto previsto dalla legislazione vigente in materia di siti contaminati.”

- **essere gestito con la qualifica di “rifiuto speciale”**, quindi trasportato all'esterno dal sito e conferito in discarica autorizzata (art. 184 D. Lgs. 152/2006 e s.m.i.) nel rispetto di tutte le normative sui rifiuti vigenti;

3. Sono rifiuti speciali:

- a) i rifiuti da attività agricole e agro-industriali, ai sensi e per gli effetti dell'[art. 2135 c.c.](#);
(lettera così modificata dall'articolo 11 del d.lgs. n. 205 del 2010)
- b) i rifiuti derivanti dalle attività di demolizione, costruzione, nonché i rifiuti che derivano dalle attività di scavo, fermo restando quanto disposto dall'articolo 184-bis;
(lettera così sostituita dall'articolo 11 del d.lgs. n. 205 del 2010)
- c) i rifiuti da lavorazioni industriali;
(lettera così modificata dall'articolo 2, comma 21-bis, d.lgs. n. 4 del 2008)
- d) i rifiuti da lavorazioni artigianali;
- e) i rifiuti da attività commerciali;
- f) i rifiuti da attività di servizio;
- g) i rifiuti derivanti dalla attività di recupero e smaltimento di rifiuti, i fanghi prodotti dalla potabilizzazione e da altri trattamenti delle acque e dalla depurazione delle acque reflue e da abbattimento di fumi;
- h) i rifiuti derivanti da attività sanitarie;

- **essere destinato ad utilizzo come sottoprodotto (terre e rocce da scavo)** ai sensi dell'Art. 184 bis.

184-bis. Sottoprodotto

(articolo introdotto dall'articolo 12 del d.lgs. n. 205 del 2010)

1. È un sottoprodotto e non un rifiuto ai sensi dell'articolo 183, comma 1, lettera a), qualsiasi sostanza od oggetto che soddisfa tutte le seguenti condizioni:

- a) la sostanza o l'oggetto è originato da un processo di produzione, di cui costituisce parte integrante, e il cui scopo primario non è la produzione di tale sostanza od oggetto;
- b) è certo che la sostanza o l'oggetto sarà utilizzato, nel corso dello stesso o di un successivo processo di produzione o di utilizzazione, da parte del produttore o di terzi;
- c) la sostanza o l'oggetto può essere utilizzato direttamente senza alcun ulteriore trattamento diverso dalla normale pratica industriale;
- d) l'ulteriore utilizzo è legale, ossia la sostanza o l'oggetto soddisfa, per l'utilizzo specifico, tutti i requisiti pertinenti riguardanti i prodotti e la protezione della salute e dell'ambiente e non porterà a impatti complessivi negativi sull'ambiente o la salute umana.

Riguardo le modalità con cui verificare la conformità all'art. 184 bis del D.Lgs 152/06 e s.m.i. ed attuare in fase progettuale ed esecutiva l'utilizzo delle terre e rocce da scavo, sono di recente occorse numerose modifiche legislative e non è da escludere che altre siano attuate nel breve e medio termine.



Fino al 21 Giugno 2013 la gestione delle terre e rocce da scavo, anche per i siti di piccole dimensioni < 6000 mc, seppure a causa di una “carenza normativa” (assenza di emanazione dello specifico regolamento relativo ai piccoli siti), andava eseguita in ottemperanza al *D.M. 161/2012* emanato in attuazione dell’*Art. 49 del D.L. 1/2012* (D.L. Liberalizzazioni) e vigente dal 06/10/2012.

Dm Ambiente 10 agosto 2012, n. 161

Disciplina dell'utilizzazione delle terre e rocce da scavo - Criteri qualitativi da soddisfare per essere considerati sottoprodotti e non rifiuti - Attuazione articolo 49 del DI 1/2012 ("DI Liberalizzazioni")

Testo vigente dal 06-10-2012

Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio e del mare

Decreto 10 agosto 2012, n. 161

(Gu 21 settembre 2012 n. 221)

Articolo 2

Finalità

1. Al fine di migliorare l'uso delle risorse naturali e prevenire, nel rispetto dell'articolo 179, comma 1, del decreto legislativo n. 152 del 2006 e successive modificazioni, la produzione di rifiuti, il presente regolamento stabilisce, sulla base delle condizioni previste al comma 1, dell'articolo 184-bis del decreto legislativo n. 152 del 2006 e successive modificazioni, i criteri qualitativi da soddisfare affinché i materiali di scavo, come definiti all'articolo 1, comma 1, lettera b) del presente regolamento, siano considerati sottoprodotti e non rifiuti ai sensi dell'articolo 183, comma 1, lettera qq) del decreto legislativo n. 152 del 2006 e successive modificazioni.

2. Il presente regolamento stabilisce inoltre, le procedure e le modalità affinché la gestione e l'utilizzo dei materiali da scavo avvenga senza pericolo per la salute dell'uomo e senza recare pregiudizio all'ambiente.

In adempimento al D.M.161/2012 è necessario redigere un **Piano di Utilizzo dei Materiali da scavo** al fine di comprovare la sussistenza dei requisiti da soddisfare affinché i materiali da scavo siano considerati sottoprodotti e non rifiuti (ai sensi dell’Art. 183 c.1 lett. qq del D. Lgs. 152/06 e s.m.i.). Il Piano di Utilizzo deve essere presentato all’Autorità Competente almeno 90 gg prima dell’inizio dei lavori o, nel caso di opera soggetta a VIA o AIA, prima dell’espressione del parere di valutazione ambientale.

Per la redazione del Piano di Utilizzo è indispensabile l’esecuzione di una **caratterizzazione ambientale del sito predisposta sotto la direzione di un Geologo** con prelievo di campioni di terreno fino alle profondità di scavo e secondo un numero minimo di punti d’indagine pari a 3 (siti con superficie di scavo <2500 mq) ed in ogni caso in stretta conformità con quanto prescritto dagli allegati dello stesso D.M.161/2012.

Nel Giugno 2013 sono intervenute nuove **“evoluzioni legislative”** che hanno reso ancora più incerto il già problematico regime di gestione delle terre e rocce da scavo.

In data **21 Giugno 2013** è divenuto vigente il **D.L. n° 69 del 21/06/2013** *“Disposizioni urgenti per il rilancio dell’Economia”* che ha ristretto l’uso del D.M. 161/2012 alle sole attività ed opere soggette ad *Autorizzazione Integrata Ambientale* o *Valutazione di Impatto Ambientale* (AIA o VIA).

Il **26 Giugno 2013** è entrata in vigore la **Legge n°71 del 24/06/2013** di conversione al Decreto Legge n° 43 relativo all’Expo 2015 e ad altre emergenze ambientali che all’**Art.8 bis comma 2** ha indicato che **per cantieri con volumi di scavo fino a 6.000 mc** si debbano applicare di nuovo le indicazioni dell’Art. 186 D. Lgs. 152/2006 **in deroga a quanto stabilito dall’art. 49 del D. l. 1/2012 convertito con modificazioni dalla L. 27**



del 24 Marzo 2012, il quale prevedeva l'abrogazione dell'articolo 186 del decreto legislativo 152/06 medesimo con l'entrata in vigore del D.M. 161/2012.

Tuttavia **il quadro normativo/applicativo appariva alla luce di questi "interventi normativi" piuttosto confuso e contraddittorio** con varie associazioni di categoria che avevano avviato richieste di chiarimenti agli Organi Competenti, soprattutto in riferimento alle normative da applicare a siti con volumi di scavo > 6.000 mc e non soggetti a VIA e AIA.

Con la **L. 98 del 09/08/2013 ((Legge del Fare – Conversione con modificazioni, del D. L. 69 del 21/06/2013 – Disposizioni urgenti per il rilancio dell'Economia)** si modifica ulteriormente il quadro normativo pervenendo ad un quadro che appare adesso piuttosto definito e che può essere così sintetizzato:

REGIME DI APPLICAZIONE DELL'ART. 184 BIS – D. Lgs. 152/05 E s.m.i.
RIFERIMENTI NORMATIVI

Siti di grandi dimensioni soggetti a VIA e AIA	Siti di piccole dimensioni Siti di grandi dimensioni non soggetti a VIA o AIA
Ai sensi dell'art. 184 bis comma 2 bis del D. Lgs 152/06, come introdotto dall'art. 41 comma 2 della L. 98/2013, il D.M. 161/2012 adottato in attuazione delle previsioni di cui all'art. 49 del D. L. 1/2012, convertito con modificazioni dalla L. 27/2012 (cantieri con volumi di scavo > 6.000 mc), “ si applica solo alle terre e rocce da scavo che provengono da attività o opere soggette a valutazione d'impatto ambientale o ad autorizzazione integrata ambientale.... ”	L'art. 41 bis della L. 98/2013 ed in relazione a quanto disposto dall'art. 266, comma 7 del D. Lgs 152/06 stabilisce, ai commi 1-4 , le disposizioni che si applicano ai materiali da scavo nei piccoli siti (< 6.000 mc) per verificare il regime di applicazione dell'articolo 184 bis; al comma 5 viene specificato che esse valgono anche per i cantieri con volumi di scavo > 6.000 mc ma non soggetti a VIA o AIA

L'art. 186 del D. Lgs 152/2006 viene definitivamente abrogato dal comma 6 dell'art. 41 bis della L. 98/2013, che abroga l'art. 8 bis del D. L. 43/2013 convertito con modificazione dalla L. 71/2013.

Si ritiene pertanto opportuno per l'intervento di progetto, laddove sia verificata la mancanza di procedure VIA o AIA, **scegliere la procedura di utilizzo e definire la normativa più idonea da adottare.**

Alla luce del quadro normativo e soprattutto in caso di riutilizzo fuori sito si consiglia vivamente di predisporre un Piano di Caratterizzazione Ambientale sotto la direzione del Geologo e con analisi chimiche dei terreni che potrà essere utilizzato, comunque, sia ai sensi dell'Art. 41 bis, commi 1-4, della L. 98/2013 per l'applicazione del regime di art. 184 bis del D. Lgs. 152/06 e s.m.i. (ri-utilizzo fuori sito) che per la verifica dei "suoli non contaminati" per l'applicazione del regime dell'art. 185 del D. Lgs. 152/06 e s.m.i. (ri-utilizzo in sito).

Avendo provveduto, durante la presente campagna d'indagine, al prelievo di **n° 6 campioni di terreno e n° 2 campioni di terreno di riporto/rimaneggiato, in doppia aliquota** (vedi tabelle 1-2 del ¶ 4.1), **secondo le disposizioni e procedure indicate dal D.Lgs.152/06 e s.m.i.** si rimanda all'esecuzione di specifiche analisi per la predisposizione del Piano di Caratterizzazione sopra definito.



12. SISTEMI DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE

12.1 Permeabilità dei terreni – Idoneità allo smaltimento per subirrigazione

La permeabilità di un terreno è essenzialmente funzione della porosità efficace e viene espressa dal coefficiente di permeabilità (k) che ha la dimensione di una velocità. Di conseguenza la permeabilità dipende dalla granulometria dei terreni risultando maggiore per i terreni grossolani rispetto a quelli con caratteristiche granulometriche fini. L'eterogeneità granulometrica di un terreno riduce sensibilmente il valore della permeabilità poiché la presenza di matrice fine (limo e argilla), anche se subordinata in percentuale allo scheletro granulare, ostacola la filtrazione.

Dato l'assetto geologico dell'area si può ragionevolmente ipotizzare che entro l'area d'intervento si abbiano **entro i primi 2-4 m dal p.c. attuali condizioni superficiali litologiche piuttosto uniformi con presenza di un bancone ghiaioso-sabbioso**. Mediante la campagna geognostica e prove di permeabilità eseguite in prossimità del sito di progetto e nel medesimo contesto geologico, si è pervenuti alla stima della permeabilità di questi terreni ($k = 10^{-3}/10^{-4}$ m/s), caratterizzati, nel complesso, da **permeabilità elevata**.

A seguito delle indagini eseguite, dei dati fin qui raccolti e delle considerazioni effettuate, risulta evidente che al di sotto del bancone ghiaioso e pertanto **oltre circa -1,65/-3,90 m dal p.c. attuale**, l'area in esame ricada in un contesto geologico riferibile a **depositi glaciali e/o di contatto glaciale** rappresentati in prevalenza da *diamicton* massivi a supporto di matrice (*Dmm*) e pertanto da terreni eterogenei per natura e granulometria, ma **caratterizzati da un'alta percentuale di frazione fine limoso argillosa**. Mediante la campagna geognostica ed i dati derivanti da prove di permeabilità eseguite in prossimità del sito di progetto nel medesimo contesto geologico, si è pervenuti alla stima della permeabilità di questi terreni limoso-argillosi ($k = 10^{-6}/10^{-7}$ m/s), caratterizzati, nel complesso, da **permeabilità da bassa a molto bassa**.

Entro l'area di intervento si hanno quindi condizioni litologiche idonee allo smaltimento delle acque meteoriche per subirrigazione entro i primi 2-4 m dal p.c..

Il sito di progetto non risulta quindi del tutto idoneo allo smaltimento delle acque meteoriche mediante subirrigazione drenata ed in particolare mediante pozzi perdenti.

In alternativa, tenuto anche conto dei fenomeni di filtrazione idrica riscontrati entro i primi metri dal p.c., le acque meteoriche potranno essere recapitate alla rete fognaria e/o agli elementi idrografici più prossimi, previa autorizzazione degli enti gestori e competenti.

Si rimanda al Progettista ogni valutazione circa eventuali accertamenti e prove da eseguire in fase esecutiva.



12.2 Calcolo delle acque di deflusso e Sistema di dispersione per subirrigazione drenata

La quantità d'acqua raccolta dalle superfici impermeabili realizzate entro l'area di intervento può essere stimata tenuto conto dell'intensità di pioggia attesa, con tempo di ritorno assegnato del periodo di 10 anni, ricavata dalla curva di possibilità climatica come definita al §2.5.1.

Applicando un coefficiente di deflusso (c) pari a 0.90 per le superfici impermeabilizzate (tetti e superfici in cemento e/o pavimentati), potrà essere ricavato il volume d'afflusso che dovrà essere recapitato verso i pozzi di dispersione e/o in corpo idrico superficiale.

Tenuto conto delle condizioni pianeggianti dei luoghi di intervento i coefficienti di deflusso non sono modificati da parametri correttivi dipendenti da fattori geomorfologici (aree su versante, ecc.).

Il drenaggio delle acque potrà essere affidato ad un sistema a percolazione nel terreno mediante subirrigazione drenata realizzato con batterie di pozzi di dispersione adeguatamente dimensionati ed approfonditi non oltre lo strato ghiaioso-sabbioso superficiale (max 2-3 m dal p.c. attuale) e posizionati ad idonea distanza dal piano interrato.

Ogni pozzo potrà essere costituito da una colonna di dispersione ad anelli sovrapposti, in calcestruzzo prefabbricato e fessurato, di diametro noto (vedi schema allegato).

Nel dimensionamento del sistema di dispersione andrà tenuto conto della capacità di immagazzinamento di ciascun pozzo. Per aumentare la capacità di invaso, esternamente agli anelli di calcestruzzo, dovrà essere disposto idoneo materiale costituito da ciottoli sub-arrotondati di grossa pezzatura omogenea (10-20 cm) la cui porosità è dell'ordine del 25 %.

Il volume d'invaso disponibile sarà quindi rappresentato dal volume dei pozzi e dal 25% del volume dell'anello ghiaioso filtrante.

Il sistema di dispersione dovrà essere dotato di adeguati pozzetti di decantazione, muniti di filtri in grado di garantire nel tempo la funzionalità dei pozzi perdenti.



13. PIANO D'INDAGINE INTEGRATIVO

Alla luce di quanto fin qui esposto, si rende necessario predisporre un'ideale campagna d'indagine geognostica integrativa in relazione alla necessità di acquisire maggiori dati stratigrafici e geotecnici dei terreni di fondazione, nonché **dati idrogeologici inerenti le modalità di circolazione idrica superficiale**, per la realizzazione di ciascun blocco dei nuovi edifici di progetto e per la definizione delle quote dei ripiani.

Tali indagini potranno essere condotte in fase di progettazione esecutiva e prima della fase di realizzazione della nuova struttura alberghiera.

Le indagini dovranno prevedere l'esecuzione di numerosi **scavi esplorativi superficiali**, spinti fino alle profondità previste per i ripiani di progetto ed eventuali prove penetrometriche e di almeno n° 2 sondaggi a carotaggio continuo con esecuzione di prove SPT in foro e prove di permeabilità in foro ed eventuale posa in opera di piezometro.

Le indagini dovranno essere eseguite in numero e profondità adeguate al fine di verificare eventuali disomogeneità nei terreni presenti e dovranno in ogni caso raggiungere le unità geotecniche idonee alla posa delle fondazioni.

14. CARTA DI SINTESI - CARTA DEI VINCOLI ESISTENTI

La **Fase di Sintesi/Valutazione** ha come risultato finale l'individuazione delle limitazioni d'uso del territorio derivanti da normative in vigore di contenuto prettamente geologico (Carta dei Vincoli Esistenti) e di proporre una zonazione del territorio in funzione dello stato di pericolosità geologico-geotecnica e della vulnerabilità idraulica e idrogeologica (Carta di Sintesi).

Alla luce di quanto espresso in premessa e tenuto conto dei riferimenti normativi ivi riportati si è ritenuto opportuno ed in linea con le normative di pianificazione **recepire e parzialmente revisionare, esclusivamente per gli ambiti di studio**, quanto già istituito nella *Componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T. (Dott. Geol. Rosanna Lentini, Luglio 2009-Maggio 2010)*, predisposto ai sensi della **L.R. 12/05** e secondo i criteri della allora vigente **D.G.R. 8/7374 del 28/05/2008**).

Il risultato di questa fase di studio ha comportato la revisione della "*Carta di Sintesi e Vincoli*" (Tav. 7 - scala 1:2.000), inerenti esclusivamente le aree d'interesse e quale modifica parziale della stessa tavola allegata alla *Componente Geologica Idrogeologica e Sismica del PGT vigente (Dott. Geol. Rosanna Lentini, Luglio 2009-Maggio 2010)*.

In accordo con quanto richiesto dalla D.G.R. n° 9/2616 del 30/11/2011 sono state distinte le aree soggette a vincoli e gli ambiti di vulnerabilità idraulica ed idrogeologica e di pericolosità geologico-geotecnica.



14.1 AMBITI SOGGETTI A VINCOLI NORMATIVI DI CARATTERE GEOLOGICO, AI SENSI DELLA D.G.R. 9/2616 DEL 2011

Le aree d'interesse progettuale non sono soggette a vincoli di tale tipo.

14.2 AMBITI DI VULNERABILITA' IDRAULICA ED IDROGEOLOGICA E/O DI PERICOLOSITA' GEOLOGICO-GEOTECNICA AI SENSI DELLA D.G.R. 9/2616 del 30/11/2011

14.2.1 Aree vulnerabili dal punto di vista idrogeologico

Area ad alta vulnerabilità delle acque sotterranee (prima falda, non sfruttata ad uso idropotabile)

Sono state inserite in questo ambito le aree a vulnerabilità alta o molto alta delle acque sotterranee (prima falda). Si sottolinea come la prima falda cui si riferisce la vulnerabilità non sia in alcun caso sfruttata ad uso idropotabile.

14.2.2 Aree che presentano scadenti caratteristiche geotecniche

Area con terreni a caratteristiche geotecniche scadenti.

In queste aree sono stati inclusi gli ambiti così denominate nella “Carta di ubicazione delle indagini e di Prima Caratterizzazione Geotecnica dei terreni” – Tav.4 della *Componente Geologica Idrogeologica e Sismica del PGT vigente* (Dott. Geol. Rosanna Lentini, Luglio 2009-Maggio 2010).

In questi ambiti possono essere presenti terreni di fondazione con caratteristiche geotecniche da mediocri a scadenti e/o presenza di falde idriche a scarsa profondità dal p.c.

14.2.3 Aree di interesse geomorfologico-paesaggistico

Aree di elevato interesse geomorfologico, paesaggistico e vegetazionale (peraltro in parte già rientranti, nelle zone di vincolo ambientale ed idrogeologico):

- Ambito delle colline moreniche maggiormente articolate, a morfologia ondulata con ripiani sub-pianeggianti; alternanza di zone boscate, oliveti, vigneti, e prati permanenti.
- Fascia perilacustre

E' stata così classificata una porzione alquanto ampia del territorio comunale caratterizzata da morfologia piuttosto varia, con rilievi pronunciati, blande ondulazioni e superfici subpianeggianti. I boschi rivestono i pendii più ripidi, mentre le aree meno acclivi sono caratterizzate da vigneti, olivi, prati permanenti e seminativo.

Si riconosce una limitazione alla modifica delle destinazioni d'uso riferita al pregio morfologico-paesaggistico e naturalistico di queste aree, caratterizzate da rilievi e versanti particolarmente esposti



da un punto di vista percettivo che rivestono un valore per la spiccata vocazione agricola e per la presenza di aree con vegetazione arborea.

E' stata inoltre individuata una fascia posta a ridosso dalla sponda del Lago di Garda. L'istituzione di questa sottoclasse tiene conto dei processi erosivi che possono agire lungo i litorali e dell'interesse morfologico-paesaggistico che riveste la fascia costiera.

In questa sottoclasse risultano già comprese le zone sottoposte a vincolo:

- di protezione delle bellezze d'insieme (D. Lgs. 42 del 22/02/2004)
- di protezione dei laghi, fiumi, torrenti e corsi d'acqua (D. Lgs. 42 del 22/02/2004)
- idrogeologico ai sensi dell'Art.1 R.D. 30/12/1923 n.3267



15. NORME GEOLOGICHE DI PIANO

Alla luce di quanto espresso in premessa e tenuto conto dei riferimenti normativi ivi riportati nel capitolo relativo si è ritenuto opportuno ed in linea con le normative di pianificazione **recepire e parzialmente revisionare esclusivamente per gli ambiti di studio** quanto già istituito nella **Componente Geologica Idrogeologica e Sismica del PGT vigente** (*Dott. Geol. Rosanna Lentini*, Luglio 2009-Maggio 2010) in fatto di **Classi e Norme di Fattibilità Geologica** e di **Norme di Vincolo e di Pericolosità Sismica**; rispetto a queste verrà pertanto verificata la **congruenza delle trasformazioni previste**.

Con riferimento ai criteri descritti nella Deliberazione della Giunta Regionale n° 9/2616 del 2011, in applicazione della L.R.12 del 11/03/2005, la porzione di territorio in esame è stata classificata tenendo conto dei vincoli individuati e delle classi di fattibilità geologica definite in funzione di singoli aspetti litologici, geomorfologici, idrogeologici, pedologici e geotecnici.

In adempimento alla D.G.R. 9/2616 del 2011 per gli ambiti soggetti a vincolo viene istituita una specifica normativa; per le aree di progetto non sono presenti ambiti soggetti a Norme di Vincolo ai sensi della stessa D.G.R..

In funzione delle problematiche riscontrate nella Carta di Sintesi è stata realizzata la “*Carta di Fattibilità per le azioni di piano*” per l’applicazione delle norme geologiche di piano, per l’area di progetto (Tav. 8 - scala 1:2.000, modificata da *Componente Geologica Idrogeologica e Sismica del PGT vigente* (*Dott. Geol. Rosanna Lentini*, Luglio 2009)

Le caratteristiche sismiche del territorio trovano riscontro nelle aree di Pericolosità Sismica Locale, derivanti dall’applicazione delle procedure di 1° livello e, ove necessario, di 2° e 3° livello.

Le aree individuate sono state riportate nella Carta di Fattibilità Geologica mediante apposita retinatura; laddove la sottoclasse di fattibilità istituita coincida con aree retinate in relazione alla pericolosità sismica locale, si dovranno adeguatamente considerare le relative normative sismiche e/o prescrizioni.



15.1 NORME GEOLOGICHE DI PIANO CORRELATE ALLA FATTIBILITA' GEOLOGICA

Con riferimento ai criteri descritti nella Deliberazione della Giunta Regionale n° 9/2616 del 2011, in applicazione della L.R.12/05, il territorio d'interesse verrà classificato rispetto alle quattro classi di fattibilità geologica previste dalla normativa, tenuto conto dei singoli aspetti litologici, geomorfologici, idrogeologici, pedologici e geotecnici.

La carta di fattibilità geologica per le azioni di piano è stata realizzata in scala 1:4.000 limitatamente alle aree di progetto.

Le classi vengono distinte in sottoclassi in funzione di diversi fattori e problematiche che interessano il territorio, che vengono di seguito elencati:

- acclività dei versanti.
- instabilità di versanti.
- terreni con caratteristiche geotecniche scadenti.
- aree con valenza morfologico-paesaggistica e ad elevata vulnerabilità idrogeologica.

La metodologia di attribuzione della classe di fattibilità ha previsto, in accordo con la D.G.R. 9/2616 del 2011, una classe d'ingresso determinata in base alla Tab.1 riportata nella stessa deliberazione di giunta, in funzione delle problematiche caratterizzanti ciascun poligono della Carta di Sintesi. Per ogni sottoclasse nella descrizione vengono elencate le limitazioni e destinazioni d'uso più significative.

Alla Carta di Fattibilità viene quindi sovrapposta una retinatura con le aree soggette ad amplificazione sismica locale desunte dalla Carta di Pericolosità Sismica Locale e dall'applicazione del 2° livello di Analisi del Rischio Sismico ai sensi dell'All.5 della D.G.R. 9/2616/2011.

Nella definizione delle classi di fattibilità **si è tenuto conto di quanto già indicato nello Studio Geologico del Territorio Comunale vigente** (*Componente Geologica Idrogeologica e Sismica del PGT - Dott. Geol. L. Ziliani, Aprile 2009*), pur procedendo ad una più puntuale applicazione delle metodologie di attribuzione previste dalle normative in relazione ai dati specifici raccolti.

Nella sovrapposizione di aree omogenee per pericolosità/vulnerabilità all'interno dei poligoni della Carta di Sintesi si è tenuto conto di eventuali interazioni fra i fenomeni nell'attribuzione della classe di fattibilità. In assenza di tale interazione si è riportata in carta la classe più limitativa. Talora si è ritenuto di precisare la coesistenza di problematiche a valenza differente all'interno di una stessa classe di fattibilità.

Per ogni sottoclasse, nella descrizione vengono elencate le limitazioni più significative.

Laddove la sottoclasse di fattibilità istituita coincida con aree retinate in relazione alla pericolosità sismica locale, si dovranno adeguatamente considerare le relative normative sismiche e/o prescrizioni.

Sono state istituite le **CLASSI DI FATTIBILITA' GEOLOGICA** e le relative **NORME GEOLOGICHE DI PIANO** di seguito elencate partendo dalle classi più elevate a cui corrispondono le limitazioni più gravi.



CLASSE 3 - FATTIBILITA' CON CONSISTENTI LIMITAZIONI

In questa classe sono comprese aree per le quali sono state riscontrate consistenti limitazione alla destinazione d'uso per le condizioni di pericolosità/vulnerabilità individuate, per il superamento delle quali potrebbero rendersi necessari interventi specifici o opere di difesa.

Laddove possibile sono state definite, in funzione della tipologia del fenomeno che ha generato la pericolosità/vulnerabilità del poligono individuato, alcune prescrizioni inerenti gli eventuali interventi urbanistici, le opere di mitigazione del rischio e le specifiche costruttive degli interventi edificatori.

In altri casi sono stati definiti i supplementi d'indagine (finalità, tipologia, problematiche da approfondire, ecc.) da eseguire per la verifica della compatibilità degli interventi con le situazioni di dissesto in atto o potenziale. A seguito della realizzazione delle indagini richieste potranno essere individuate le prescrizioni di dettaglio per poter procedere o meno all'edificazione.

Si specifica che le indagini e gli approfondimenti prescritti dalle norme di fattibilità geologica (limitatamente ai casi consentiti) dovranno essere realizzati prima della progettazione degli interventi in quanto propedeutici alla pianificazione dell'intervento ed alla progettazione stessa.

Copia delle indagini effettuate e della relazione geologica di supporto deve essere consegnata, congiuntamente alla restante documentazione, in sede di presentazione di Piani Attuativi (L.R. 12/05, art.14) o in sede di Permesso di Costruire (L.R.12/05, art.389).

Si sottolinea che gli approfondimenti di cui sopra non sostituiscono, anche se possono comprendere, le indagini previste dal D.M. 14/01/2008.

3c - Area con terreni aventi caratteristiche geotecniche scadenti.

La presenza in superficie di terreni con caratteristiche geotecniche scadenti associata talora a fenomeni di circolazione idrica a scarsa profondità dal p.c. può comportare l'utilizzo di opere di fondazione speciali o tecniche di consolidamento.

Sono consentiti:

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

La realizzazione di ogni intervento è in ogni caso subordinata alla predisposizione di una relazione geologica eseguita ai sensi del D.M.LL.PP. 14/01/2008, supportata da indagini geognostiche mediante prove in situ (sondaggi, prove penetrometriche dinamiche standard o statiche, indagini sismostratigrafiche, ecc.) e/o in laboratorio su campioni di terreno.

Lo studio geologico dovrà valutare la compatibilità dell'intervento con le caratteristiche geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche dell'area, con particolare attenzione alla definizione delle caratteristiche geotecniche e dello spessore dei depositi a caratteristiche scadenti e/o dei



materiali di riporto presenti. al fine di valutare in fase progettuale le problematiche realizzative e la necessità di utilizzare opere di fondazioni profonde (pali, micropali, ecc.).

Si ritiene, quindi, opportuno che le indagini comprendano almeno un sondaggio a carotaggio continuo spinto fino alle unità a buone caratteristiche geotecniche, eventualmente attrezzato a piezometro per la verifica della presenza di fenomeni di circolazione d'acqua.

Poichè a questa classe sono frequentemente associati potenziali fenomeni di amplificazione sismica correlati alla litologia e/o a fenomeni di cedimento e/o liquefazione dei terreni (vedi Normative inerenti il Rischio Sismico), si ritiene opportuno che siano eseguite indagini sismiche in situ, per la definizione del profilo sismostratigrafico dei terreni e della Categoria di Sottosuolo. Si sottolinea che l'utilizzo di fondazioni profonde comporta l'annullamento dei potenziali fenomeni di amplificazione correlati a cedimenti e/o liquefazione.

CLASSE 2 - FATTIBILITA' CON MODESTE LIMITAZIONI

In questa classe sono comprese zone con modeste limitazioni alla modifica della destinazione d'uso dei terreni ed all'utilizzo a scopi edificatori, che possono essere superate mediante approfondimenti d'indagine e accorgimenti tecnico-costruttivi e senza l'esecuzione di opere di difesa.

Per gli ambiti assegnati a questa classe sono stati indicati gli eventuali approfondimenti da effettuare e le specifiche costruttive degli interventi edificatori.

Si specifica che le indagini e gli approfondimenti prescritti dalle norme di fattibilità geologica (limitatamente ai casi consentiti) dovranno essere realizzati prima della progettazione degli interventi in quanto propedeutici alla pianificazione dell'intervento ed alla progettazione stessa.

Copia delle indagini effettuate e della relazione geologica di supporto deve essere consegnata, congiuntamente alla restante documentazione, in sede di presentazione di Piani Attuativi (L.R. 12/05, art.14) o in sede di Permesso di Costruire (L.R.12/05, art.389).

Si sottolinea che gli approfondimenti di cui sopra non sostituiscono, anche se possono comprendere, le indagini previste dal D.M. 11 Marzo 1988 e/o D.M. 14/09/05 e successive revisioni.

Vengono assegnate alla classe 2 le normative di vincolo connesse alle “*Aree di conoide non recentemente riattivatosi o completamente protetta (Cn)*” evidenziate al cap. 10.1.1., cui si rimanda per ogni dettaglio prescrittivo.

2a1 - Aree a vulnerabilità da mediamente alta ad alta delle acque sotterranee (prima falda, non sfruttata ad uso idropotabile)

In questa sottoclasse si riconosce una limitazione alla modifica delle destinazioni d'uso correlata alla vulnerabilità degli acquiferi.

Sono consentite tutte le tipologie di intervento. La loro realizzazione è in ogni caso subordinata ad uno studio idrogeologico che accerti la compatibilità dell'intervento con lo stato di vulnerabilità delle risorse idriche sotterranee, valutando il possibile impatto sulle acque sotterranee.



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

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

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

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

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

L'impermeabilizzazione delle superfici sarà consentita solo laddove strettamente.

□ **2d – Area con versanti da debolmente a mediamente inclinati (inclinazione compresa tra 5° e 20°).**

In questa sottoclasse sono consentiti:

- gli interventi di viabilità pubblica e privata
- opere di urbanizzazione
- interventi di ricostruzione
- interventi di ampliamento in elevazione e in planimetria
- nuovi interventi edificatori
- attività produttive

La loro realizzazione è subordinata alla predisposizione di una relazione geologica eseguita ai sensi del D.M.LL.PP. 14/01/2008, supportata da indagini geognostiche mediante prove in situ (sondaggi, prove penetrometriche, indagini sismostratigrafiche, ecc.) e/o in laboratorio su campioni di terreno.

Lo studio geologico dovrà valutare la compatibilità dell'intervento con le caratteristiche geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche dell'area, con particolare attenzione alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione ed alla verifica della stabilità dei versanti.

Dovranno essere valutate attentamente le modalità realizzative per qualsiasi tipo d'intervento ed in particolare per quelli che prevedano l'esecuzione di operazione di scavo o interventi di riprofilatura dei versanti, predisponendo all'occorrenza opere di contenimento preventivo dei fronti di scavo e/o di consolidamento del pendio.



15.2 NORME GEOLOGICHE DI PIANO CORRELATE AL RISCHIO SISMICO PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE (PSL)

Alle problematiche descritte per le classi di fattibilità si associano per la porzione di territorio d'interesse fattori predisponenti a potenziali fenomeni di amplificazione sismica correlati ad effetti di cedimenti e/o liquefazione (scenari di PSL Z2 → area destinata a parcheggi), ad effetti litologici (scenari di PSL Z4a → area di realizzazione dei nuovi edifici).

SCENARI PSL Z2

AREE CON OBBLIGO DI APPROFONDIMENTO DI 3° LIVELLO

Le aree cui corrispondono scenari Z2 richiedono in fase progettuale un approfondimento di 3° livello. In fase progettuale tale limitazione può essere rimossa qualora si operi in modo tale da eliminare eventuali terreni di fondazione non idonei o disomogenei o si prevedano interventi di stabilizzazione dei versanti. L'eventuale utilizzo di fondazioni profonde, intestate in corrispondenza delle unità litostratigrafiche a buone caratteristiche geotecniche, comporta l'annullamento dei potenziali fenomeni di amplificazione sismica dovuti sia ai cedimenti che alla potenziale liquefacibilità dei terreni.

SCENARI PSL Z4a

AREE A POTENZIALE AMPLIFICAZIONE MORFOLOGICA E/O LITOLOGICA CON VALORI DI F_a di sito $> F_a$ di soglia

AREE CON OBBLIGO DI APPROFONDIMENTO DI 3° LIVELLO O DI UTILIZZO DELLO SPETTRO DI NORMA CARATTERISTICO DELLA CATEGORIA DI SUOLO SUPERIORE

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

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

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



16. CONCLUSIONI

Il sito di progetto per la porzione oggetto di edificazione ricade nelle **Classi di Fattibilità 2a12c2d e 3c** definite rispettivamente come “*Aree a vulnerabilità da mediamente alta ad alta delle acque sotterranee (prima falda, non sfruttata ad uso idropotabile)*”; “*Aree di elevato interesse geomorfologico, paesaggistico e vegetazionale (peraltro in parte già rientranti nelle zone di vincolo ambientale e idrogeologico)*”; “*Area con versanti da debolmente a mediamente inclinati (inclinazione compresa tra 5° e 20°)*” e “*Area con terreni aventi caratteristiche geotecniche scadenti*” (Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del Piano di Governo del Territorio di Lonato del Garda – Dott. Geol. Rosanna Lentini, Luglio 2009-Maggio 2010, come modificata dal presente studio).

Non si segnala altresì la presenza, presso l’area d’interesse, di **normative di vincolo** correlate agli elementi idrografici appartenenti al Reticolo Idrico Minore o ad altre problematiche geologiche-idrogeologiche-geomorfologiche.

Sono state prese in esame le condizioni geologiche-geomorfologiche delle aree di intervento e di quelle ad esse limitrofe (vedi Cap. 2) nonché un inquadramento strutturale e sismotettonico e della sismicità dell’area gardesana (vedi Cap. 3).

Mediante le indagini geognostiche eseguite (vedi cap.4) è stato ricostruito il modello geologico-geotecnico e geofisico dell’area di progetto (vedi cap.5), che ha evidenziato una sostanziale disomogeneità dei terreni entro la profondità di interesse progettuale entro due ambiti identificati quali Settore di Piana Lacustre e Settore di Bordo Collinare e significativi, seppure peculiari, fenomeni di circolazione d’acqua.

In relazione al modello geotecnico-sismostratigrafico e geomorfologico del sito sono state quindi definite la Categoria di Sottosuolo e la Categoria Topografica, che potranno essere utilizzate per la stima dell’Azione Sismica e più in generale per la progettazione delle opere (Cap. 8).

Sono quindi stati indicati (§ 8.4) gli Spettri di Risposta Elastici ed i Parametri di Pericolosità Sismica definiti dalle più recenti normative per il sito di progetto (risultati del progetto S1 – INGV). Per una più mirata definizione della Risposta Sismica Locale per il sito, tenuto conto della tipologia degli edifici di progetto (paragrafo 2.4.2 NTC-08) e della conseguente strategia di progettazione ordinaria, sono stati definiti i periodi di ritorno T_R , ed i relativi Spettri di Risposta Elastici e quindi parametri a_g , F_0 e T_c^* , associati a ciascun Stato Limite. Sono stati infine valutati i valori di amplificazione litologica (S_s) e morfologica di sito (S_t) per alcuni Stati Limite (§ 8.5).

Tali dati potranno essere utilizzati dal Tecnico Progettista delle Strutture per la determinazione dell’Azione Sismica di Progetto e quindi dello Spettro di Progetto Elastico (SLE) o Inelastico (SLU).

Nel caso in cui fosse ammissibile la progettazione secondo le vecchie normative sismiche sono stati definiti i parametri sismici ai sensi del D.M. del 16/01/96.

Per quanto concerne la stabilità del sito alla liquefazione non sono state riscontrate, in via cautelativa condizione di esclusione (§ 8.6) ed è stato quindi verificato il rischio alla liquefazione dei terreni; la verifica ha evidenziato nelle condizioni più sfavorevoli un indice di liquefazione complessivo pari a 0,0 significativo di rischio molto basso (§ 8.6.3). In corrispondenza di nessun



livello si riscontrano coefficienti di sicurezza alla liquefazione inferiori al fattore di sicurezza pari a 1.3.

Dal punto di vista della Pericolosità Sismica Locale l'analisi del rischio sismico (¶ 8.2) di 1° livello (ai sensi dell'All.5 della D.G.R. 9/2616/2011) ha infine evidenziato fattori predisponenti a potenziali fenomeni di amplificazione sismica correlati ad effetti litologici (Scenari di Pericolosità Locale Z4a). Le analisi di 2° livello (ai sensi dell'All.5 della D.G.R. 9/2616/2011) eseguite hanno permesso di verificare che i parametri sismici della normativa più recente (D.M.14/01/08, OPCM 3519 del 27/04/2006), relativi alla categoria di sottosuolo B definita in base alle indagini sismiche in situ, risultano sufficientemente cautelativi rispetto ai fenomeni di amplificazione sismica litologica per edifici con periodo compreso tra 0.5 s e 1.5 s; al contrario per edifici con periodo compreso tra 0.1 s e 0.5 s risulta necessaria l'applicazione di una procedura di 3° livello o l'utilizzo dei parametri sismici previsti per la categoria di sottosuolo C (¶ 8.3).

Sulla base del modello geologico-geotecnico definito sono state pertanto identificate le unità a caratteristiche geotecniche idonee alla posa delle strutture di fondazione e/o le modalità progettuali da adottare (vedi Cap. 9) per le strutture di fondazione e, più in generale, per la corretta realizzazione delle opere.

Sono state quindi analizzate diverse tipologie e geometrie di fondazione dirette (nastriformi e/o a platea) in relazione ai vari edifici di progetto (¶ 10.2) allo scopo di ottenere dei valori dei carichi limite nei casi M1 e M2 e delle resistenze R_d , nonché di ipotizzare l'entità dei cedimenti riferiti ai carichi di esercizio ($P_{\text{prog-eserc}}$), che potranno essere utilizzati nello studio progettuale. A titolo indicativo o nel caso in cui per l'intervento di progetto potesse essere applicata la relativa normativa, è stata eseguita una stima della P_{amm} adottando il Metodo delle Tensioni Ammissibili, secondo il D.M. 11/03/88, applicando un fattore di sicurezza $F=3$ ai valori di P_{lim} .

In alternativa alle fondazioni dirette, è stata consigliata (edifici senza interrato e piscina) la posa di fondazioni su pali che andranno adeguatamente dimensionati ed intestati entro i depositi di contatto glaciale a discrete caratteristiche geotecniche (¶ 10.3).

Sono state date indicazioni sulle modalità di esecuzione in condizioni di sicurezza degli scavi di progetto e gli interventi di impermeabilizzazione e di drenaggio anche in relazione alla possibile interferenza tra il livello piezometro ed alcuni ripiani di progetto (Cap. 11), nonché riguardo le linee guida generali per la gestione dei materiali escavati in adempimento alle normative vigenti (¶ 11.2).

E' stata valutata la problematica relativa allo smaltimento delle acque meteoriche (Cap. 12) con una valutazione di massima riguardo la permeabilità dei terreni e l'idoneità allo smaltimento per subirrigazione drenata nel sito d'interesse (¶12.1) e con indicazioni riguardo le modalità di calcolo e realizzative per gli eventuali sistemi di dispersione (¶12.2).

Gli interventi di progetto, **se eseguiti secondo quanto prescritto** non appaiono infatti in grado di provocare alcuna variazione alle condizioni di stabilità dei luoghi oggetto di intervento e delle aree al contorno, variazioni al reticolo idrografico e più in generale modifiche all'assetto idrogeologico della zona e/o incompatibilità con la vulnerabilità delle acque sotterranee.



Essendo l'indagine geognostica eseguita necessariamente per punti ed in numero limitato in relazione all'attuale fase di progettazione preliminare si richiede, in fase di progettazione esecutiva, la verifica delle ipotesi fatte nella presente relazione con particolare riguardo alla verifica dell'andamento dell'unità geotecnica dei depositi lacustri grossolani, a buone caratteristiche geotecniche, e dei depositi di contatto glaciale dell'unità CG1, a caratteristiche geotecniche mediocri/scadenti, ed alle **modalità di filtrazione idrica superficiale**.

Si richiede pertanto che in fase di progettazione esecutiva siano eseguite indagini integrative (vedi Cap. 13) di dettaglio entro l'ingombro di ogni edificio ed in relazione alle quote dei ripiani di progetto (scavi esplorativi, sondaggi a carotaggio continuo e prove SCPT) per definire in maniera completa il modello geologico-geotecnico dei terreni di fondazione ed il modello idrogeologico da assumere in progetto.

Si specifica che in adempimento alla normativa vigente (D.M. 14/01/08) la presente relazione geologica può essere utilizzata solo per i siti indicati ed in riferimento agli interventi come definiti nelle tavole cartografiche e nei paragrafi illustrativi ed in relazione all'attuale fase progettuale. Si diffida qualsiasi differente utilizzo, che sarà perseguibile a norma di legge.

Alla luce di quanto esposto l'intervento di progetto, realizzato secondo le prescrizioni indicate, risulta congruente con le risultanze del presente studio geologico redatto ai sensi della L.R. 12/05 e della D.G.R. 9/2616 del 30/11/2011 e con le relative Normative di Fattibilità, di Vincolo e di Pericolosità Sismica (vedi All. 15)

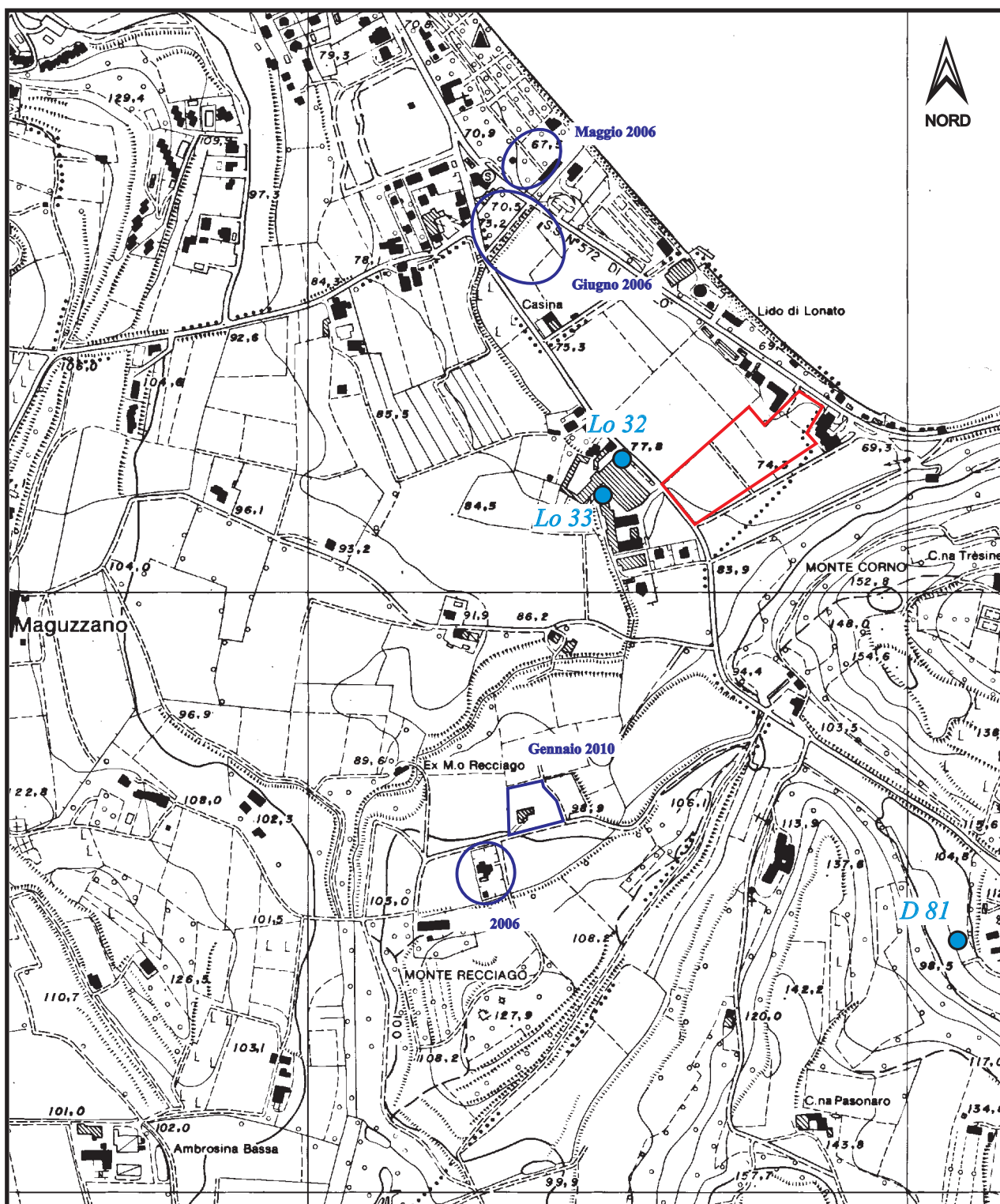
Padenghe sul Garda, 10 Novembre 2015

Dott. Geol. Rosanna Lentini



TAV. 1: COROGRAFIA CON UBICAZIONE DEI POZZI E DI PRECEDENTI INDAGINI

Scala 1:10.000

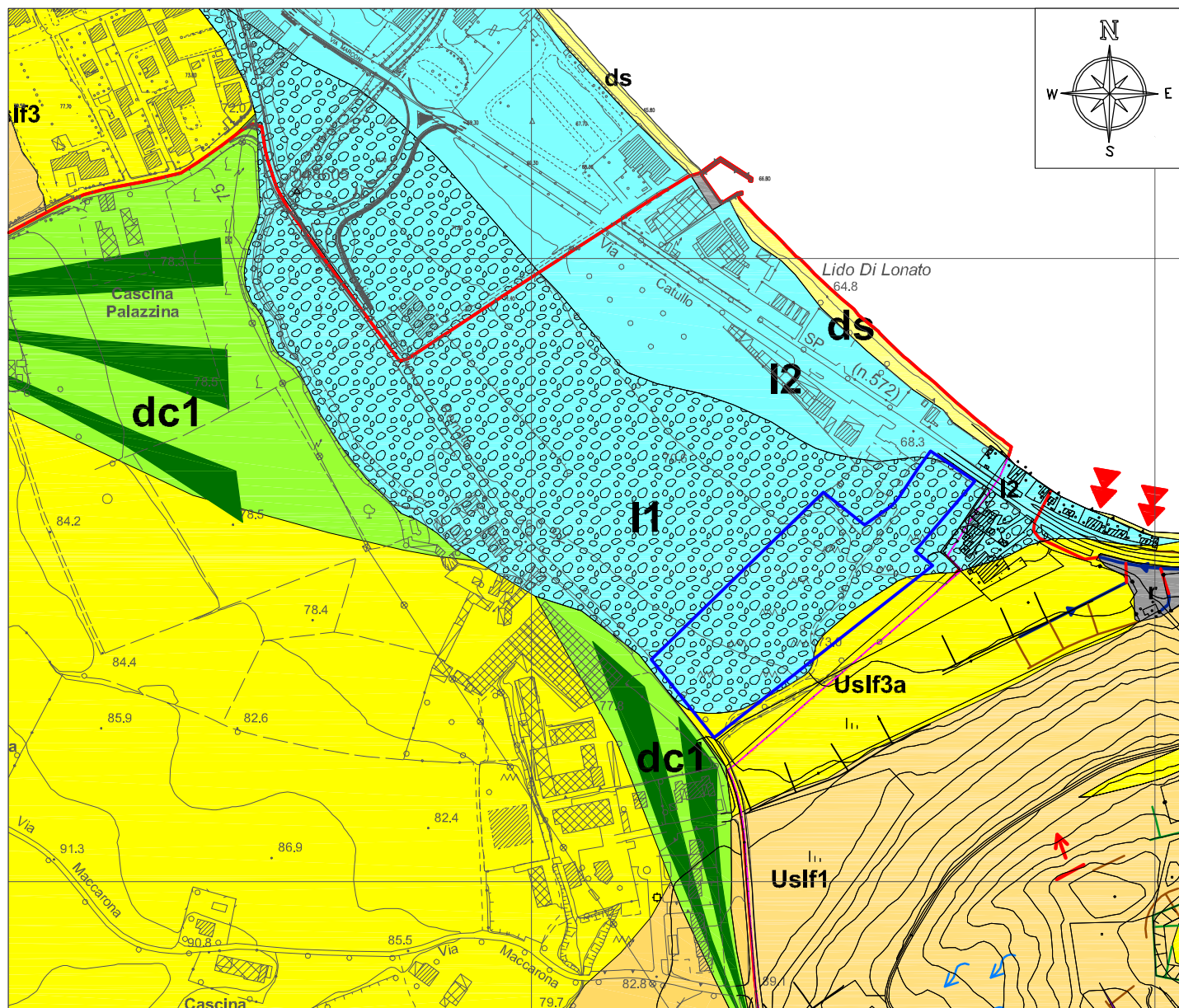


LEGENDA

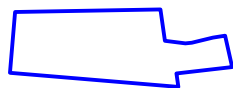
- ▭ Area in esame
 ◯ Area oggetto di precedente indagine
 ● Pozzo con stratigrafia
- Lo 33

TAV. 2: CARTA GEOLOGICA CON ELEMENTI GEOMORFOLOGICI E DEL RETICOLO IDROGRAFICO

(tratta e modificata da "Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT del Comune di Lonato d/G, Maggio 2010)
Scala 1:5.000



LEGENDA



Area di studio

UNITA' POSTGLACIALE

ds Depositi di spiaggia recenti e attuali (Olocene)

I1 **I2** **Depositi lacustri (Olocene)**
- depositi costieri lacustri ghiaioso sabbiosi
- depositi costieri lacustri limoso argillosi, a tratti torbosi

dc 1 Depositi di conolde (Olocene)

COPERTURE QUATERNARIE

UNITA' DI SOLFERINO (Pleistocene superiore)

Uslf1 Depositi glaciali

Uslf3 Depositi di contatto glaciale

ELEMENTI GEOMORFOLOGICI

 Cordone morenico

ELEMENTI DEL RETICOLO IDROGRAFICO

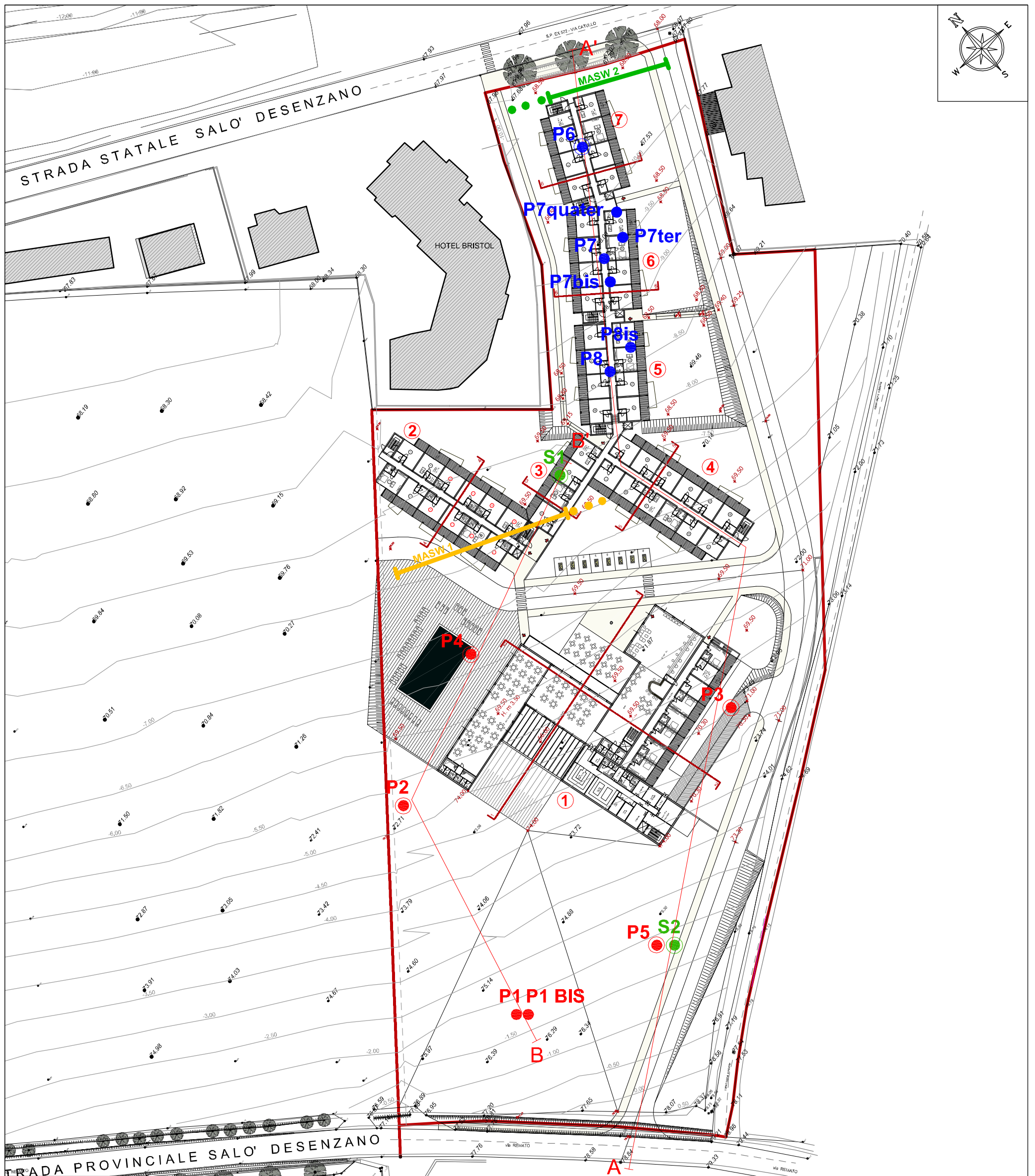
 Corso d'acqua appartenente al reticolo idrografico minore di competenza comunale (D.G.R. 7/7868 all. B).

 Tratto di corso d'acqua intubato  Zone Umide.

 Tratto di corso d'acqua con situazioni di degrado dell'alveo e/o delle sponde per mancanza di manutenzione.

TAV. 3: PLANIMETRIA CON UBICAZIONE DEI PUNTI DI INDAGINE

Scala 1: 1.000



Legenda

INDAGINI ESEGUITE NELL'OTTOBRE 2015

- P4** Prova Penetrometrica Standard (S.C.P.T.) con posa in opera di piezometro da 1/2"
- P1** Prova Penetrometrica Standard (S.C.P.T.)

INDAGINI ESEGUITE NEL SETTEMBRE 2014

- P4** Prova Penetrometrica Standard (S.C.P.T.) con posa in opera di piezometro da 1/2"
- P1** Prova Penetrometrica Standard (S.C.P.T.)
- S1** Sondaggio a carotaggio continuo con posa in opera di piezometro da 2-3"

- MASW 1** Linee sismiche MASW
- MASW 2** Linee sismiche MASW
- Traccia delle sezioni geotecniche
- 4** Numero Blocco

[illegible]

PROVA PENETROMETRICA (SCPT) n° P1

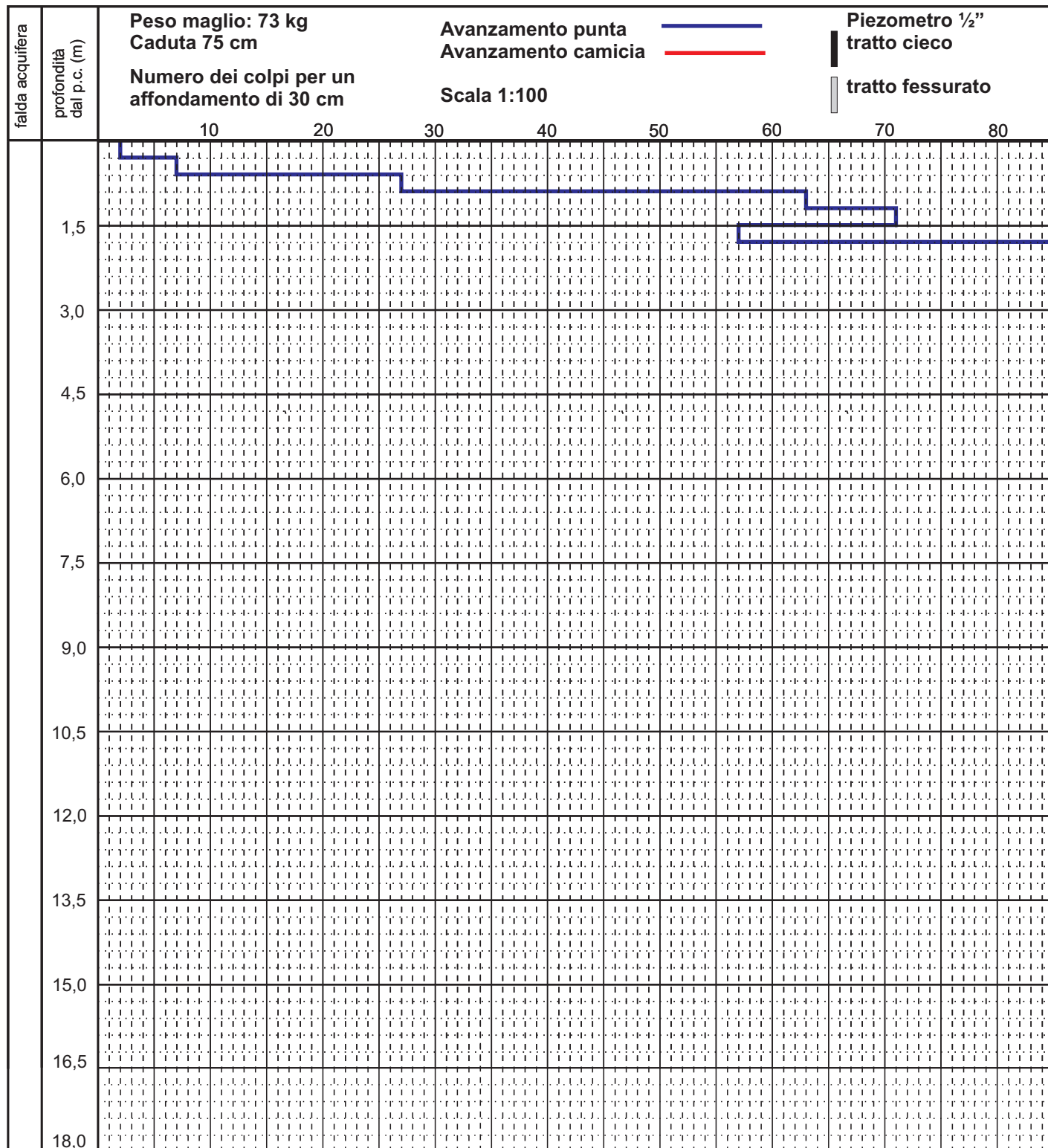
Data: 12/09/2014

Località: Via Montecorno - Lido di Lonato - Lonato d/G (BS)

Quota inizio: 75,80 m (da Ril. Top.)

Committente: Urbani s.r.l. - Gobo s.a.r.l.

Commessa: 2014 88R RP Rev. 01



PROVA PENETROMETRICA (SCPT) n° P1bis

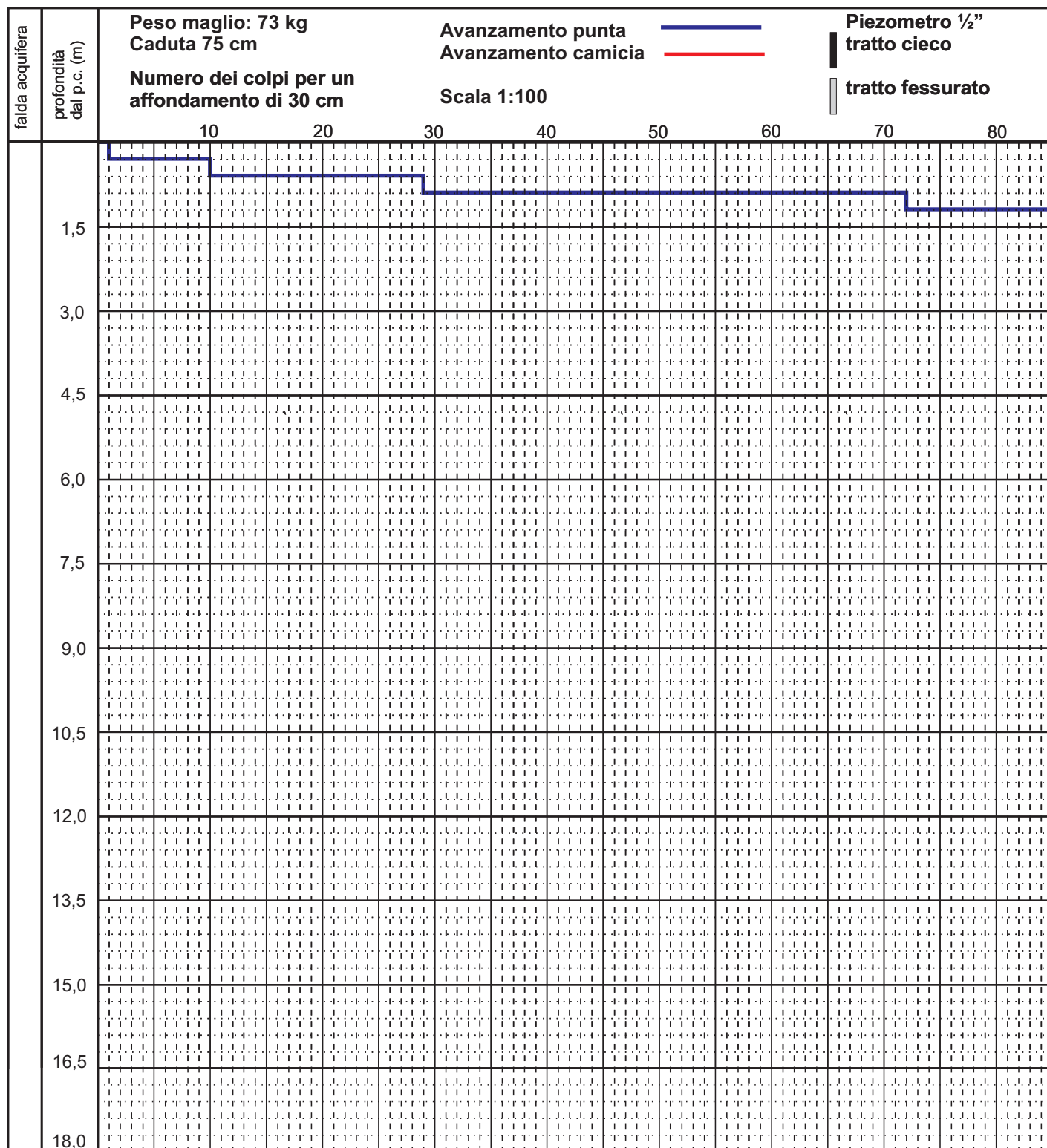
Data: 12/09/2014

Località: Via Montecorno - Lido di Lonato - Lonato d/G (BS)

Quota inizio: 75,80 m (da Ril. Top.)

Committente: Urbani s.r.l. - Gobo s.a.r.l.

Commessa: 2014 88R RP Rev. 01



PROVA PENETROMETRICA (SCPT) n° P2

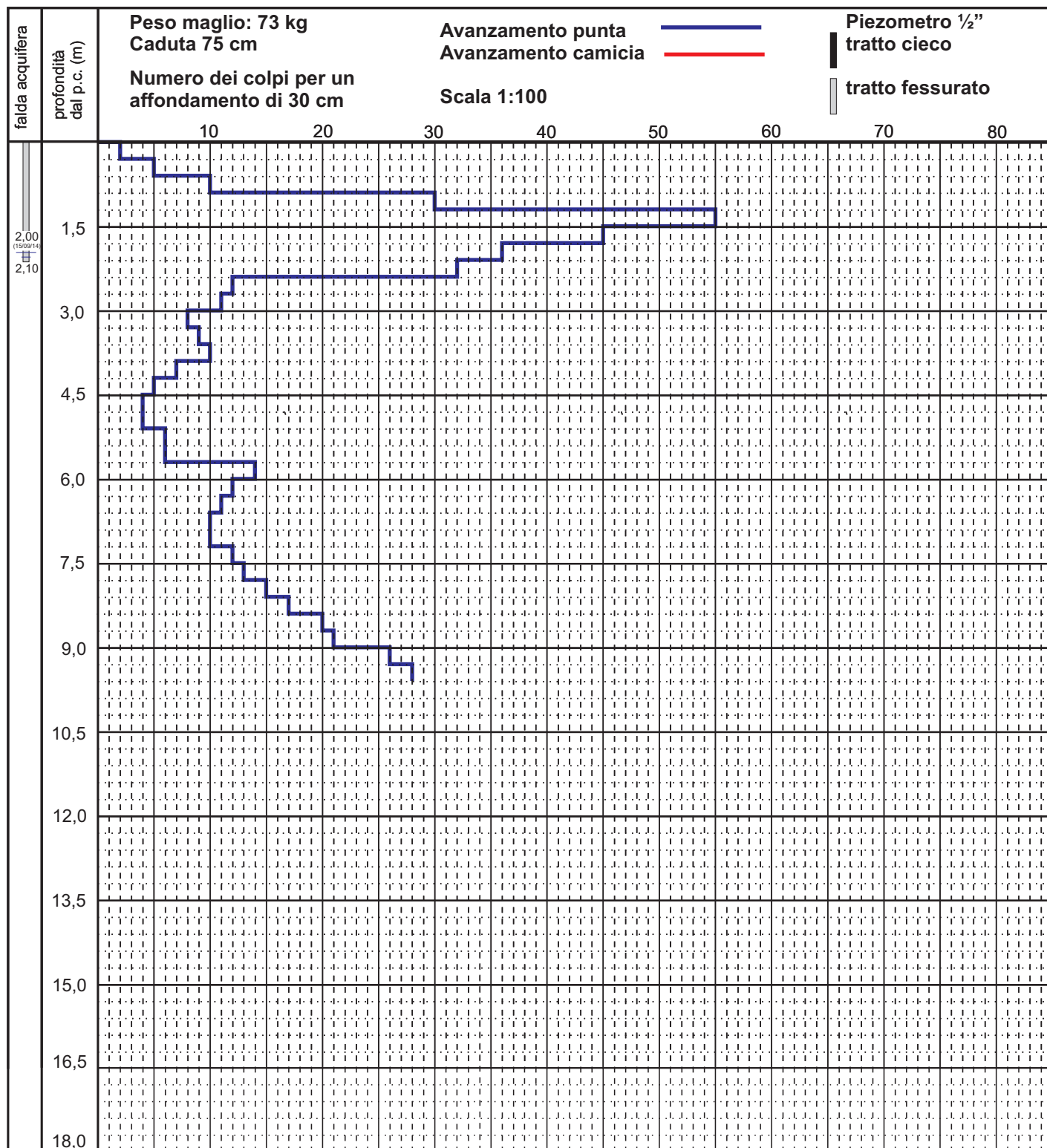
Data: 12/09/2014

Località: Via Montecorno - Lido di Lonato - Lonato d/G (BS)

Quota inizio: 72,70 m (da Ril. Top.)

Committente: Urbani s.r.l. - Gobo s.a.r.l.

Commessa: 2014 88R RP Rev. 01



Nota: Aste umide a partire da -2,20 m da inizio prova; messa in opera di piezometro da ½ ".

PROVA PENETROMETRICA (SCPT) n° P3

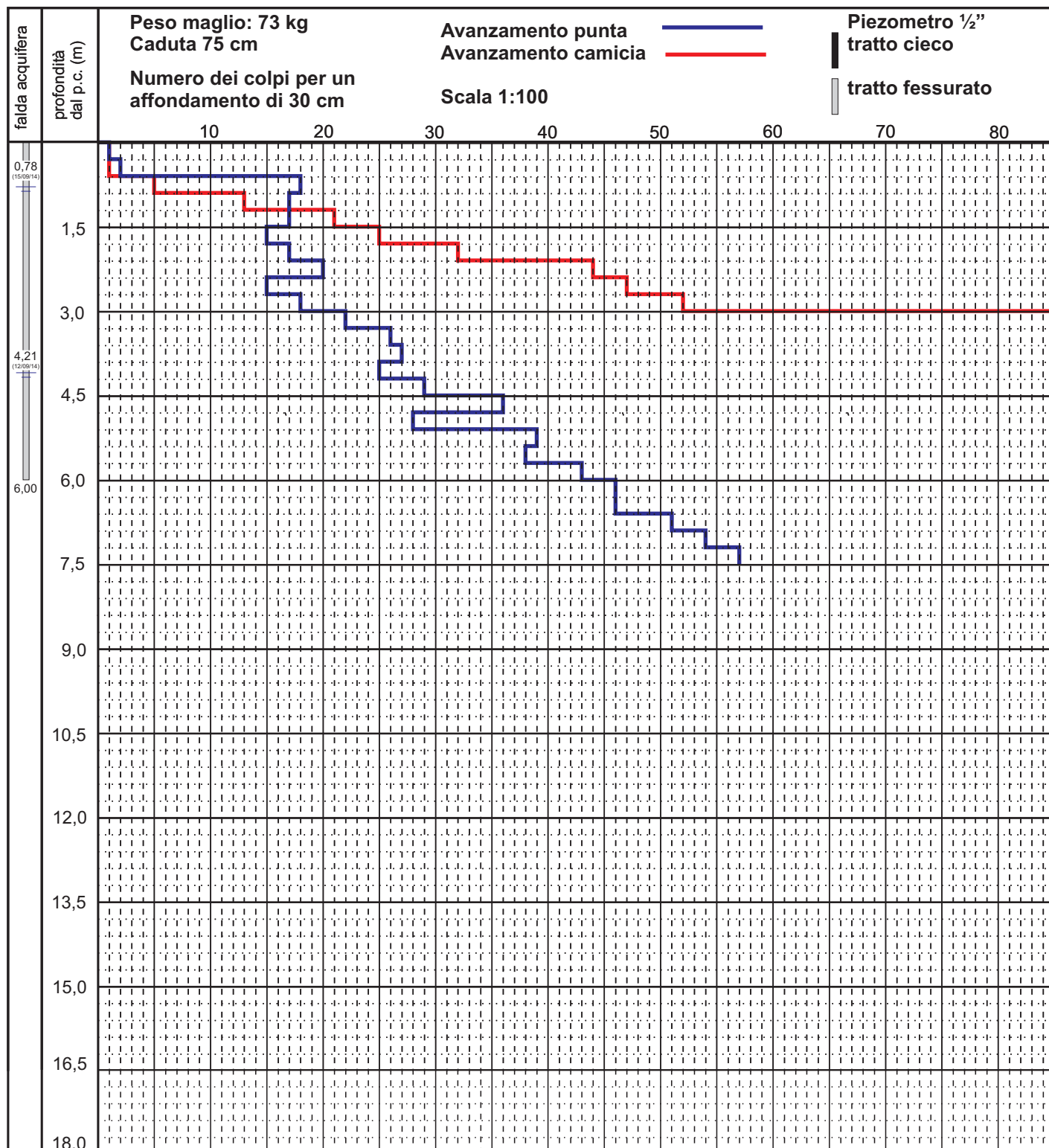
Data: 12/09/2014

Località: Via Montecorno - Lido di Lonato - Lonato d/G (BS)

Quota inizio: 73,70 m (da Ril. Top.)

Committente: Urbani s.r.l. - Gobo s.a.r.l.

Commessa: 2014 88R RP Rev. 01



Nota: Aste umide a partire da -3,50 m da inizio prova; messa in opera di piezometro da ½ ".

PROVA PENETROMETRICA (SCPT) n° P4

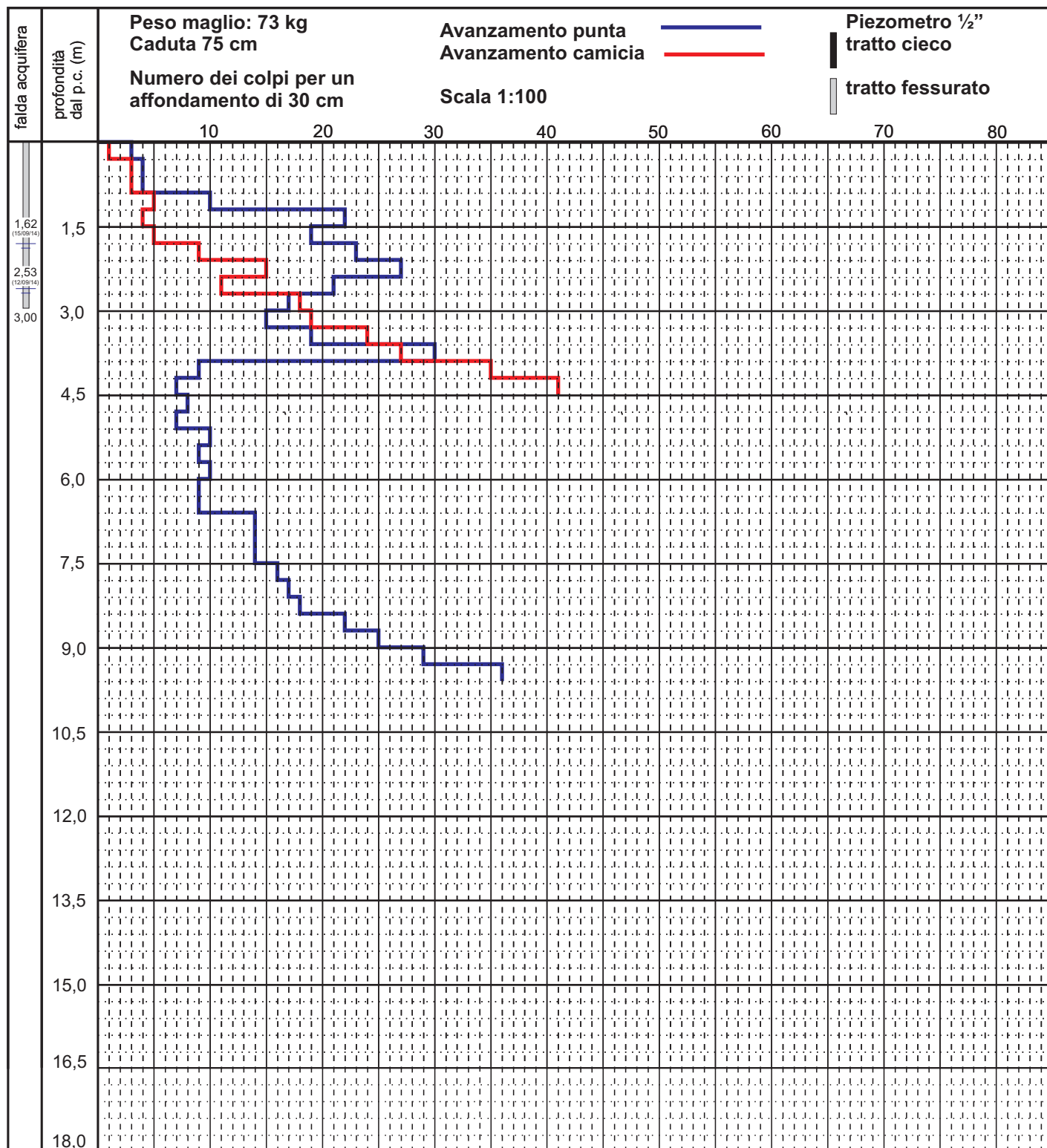
Data: 12/09/2014

Località: Via Montecorno - Lido di Lonato - Lonato d/G (BS)

Quota inizio: 70,80 m (da Ril. Top.)

Committente: Urbani s.r.l. - Gobo s.a.r.l.

Commessa: 2014 88R RP Rev. 01



Nota: Aste umide a partire da -2,70 m da inizio prova; messa in opera di piezometro da ½ ".

PROVA PENETROMETRICA (SCPT) n° P5

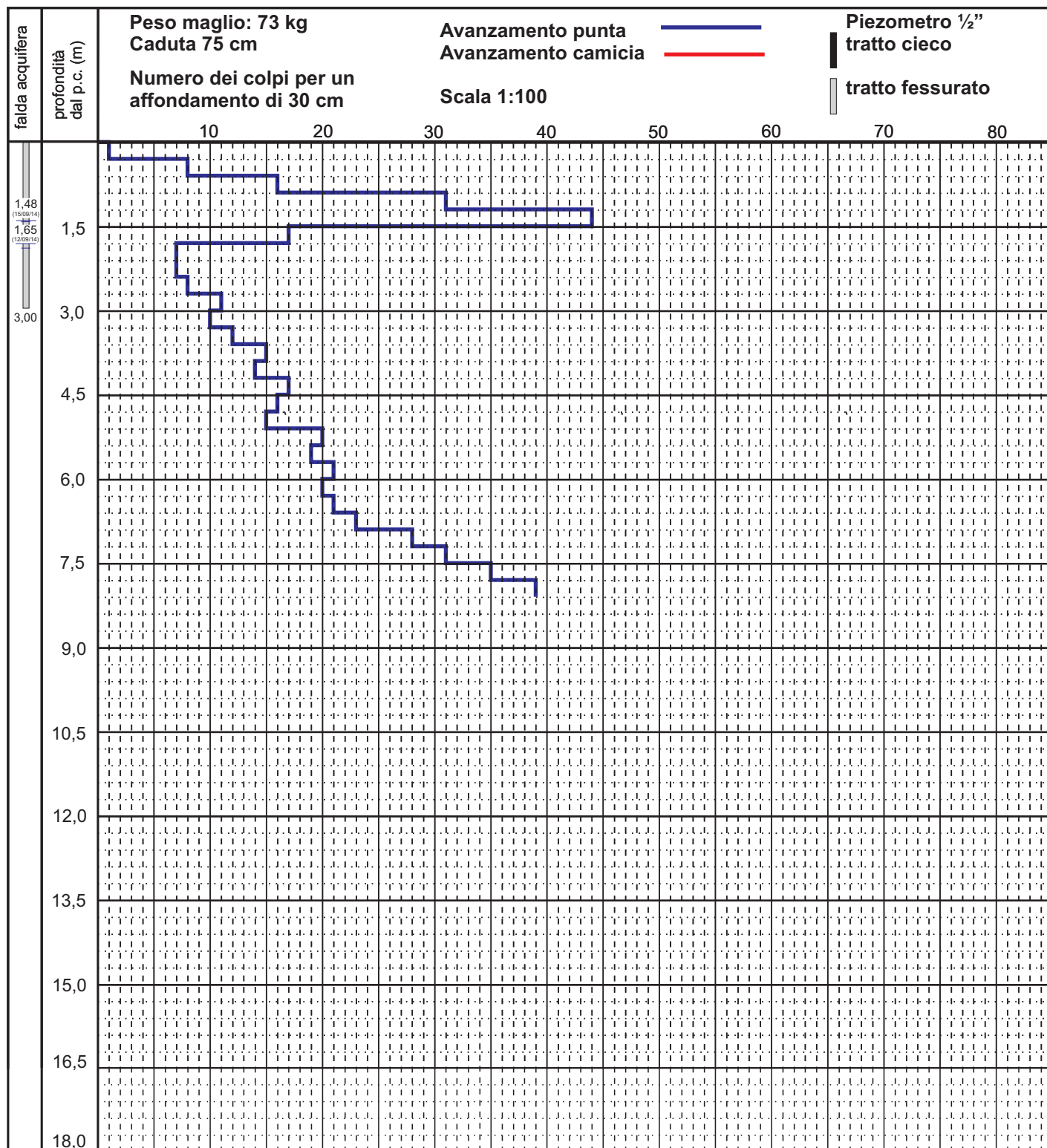
Data: 12/09/2014

Località: Via Montecorno - Lido di Lonato - Lonato d/G (BS)

Quota inizio: 75,60 m (da Ril. Top.)

Committente: Urbani s.r.l. - Gobo s.a.r.l.

Commessa: 2014 88R RP Rev. 01



Nota: Aste umide a partire da -2,10 m da inizio prova; messa in opera di piezometro da ½ ".

PROVA PENETROMETRICA (SCPT) n° P6

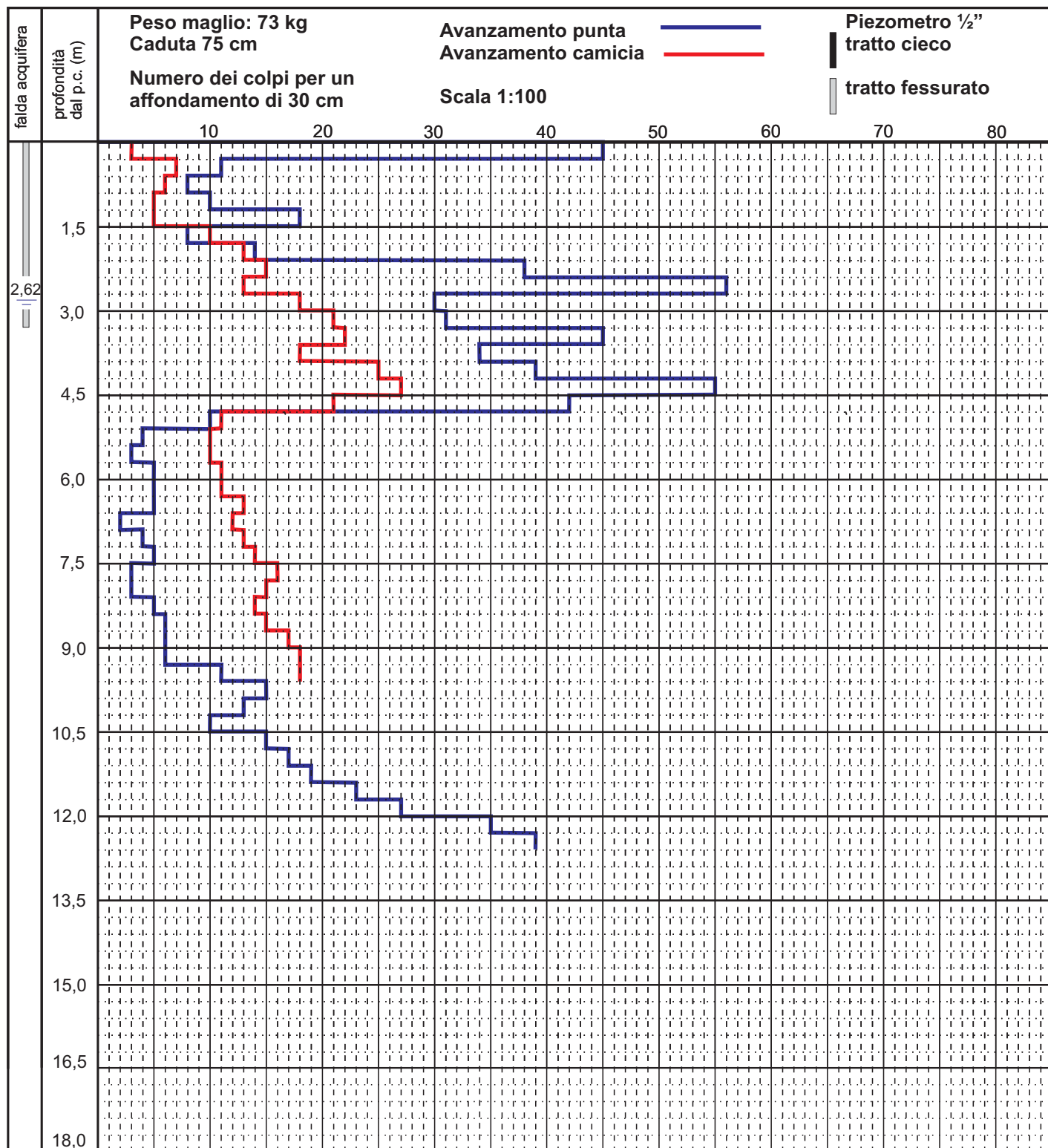
Data: 30/10/2015

Località: Via Catullo - Lido di Lonato - Lonato d/G (BS)

Quota inizio: 67,3 m (da Ril. Top.)

Committente: Urbani s.r.l. - Gobo s.a.r.l.

Commessa: 2015 135R RG



Nota: Aste umide a partire da -3,00 m da inizio prova; messa in opera di piezometro da ½ ".

PROVA PENETROMETRICA (SCPT) n° P7

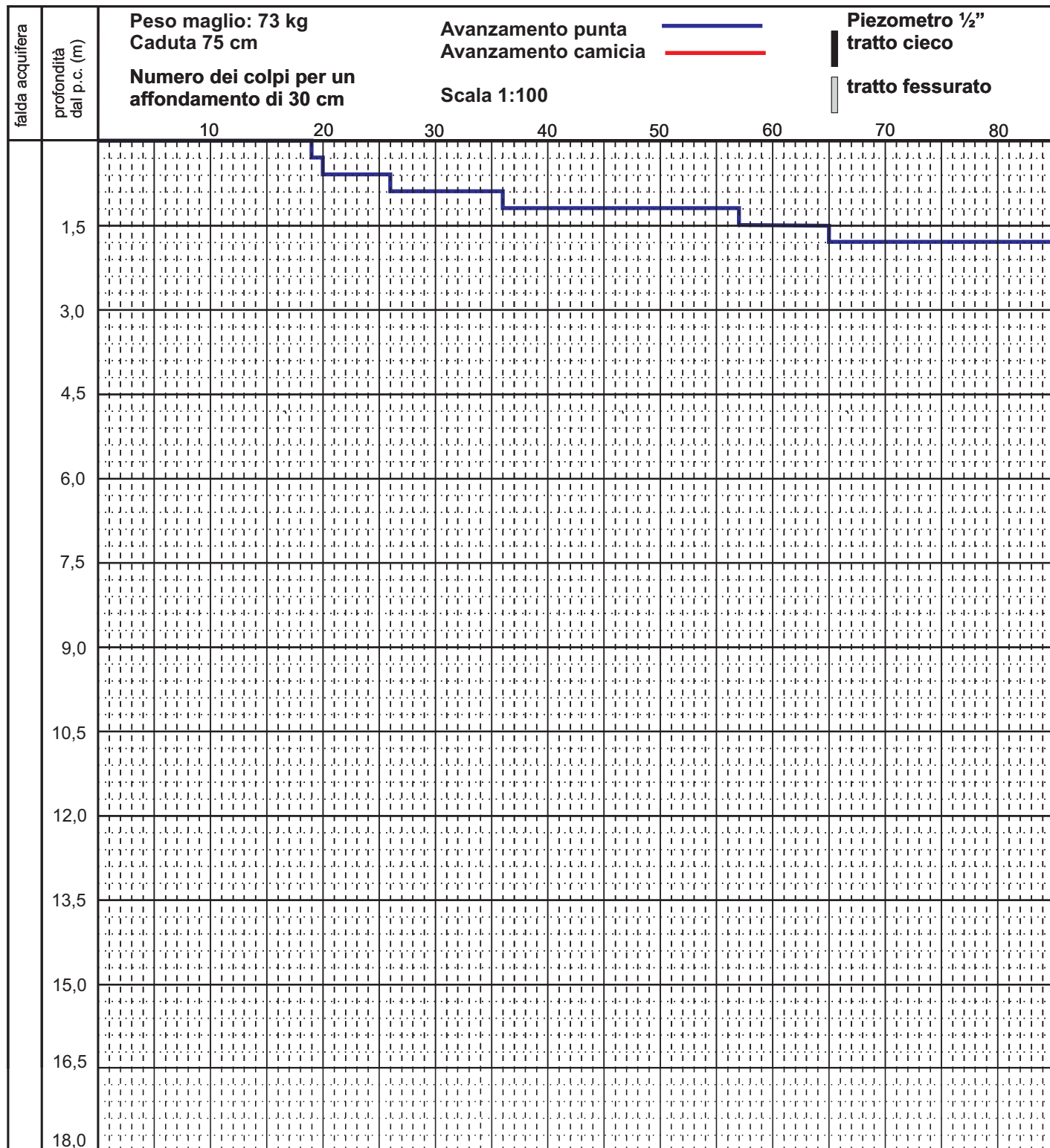
Data: 30/10/2015

Località: Via Catullo - Lido di Lonato - Lonato d/G (BS)

Quota inizio: 68,00 m (da Ril. Top.)

Committente: Urbani s.r.l. - Gobo s.a.r.l.

Commessa: 2015 135R RG



PROVA PENETROMETRICA (SCPT) n° P7bis

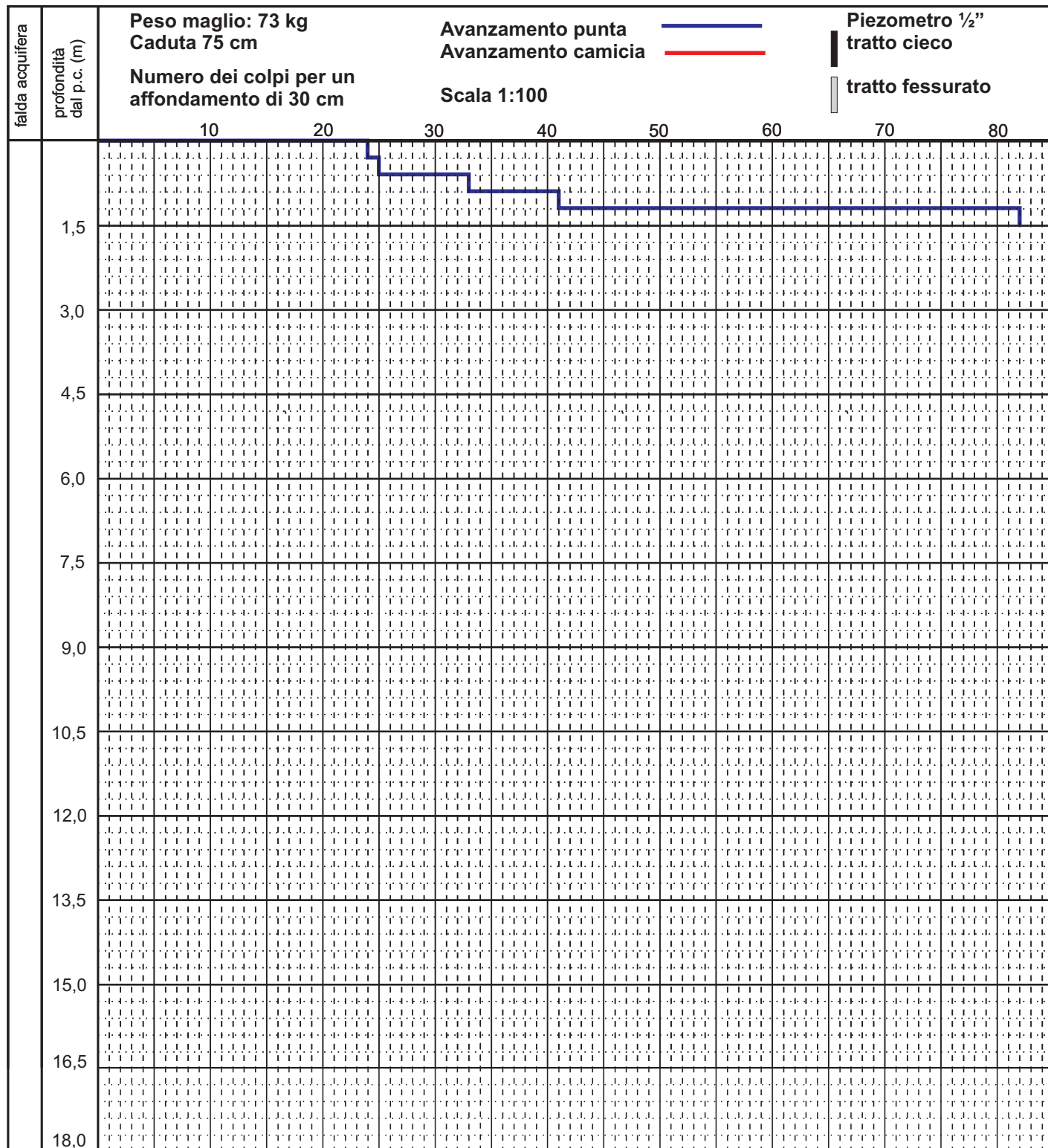
Data: 30/10/2015

Località: Via Catullo - Lido di Lonato - Lonato d/G (BS)

Quota inizio: 68,00 m (da Ril. Top.)

Committente: Urbani s.r.l. - Gobo s.a.r.l.

Commessa: 2014 88R RP Rev. 01



PROVA PENETROMETRICA (SCPT) n° P7 ter

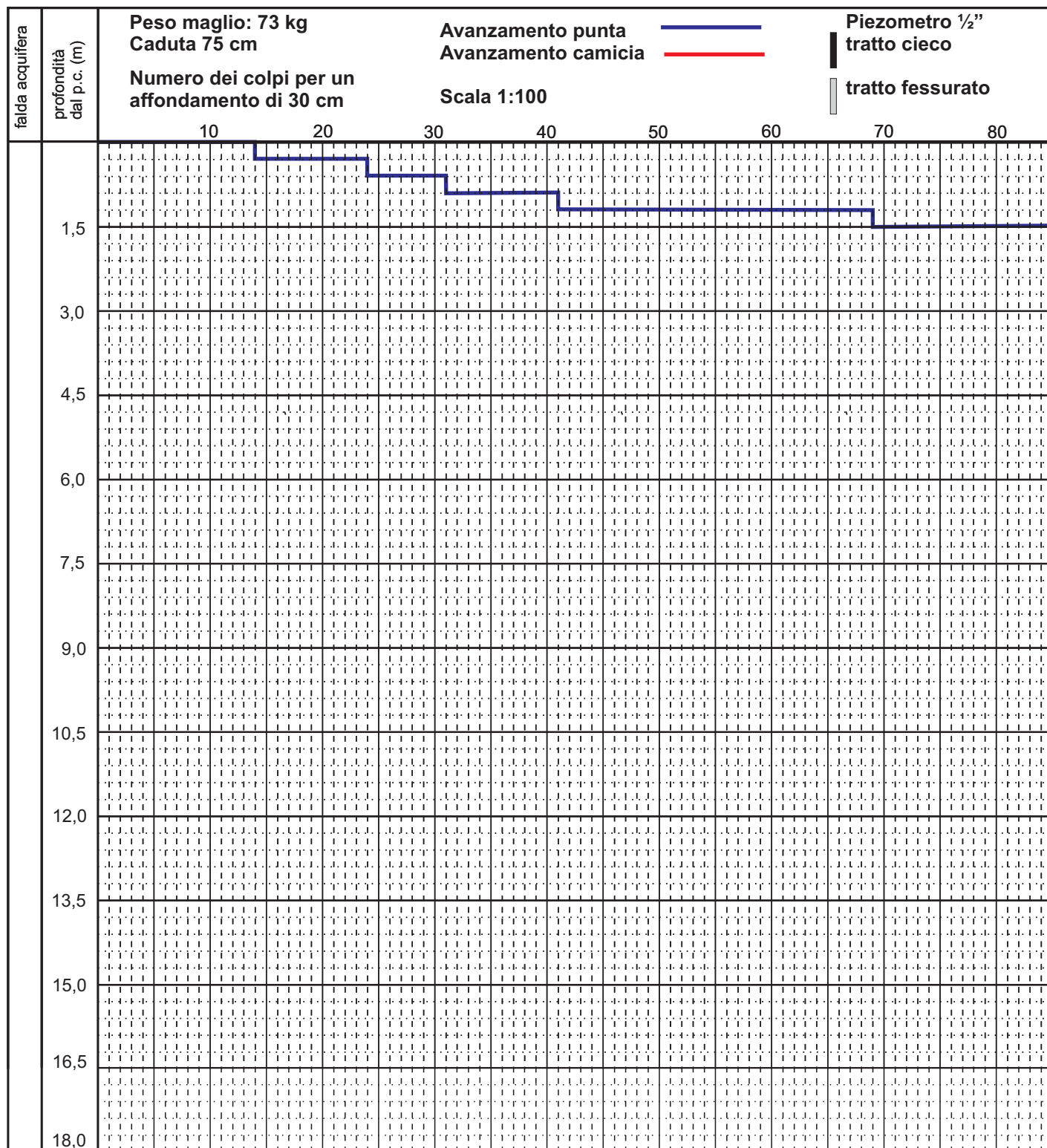
Data: 30/10/2015

Località: Via Catullo - Lido di Lonato - Lonato d/G (BS)

Quota inizio: 68,00 m (da Ril. Top.)

Committente: Urbani s.r.l. - Gobo s.a.r.l.

Commessa: 2014 88R RP Rev. 01



PROVA PENETROMETRICA (SCPT) n° P7 quater

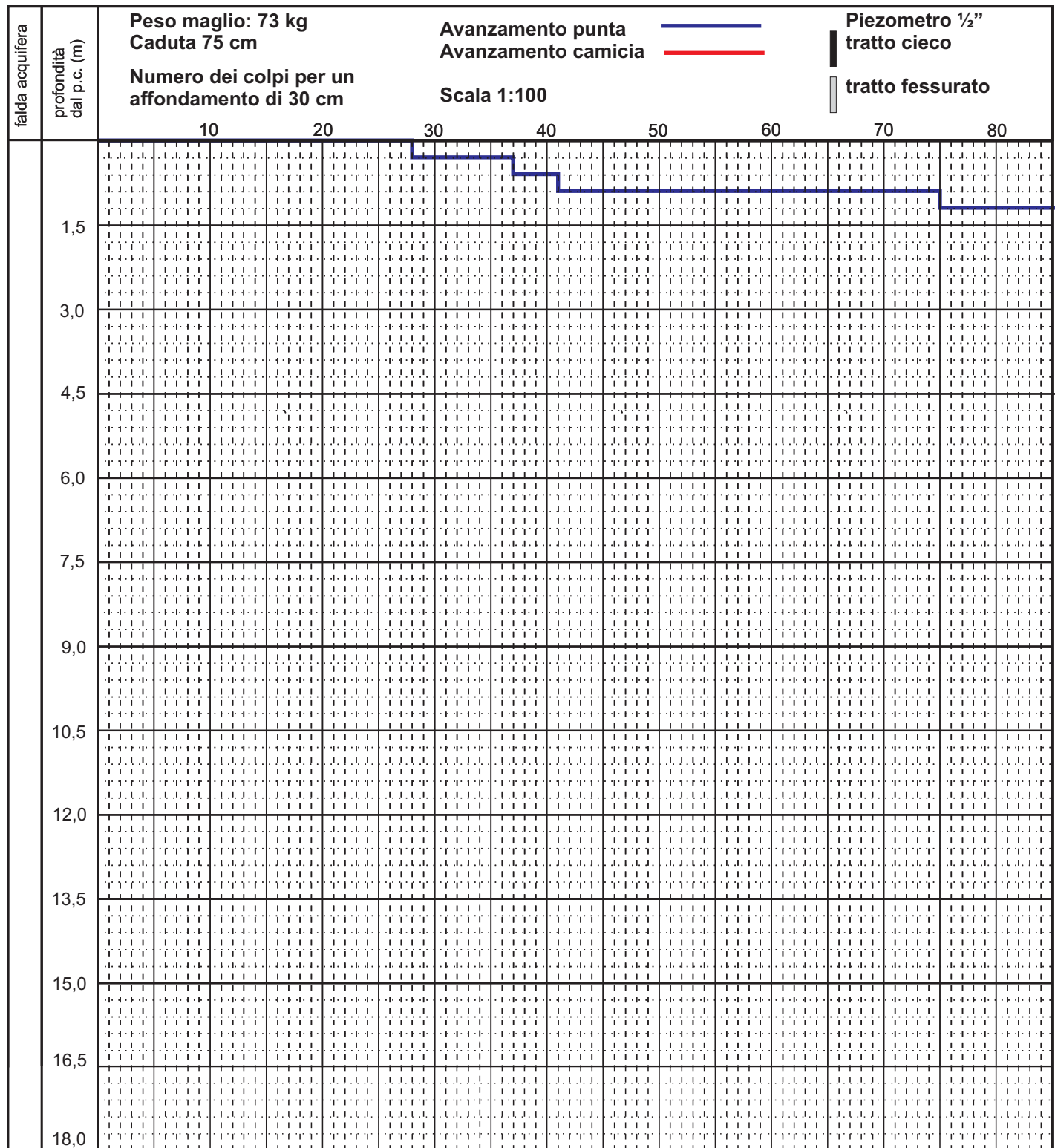
Data: 30/10/2015

Località: Via Catullo - Lido di Lonato - Lonato d/G (BS)

Quota inizio: 68,00 m (da Ril. Top.)

Committente: Urbani s.r.l. - Gobo s.a.r.l.

Commessa: 2014 88R RP Rev. 01



PROVA PENETROMETRICA (SCPT) n° P8

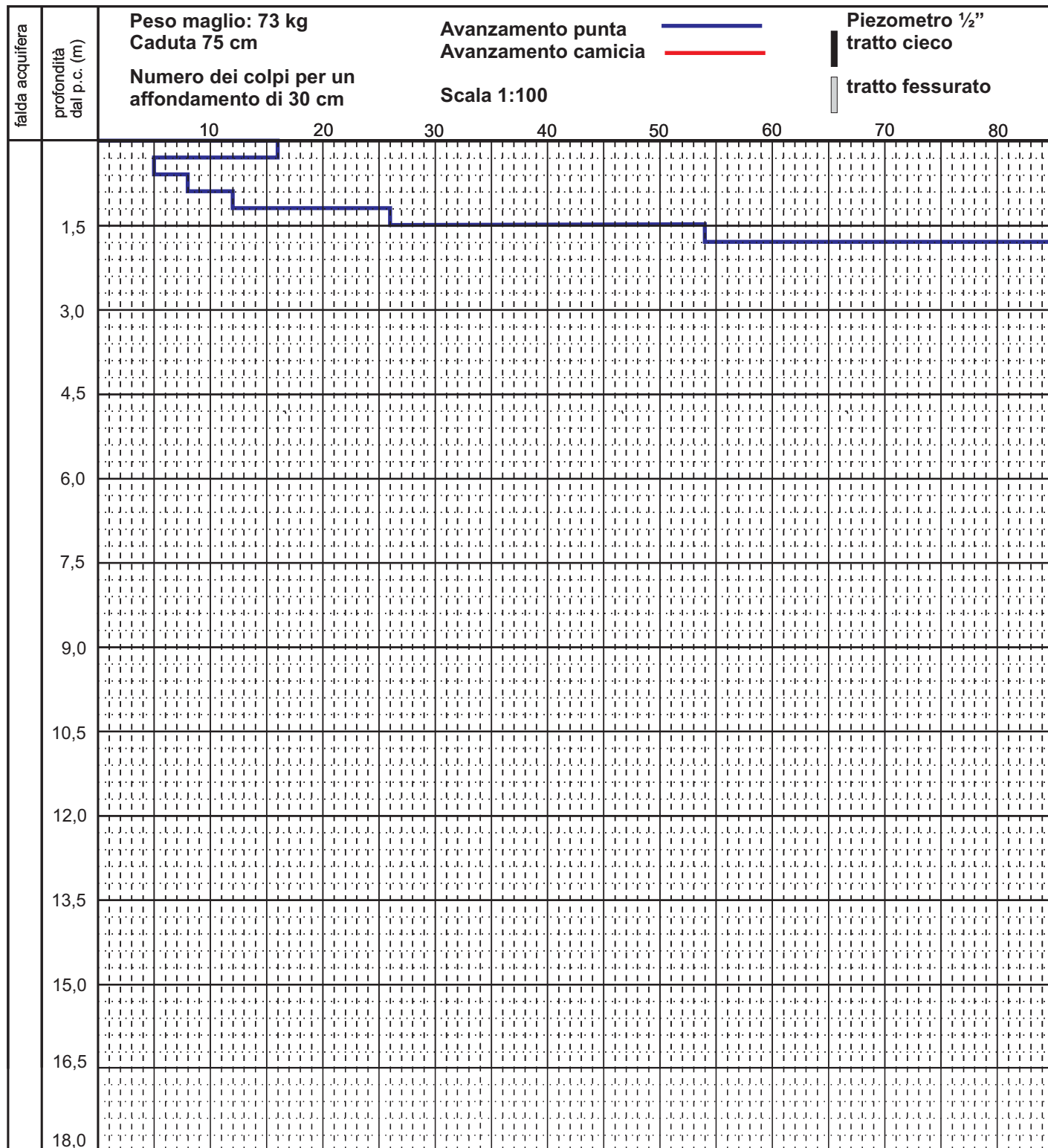
Data: 30/10/2015

Località: Via Catullo - Lido di Lonato - Lonato d/G (BS)

Quota inizio: 69,00 m (da Ril. Top.)

Committente: Urbani s.r.l. - Gobo s.a.r.l.

Commessa: 2014 88R RP Rev. 01



PROVA PENETROMETRICA (SCPT) n° P8 bis

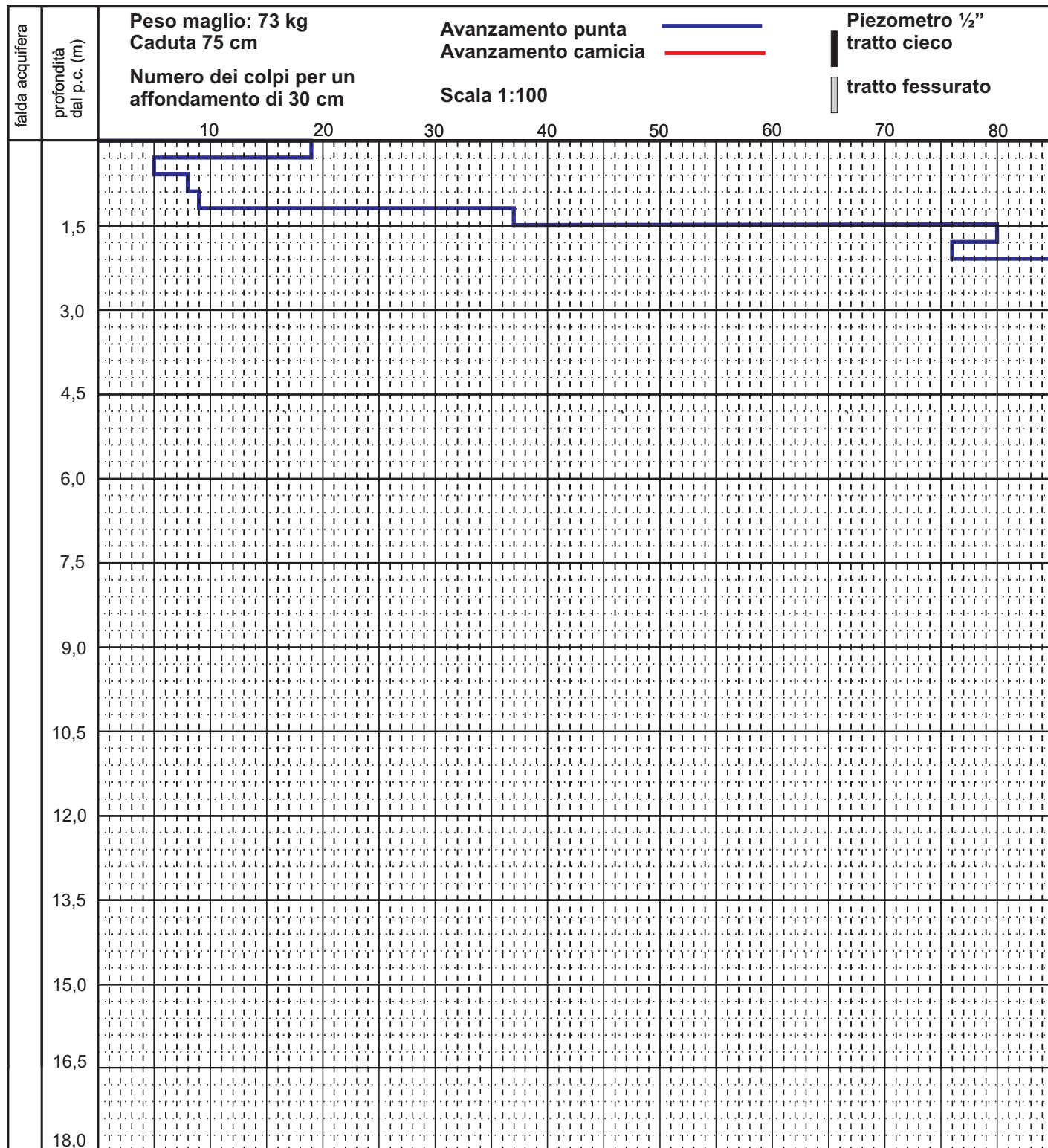
Data: 30/10/2015

Località: Via Catullo - Lido di Lonato - Lonato d/G (BS)

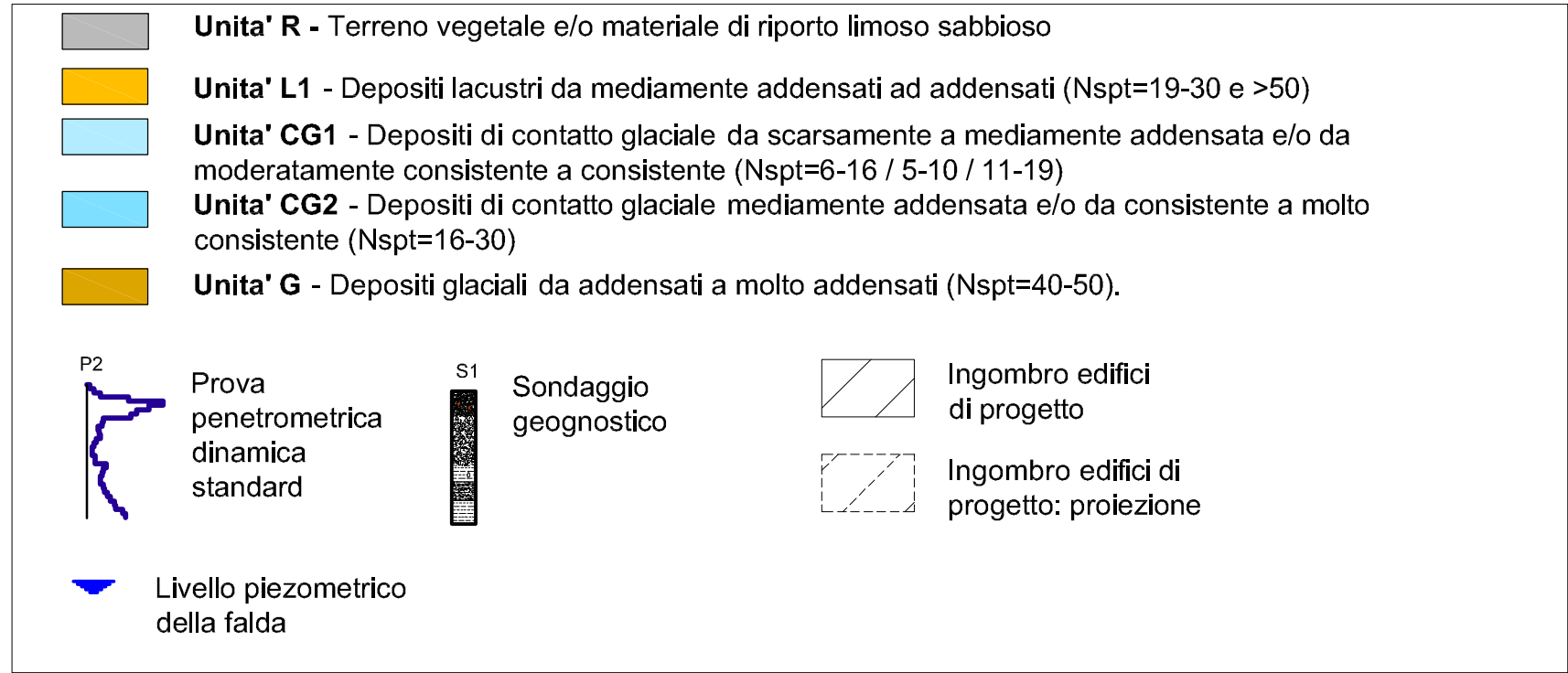
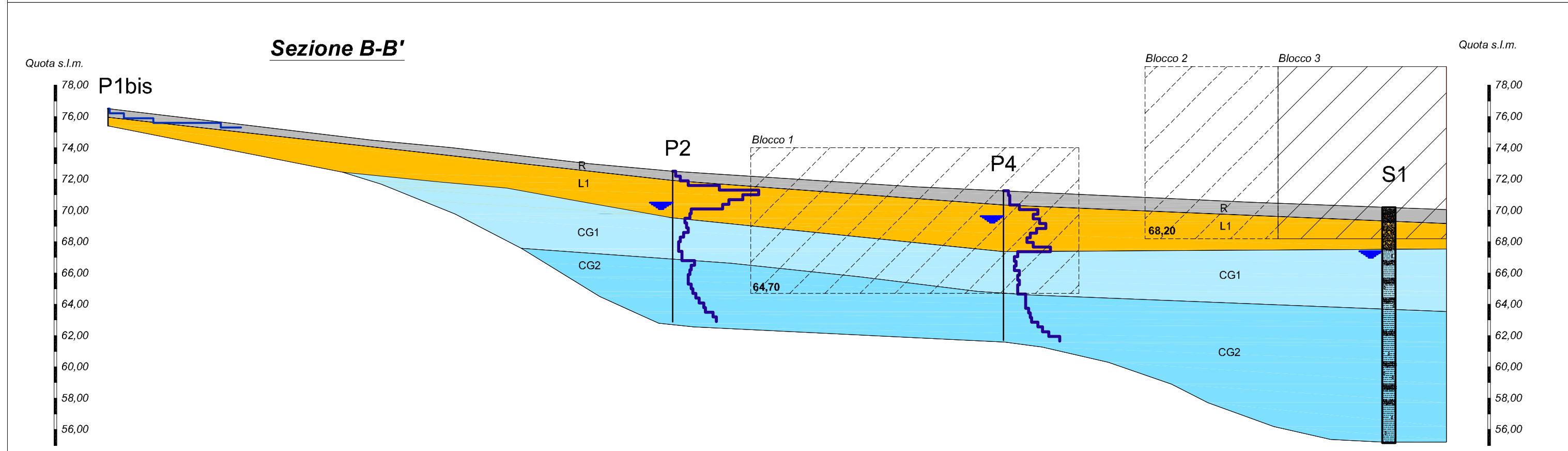
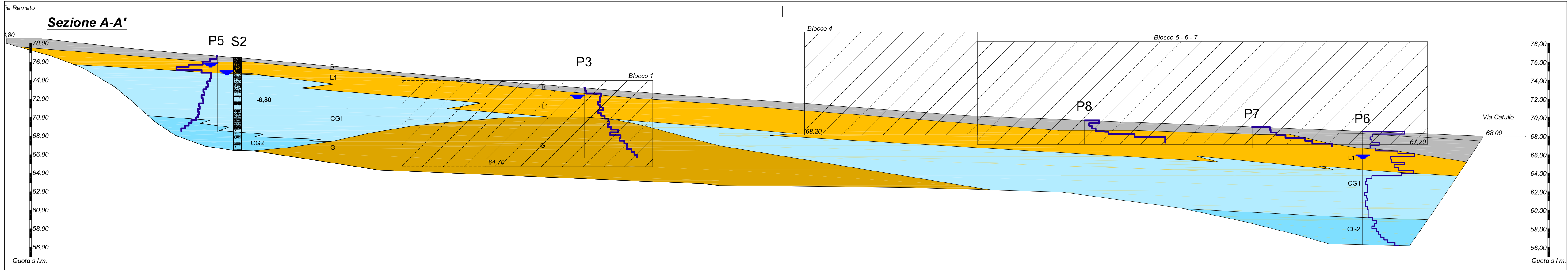
Quota inizio: 69,00 m (da Ril. Top.)

Committente: Urbani s.r.l. - Gobo s.a.r.l.

Commessa: 2014 88R RP Rev. 01



TAV. 4: SEZIONI GEOTECNICHE
Scala orizzontale 1:500 / scala verticale 1:250





POSTAZIONE SONDAGGIO S1



CASSA 1 (0,00 m - 5,00 m)



CASSA 2 (5,00 m - 10,00 m)



CASSA 3 (10,00 m - 15,00 m)



POSTAZIONE SONDAGGIO S2



CASSA 1 (0,00 m - 5,00 m)



CASSA 2 (5,00 m - 10,00 m)

*ESECUZIONE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE STANDARD (S.C.P.T.)
mediante PENETROMETRO DINAMICO-STATICO PAGANI mod. TG73/100*



Sede operativa: Via Verdi , 9 – 25080 Padenghe sul Garda (BS) - Tel/Fax 030 9914222 - cell. 3396012311

E-mail: info@lentinirosannageologia.it - Sito Web: www.lentinirosannageologia.it

E-mail dedicate: amministrazione@lentinirosannageologia.it - ufficiotecnico@lentinirosannageologia.it

Sede Legale: Via Dugali, 34 - 25080 Padenghe sul Garda (BS) - C.F. LNTRNN69C43C351F - P. I.V.A. 01940640988

*ESECUZIONE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE STANDARD (S.C.P.T.)
mediante PENETROMETRO DINAMICO-STATICO PAGANI mod. TG73/100*



**ESECUZIONE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE STANDARD (S.C.P.T.)
mediante PENETROMETRO DINAMICO-STATICO PAGANI mod. TG63/200**



Prova P6



Prova P7



Prova P8



Sede operativa: Via Verdi , 9 – 25080 Padenghe sul Garda (BS) - Tel/Fax 030 9914222 - cell. 3396012311

E-mail: info@lentinirosannageologia.it - **Sito Web:** www.lentinirosannageologia.it

E-mail dedicate: amministratore@lentinirosannageologia.it - ufficiotecnico@lentinirosannageologia.it

Sede Legale: Via Dugali, 34 - 25080 Padenghe sul Garda (BS) - C.F. LNTRNN69C43C351F - P. I.V.A. 01940640988

ESECUZIONE SISMICA MASW



LINEA SISMICA 2



Sede operativa: Via Verdi , 9 – 25080 Padenghe sul Garda (BS) - Tel/Fax 030 9914222 - cell. 3396012311

E-mail: info@lentinirosannageologia.it - **Sito Web:** www.lentinirosannageologia.it

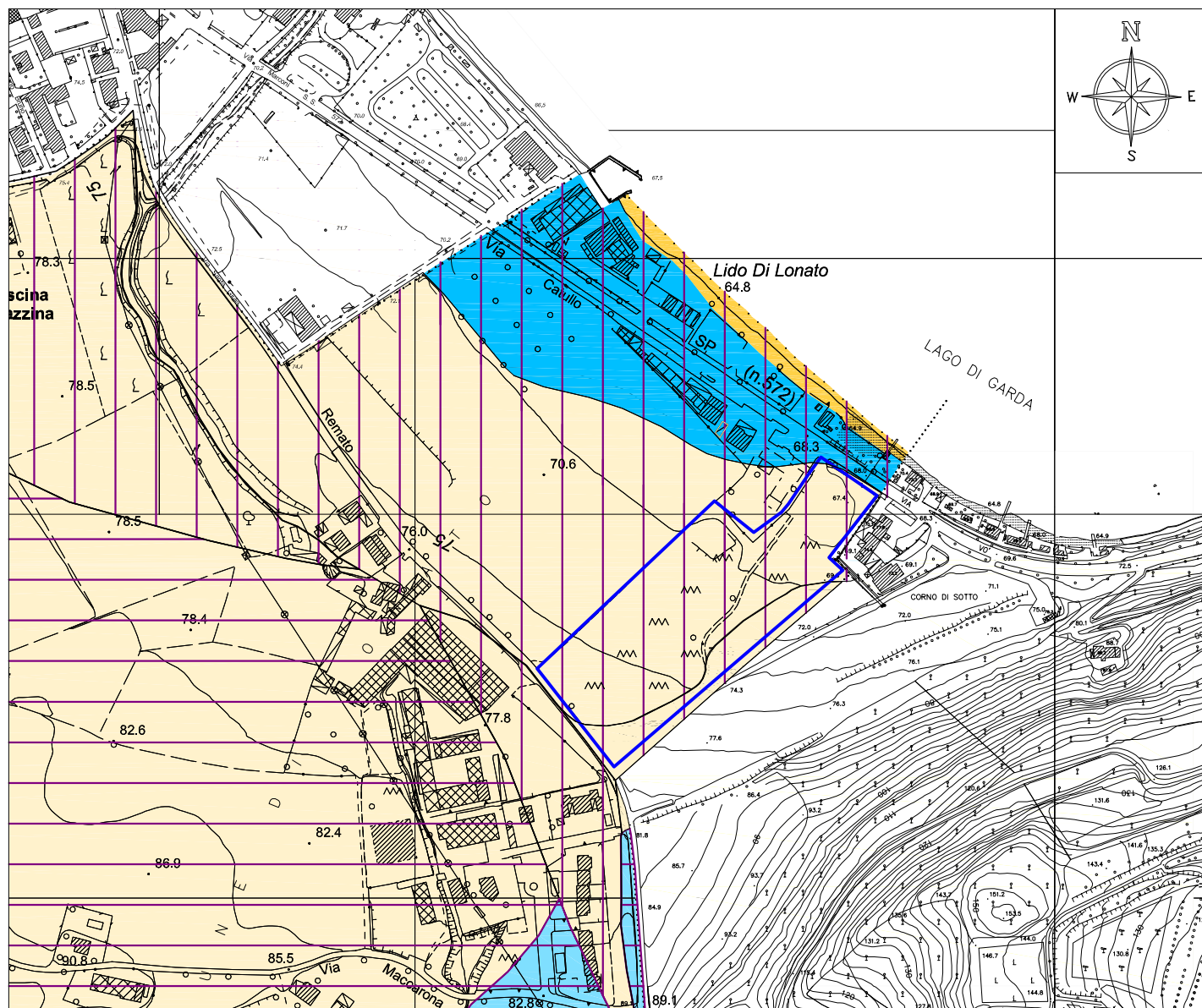
E-mail dedicate: amministrazione@lentinirosannageologia.it - ufficiotecnico@lentinirosannageologia.it

Sede Legale: Via Dugali, 34 - 25080 Padenghe sul Garda (BS) - C.F. LNTRNN69C43C351F - P. I.V.A. 01940640988

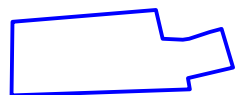
TAV. 5: CARTA IDROGEOLOGICA CON INDICAZIONI SULLA VULNERABILITA' DEGLI ACQUIFERI

(tratta e modificata da Tav. 6 dello studio "Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT del Comune di Lonato d/G, Maggio 2010)

Scala 1:5.000



LEGENDA



Area di studio

UNITA' PERMEABILI PER POROSITA'

-  Depositi di spiaggia grossolani (prevalentemente ghiaioso-sabbiosi) a permeabilità elevata
-  Depositi lacustri e di conoide grossolani (prevalentemente ghiaioso sabbiosi) a permeabilità da media a elevata.
-  Depositi fini lacustri e di contatto glaciale (prevalentemente limoso-sabbiosi e limoso-argillosi) a permeabilità da medio-bassa a bassa
-  Depositi glaciali a permeabilità complessivamente da bassa a molto bassa

CLASSI DI VULNERABILITA' DEGLI ACQUIFERI SUPERFICIALI



Vulnerabilità mediamente alta

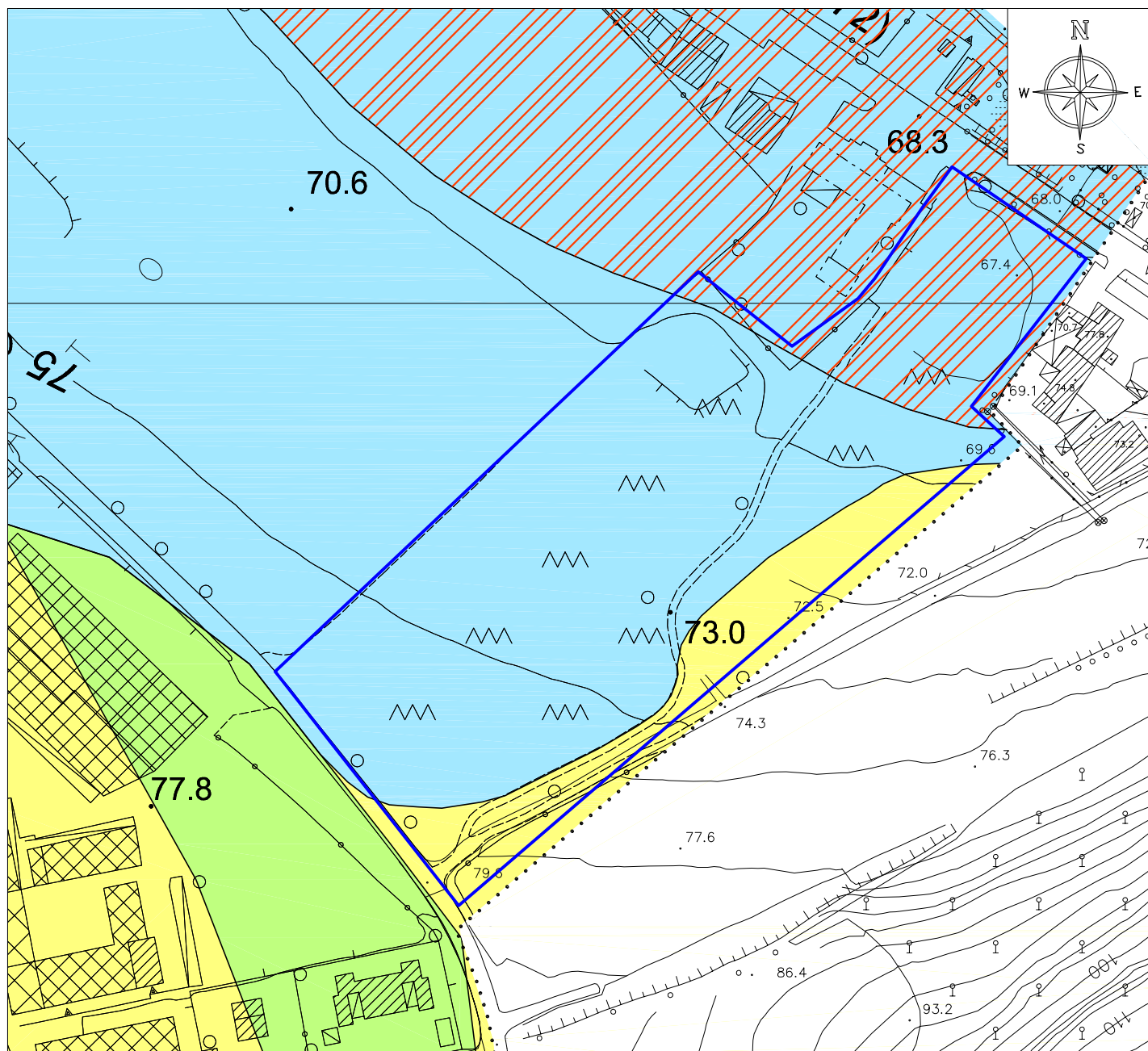


Vulnerabilità da mediamente alta ad alta

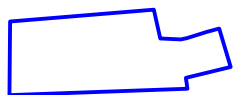
TAV. 6: CARTA DELLA PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

(tratta e modificata da "Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT del Comune di Lonato d/G, Maggio 2010)

Scala 1:2.000



LEGENDA



Area di studio

AMPLIFICAZIONI LITOLOGICHE E GEOMETRICHE



Z4a: Zona di fondovalle o di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi



Z4b: Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio lacustre



Z4c: Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi



Z2: Zona con terreni di fondazione particolarmente scadenti (riporto poco addensato, terreni granulari fini con falda superficiale)

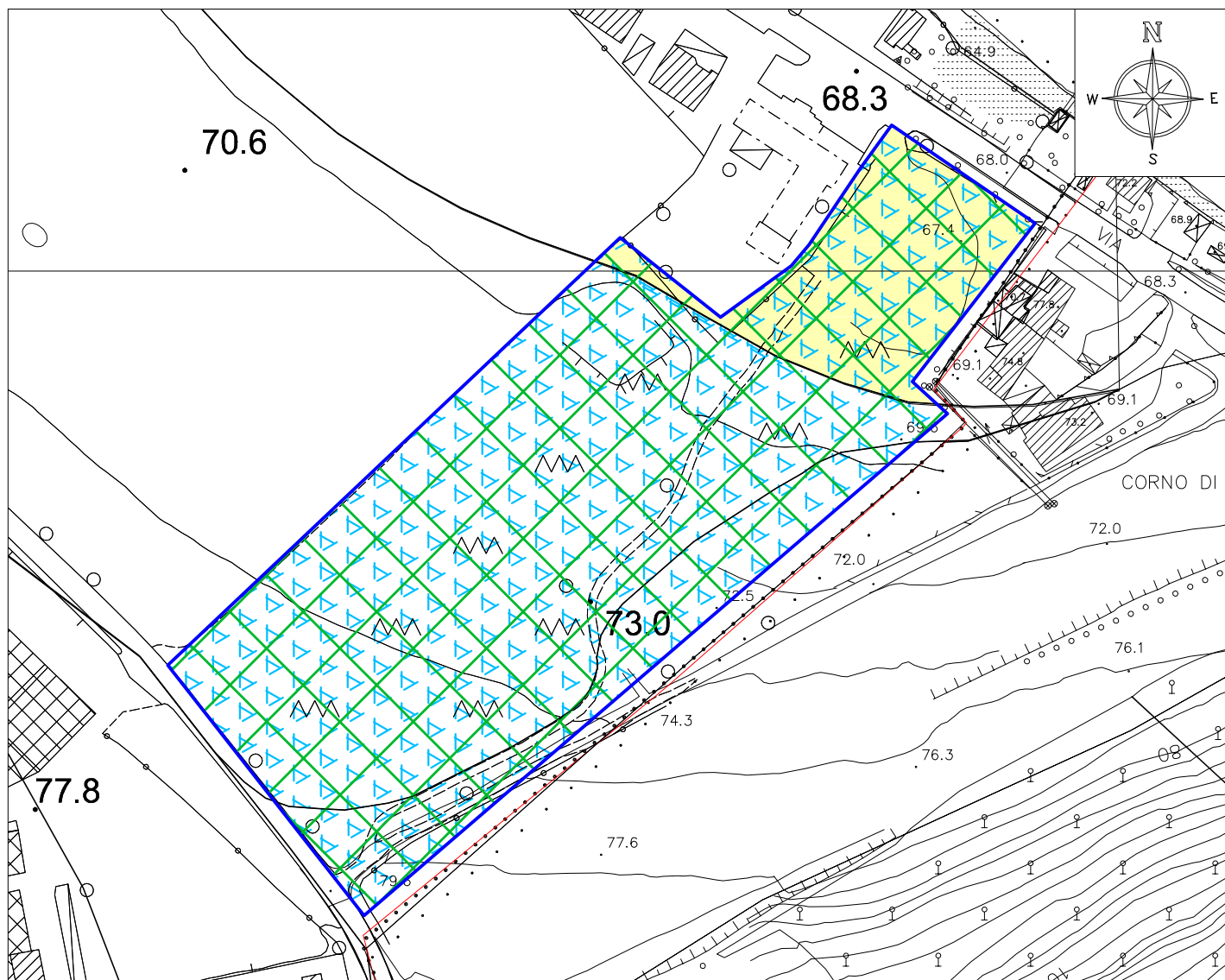
SCENARI DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

AMPLIFICAZIONI CORRELATE AD EFFETTI DI CEDIMENTI E/O LIQUEFAZIONI

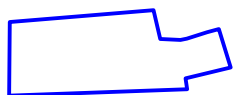
TAV. 7: CARTA DI SINTESI E VINCOLI

(tratta e modificata da Tav. 11 e Tav. 12/A dello studio "Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT del Comune di Lonato d/G", Luglio 2009- Maggio 2010)

Scala 1:2.000



LEGENDA



Area di studio

AMBITI SOGGETTI A VINCOLI NORMATIVI DI CARATTERE GEOLOGICO, AI SENSI DELLA D.G.R. 8/7374 DEL 28/05/2008

AREE SOGGETTE A VINCOLI DERIVANTI DALLA PIANIFICAZIONE DI BACINO AI SENSI DELLA L. 183/89



Area di conoide non recentemente riattivatosi o completamente protetta (Cn)

AMBITI DI VULNERABILITA' IDRAULICA ED IDROGEOLOGICA E/O DI PERICOLOSITA' GEOLOGICO-GEOTECNICA AI SENSI DELLA D.G.R. 8/7374 DEL 28/05/2008

AREE VULNERABILI DAL PUNTO DI VISTA IDROGEOLOGICO



Area a vulnerabilità da mediamente alta ad alta delle acque sotterranee (prima falda non sfruttata ad uso potabile)

AREE CHE PRESENTANO SCADENTI CARATTERISTICHE GEOTECNICHE



Area con terreni a caratteristiche geotecniche scadenti

AREE DI INTERESSE GEOMORFOLOGICO-PAESAGGISTICO



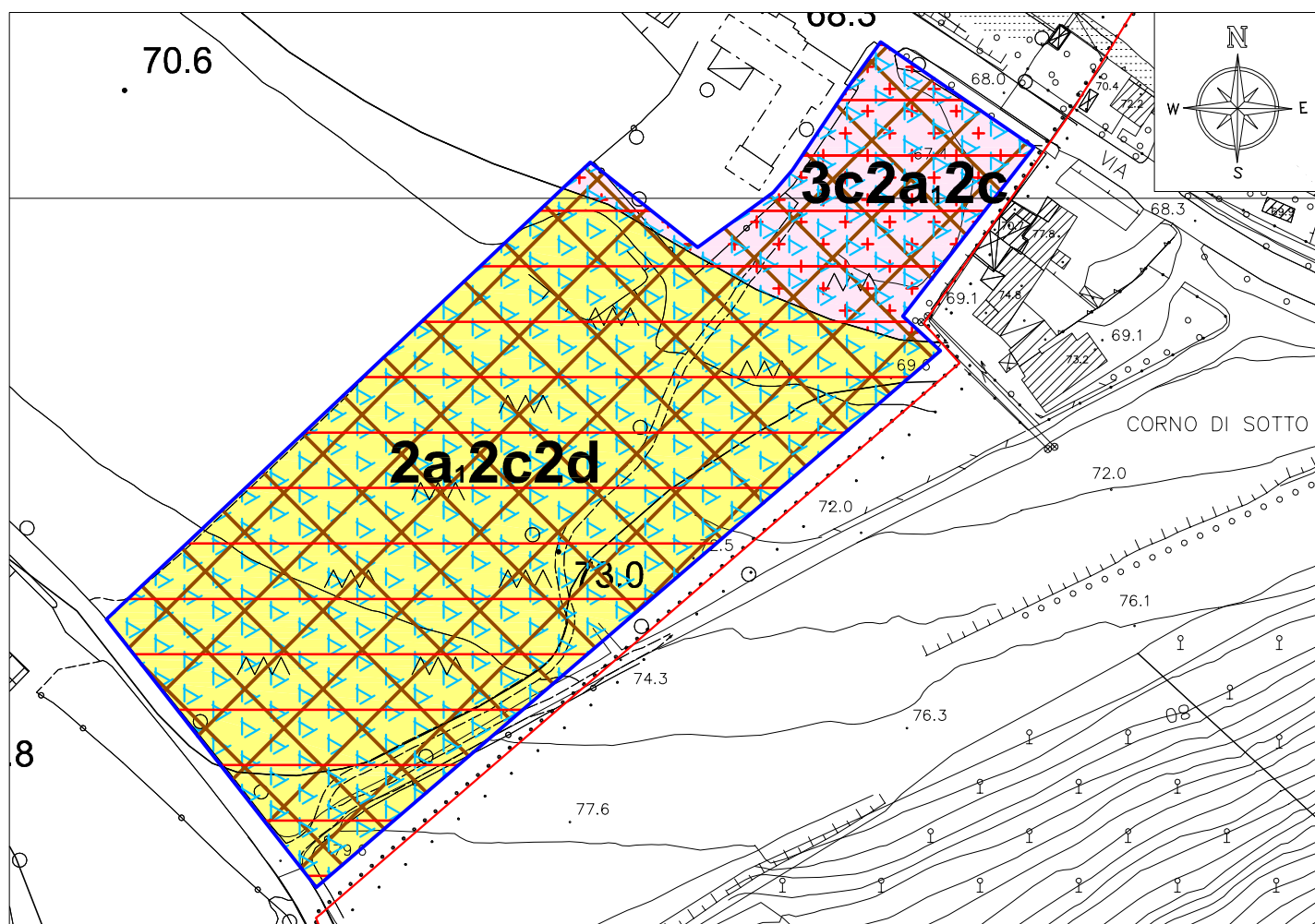
Arece di elevato interesse morfologico paesaggistico (peraltro in parte già rientranti in zone a vincolo ambientale ed idrogeologico):

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

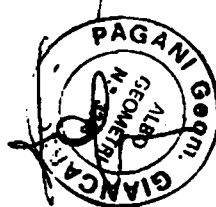
TAV. 8: CARTA DI FATTIBILITA' PER LE AZIONI DI PIANO

(tratta e modificata da Tav. 14/A dello studio "Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT del Comune di Lonato d/G, Luglio 2009)

Scala 1:2.000



Spett./le ditta LITOCARTOTECNICA BRESCIANA SRL

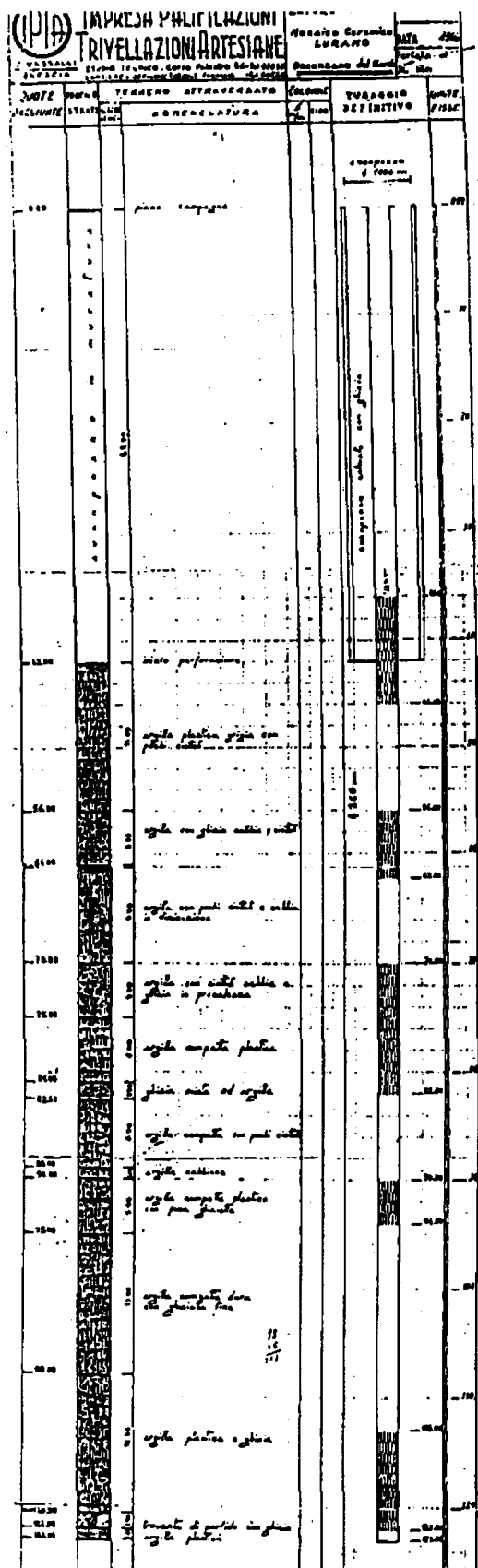


PROFONDITA'	DESCRIZIONE	TUBI E FILTRI
0,00		0,00
	Argilla con ghiaietto	
10,00		
	Argilla limosa	
25,00		Tubo cieco catramato del Ø 300
	Argilla grigia	
55,00		
	Ghiaia e sabbia	56,00
68,00		Filtro a ponte
70,00	Argilla grigia	68,00
		70,00

Livello statico ml. 14,00

Livello dinamico ml. 28,00

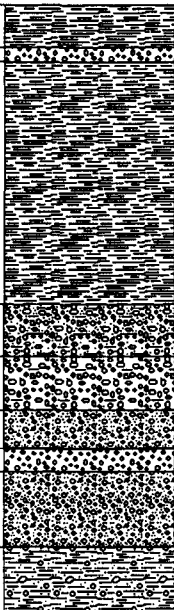
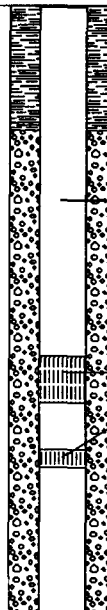
Portata lt/sec. 5,00



D81

COMUNE: Desenzano Del Garda

PROPRIETÀ: Andrei Maurizio Maria

prof. da p.c. (m)	sezione stratigrafica	descrizione litologica	Tubi e filtri	
5.00		Argilla		Tampone d'argilla
7.00		Ghiaia		
		Argilla grigia		
39.00				
46.00		Ghiaia con molto limo sabbioso grigio		46.00
53.00		Ghiaia sciolta con poco limo		52.00
58.00		Ghiaia in matrice sabbiosa grigia		58.00
61.00		Ghiaia sciolta		61.00
		Ghiaia in matrice sabbiosa grigia		
71.00				
80.00		Argilla sabbiosa con poca ghiaia		80.00

Livello statico 21 m

Livello dinamico 35 m

Portata 20 l/s

SCALA 1:1000

STUDIO GEOLOGIA AMBIENTE

Committente: URBANI SRL - GOBO SARL

Località: Lido di Lonato

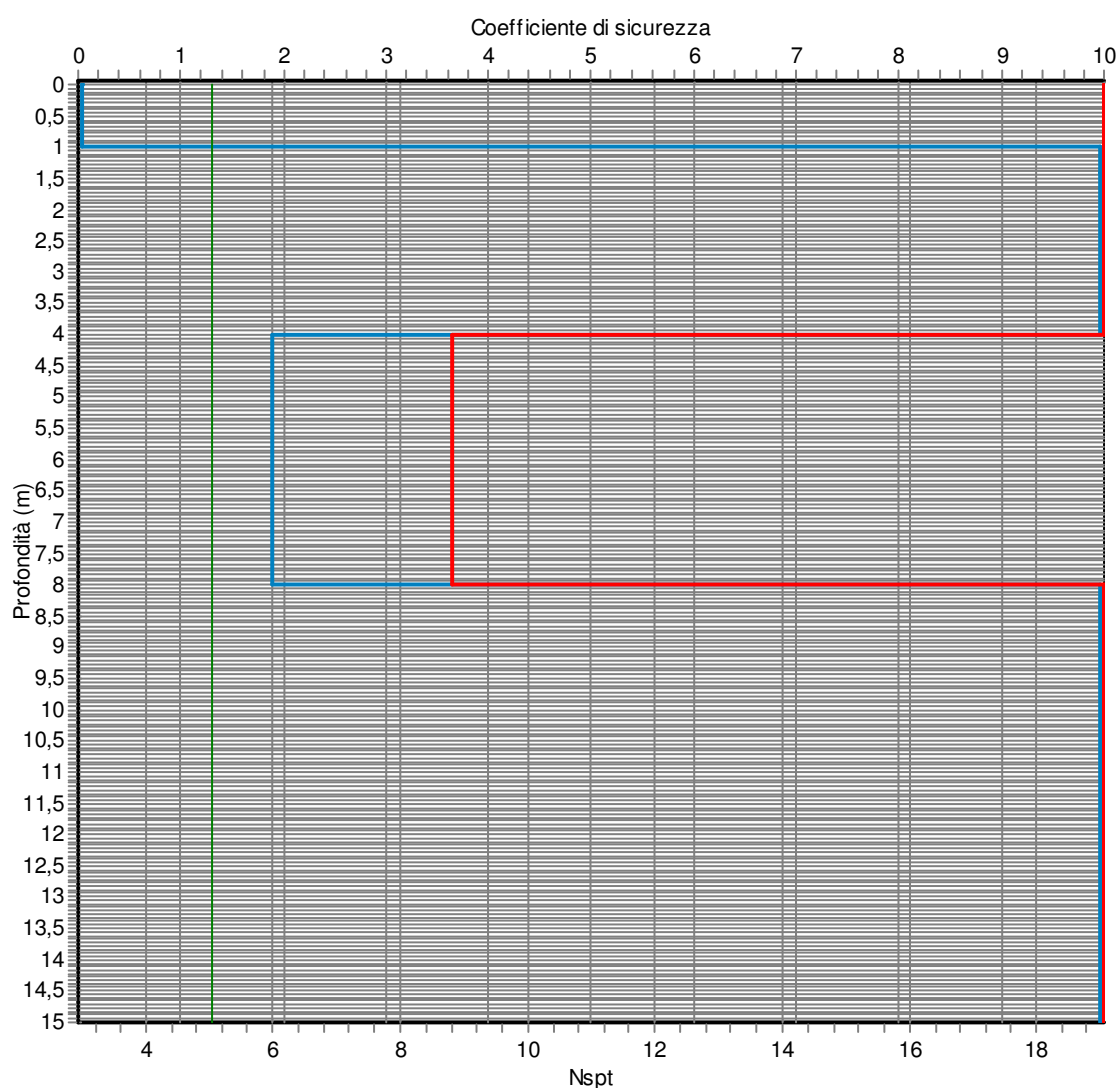
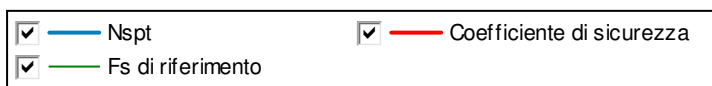
Descrizione: Verifica SLV

Note:

Sigla:

Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Seed e Idriss (1982)

Indice di liquefazione=0,0 rischio molto basso



Committente: URBANI SRL - GOBO SARL

Località: Lido di Lonato

Descrizione: Verifica SLV

Note:

Sigla:

Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Seed e Idriss (1982)

<i>Profondità (m)</i>	<i>Nspt</i>	<i>Gamma (t/mc)</i>	<i>d50 (mm)</i>	<i>Sforzo indotto dal sisma T(kg/cmq)</i>	<i>Resistenza alla liquefazione R(kg/cmq)</i>	<i>Coefficiente di sicurezza alla liquefazione Fs</i>
1	3	1,7	0.087	0,154	0,072	10
1,4	19	1,9	1	0,152	0,395	10
4	19	1,9	1	0,147	0,301	10
8	6	0,9	0,018	0,162	0,153	3,64
15	19	1,9	0,018	0,131	0,229	10

Profondità tetto falda(m): 4

Profondità base falda(m): 8

Accelerazione sismica di progetto(g)= 0,237

Magnitudo di riferimento= 4,99

Indice di liquefazione=0,0 rischio molto basso

Fattore di correzione della magnitudo MSF: 3,84

Fs = MSF x R / T

COMMITTENTE: URBANI SRL – GOBO SRL

SITO: VIA CATULLO – LIDO DI LONATO – LONATO D/G (BS)

NOTE: VERIFICA SLV

STIMA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

Metodo <i>Boulanger e Idriss (2004)</i> - STIMA CSR (sforzo di taglio indotto dal sisma)							
Profondità tetto falda: 2,60 m – Accelerazione sismica di progetto (g): 0,237 – Magnitudo di riferimento: 4,99							
N.	da (m)	a (m)	Gamma(kN/mc)	sigma (kPa)	sigma' (kPa)	rd	CSR
1	0	1,8	15	27	27	0,988	0,04
2	1,8	2,6	19	42,2	42,2	0,982	0,039
3	2,6	5,1	19	89,7	65,175	0,965	0,053
4	5,1	9,3	18	165,3	99,573	0,917	0,061
5	9,3	15	19	273,6	151,956	0,759	0,055

Metodo <i>Boulanger e Idriss (2004)</i> - STIMA CRR (resistenza al taglio mobilitata)								
Fs di riferimento: 1,3 - $F_s = CRR/CSR$								
N.	da (m)	a (m)	Nspt	%fine	Gamma (kN/mc)	CSR	CRR	Fs (coefficiente di sicurezza alla liquefazione)
1	0	1,8	13	61,89	15	0,04		
2	1,8	2,6	35	15,76	19	0,039		
3	2,6	5,1	35	15,76	19	0,053	1,518	28,637
4	5,1	9,3	5	43,82	18	0,061	0,126	2,065
5	9,3	15	17	92,53	19	0,055	0,207	3,767



Metodo *Boulanger e Idriss* (2004)

