

PIANO ATTUATIVO COMUNALE DI INIZIATIVA PUBBLICA PER LA REALIZZAZIONE DEL POLO INTERMODALE ANNESSO ALL'AEROPORTO DI RONCHI DEI LEGIONARI

fase di progettazione:

PAC

luogo dei lavori:

Via Aquileia, n. 46 - Ronchi dei Legionari

numero tavola:

RG

nome della tavola:

Relazione geologica

data di creazione:

6 dicembre 2012

scala di rappresentazione:

CUP
G000 00 0000 0000

cpv:
45223320 - 5

CIG:

progetto:

Ufficio di Piano Aeroporto Friuli Venezia Giulia S.p.A.

Ing. Stefano Guerriero Progettazione Generale
Ing. Ermanno Simonati
Dott.ssa Sara Bragato
Dott.ssa Arch. Nicole Vascotto

Professionisti esterni

Arch. Pietro Cordara Relazione Paesaggistica
Geom. Giuseppe Nicoli Rilievo
Dott. Pietro Riavez Relazione Archeologica preliminare
Geol. Liliana Sambo Relazione Geologica

responsabile unico del procedimento:

Ing. Stello Vatta

coordinatore della sicurezza in fase di progettazione:

coordinatore della sicurezza in fase di esecuzione:

direttore lavori:

timbrati:

Stampa circolare: ORDINE DEGLI INGEGNERI DI TRIESTE, Dott. Ing. GUERRIERO Stefano, della Prov. di Belluno.

Stampa circolare: ORDINE DEGLI INGEGNERI DI TRIESTE, Dott. Ing. STELLO Vatta, della Prov. di Trieste.

revisioni:

numero	descrizione	data

file name
F:\POLO INTERMODALE progettuale\PAC\ELABORATI DI PROGETTO\AMMINISTRATIVI\Relazione geologica.doc

autore:
Liliana Sambo

data ultima stampa
13/12/2012



REGIONE FRIULI VENEZIA GIULIA

PROVINCIA DI GORIZIA

COMUNE DI RONCHI DEI LEGIONARI

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

ALLEGATA AL PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE
DEL POLO INTERMODALE NELL'AREA ANTISTANTE
L'AEROPORTO DI RONCHI DEI LEGIONARI (GO)

Committente:

AEROPORTO FRIULI VENEZIA GIULIA S.P.A. a S.U.

VIA AQUILEIA N. 46

34077 RONCHI DEI LEGIONARI (GO)

C.F. E P. IVA /Iscr. Reg. Impr. GO 00520800319

Elaborato da:

Liliana Sambo

GEOLOGO LIBERO PROFESSIONISTA

Via Molini, 5/2

33044 MANZANO (UD)

Tel. 349.4653044

e-mail: lilli.sambo@virgilio.it

Cod Fis. SMBLLN72A51E098G

Partita IVA 01059830313

DATA:

12 aprile 2012

INDICE

	PAG.
PREMESSA	2
INQUADRAMENTO TERRITORIALE	3
INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	6
ASPETTI IDROLOGICI ED IDROGEOLOGICI	10
POZZI DI PRELIEVO ACQUA POTABILE E TUTELA DELLE ACQUE	16
UBICAZIONE POZZI DI PRELIEVO ACQUA POTABILE E AREE DI TUTELA	18
STRATIGRAFIE POZZI DI PRELIEVO ACQUA POTABILE E PERFORAZIONI	20
CARTA DEI VINCOLI E DELLE SERVITU' TERRITORIALI	34
AREE DI CAVA – SITI ARCHEOLOGICI	36
DATI AMBIENTALI	37
DATI BIBLIOGRAFICI RELATIVI A INDAGINI GEOGNOSTICHE	39
INDAGINI GEOGNOSTICHE NELL'AREA INTERESSATA DA PROGETTO DI INTERSCAMBIO MODALE	44
POZZETTI D'INDAGINE	47
PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE DPSH	56
INDAGINI SISMICHE PASSIVE A STAZIONE SINGOLA	73
PERICOLOSITA' SISMICA	81
STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DELL'AREA DI PROGETTO	87
CAPACITA' PORTANTE DI FONDAZIONI CONTINUE E PARAMETRI GEOTECNICI	95
STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	106
CONCLUSIONI	110

PREMESSA

La presente perizia geologica e geotecnica è stata redatta su commissione della Società AEROPORTO FRIULI VENEZIA GIULIA S.P.A. a S.U. (Ordine n. 010196 del 09/03/2012), per lo studio geologico, geomorfologico e di caratterizzazione sismica dell'area antistante l'Aeroporto di Ronchi dei Legionari (GO), da destinare a Polo Intermodale.

La relazione si inserisce nell'ambito degli elaborati documentali richiesti a supporto del progetto per la creazione di un centro di interscambio modale tra aeroporto, ferrovia e viabilità stradale, così come stabilito nel Programma operativo Regionale (POR) della Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia.

L'area di progetto è identificata catastalmente dalle seguenti particelle al F. M. 3 del C.C. di Ronchi dei Legionari: 851/1, 854/1, 843/1, 843/2, 843/3, 844/3, 854/6, 854/7, 852/1, 852/2, 845, 846/1, 846/2, 847, 853/1, 853/2, 784/2, 849, 784/8, 784/9, 784/6, 784/7, 851/4, 785/30, 785/31, 855/1, 1864, 1865, 1006/6, 848/4, 1048/49, 1048/50, 1048/51, 1048/52, 850/1, 848/1, 2300.

Attraverso indagini dirette, geotecniche e geofisiche passive svolte nel sito d'indagine, è stato possibile caratterizzare il terreno dal punto di vista geologico e geotecnico, ricostruendo la stratigrafia e definendo le caratteristiche fisiche del terreno ricadente nell'area in cui è prevista la realizzazione delle opere in progetto.

Le indagini geognostiche, integrate con un rilievo svolto in sito e con dati bibliografici, hanno permesso di giungere alla valutazione dell'adattamento ambientale dell'opera dal punto di vista geomorfologico ed idrogeologico.

I dati desunti attraverso le indagini geognostiche, sono stati utilizzati per definire la compatibilità e stabilità del complesso terreno – opere di progetto, secondo quanto disposto dal D.M. LL. PP. 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni” e dalla Circolare n. 617 del Consiglio Superiore dei Lavori pubblici 2/2/2009.

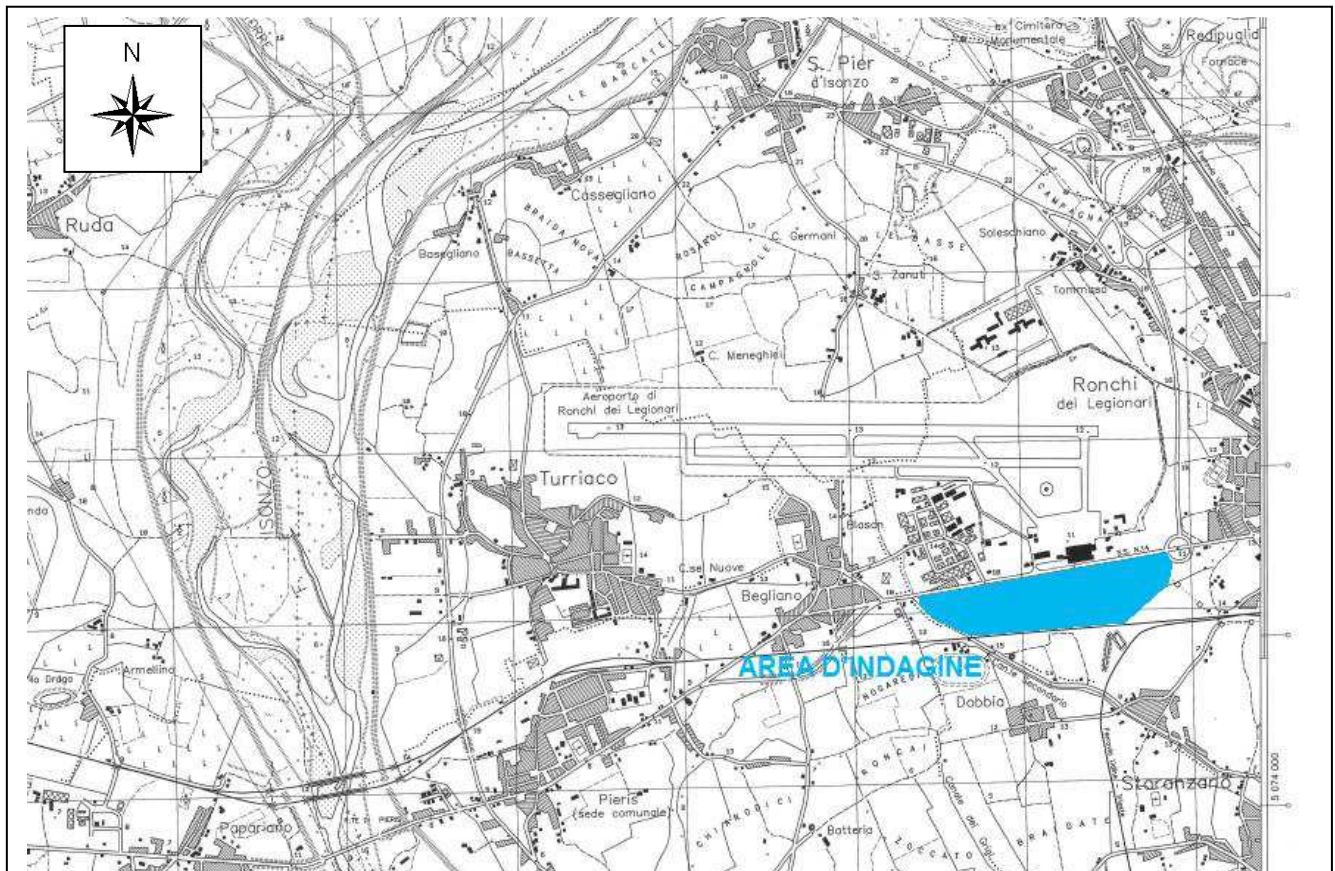
INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Nell'area Sud Ovest del territorio del comune di Ronchi dei Legionari (GO), è ubicata l'area oggetto d'indagine della presente relazione, che sorge nella zona antistante l'Aeroporto del Friuli Venezia Giulia - Pietro Savorgnan di Brazza.

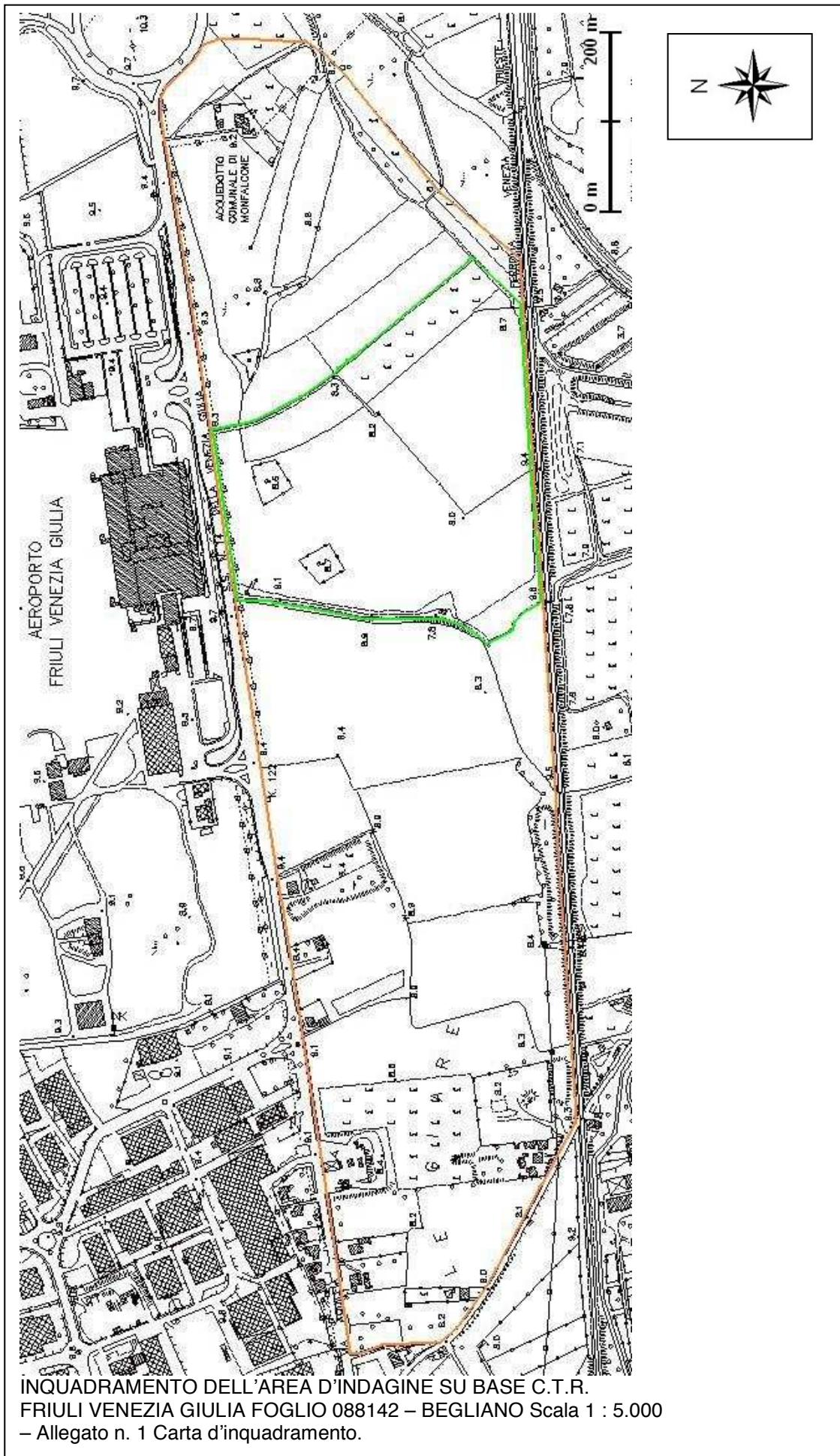
La zona, da destinare a Polo Intermodale, ha un areale di circa cinquanta ettari ed in essa è previsto l'insediamento delle attività, dei servizi e delle attrezzature necessarie alla realizzazione di un terminale d'interesse regionale, di corrispondenza e di interscambio fra il trasporto aereo, ferroviario e su strada, così come stabilito nel Programma Operativo Regionale (POR) della Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia.

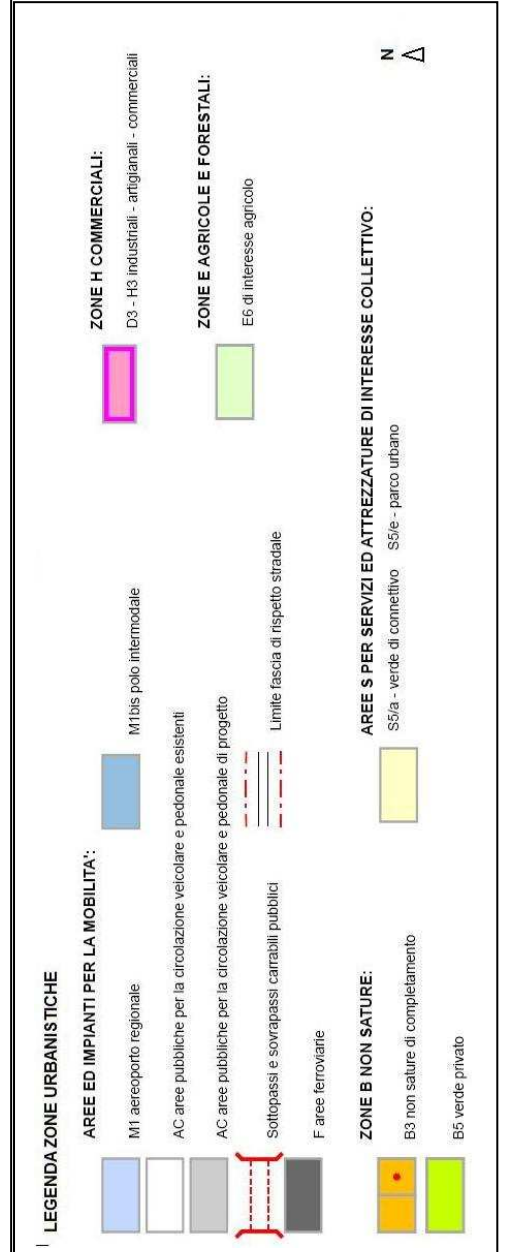
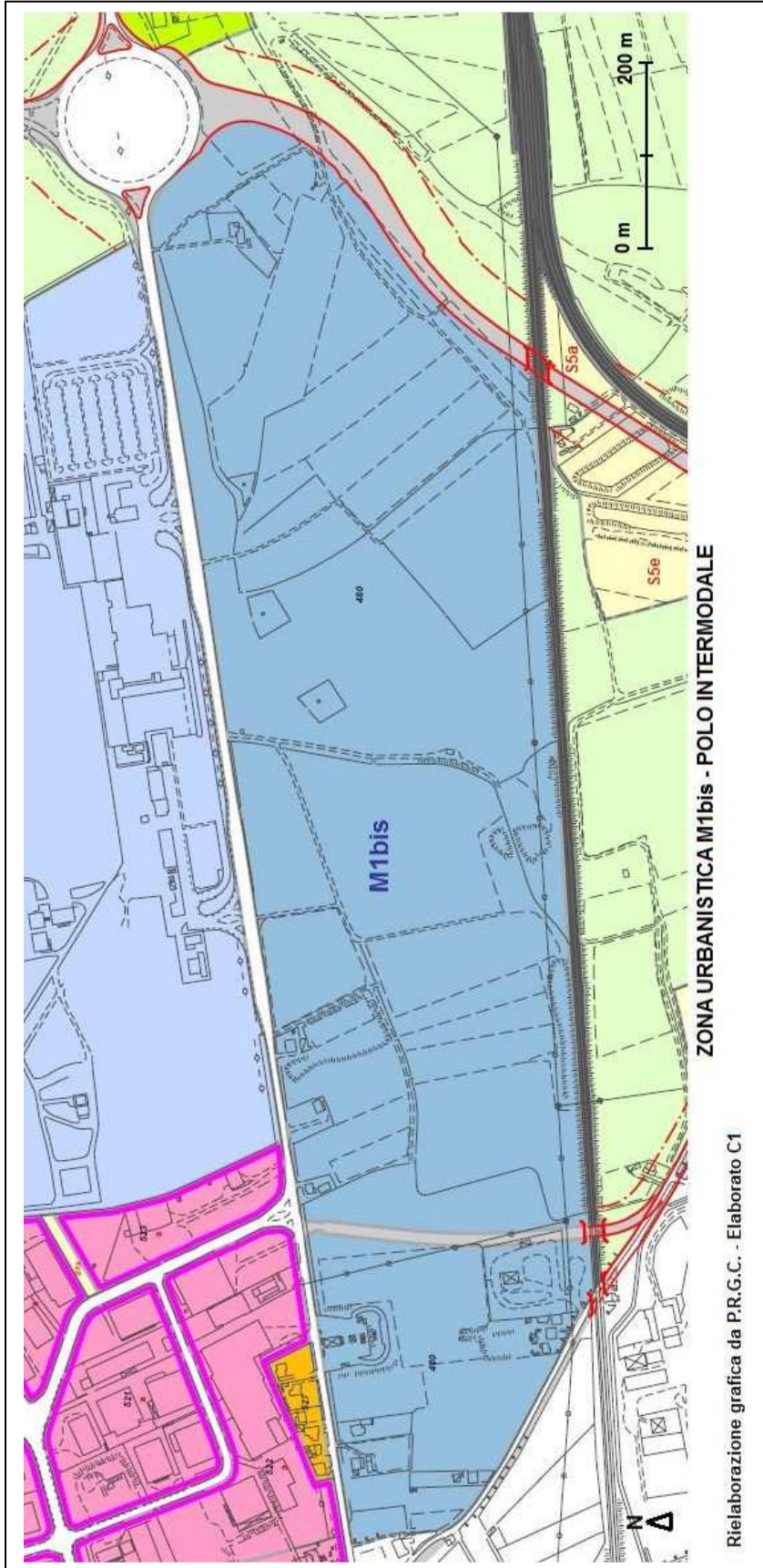
Il P.R.G.C. del Comune di Ronchi dei Legionari, inserisce il sito in esame nella zona omogenea "Zona Polo Intermodale M1/bis" (Art. 24).

L'area da sottoporre ad indagine si sviluppa lungo il tratto della Strada Statale 14 (Via Aquileia – Ronchi dei Legionari), che ne definisce il confine settentrionale, è delimitata a Ovest da Via Dobbia – Ronchi dei Legionari e ad Est dal raccordo autostradale Casello di Redipuglia – Villa Luisa, mentre, al confine Sud vi è la linea ferroviaria Venezia – Trieste.



INQUADRAMENTO DELL'AREA D'INDAGINE SU BASE CARTA TECNICA NUMERICA
REGIONE FRIULI VENEZIA GIULIA
FOGLIO 088 SO – CERVIGNANO Scala 1 : 25.000 (Reticolo = 1 km)





INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Il sito d'indagine, ubicato nell'area antistante l'Aeroporto del Friuli Venezia Giulia, appartiene al territorio Sud occidentale del comune di Ronchi dei Legionari (GO), ed è una zona pianeggiante, con quote comprese tra i 9,1 m s.l.m. ed i 8,2 m s.l.m..

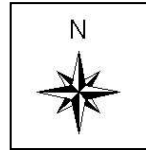
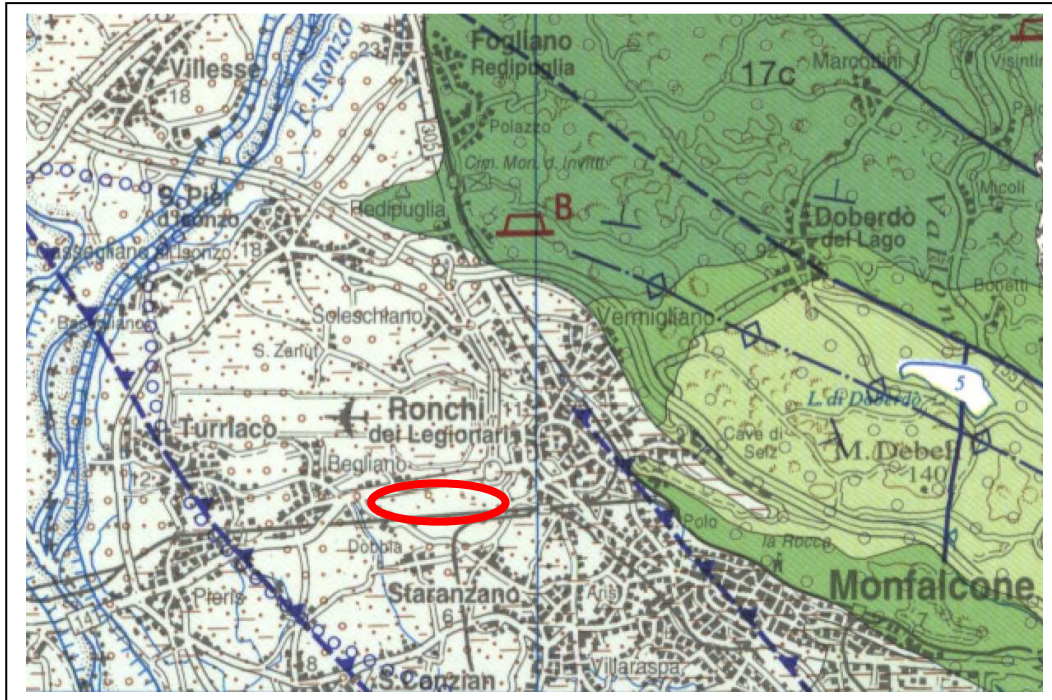
Tale area è collocata nell'ambito della Pianura Isontina, in particolare della Piana Alluvionale Monfalconese, che caratterizza la parte centrale, meridionale ed occidentale del territorio comunale di Ronchi dei Legionari.

Questo tratto di pianura alluvionale, è delimitato a Nord e ad Est dai rilievi del Carso Isontino, propagine Nord occidentale del Carso Triestino, strutturalmente riconducibile ad una piega anticlinale con asse ad orientazione NO – SE.

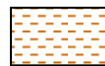
I litotipi che affiorano nell'area carsica del comune di Ronchi dei Legionari, sono costituiti da calcari bioclastici biancastri, massicci con abbondanti rudiste, talora con intercalazioni di calcari micritici, originatisi in ambiente di piattaforma aperta, appartenenti alla Formazione dei "Calcari del Monte S. Michele" (Cretacico sup).

Il substrato roccioso si approfondisce rapidamente e nell'area in esame è riscontrabile ad una profondità dal piano campagna di oltre 100 m.

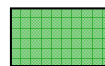




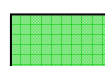
CARTA GEOLOGICA



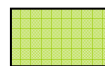
Sedimenti alluvionali della pianura
(Olocene – Attuale)
Sedimenti limoso argillosi talora
con sabbie e ghiaie subordinate.



Calcarei del M.te S. Michele
(Cretacico sup.)



Brecce dolomitiche, dolomiti,
calcarei a rudiste.
(Cretacico inf. – sup. p.p.)



Calcarei stratificati
(Giurassico – Cretacico inf.)



Giaciture strati



Strutture disgiuntive



Asse di anticlinale



Sovrascorrimento sepolto



Sito d'indagine

Da Carta Geologica della Regione Friuli Venezia Giulia
Direzione Ambiente e LLPP Regione Friuli Venezia Giulia –
Servizio geologico, 2006

Nell'ambito delle alluvioni, c'è da rilevare la presenza di uno sovrascorrimento sepolto che è la "Linea di Palmanova", cioè una faglia inversa a direttrice dinarica con immersione del piano a Nord Est e le principali linee strutturali, orientate Nord Ovest – Sud Est, ne sono la naturale prosecuzione, mentre, in presenza subordinata vi sono quelle di origine alpina orientate Nord – Sud.

Le due unità geomorfologiche riconducibili alla Pianura Isontina ed al rilievo carsico, che caratterizzano il territorio comunale di Ronchi dei Legionari, hanno influito sulla genesi geologica ed idrogeologica di quest'area.

I terreni del sito d'indagine rientrano nella zona geomorfologica di "Piana alluvionale", così come riportato nello "studio geologico – tecnico relativo al nuovo strumento urbanistico comunale, L.R. 52/91" - Dott.ri Geol. S. De Faveri e G. Graziani – 2000, e lo "Studio geologico per il P.R.G.C. – Variante generale" – Dott. Geol. F. Pizzin – 2010 (attualmente adottato), area in cui sono presenti tracce di percorsi fluviali estinti e paleodossi fluviali.

Dal punto di vista geolitologico, i terreni alluvionali dell'area sono descritti nella litofacies di tipo "B" nella fascia a Nord, per passare gradualmente ad una litofacies di tipo "A" verso Sud.

La litofacies di tipo "B" è caratterizzata dalla presenza di prevalenti ghiaie e sabbie con subordinata frazione limosa e con copertura limoso sabbiosa e subordinatamente argillosa. Lo spessore del livello di copertura è generalmente compreso tra 1,5 m e 2,5 m.

Per la litofacies di tipo "A", caratterizzata da ghiaie e sabbie prevalenti, lo strato di copertura, generalmente eterogeneo è minore ed è compreso tra 0 e 1,5 m.

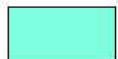
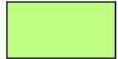

Le alluvioni di quest'area appartengono al margine Sud-Orientale del conoide formato dal Fiume Isonzo (Quaternario), durante le sue alterne fasi deposizionali e di erosione, conseguenti alle variazioni glaciali.

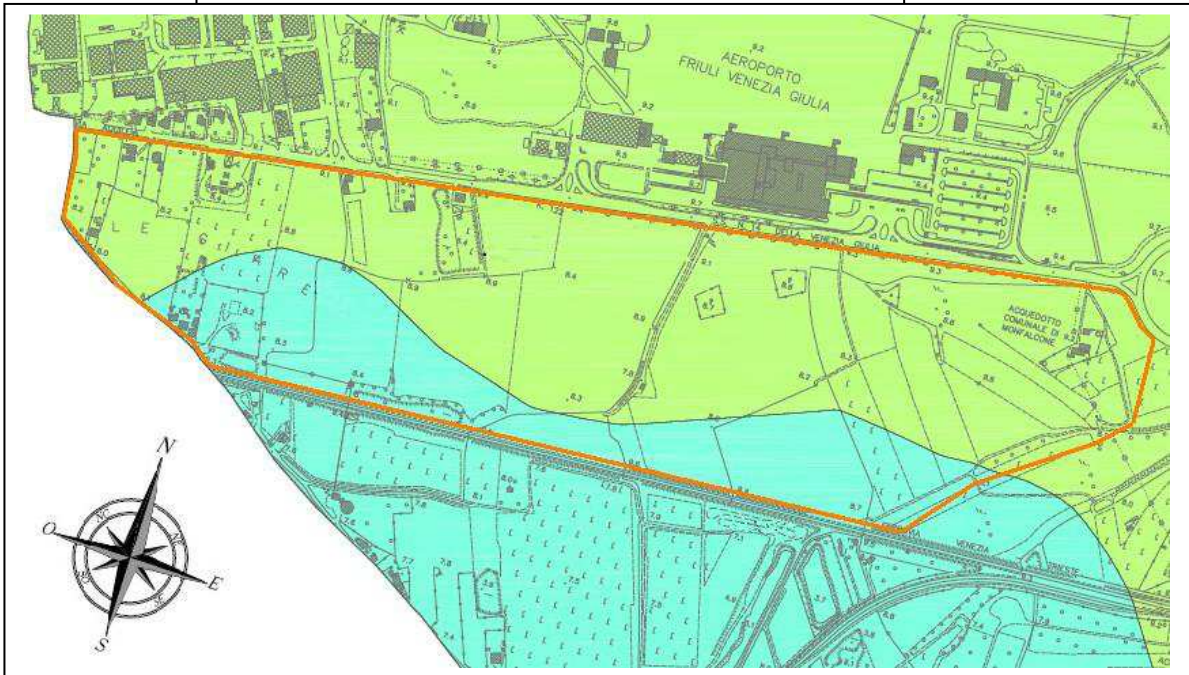
Attualmente, il Fiume Isonzo scorre ad una distanza dal sito di oltre 3 km in direzione Ovest e Nord-Ovest.

Le ghiaie sono di natura prevalentemente calcarea (elementi subarrotondati o arrotondati, con diametro medio di circa 5 cm), con frazione sabbiosa di natura calcitica.


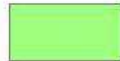

I terreni alluvionali, che rappresentano l'area in esame, hanno buone caratteristiche geotecniche (localmente mediocri), hanno un drenaggio da buono a medio, ma a causa della minima profondità della falda freatica dal piano campagna (che ha quota assoluta di 6 m s.l.m. in fase di massimo impinguamento, cioè rilevabile in un intervallo tra – 3,0 m e - 2 m dal p.c.), si possono verificare fenomeni di saturazione ed è limitata l'edificabilità per edifici con volumi entro terra che dovranno prevedere adeguati accorgimenti (drenaggi, impermeabilizzazioni) per la loro messa in sicurezza.

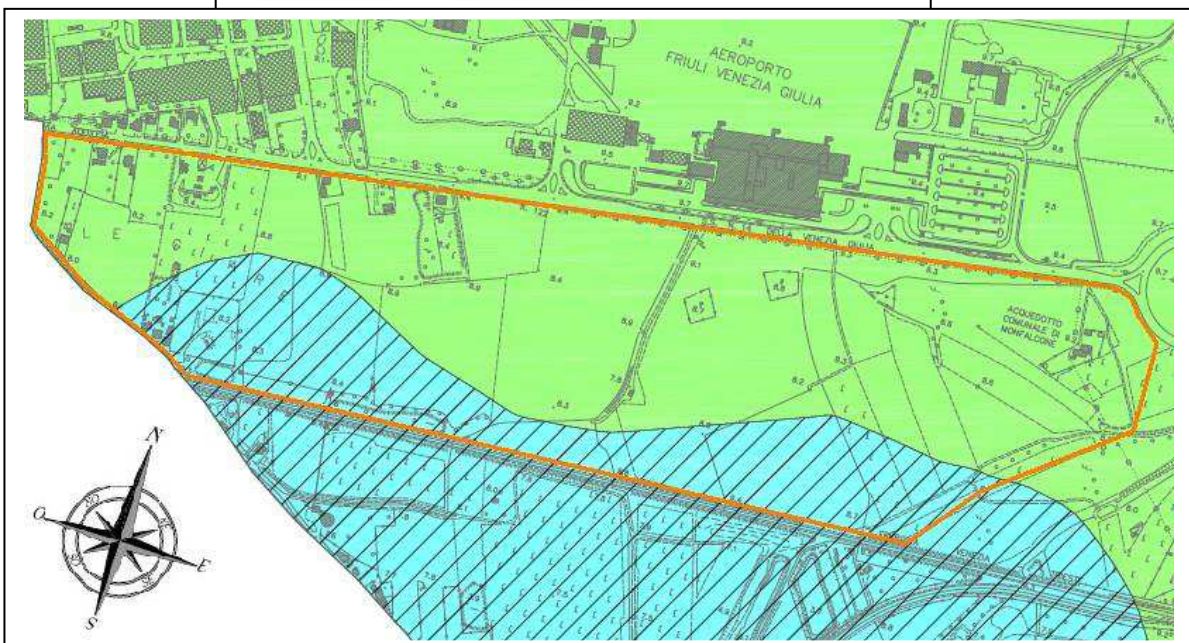
CARTA GEOLOGICA - LITOFACIES
 da Studio Geologico per il P.R.G.C. - Geol. F. Pizzin

-  A: ghiaia e sabbia tra 0 e 1 m dal p.c. con copertura eterogenea
-  B: ghiaia e sabbia tra 1 e 3 m dal p.c. con copertura prevalentemente limoso - argillosa
-  Area d'indagine



ZONIZZAZIONE GEOLOGICO - TECNICA
 da Studio Geologico per il P.R.G.C. - Geol. F. Pizzin

-  Aa : drenaggio ottimo, falda superficiale, ottime caratteristiche geomeccaniche, frequenti condizioni di saturazione
-  Bb : medio drenaggio, falda superficiale, buone caratteristiche geomeccaniche (localmente mediocri) frequenti condizioni di saturazione
-  Area d'indagine



ASPETTI IDROLOGICI ED IDROGEOLOGICI

Nel territorio del comune di Ronchi dei Legionari (GO), non scorrono corsi d'acqua naturali e superficiali, ma è attraversato nella sua parte centrale dal canale artificiale di distribuzione per l'irrigazione "Canale dei Dottori", mentre al margine meridionale dei confini amministrativi vi è la presenza di canali artificiali di distribuzione e di scolo.

Il Fiume Isonzo scorre al di fuori del territorio di Ronchi dei Legionari, ad una distanza di circa 4 km dal centro della città, non costituendo alcuna pericolosità idraulica per l'area (così come riportato nel P.A.I. (Piano di Stralcio di Assetto Idrogeologico dei bacini idrografici dei Fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave, Brenta - Bacchiglione).



Il Fiume Isonzo raccoglie e scarica le acque del versante meridionale delle Alpi Giulie ed i suoi affluenti in sponda destra sono il Coritenza, il Torre, mentre, in sponda sinistra vi sono l'Idria ed il Vipacco.

Il sistema idrografico del bacino del Fiume Isonzo, in diretta connessione con il bacino idrografico del Torrente Torre, ha origine nel periodo Wurmiano, durante l'ultima glaciazione, quando le acque di fusione dei ghiacciai hanno contribuito alla formazione dell'attuale Pianura Friulana orientale, depositando potenti strati ghiaiosi di origine fluvio – glaciale.

Con il successivo ritiro dei ghiacciai (periodo post – Wurmiano) e la conseguente diminuzione delle acque di piena, gli alvei incominciano ad incassarsi nelle coltri fluvio – glaciali con la delineazione dei tracciati fluviali che sino ad oggi hanno avuto una complessa evoluzione areale dovuta alle alterne fasi di deposizione ed erosione dei corsi d'acqua.

La Pianura Friulana, di cui quella Isontina rappresenta la parte orientale, è suddivisa in diverse province idrogeologiche, distinguibili dalle caratteristiche idrogeologiche, geochemiche e anche degli agenti inquinanti.

Nella Pianura Isontina prevalgono i depositi grossolani, ghiaiosi, molto spesso in facies conglomeratica, solo localmente interessati dalla presenza di materiali più fini provenienti dallo smantellamento dei rilievi e dagli apporti del Fiume Vipacco.

Tutti i depositi sciolti e spesso quelli cementati, sono interessati dalla presenza di una falda continua.

Si distinguono così diversi corpi idrici sotterranei (volumi distinti di acque sotterranee contenuti da uno o più acquiferi).

Il territorio di Ronchi dei Legionari è caratterizzato da due corpi idrici, uno di carattere alluvionale “Alta Pianura Isontina”, l'altro carsico “Carso Classico”, tra loro comunicanti.

Il Corpo idrico dell'Alta Pianura Isontina, si sviluppa nella piana del Fiume Isonzo, con apporti principali dovuti dalle dispersioni di sub-alveo del Fiume Isonzo e dei corsi d'acqua minori (T. Versa, F. Vipacco) e dall'infiltrazione delle acque meteoriche.

La qualità delle acque freatiche è generalmente buona, con bassi valori di inquinanti (il Fiume Isonzo ha una concentrazione di nitrati inferiore a 10 mg/litro, quindi buona – dati Arpa, 2007).

Le principali caratteristiche fisico – chimiche delle acque del Fiume Isonzo sono:

Ph: 8,2; Ca (mg/l): 43; Mg (mg/l): 10; Na (mg/l): 3; K (mg/l): 0,7; HCO₃ (mg/l): 173; NO₃(mg/l): 4,4; SO₄(mg/l): 7; Cl (mg/l): 2,5 [Valori del chimismo delle acque del Fiume Isonzo – Cassegliano (Lutman et Al., 2004)].

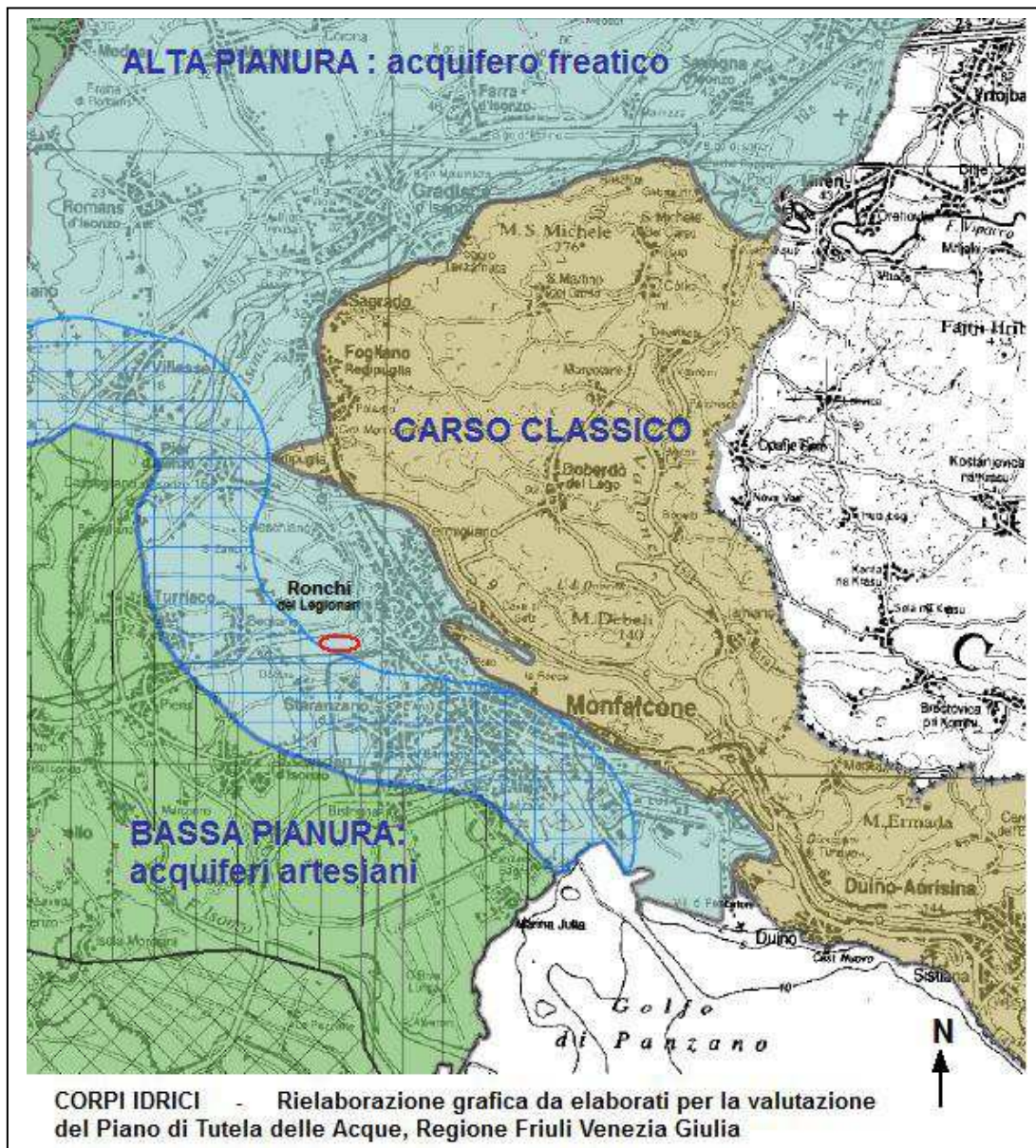
La falda freatica è intensamente sfruttata in tutta l'alta pianura, sia a scopo idropotabile che irriguo e negli ultimi anni è stato registrato un notevole abbassamento del suo livello (dai 10 ÷ 15 m nella parte più settentrionale, ai 2 ÷ 3 m nella zona delle risorgive), imputabile alla diminuita piovosità ed allo sfruttamento antropico.

Purtoppo, la granulometria grossolana dei sedimenti alluvionali, non offre una difesa particolare da un potenziale inquinamento.

Anche il Corpo Idrico Carsico ha una bassissima difesa dai potenziali inquinamenti, legata all'altrettanto bassa capacità di autodepurazione.

Il Corpo Idrico Carsico si è sviluppato sulla base del sistema di circolazione per condotte e fessure, con acque d'infiltrazione meteorica.

Le sorgenti del complesso idrogeologico carsico, hanno spesso carattere temporaneo legate alla possibilità di riempimenti e svuotamenti che avvengono tramite il sistema di fessurazione ed alle condotte.



Nell'area d'indagine la falda freatica ha linee di deflusso N-S ed ha un'escursione inferiore ai 5 m.

Da dati bibliografici del Servizio dell'idraulica – Direzione Ambiente della Regione Friuli Venezia Giulia, la falda è così rappresentata:

MASSIMA ALTEZZA DELLA FALDA: 6 m s.l.m.

MINIMA ALTEZZA DELLA FALDA: 4 m s.l.m.

Il piano campagna dell'area d'indagine ha una quota media di 8,5 m s.l.m., per cui la falda è rintracciabile tra i 2,5 m dal p.c. ed i 4,5 m dal p.c.

Negli ultimi vent'anni, sono stati rilevati alcuni picchi massimi in cui la falda ha raggiunto 6,5 m s.l.m. (anno 2000), ed eventi di magra con livelli a 3,0 m s.l.m. (come rilevato anche in data 30/03/2012, durante le indagini geognostiche, dopo un prolungato periodo di siccità).

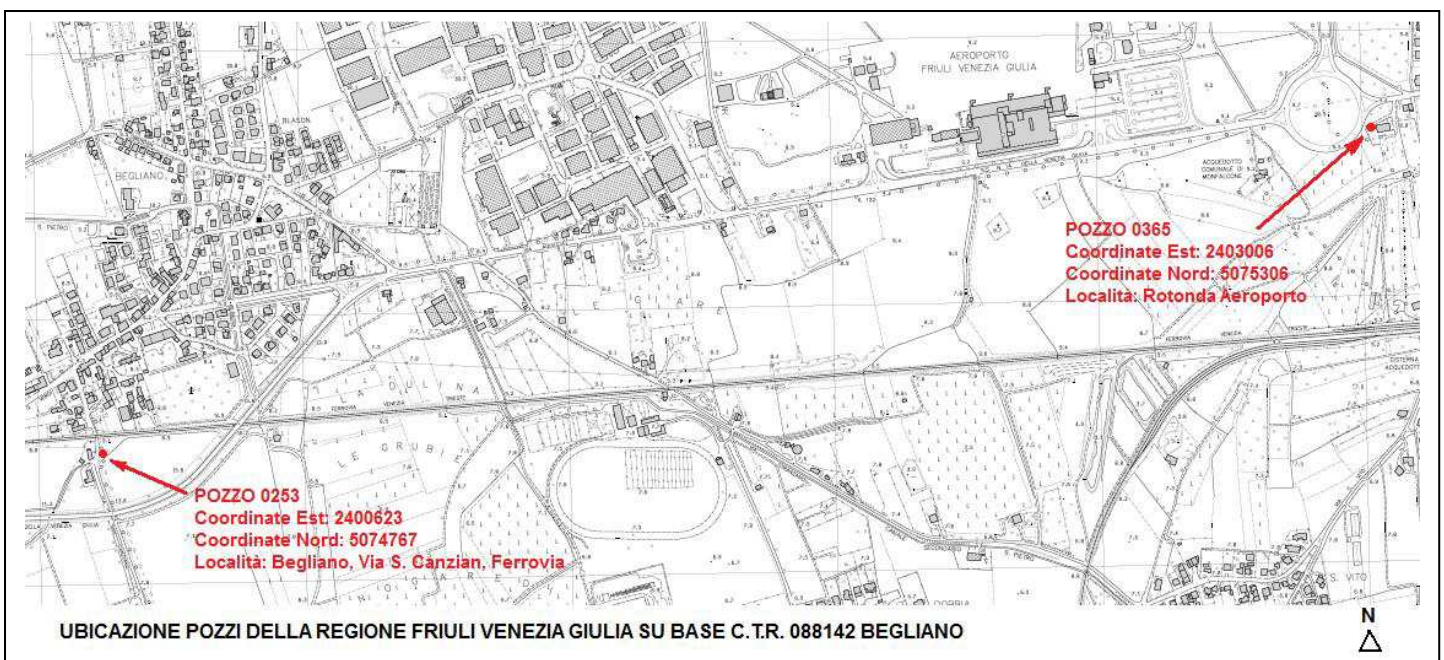
Di seguito, si riportano i dati di rilievo della falda freatica dall'anno 1992 al 2011, riferiti alle stazioni piezometriche della Regione Friuli Venezia Giulia n. 0365 (Ronchi dei Legionari) e n. 253 (Begliano).

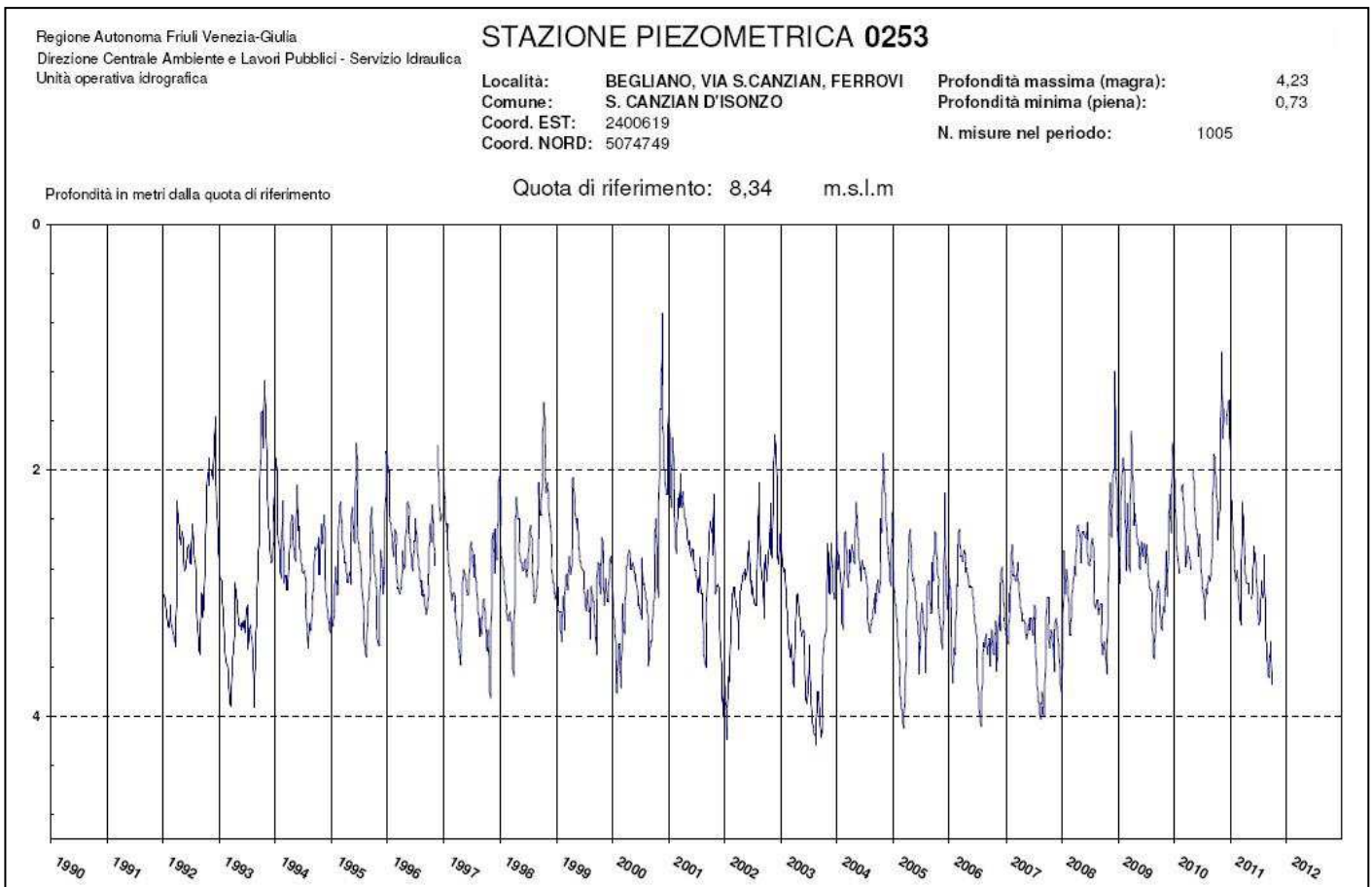
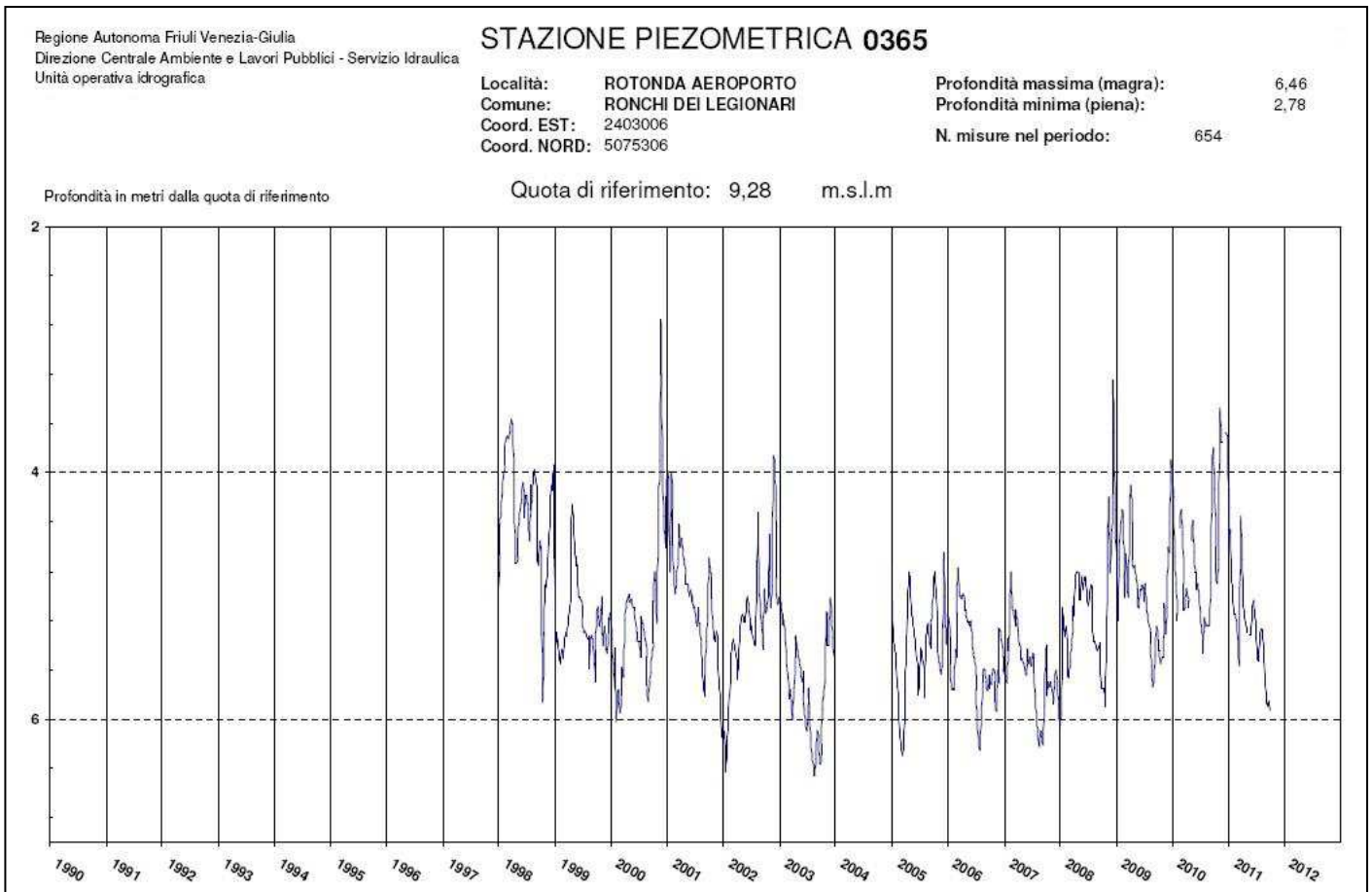
I terreni alluvionali dell'area d'indagine hanno valori di una media permeabilità ($10^{-2} \div 10^{-3}$ cm/sec), che permettono alle acque di origine meteorica una buona infiltrazione nel terreno.

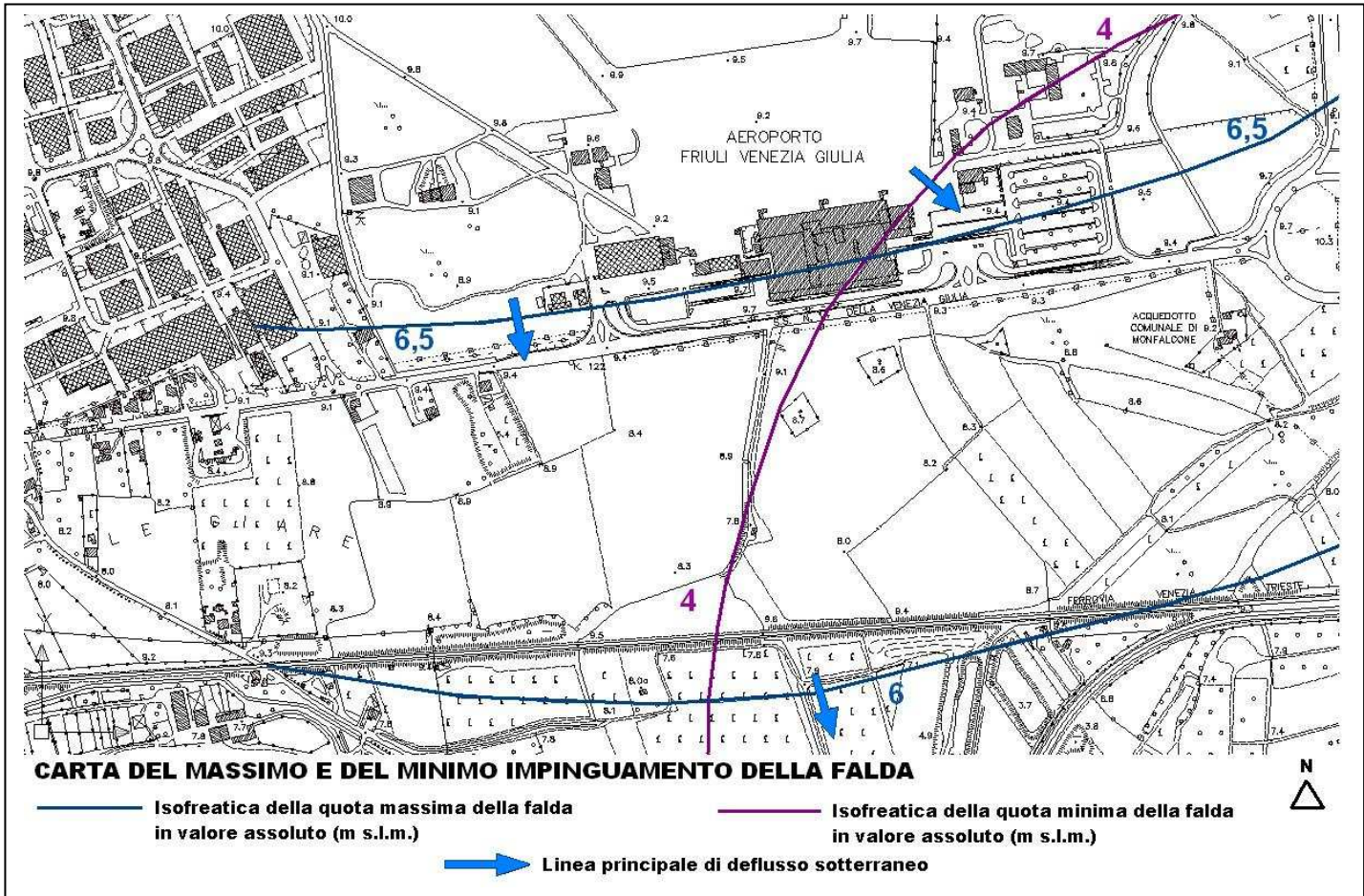
I valori di permeabilità possono variare in rapporto allo stato di addensamento dei depositi ghiaiosi ed all'eventuale presenza di limi argillosi che hanno permeabilità minore ($10^{-4} \div 10^{-6}$ cm/sec).

La piovosità media annua dei territori del comune di Ronchi dei Legionari è compresa tra i 1100 mm/anno ed i 1300 mm/anno.

L'area d'indagine si trova al di fuori di zone esondabili e non è sottoposta a vincolo idrogeologico (R.D. n. 3267/23).







Allegato n. 2 Carta idrogeologica

POZZI DI PRELIEVO ACQUA POTABILE E TUTELA DELLE ACQUE

Nell'area antistante l'Aeroporto di Ronchi dei Legionari, vi è la presenza di pozzi di prelievo dell'acqua potabile, che servono l'acquedotto di Monfalcone (GO) e che saranno tenuti in funzione sino ad inizio lavori del nuovo Polo Intermodale.

Immediatamente a Sud Est dell'area, oltre alla linea ferroviaria, vi sono i pozzi per l'acqua potabile che attualmente servono l'area di Grado (GO) e che dopo la costruzione del Polo Intermodale, saranno d'appoggio anche all'acquedotto di Monfalcone.

Le risorse idriche sono gestite da Irisacqua Srl, responsabile della gestione del Servizio Idrico Integrato per la provincia di Gorizia.

Il Servizio Idrico Integrato è costituito dall'insieme dei servizi pubblici di captazione, adduzione e distribuzione di acqua ad usi civili, di fognatura e di depurazione delle acque.

In Friuli Venezia Giulia, con legge regionale, sono stati individuati quattro Ambiti Territoriali Ottimali (A.T.O.) ed il Comune di Ronchi dei Legionari (GO), ricade territorialmente nell'Ambito n. 1 denominato "Orientale Goriziano".

Irisacqua Srl rappresenta l'Autorità d'ambito, che è la struttura dotata di personalità giuridica, alla quale gli enti locali partecipano obbligatoriamente ed alla quale è trasferito l'esercizio delle competenze ad essi spettanti in materia di gestione delle risorse idriche. (L.R. n. 13 del 23/06/2005).

Per la tutela delle acque è previsto uno strumento regionale di pianificazione della tutela e dell'uso delle risorse idriche finalizzato a garantire la sostenibilità del loro sfruttamento con l'obiettivo di raggiungere e mantenere un buono stato di qualità dei corpi idrici (art. 121 del Decr. Legislativo 3 aprile 2006, n. 152), che la Regione Friuli Venezia Giulia ha avviato alla procedura di V.A.S. (Valutazione ambientale Strategica).

Per la tutela dei corpi idrici e disciplina degli scarichi, bisogna riferirsi al decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152, Titolo III, Capo I – Aree richiedenti specifiche misure di prevenzione dall'inquinamento e di risanamento, in cui viene stabilita la disciplina delle aree di salvaguardia delle acque superficiali e sotterranee destinate al consumo umano.

Le aree di salvaguardia vengono distinte in zone di tutela assoluta ed in zone di rispetto:

- **Zona di tutela assoluta:** è l'area immediatamente circostante le captazioni o derivazioni. Essa, in caso di acque sotterranee e, ove possibile, per le acque superficiali, deve avere un'estensione di almeno dieci metri di raggio dal punto di captazione, deve essere adeguatamente protetta e deve essere adibita esclusivamente a opere di captazione o presa e ad infrastrutture di servizio.

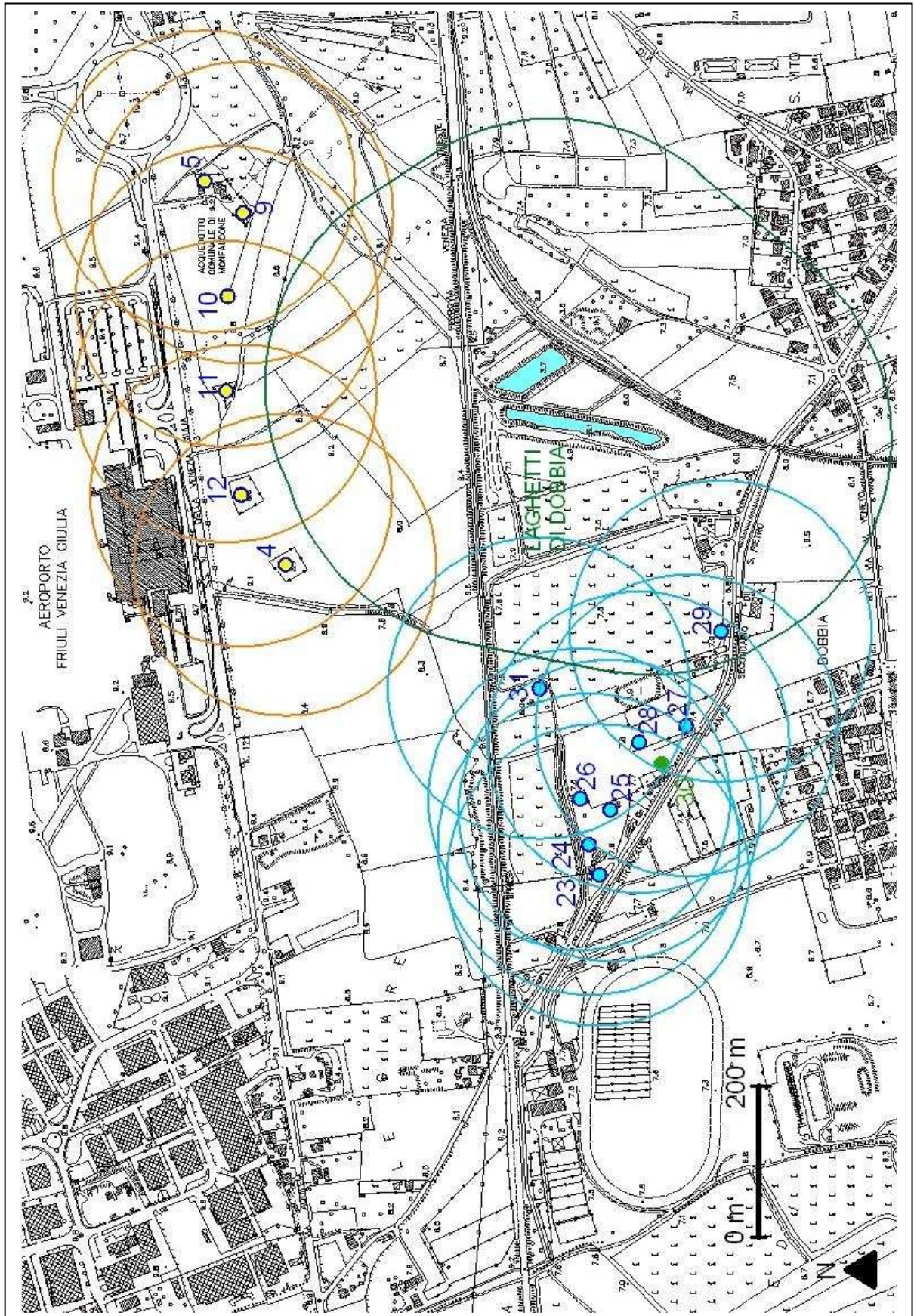
- **Zona di rispetto:** è costituita dalla porzione di territorio circostante la zona di tutela assoluta da sottoporre a vincoli e destinazioni d'uso tali da tutelare qualitativamente e quantitativamente la risorsa idrica captata e può essere suddivisa in zona di rispetto ristretta e zona di rispetto allargata, in relazione alla tipologia dell'opera di presa o di captazione e alla situazione locale di vulnerabilità e rischio della risorsa. In particolare, nella zona di rispetto sono vietati l'insediamento dei seguenti centri di pericolo e lo svolgimento delle seguenti attività:
 - dispersione dei fanghi e acque reflue, anche se depurati;
 - accumulo di concimi chimici, fertilizzanti o pesticidi;
 - spandimento di concimi chimici, fertilizzanti o pesticidi, salvo che l'impiego di tali sostanze sia effettuato sulla base delle indicazioni di uno specifico piano di utilizzazione che tenga conto della natura dei suoli, delle colture compatibili, delle tecnologie agronomiche impiegate e della vulnerabilità delle risorse idriche;
 - dispersione nel sottosuolo di acque meteoriche provenienti da piazzali e strade;
 - aree cimiteriali;
 - apertura di cave che possono essere in connessione con la falda;
 - apertura di pozzi ad eccezione di quelli che estraggono acque destinate al consumo umano e di quelli finalizzati alla variazione dell'estrazione ed alla protezione delle caratteristiche qualitative e quantitative della risorsa idrica;
 - gestione di rifiuti;
 - stoccaggio di prodotti ovvero, sostanze chimiche pericolose e sostanze radioattive;
 - centri di raccolta, demolizione e rottamazione di autoveicoli;
 - pozzi perdenti;
 - pascolo e stabulazione di bestiame che ecceda i 170 kg per ettaro di azoto presente negli effluenti, al netto delle perdite di stoccaggio e distribuzione. E' comunque vietata la stabulazione di bestiame nella zona di rispetto ristretta.

In assenza dell'individuazione da parte delle regioni o delle province autonome della zona di rispetto, la medesima ha un'estensione di 200 m di raggio rispetto al punto di captazione o di derivazione.








Di seguito, si riportano le ubicazioni dei pozzi di derivazione dell'acqua potabile, (distinguendo quelli che verranno dismessi all'inizio dei lavori per il Polo Intermodale), le relative zone di tutela e rispetto ed i dati bibliografici relativi alla stratigrafia dei pozzi.

Le stratigrafie dei pozzi sono state estratte dal "Catasto Regionale dei pozzi per acqua e delle perforazioni eseguite nelle alluvioni quaternarie e nei depositi sciolti del Friuli Venezia Giulia – Direzione Regionale dell'Ambiente, Settembre 1990".

UBICAZIONE POZZI DI PRELIEVO ACQUA POTABE E AREE DI TUTELA



LEGENDA CARTA UBICAZIONE POZZI E AREE DI TUTELA

-  **5** POZZI PER IL PRELIEVO DI ACQUA POTABILE DA DISMETTERE AD INIZIO LAVORI DEL POLO INTERMODALE
-  **28** POZZI PER IL PRELIEVO DI ACQUA POTABILE
-  ZONA DI TUTELA ASSOLUTA: 10 m DI RAGGIO (D. Lgs. 3 aprile 2006 n. 152, Tit. III Capo I)
-  ZONA DI RISPETTO: 200 m DI RAGGIO
-  Zona di rispetto per i pozzi da dismettere
-  **30** PERFORAZIONE
Numero pozzi e perforazioni come da Catasto Regionale dei pozzi per l'acqua e delle perforazioni eseguite nelle alluvioni quaternarie e nei depositi sciolti del Friuli Venezia Giulia, Direzione Regionale Ambiente, 1990
-  VINCOLO PAESAGGISTICO D. LGS. 42/04 (300 m dalla sponda)
"Lagheti di Dobbia"

SU BASE CARTA TECNICA REGIONALE FRIULI VENEZIA GIULIA - FOGLIO 088142 BEGLIANO

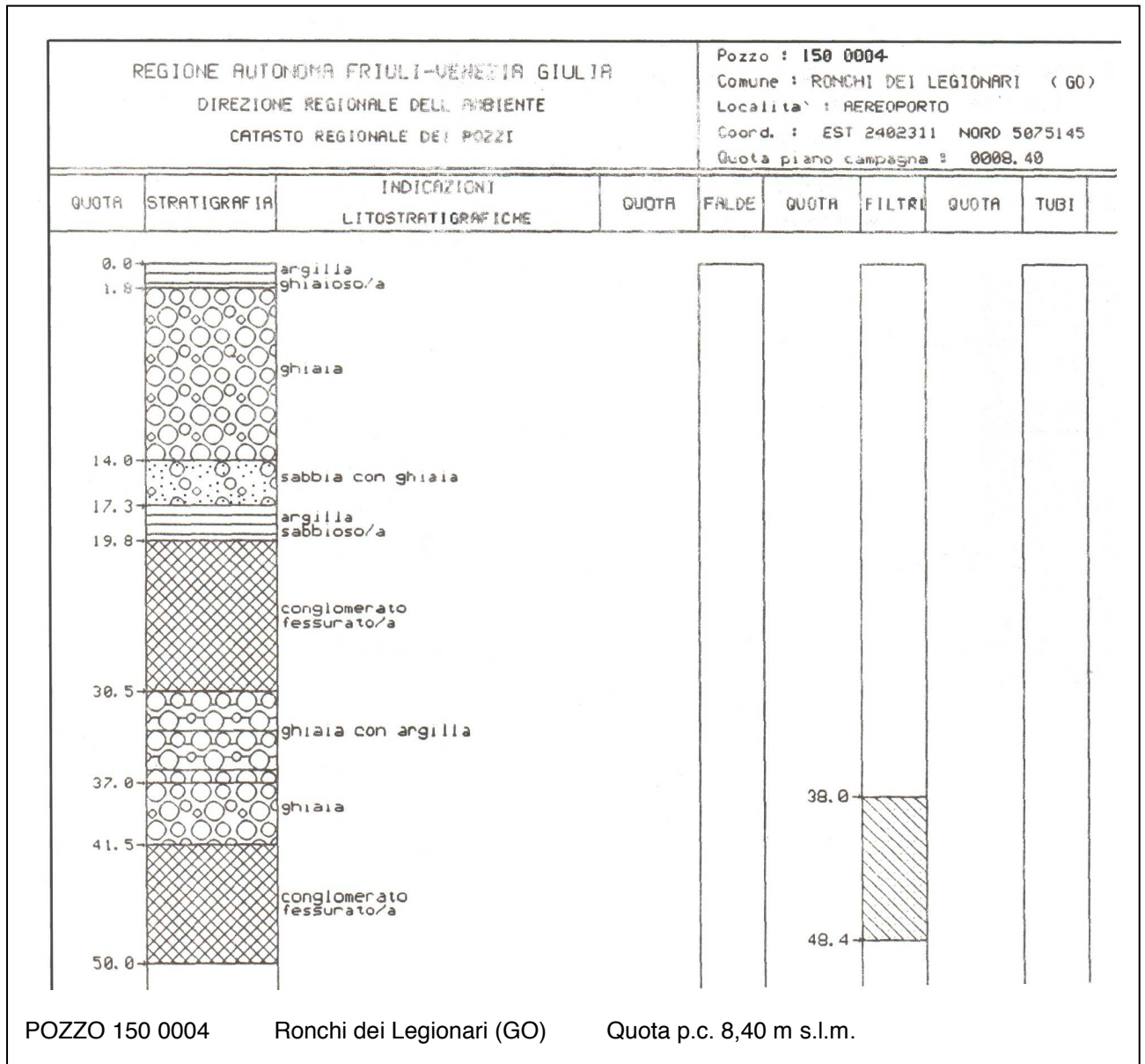
SCALA 1 : 5.000

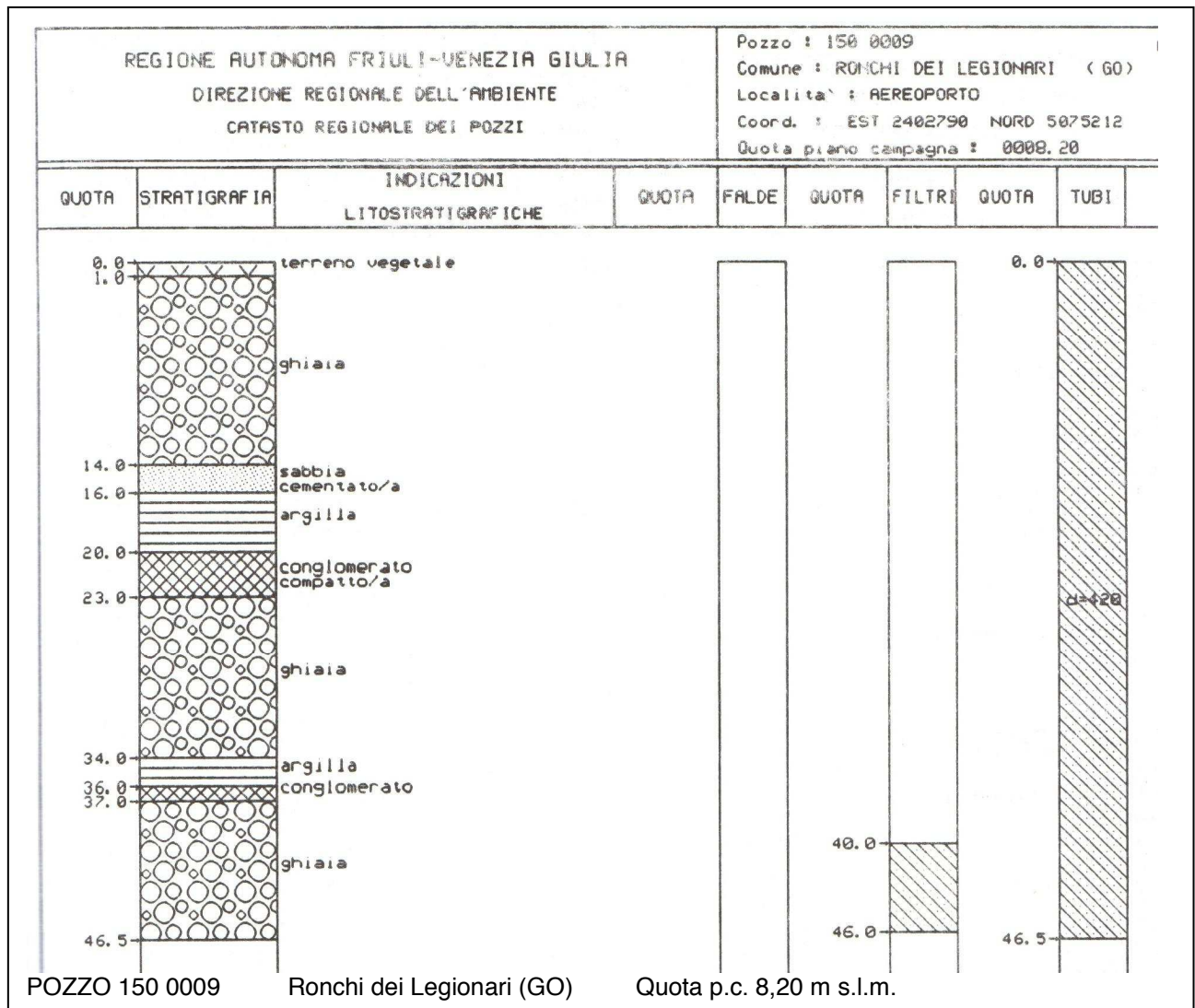
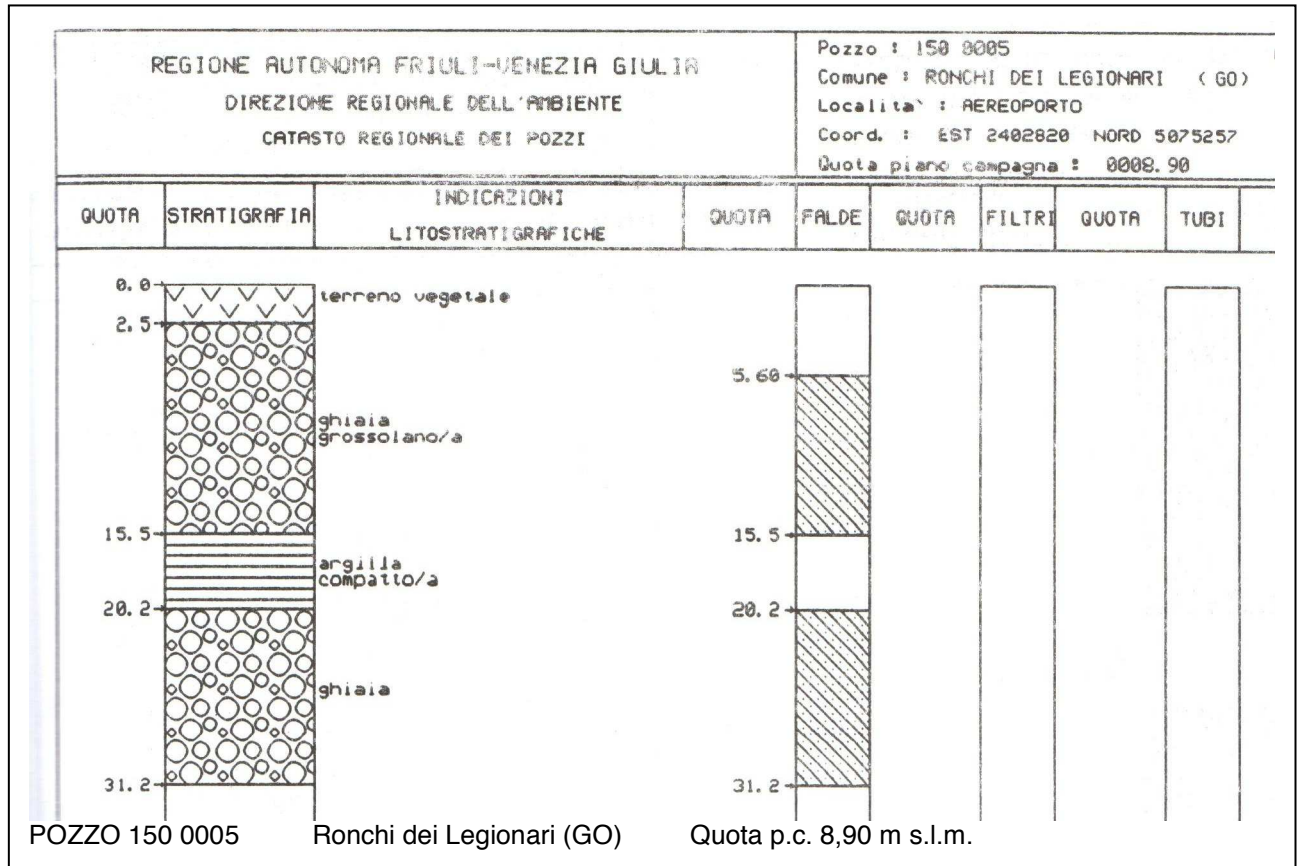
Allegato n. 2 Carta Idrogeologica

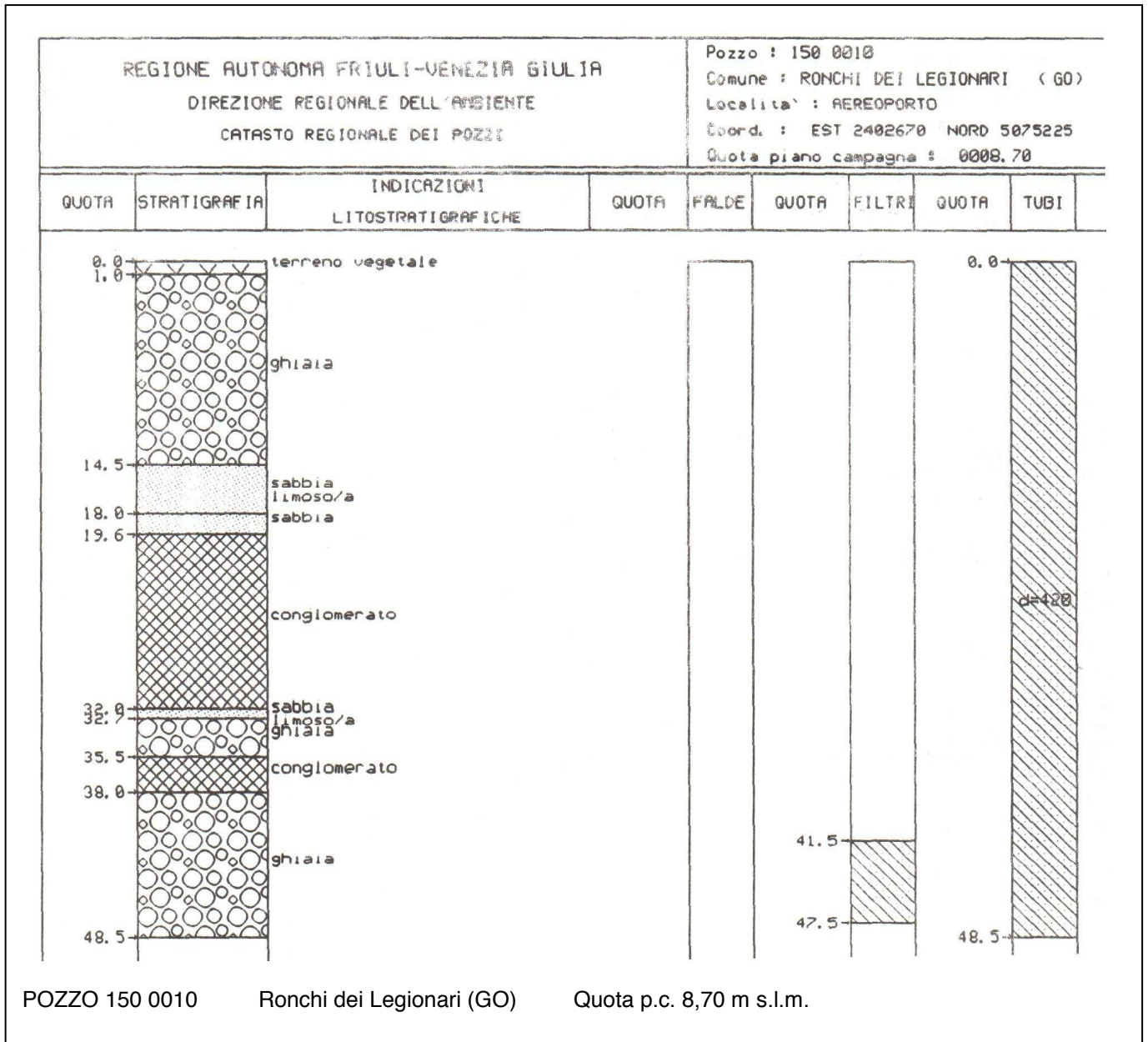
STRATIGRAFIE POZZI DI PRELIEVO ACQUA POTABILE E PERFORAZIONI

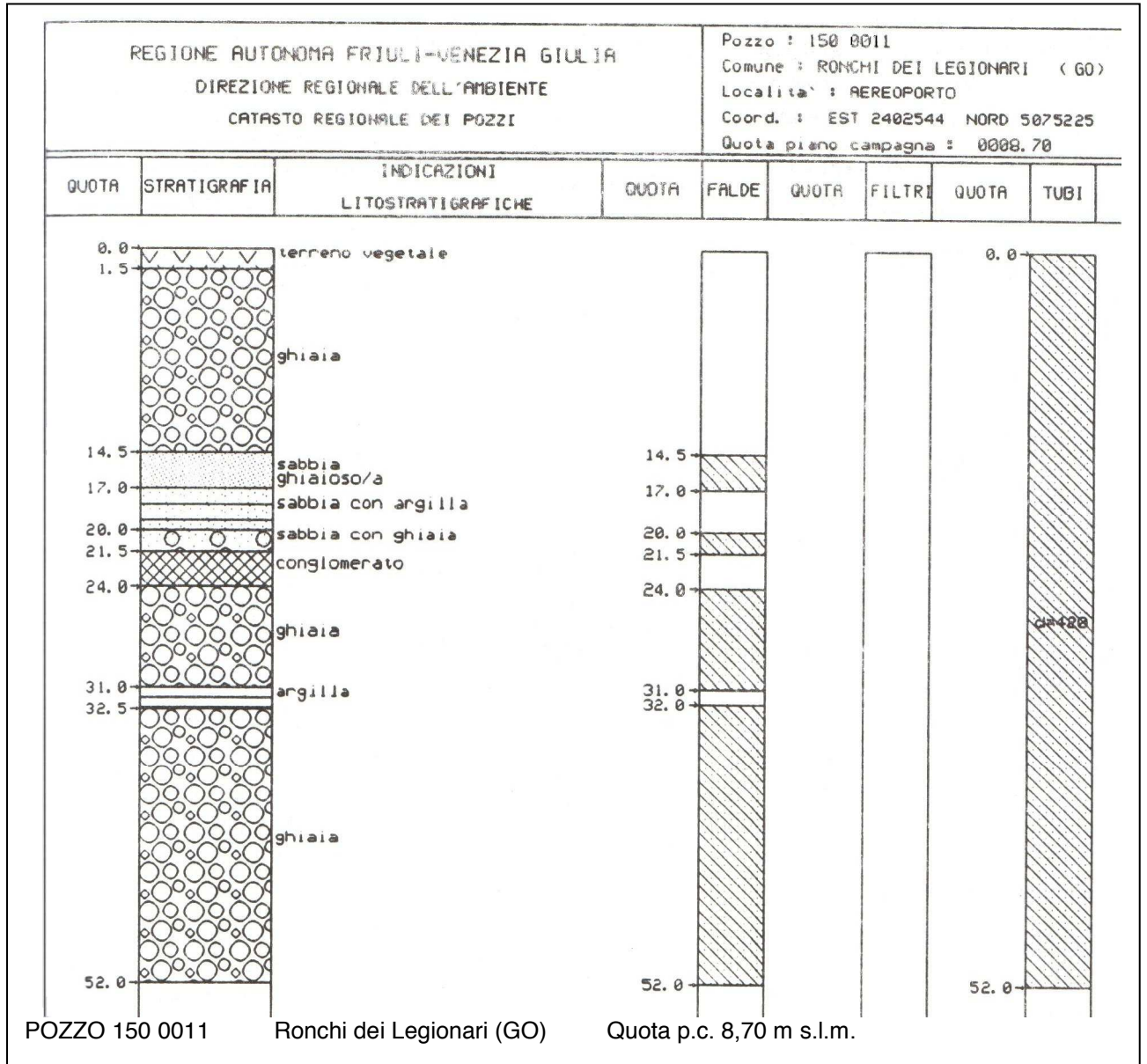
ESTRATTI DA:

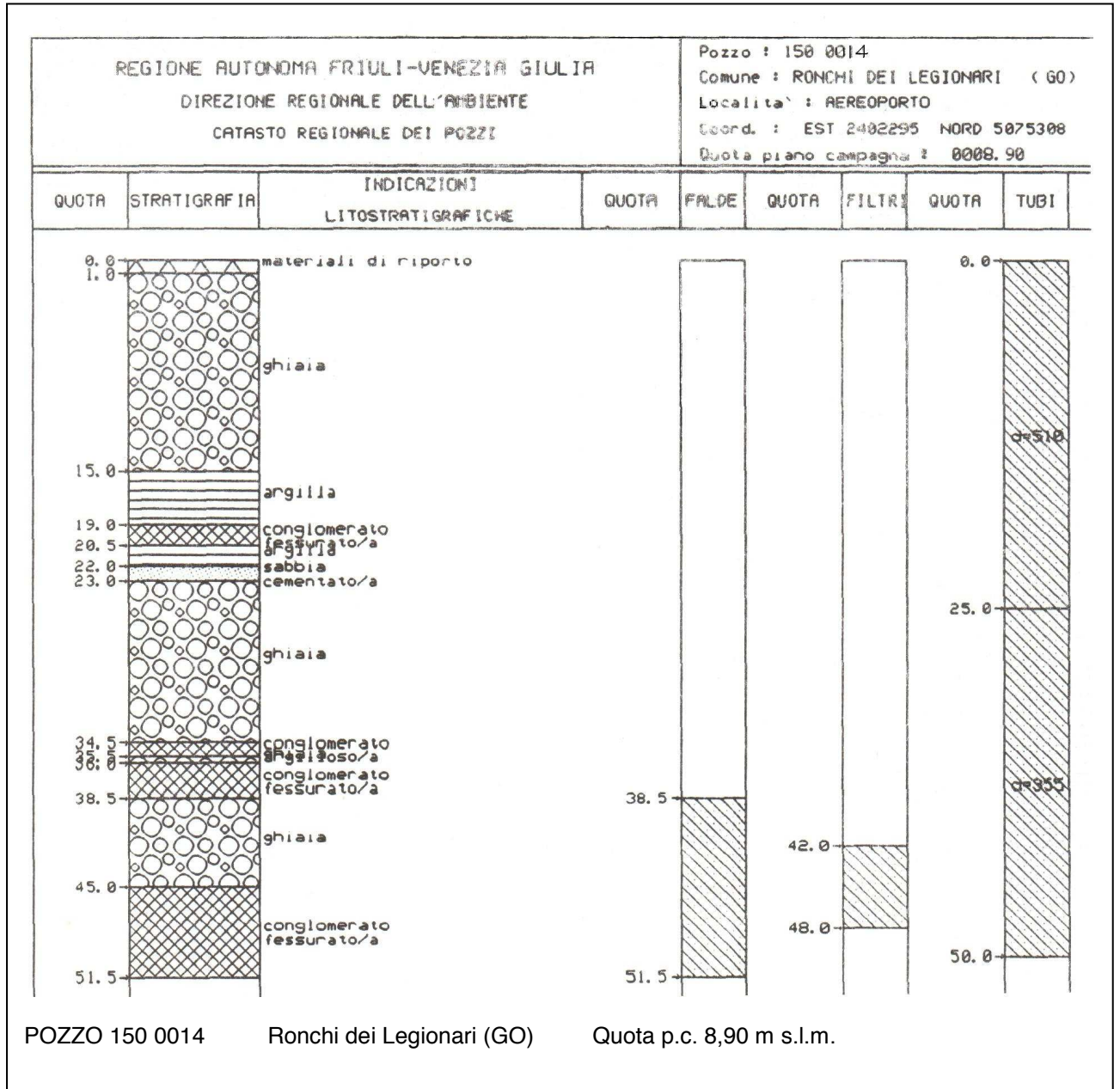
Catasto Regionale dei pozzi per acqua e delle perforazioni eseguite nelle alluvioni quaternarie e nei depositi sciolti del Friuli Venezia Giulia – Direzione Regionale dell’Ambiente, Settembre 1990”.

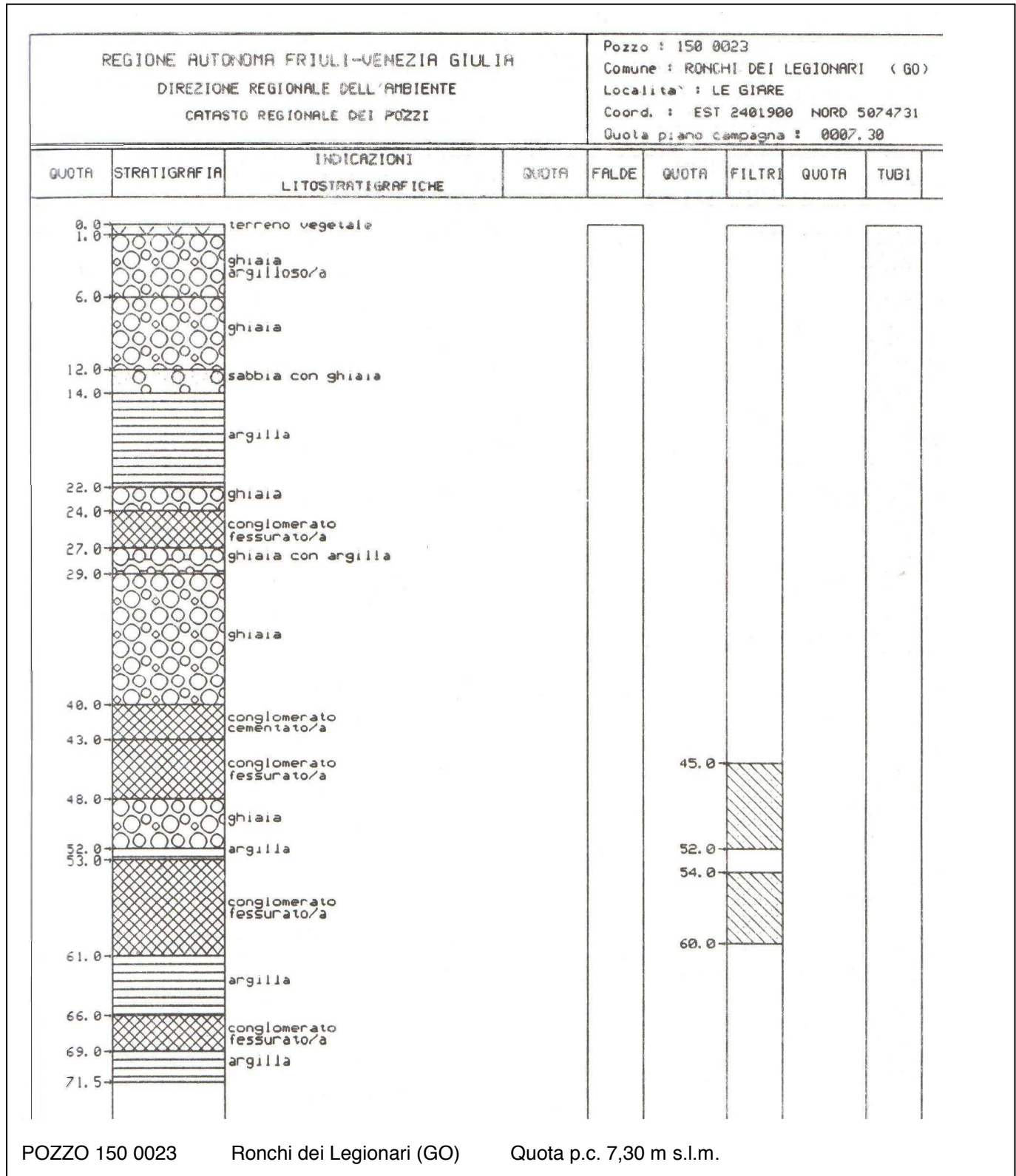


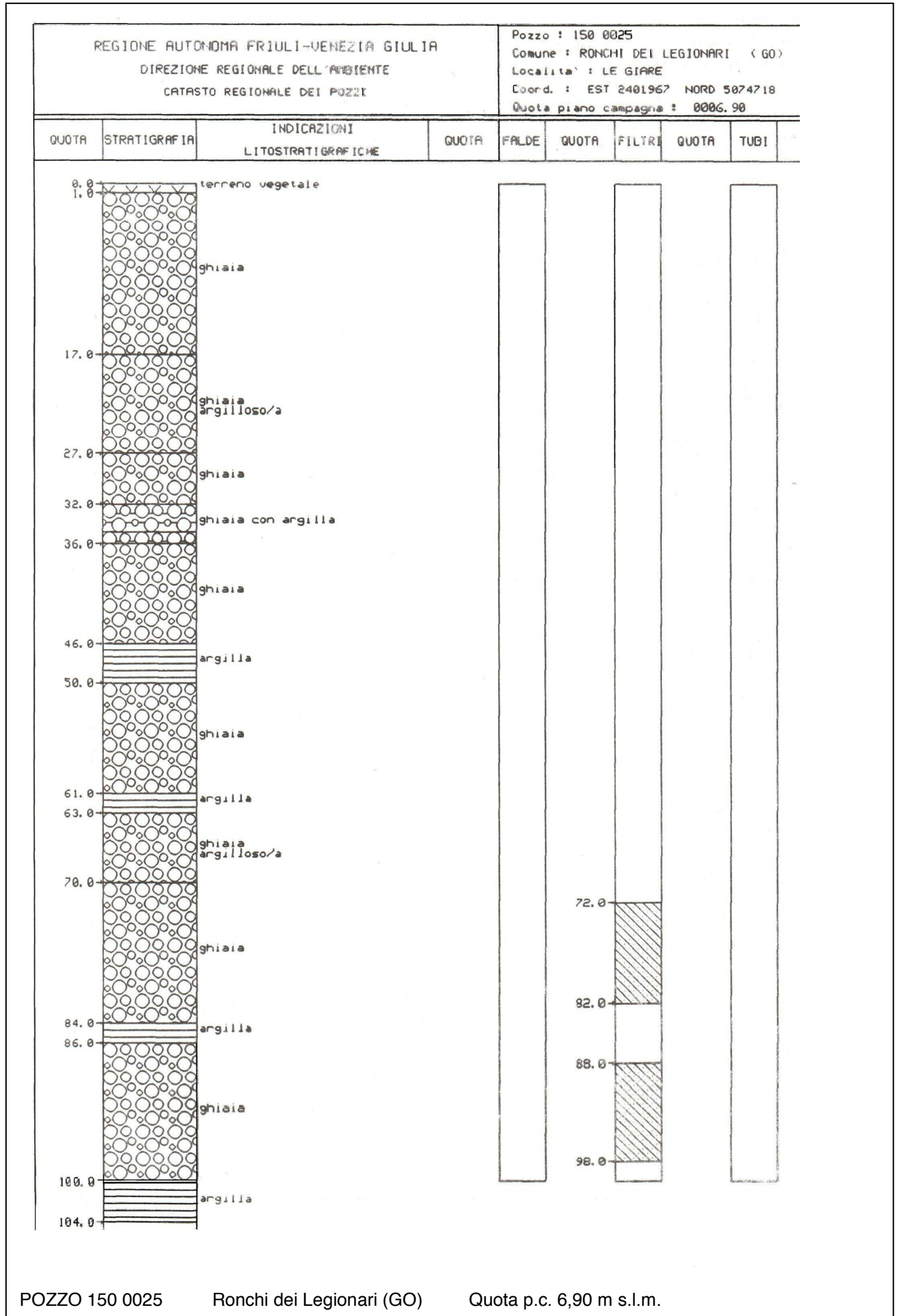


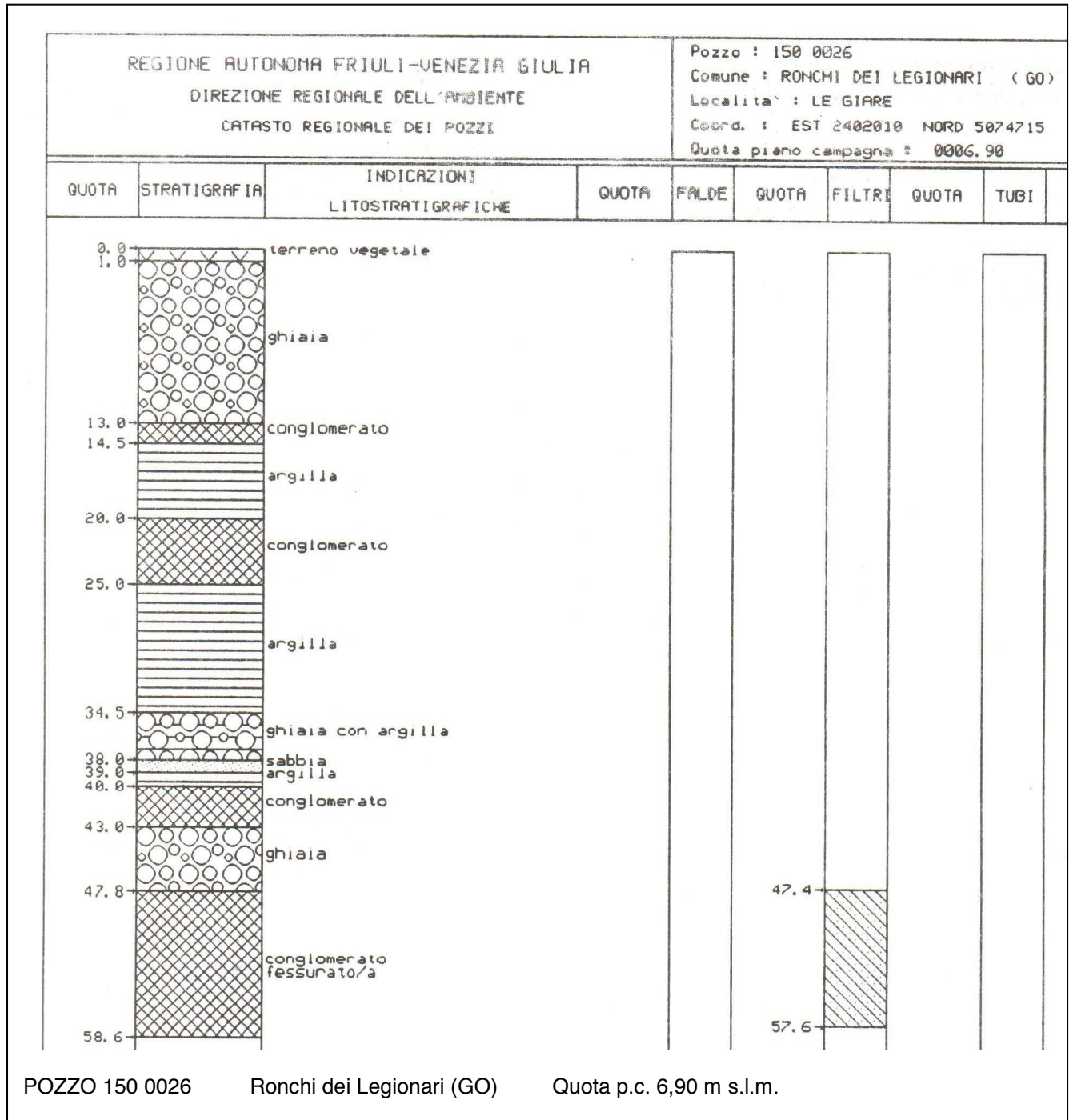


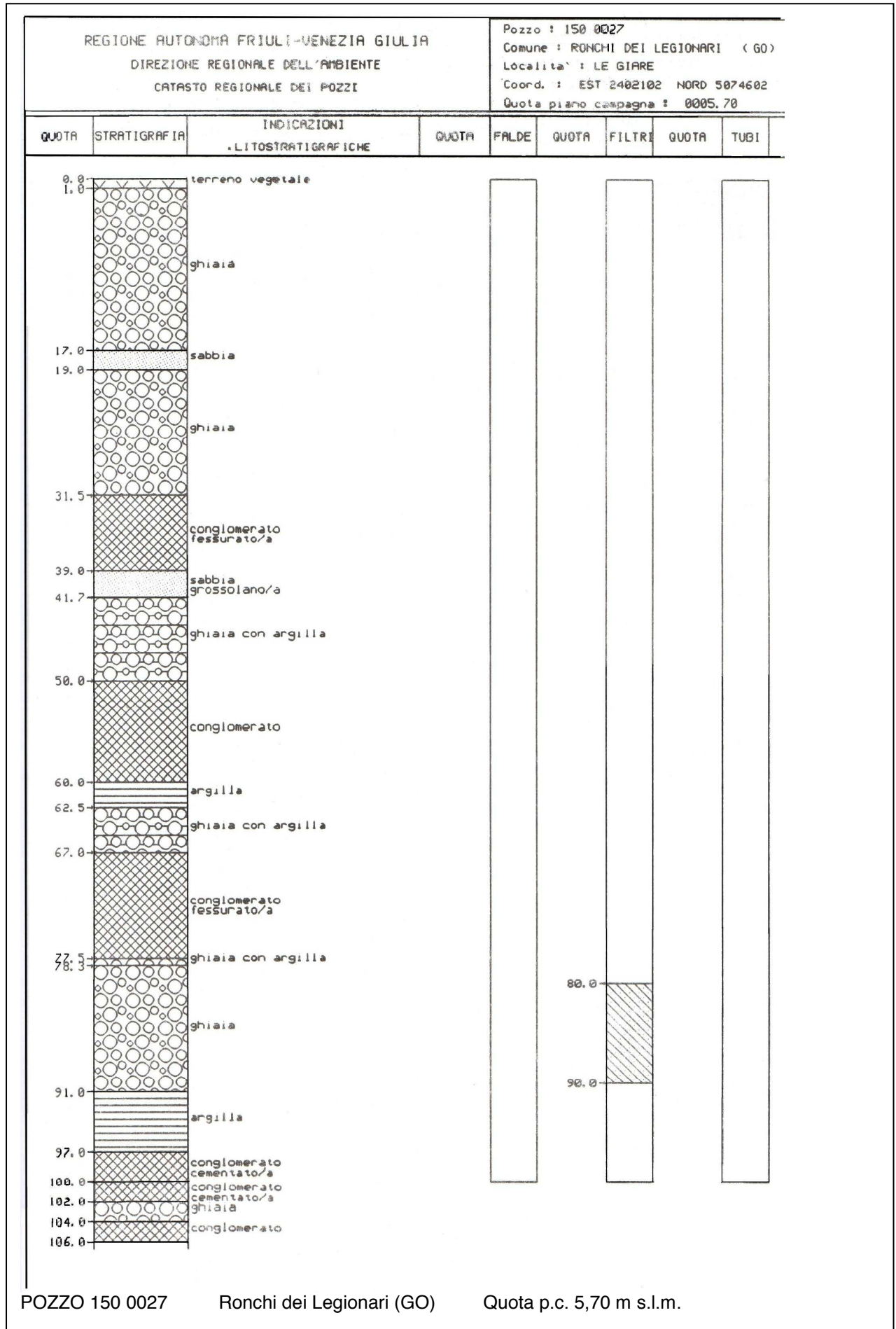


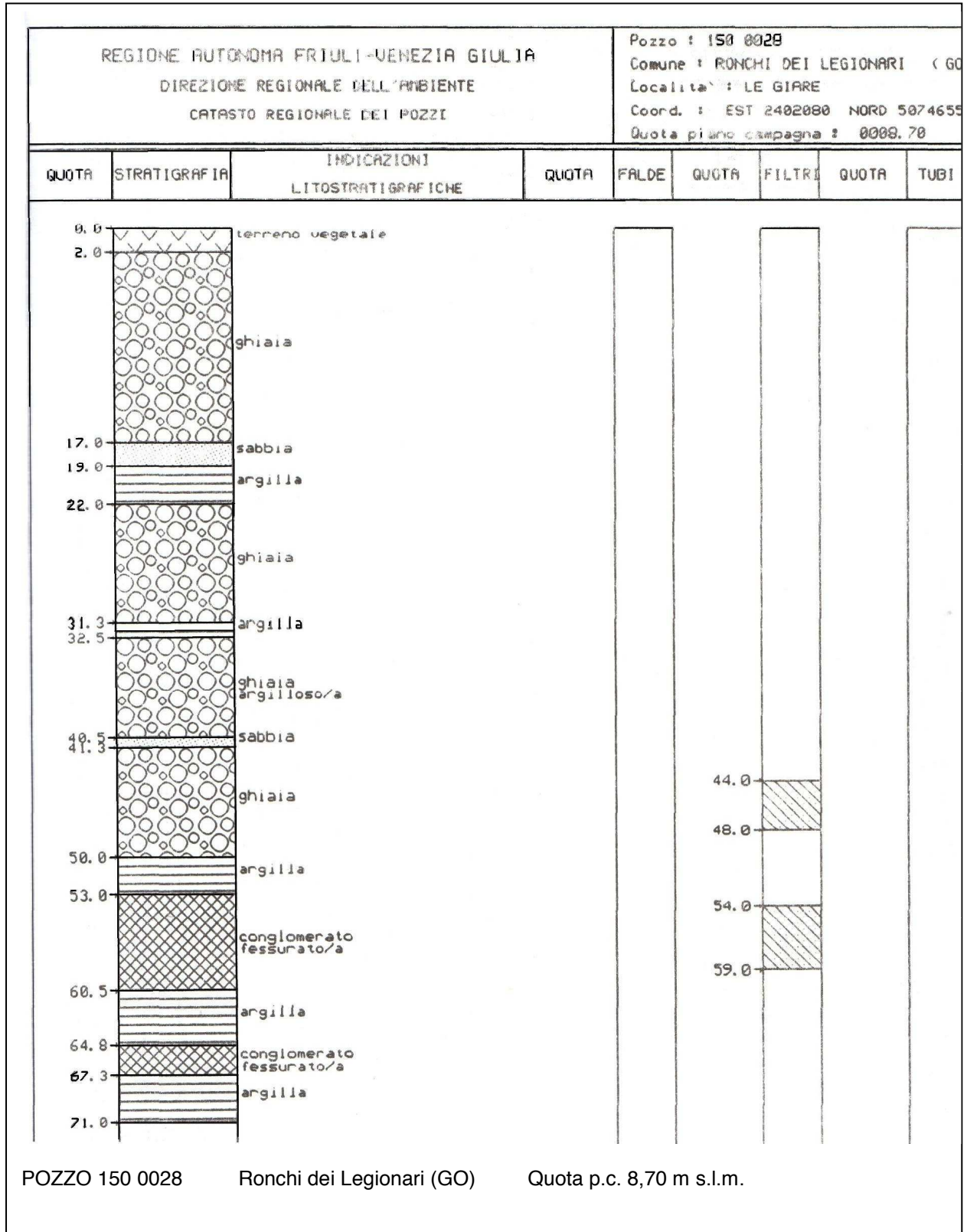


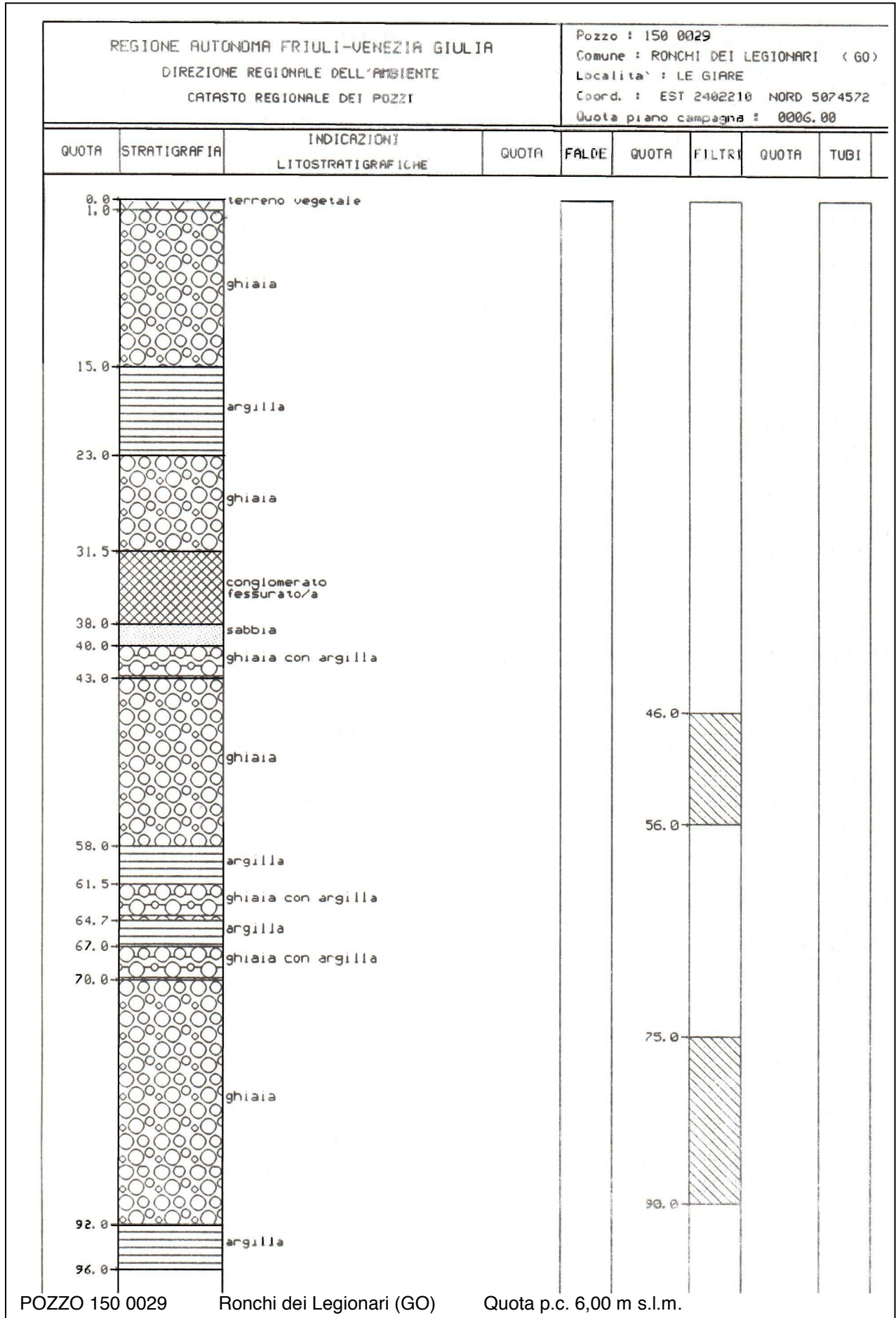


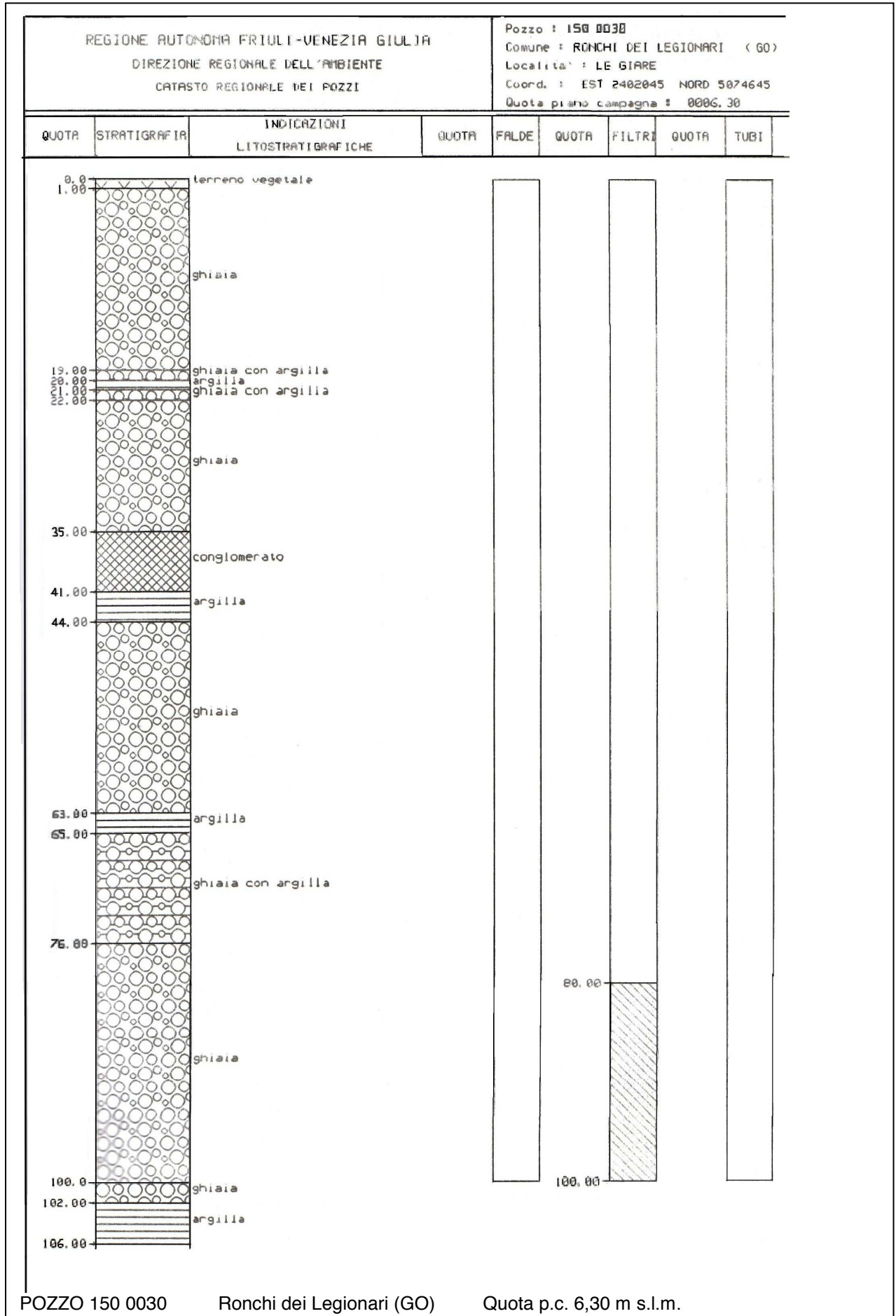


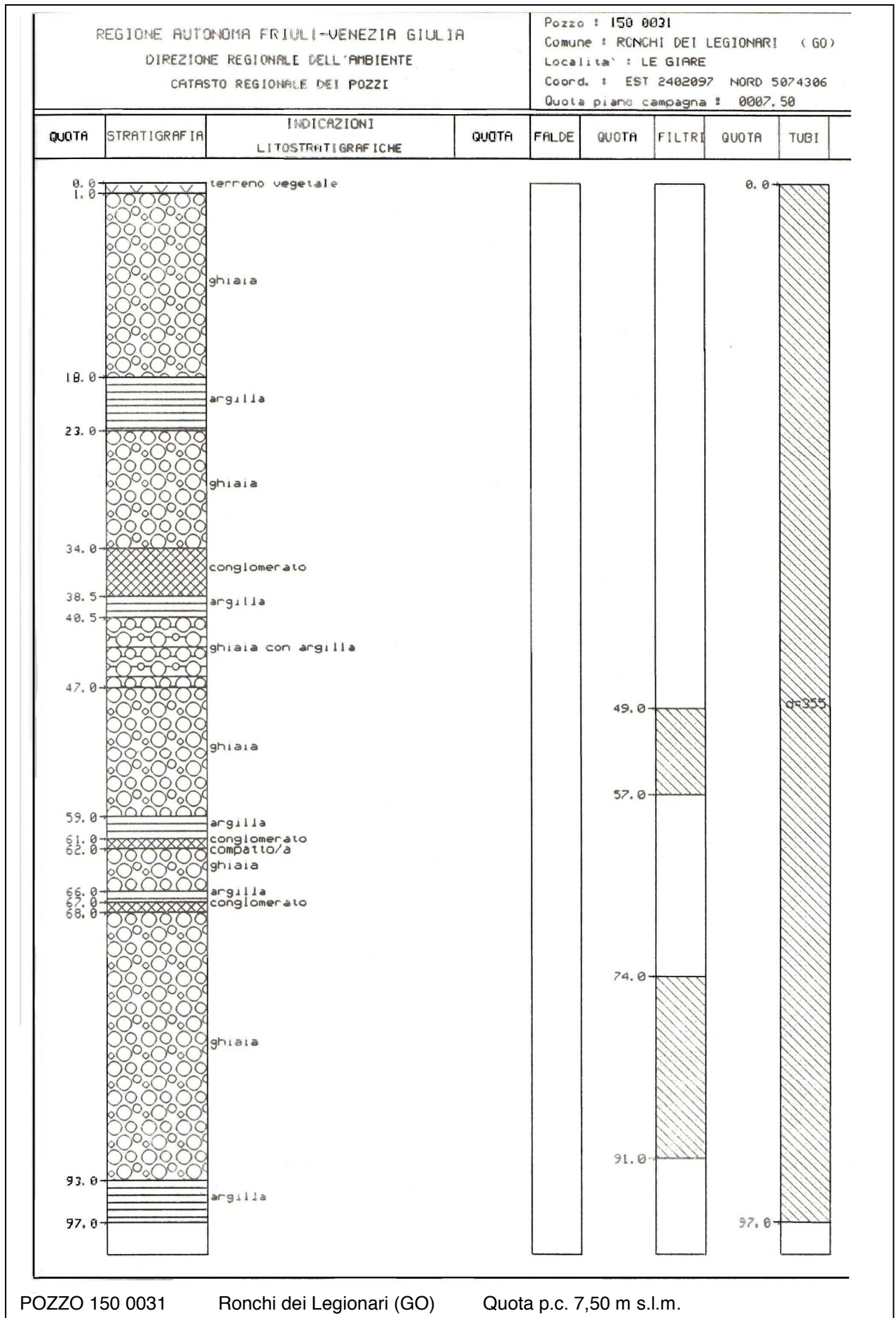










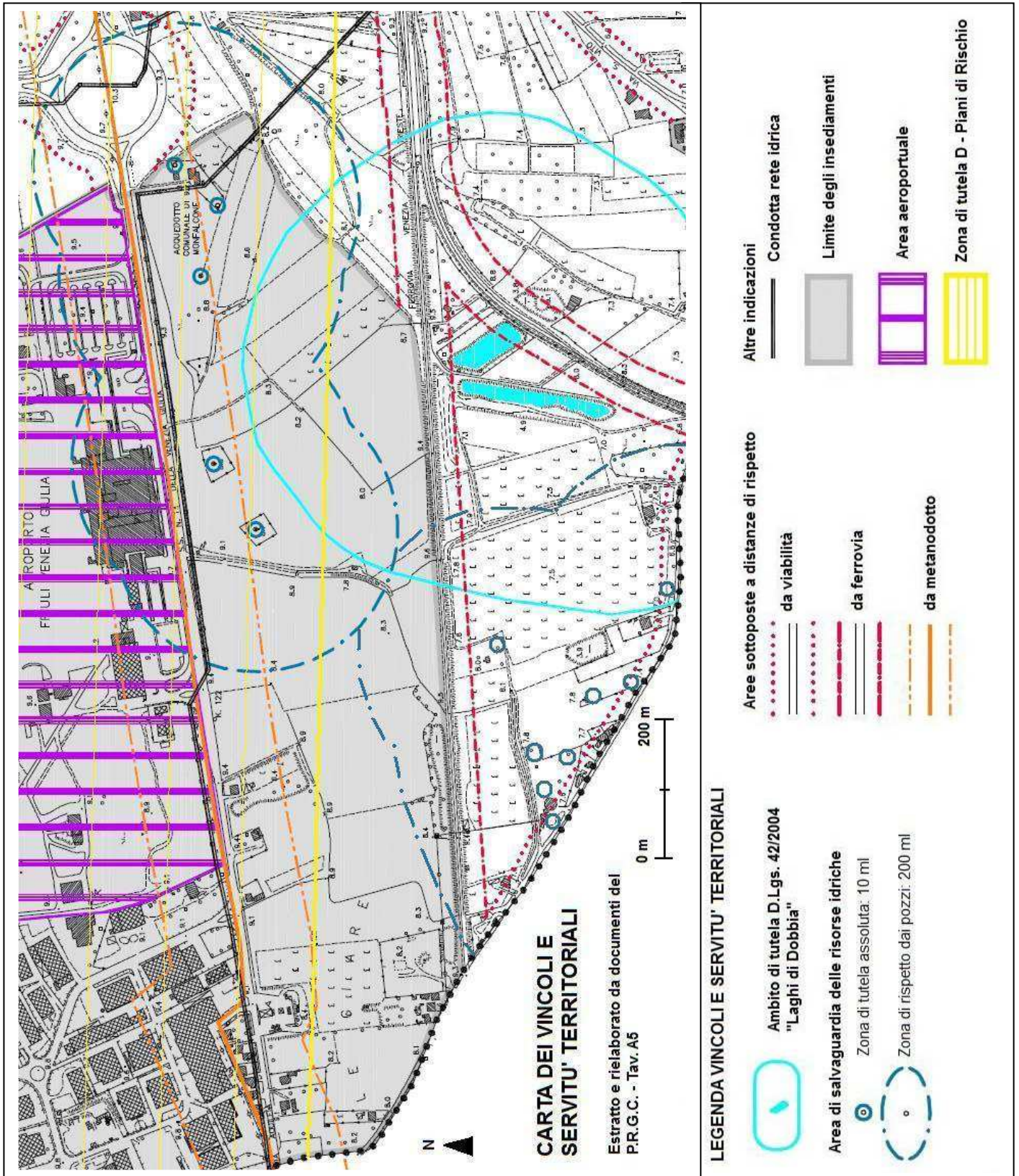


POZZO 150 0031

Ronchi dei Legionari (GO)

Quota p.c. 7,50 m s.l.m.

CARTA DEI VINCOLI E DELLE SERVITU' TERRITORIALI



Nell'area di progetto, come riportato nella "Carta dei vincoli e servitù territoriali", e nell'allegato n. 2 "Carta idrogeologica", sussistono vincoli di tutela di diversa natura che di seguito vengono elencati e specificati:

VINCOLI ESISTENTI:	DESCRIZIONE
ZONE DI TUTELA DEI CORPI IDRICI D. Lgs. 03/04/2006 n. 152, Titolo III, Capo I	ZONA DI TUTELA ASSOLUTA: è l'area immediatamente circostante le captazioni o derivazioni. Deve avere un'estensione di almeno 10 metri di raggio dal punto di captazione, deve essere adeguatamente protetta e deve essere adibita esclusivamente a opere di captazione o presa e ad infrastrutture di servizio. [NOTA 1]
ZONE DI TUTELA DEI CORPI IDRICI D. Lgs. 03/04/2006 n. 152, Titolo III, Capo I	ZONA DI RISPETTO: In assenza dell'individuazione da parte delle regioni o delle province autonome della zona di rispetto, la medesima ha un'estensione di 200 m di raggio rispetto al punto di captazione o di derivazione. Nella zona di rispetto sono vietati l'insediamento di centri di pericolo e lo svolgimento di alcune attività tra cui: la dispersione nel sottosuolo di acque meteoriche provenienti da piazzali e strade; pozzi perdenti. [NOTA 1]
VINCOLO PAESAGGISTICO Art. 142 del D.Lvo 42/2004	Fascia di 300 m dalla ponda dei laghi. Nell'area d'indagine: Laghetti di Dobbia
ZONA DI TUTELA D, RIFERITA AL PIANO DI RISCHIO Regolamento Costruzione Aeroporti ENAC	In tale zona, caratterizzata da un livello minimo di tutela e finalizzata a garantire uno sviluppo del territorio in maniera opportuna e coordinata con l'operatività aeroportuale, va evitata la realizzazione di interventi puntuali ad elevato affollamento, quali centri commerciali, congressuali e sportivi a forte concentrazione, edilizia intensiva, ecc.

[NOTA 1] Le zone di tutela assoluta e di rispetto, legate ai punti di captazione ricadenti nell'area di progetto, verranno dismesse in concomitanza dell'inizio lavori, come stabilito dagli accordi esistenti.

L'area d'indagine si trova al di fuori di zone di pericolosità idraulica (così come riportato nel P.A.I. (Piano di Stralcio di Assetto Idrogeologico dei bacini idrografici dei Fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave, Brenta - Bacchiglione), e non è sottoposta a vincolo idrogeologico (R.D. n. 3267/23).

Attenzione va posta all'esistenza dei sottoservizi presenti nell'area di progetto, riferiti alla rete idrica (che passa al bordo Sud della Strada Statale n. 14), ai collegamenti fra i punti di captazione dell'acqua potabile, ed alla fascia di rispetto per il metanodotto che è posto al bordo Nord della Strada Statale n. 14.

AREE DI CAVA – SITI ARCHEOLOGICI

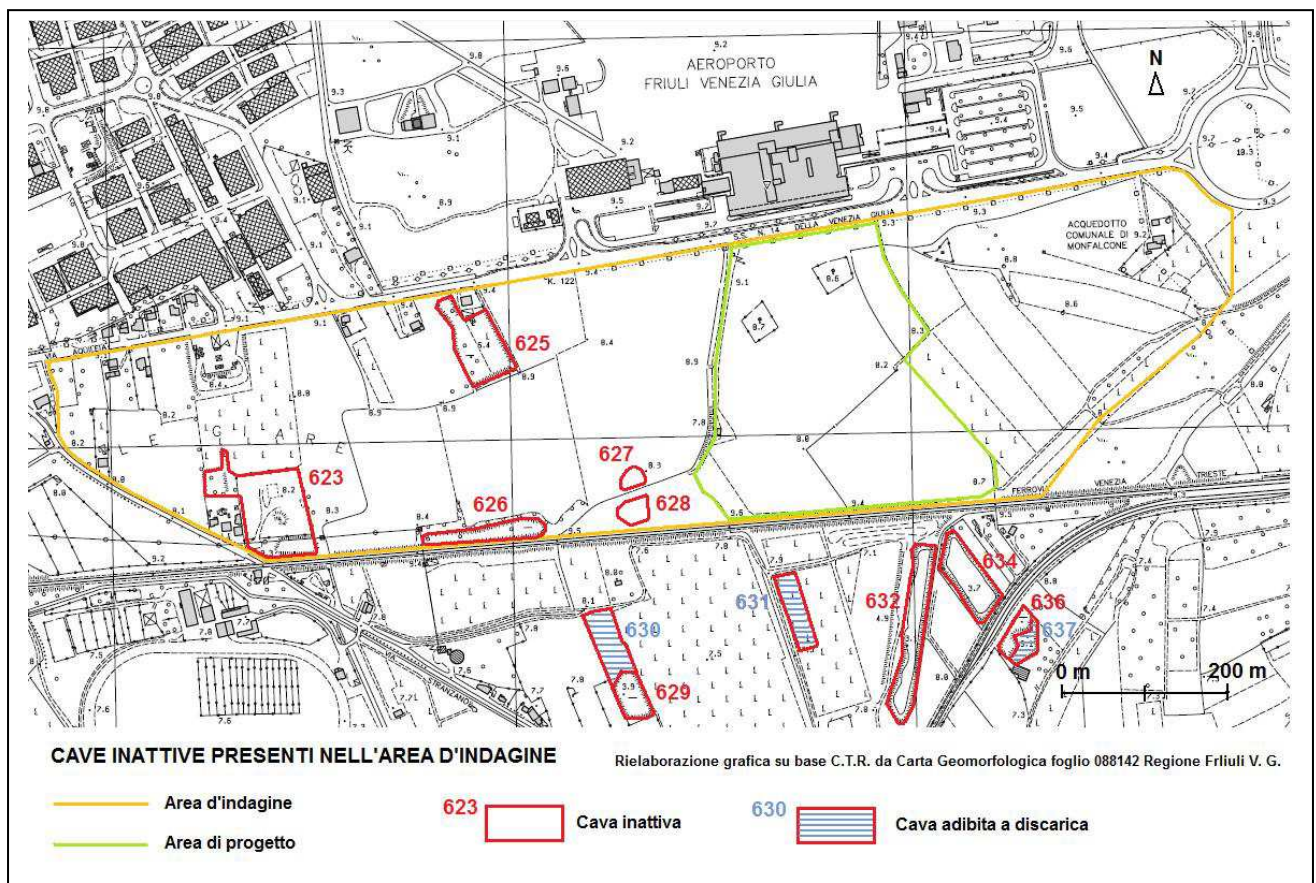
Nell'area d'indagine ed in zona limitrofa, ma non nell'area di progetto, vi sono aree a modesta depressione topografica, che indicano modificazioni morfologiche di origine antropica.

Trattasi di aree anche di limitata estensione che furono adibite a cave e probabilmente anche a cave cosiddette di “prestito” sfruttate nei decenni passati al fine di utilizzare il materiale per la costruzione di opere quali la strada statale e la linea ferroviaria.

Alcune sono poi state ritombate in quanto adibite a discariche, come risulta dai dati regionali. Si riporta la loro ubicazione ed il numero con cui sono censite dalla Regione Friuli Venezia – Servizio Geologico, che per lo studio in esame non rilascia ulteriori informazioni.

Nell'area d'indagine, non vi è alcun sito o elemento archeologico e nulla è stato riscontrato nella fase d'indagine diretta del suolo.

Nel caso in cui, durante le fasi costruttive dovessero essere rinvenuti elementi che si ipotizzano essere di interesse archeologico, dovranno essere tempestivamente informate le autorità competenti.



DATI AMBIENTALI

Per inquadrare l'area d'indagine attraverso i dati ambientali relativi alle precipitazioni, alla temperatura ed al vento, si riportano i dati Osmer, riferiti alle stazioni di rilevamento di Monfalcone e Gradisca d'Isonzo in provincia di Gorizia.

Le precipitazioni del comune di Ronchi dei Legionari (GO), sono riconducibili ad una media annuale di 1100 ÷ 1300 mm/anno, ed una media mensile di 120 mm/mese.

Dati Osmer, per la stazione di Gradisca d'Isonzo, rilevano una pioggia oraria con un massimo di 101 mm/h e 214 mm/giorno con tempo di ritorno di 50 anni.

Si riportano i dati Osmer delle piogge massime giornaliere e orarie, relative alla stazione meteorologica di Gradisca d'Is. (GO), con tempo di ritorno di 10, 20, 30 e 50 anni.

Valori massimi per tempo di ritorno (Gumbel)

	<i>mm</i>	<i>gen</i>	<i>feb</i>	<i>mar</i>	<i>apr</i>	<i>mag</i>	<i>giu</i>	<i>lug</i>	<i>ago</i>	<i>set</i>	<i>ott</i>	<i>nov</i>	<i>dic</i>	<i>anno</i>
10 anni	56	60	72	62	59	75	55	83	148	95	115	80	160	
20 anni	66	72	89	74	67	89	63	100	177	113	137	95	183	
30 anni	73	79	99	81	72	96	68	110	194	123	149	104	195	
50 anni	80	87	111	89	78	106	73	122	214	136	165	115	212	

Dati: ARPA-OSMER
Elaborazione: ARPA-OSMER
del 06/03/2012

PIOGGIA GIORNALIERA MASSIMA (24 ore) CON TEMPI DI RITORNO DI 10, 20, 30, 50 ANNI
Stazione: Gradisca d'Isonzo

Valori massimi per tempo di ritorno (Gumbel)

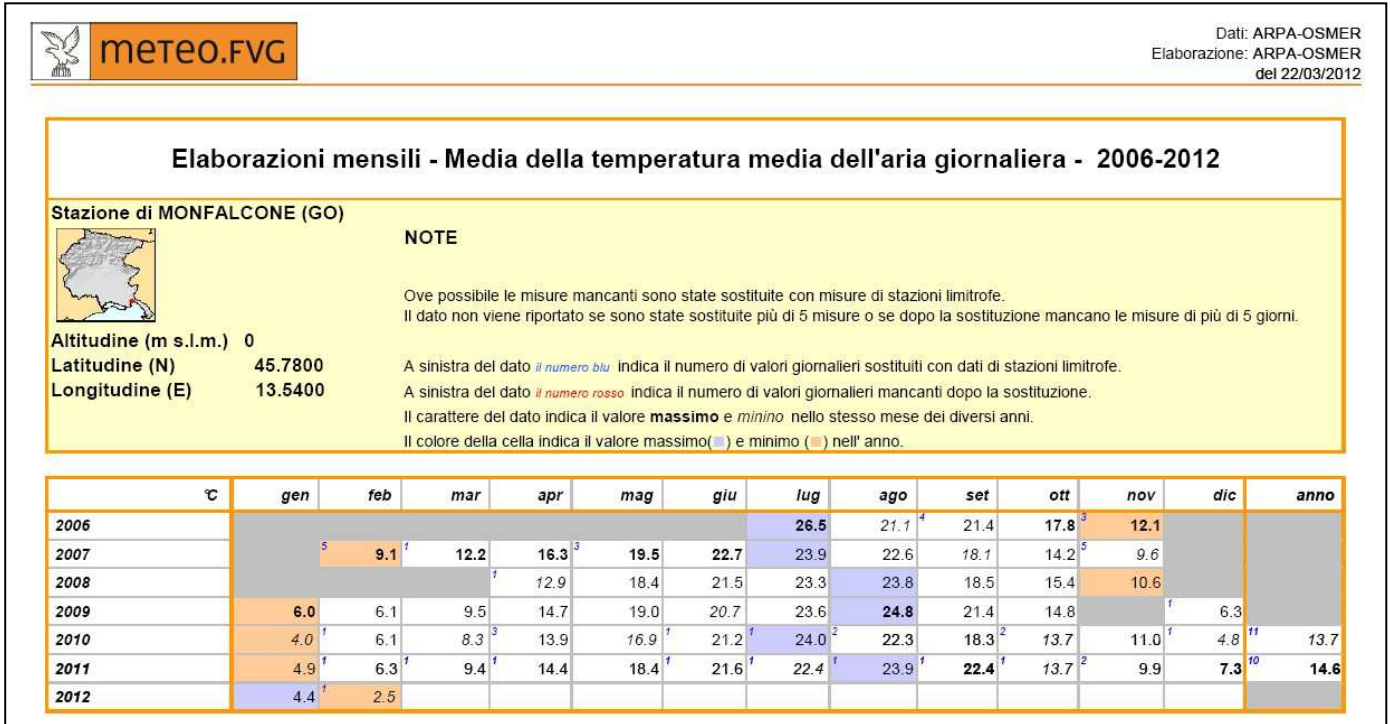
	<i>mm</i>	<i>gen</i>	<i>feb</i>	<i>mar</i>	<i>apr</i>	<i>mag</i>	<i>giu</i>	<i>lug</i>	<i>ago</i>	<i>set</i>	<i>ott</i>	<i>nov</i>	<i>dic</i>	<i>anno</i>
10 anni	13	10	14	13	22	29	35	33	68	32	25	16	68	
20 anni	15	12	16	15	25	34	41	40	82	39	30	19	80	
30 anni	17	13	18	17	27	36	45	43	91	42	33	21	87	
50 anni	19	14	20	18	30	40	50	47	101	46	36	24	96	

Dati: ARPA-OSMER
Elaborazione: ARPA-OSMER
del 06/03/2012

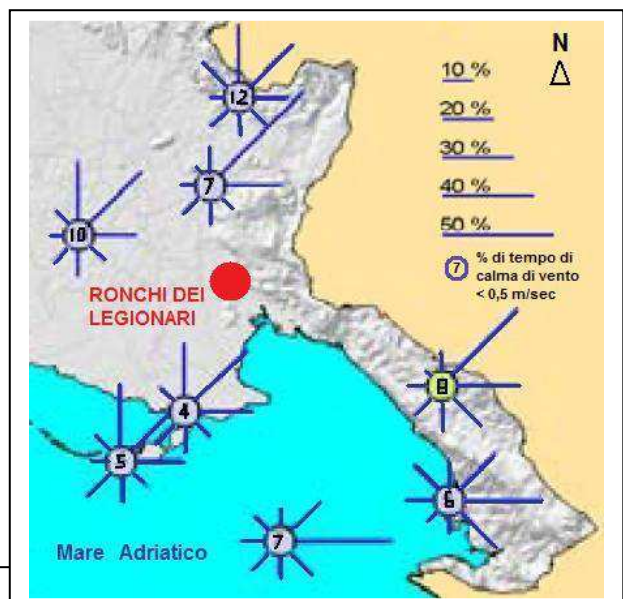
PIOGGIA ORARIA MASSIMA CON TEMPI DI RITORNO DI 10, 20, 30, 50 ANNI
Stazione: Gradisca d'Isonzo

Nell'arco di osservazione a partire dall'anno 2006, fino a febbraio 2012, il valore massimo della temperatura registrato per la stazione di Monfalcone (GO) è di 37,4° (mese di luglio 2006), ed il valore minore di - 5,4°(febbraio 2012).

I valori medi delle temperature giornaliere, riferite al mese di rilevamento, sono di seguito riportate.



Oltre ai venti di brezza (ciclo diurno), nell'area di Ronchi dei Legionari soffiano venti sinottici che a 10 m da terra hanno velocità media di 2,3 m/ sec e direzione prevalente NE – SO, come rilevato dai dati Osmer, Arpa.

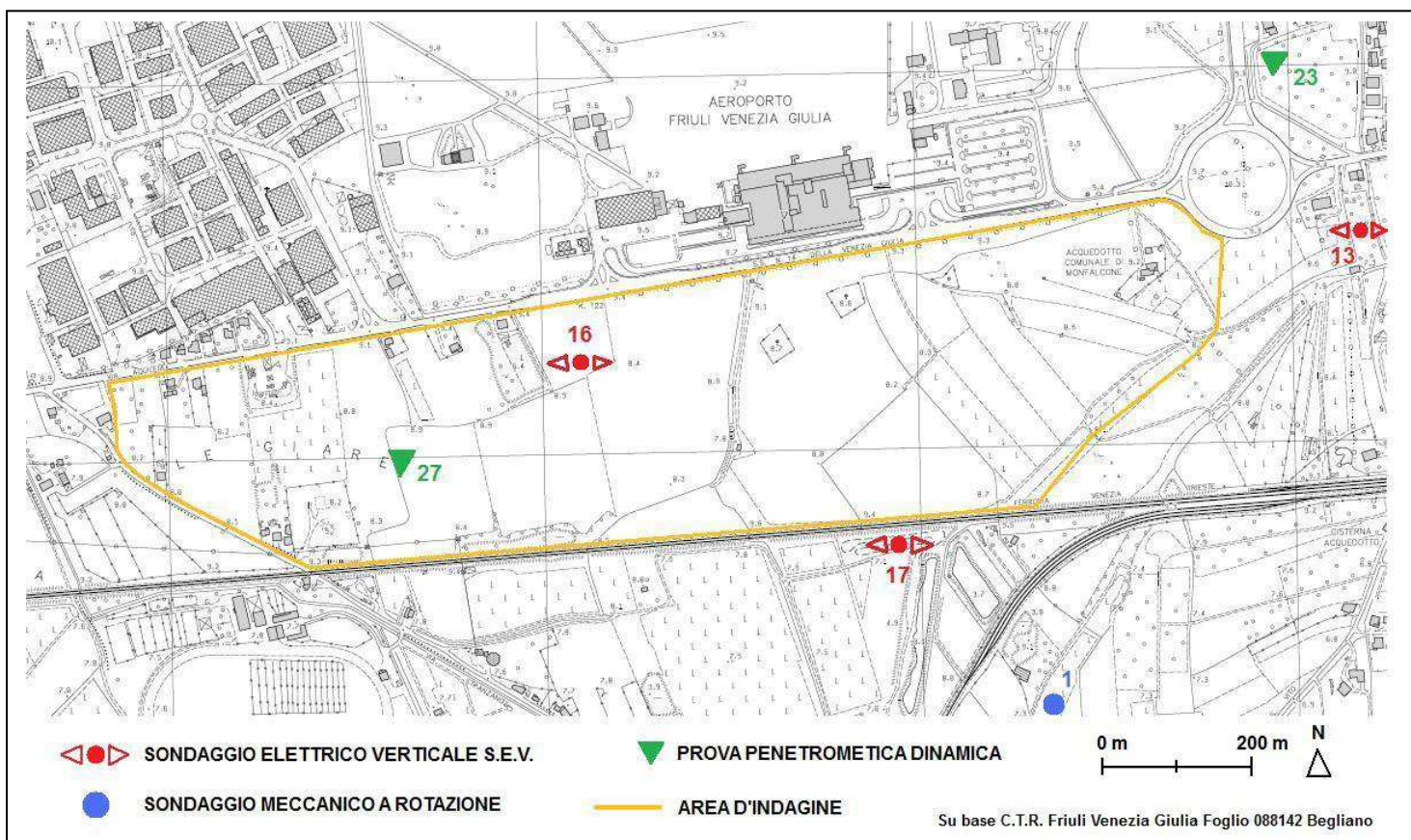


Velocità e frequenza nei diversi ottanti, dei venti che soffiano a 10 m di altezza. (Osmer, Arpa 1999 – 2008).

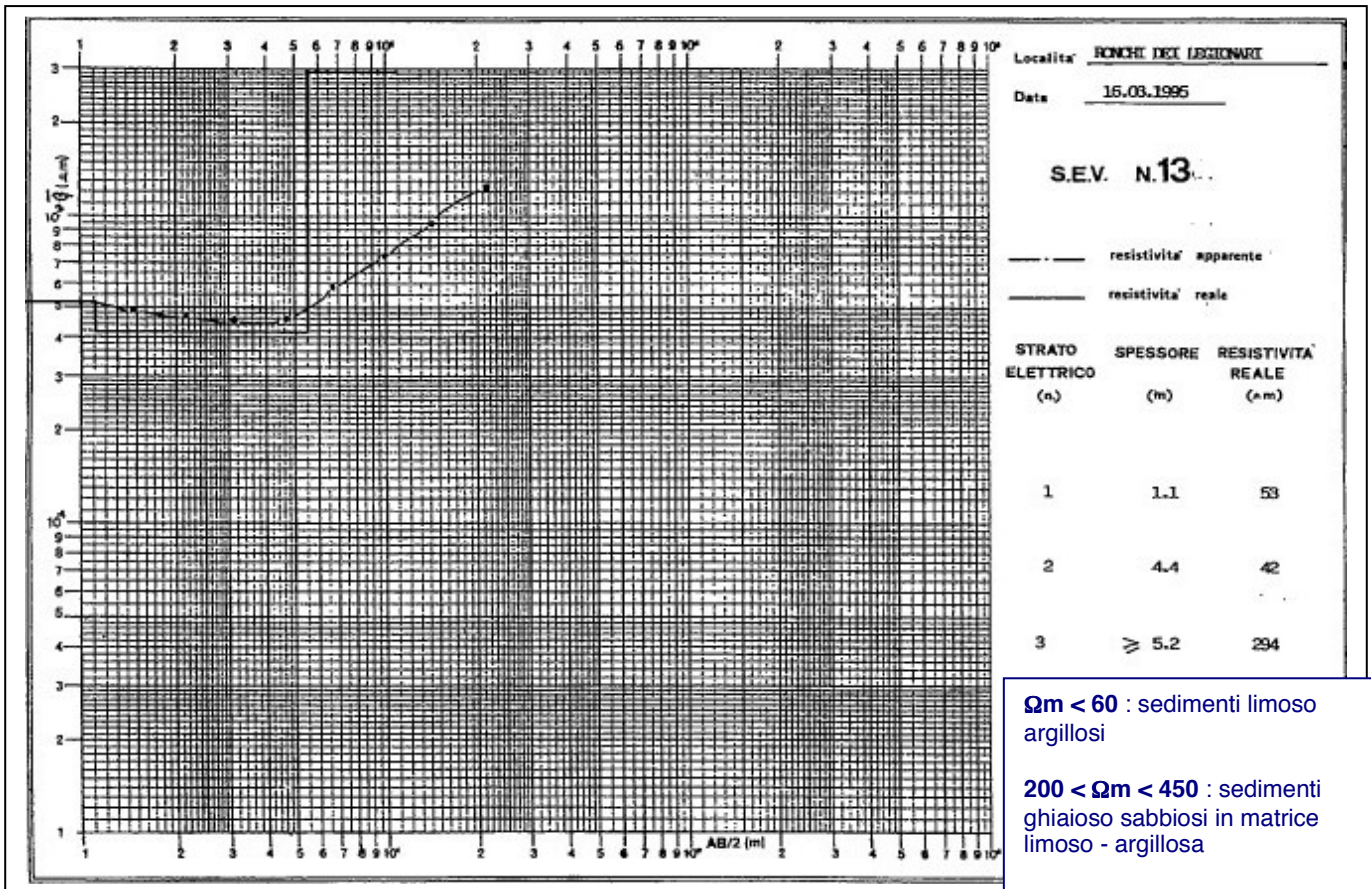
DATI BIBLIOGRAFICI RELATIVI A INDAGINI GEOGNOSTICHE

Lo “Studio geologico per il P.R.G.C. – Variante Generale”, riporta dati relativi ad indagini geognostiche, che sono state effettuate nell’area d’indagine ed in area limitrofa, svolte prima dell’anno 1995, che di seguito verranno riportate a supporto di una più completa descrizione dei terreni investigati e delle loro proprietà.

Si tratta di tre sondaggi elettrici verticali (S.E.V.), due prove penetrometriche, ed un sondaggio meccanico a rotazione, di cui si riportano le ubicazioni:

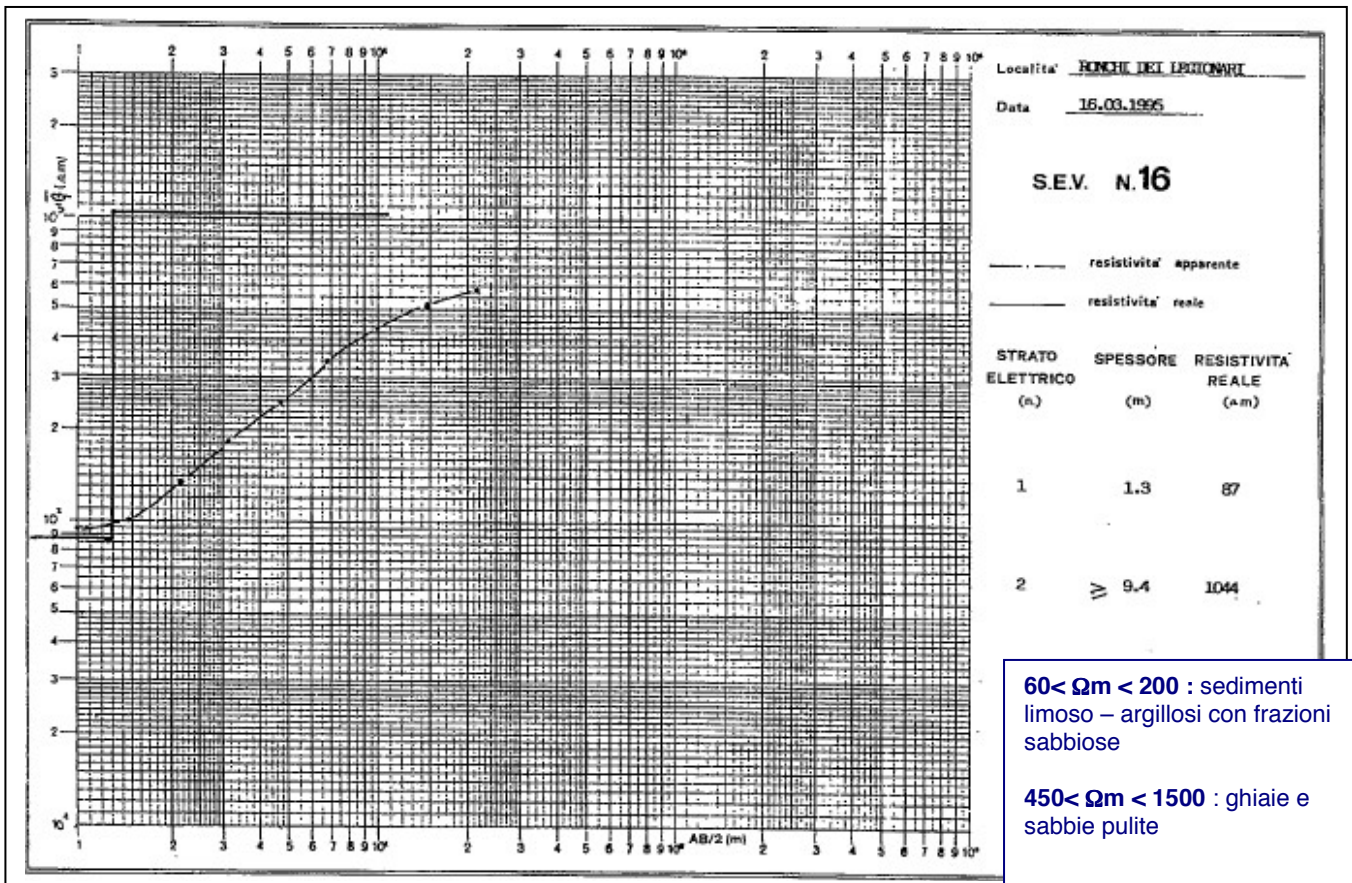


SONDAGGI ELETTRICI VERTICALI



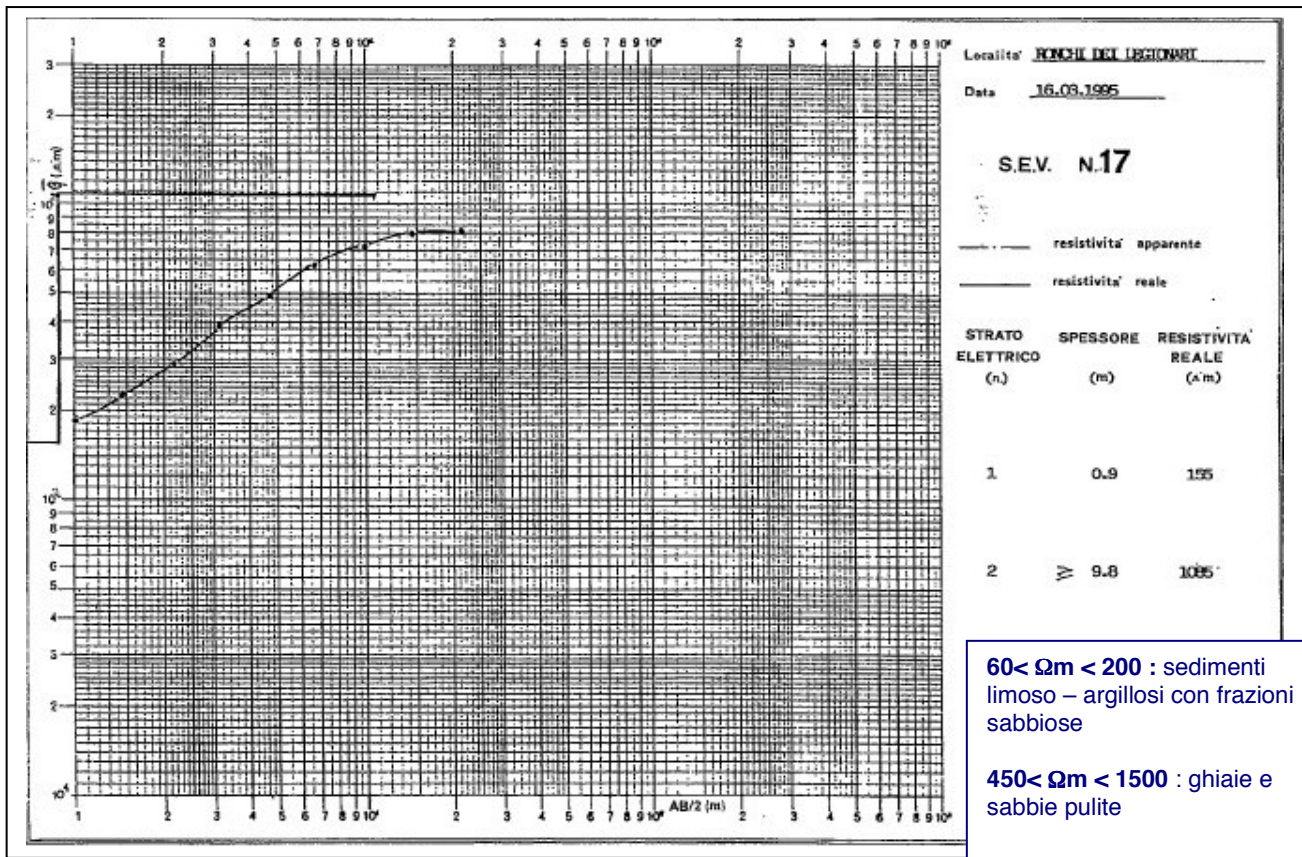
$\Omega m < 60$: sedimenti limoso argillosi

$200 < \Omega m < 450$: sedimenti ghiaioso sabbiosi in matrice limoso - argillosa



$60 < \Omega m < 200$: sedimenti limoso – argillosi con frazioni sabbiose

$450 < \Omega m < 1500$: ghiaie e sabbie pulite



I sondaggi elettrici verticali n. 16 e 17, hanno fatto emergere la presenza di un primo strato variabile tra 0,9 m e 1,3 m in approfondimento dal piano campagna, composto da sedimenti fini, limoso – argillosi con subordinata frazione sabbiosa, seguiti da ghiaie e sabbie pulite sino profondità superiori a 10,7 m dal piano campagna.

Il sondaggio n. 13, esterno all'area d'indagine, rileva la presenza di sedimenti limoso - argillosi con subordinata frazione sabbiosa fino a 5,5 m di profondità dal piano campagna, seguiti da sedimenti ghiaioso sabbiosi in matrice limoso - argillosa.

SONDAGGIO MECCANICO A ROTAZIONE

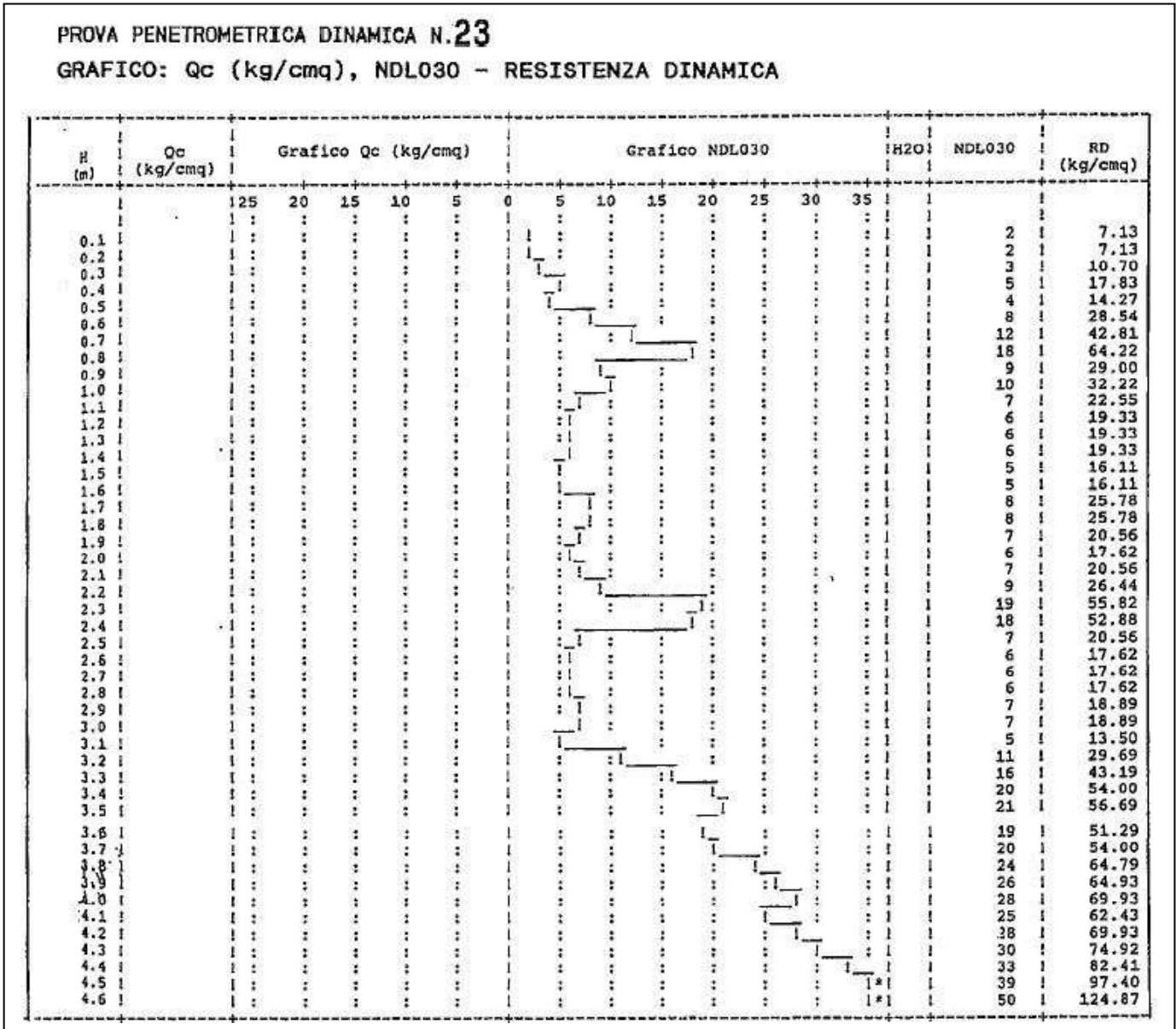
- Sondaggio meccanico n.1- quota p.c. 7.30 m. sul l.m.m.

- 0.0 - 0.6 terreno vegetale**
- 0.6 - 3.6 ghiaia in matrice sabbiosa**
- 3.6 - 10.0 ghiaia con cenni di cementazione e acqua**

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N.23

GRAFICO: Qc (kg/cm²), NDL030 – RESISTENZA DINAMICA



La prova penetrometrica dinamica n. 23, rileva uno strato di materiale plastico (limi e argille), sino a 0,5 m dal piano campagna, dove si ha il passaggio a terreni incoerenti sciolti (ghiaie e sabbie con matrice argilloso – limosa) con presenza di terreni maggiormente addensati della potenza di 20 cm.

Dalla profondità di 3,2 m dal piano campagna i terreni incoerenti risultano mediamente addensati (ghiaie e sabbie con possibili frazioni argilloso - limose).

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N.27

GRAFICO: Qc (kg/cm²), NDL030 – RESISTENZA DINAMICA

H (m)	Qc (kg/cm ²)	Grafico Qc (kg/cm ²)					Grafico NDL030					H2O	NDL030	RD (kg/cm ²)			
		25	20	15	10	5	0	5	10	15	20				25	30	35
0.1		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		5	17.83
0.2		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		5	17.83
0.3		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		5	17.83
0.4		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		5	17.83
0.5		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		7	24.97
0.6		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		6	21.40
0.7		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		10	35.67
0.8		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		12	42.81
0.9		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		14	45.11
1.0		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		16	51.56
1.1		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		16	51.56
1.2		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		15	48.33
1.3		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		14	45.11
1.4		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		18	58.00
1.5		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		20	64.45
1.6		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		20	64.45
1.7		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		20	64.45
1.8		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		22	70.89
1.9		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		22	64.64
2.0		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		21	61.70
2.1		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		20	58.76
2.2		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		19	55.82
2.3		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		18	52.88
2.4		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		24	70.51
2.5		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		26	76.39
2.6		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		33	96.96
2.7		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		35	102.83
2.8		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		39	114.59
2.9		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		33	89.09
3.0		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		34	91.79
3.1		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		36	97.19
3.2		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		37	99.89
3.3		:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:		50	135.00

La prova penetrometrica dinamica n. 27, evidenzia un primo strato di terreno costituito da terreni coerenti plastici (argille e limi), sino a 0,6 m dal piano campagna, seguito da terreni incoerenti mediamente densi (ghiaie e sabbie con possibili frazioni argilloso – limose, specie nella zona di transizione verso le ghiaie e sabbie).

INDAGINI GEOGNOSTICHE NELL'AREA INTERESSATA DA PROGETTO DI INTERSCAMBIO MODALE

Nella zona centrale dell'area urbanisticamente destinata a Polo Intermodale, è previsto un progetto per la costruzione di un centro di interscambio modale tra aeroporto, ferrovia e viabilità stradale che prevederà la costruzione di piazzali e parcheggi anche a modalità multipiano.

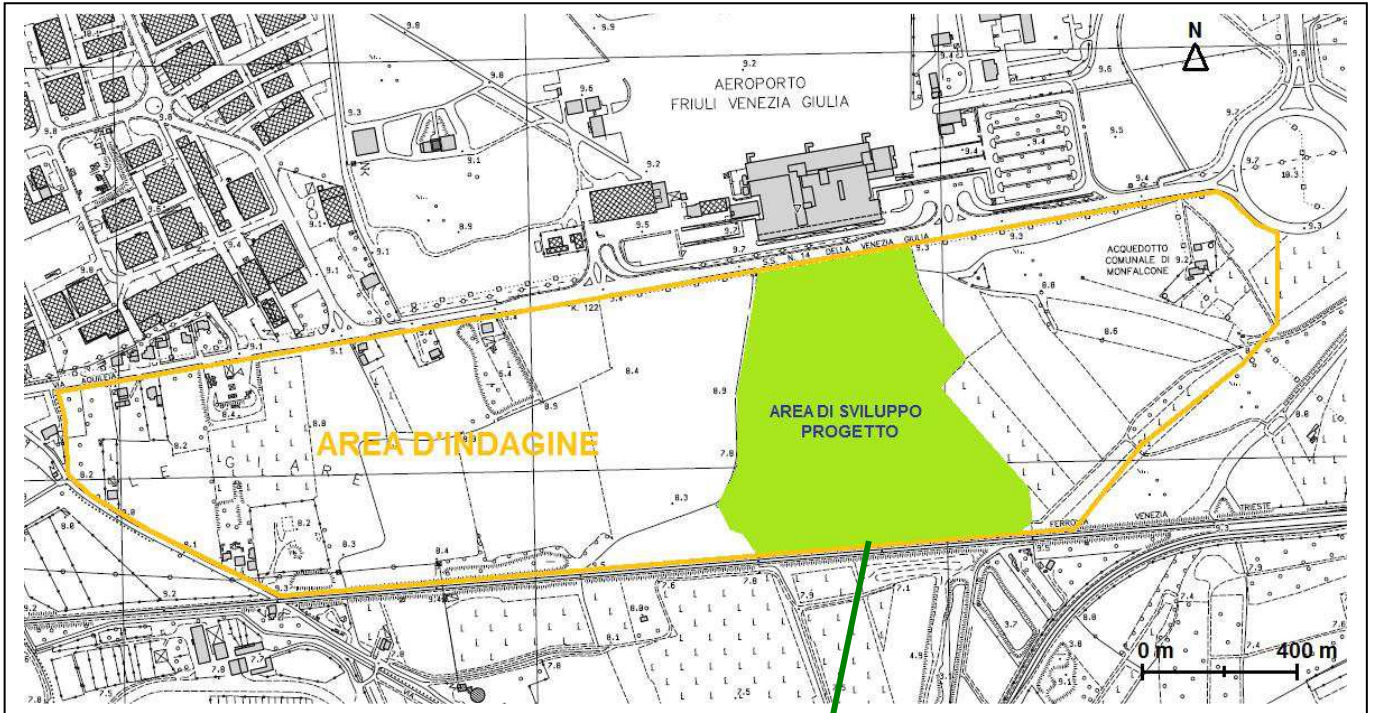
I terreni di tale zona, sono distinti catastalmente dalle seguenti particelle al F. M. 3 del C.C. di Ronchi dei Legionari:

851/1, 854/1, 843/1, 843/2, 843/3, 844/3, 854/6, 854/7, 852/1, 852/2, 845, 846/1, 84672, 847, 853/1, 853/2, 784/2, 849, 784/8, 784/9, 784/6, 784/7, 851/4, 785/30, 785/31, 855/1, 1864, 1865, 1006/6, 848/4, 1048/49, 1048/50, 1048/51, 1048/52, 850/1, 848/1, 2300.

Al fine di definire la compatibilità delle strutture previste in progetto, con i terreni del sito in esame, è stato necessario investigare l'area per caratterizzare il terreno dal punto di vista geologico e geotecnico, secondo quanto disposto dal D.M. LL. PP. 14.01.2008 "Norme tecniche per le costruzioni" e dalla Circolare n. 617 del Consiglio Superiore dei Lavori pubblici 2/2/2009.

Per ricostruire la stratigrafia dei terreni in cui è prevista la realizzazione delle opere in progetto, sono stati effettuati quattro pozzetti d'indagine per l'indagine diretta a mezzo di escavatore meccanico, mentre, per definirne le caratteristiche fisiche, sono state svolte sette prove penetrometriche superpesanti (DPHS– Dynamic Probing Super Heavy).

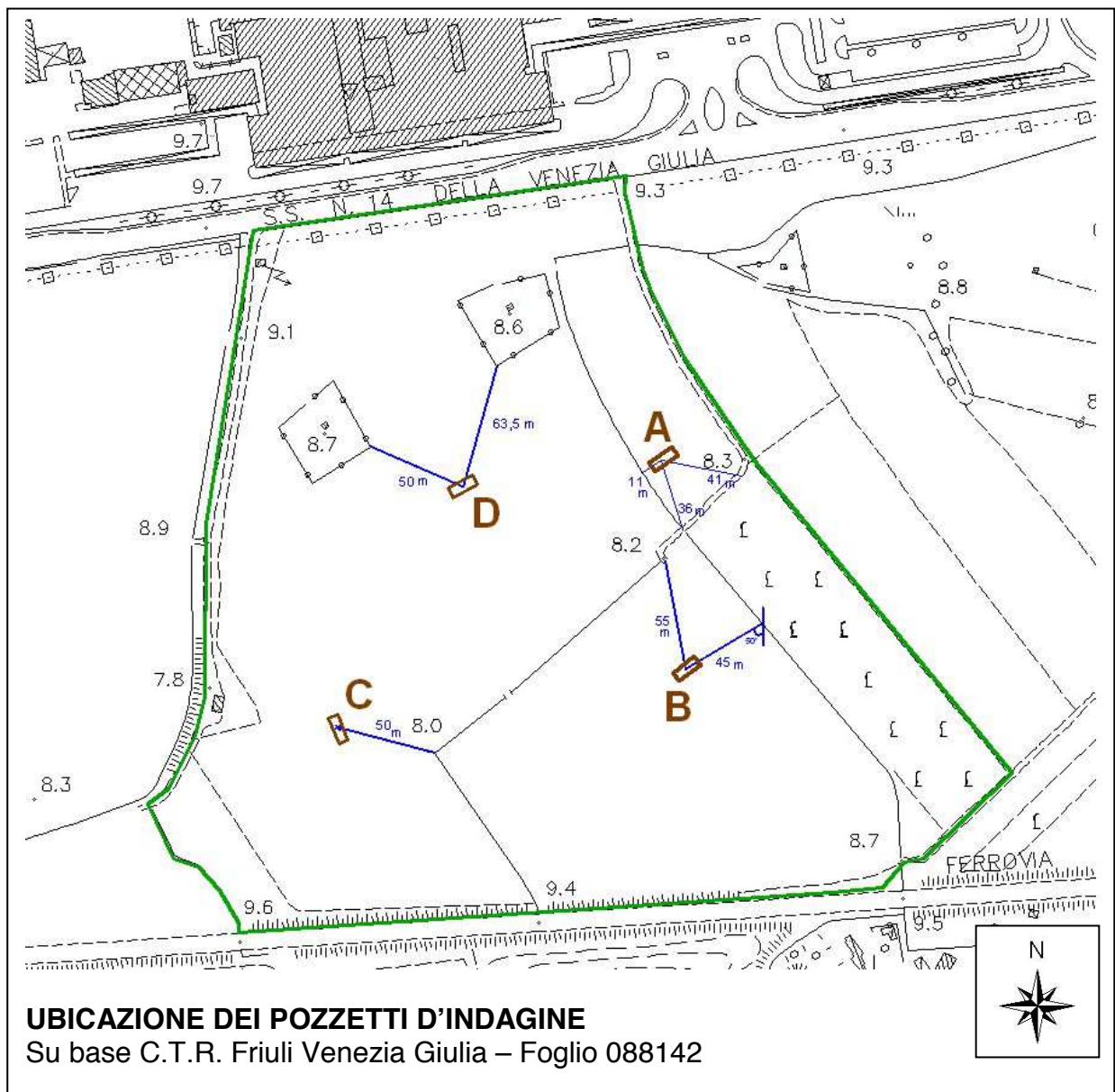
Attraverso le acquisizioni tomografiche HRSV (indagine sismica passiva), i terreni sono stati caratterizzati dal punto di vista sismico in termini di effetti di sito, attraverso il parametro della velocità media delle onde di taglio S nei primi 30 metri (V_{s30}).



POZZETTI D'INDAGINE

Tramite escavatore gommato O&K MH5, sono stati effettuati quattro pozzetti d'indagine che hanno permesso di raggiungere la profondità investigativa di 6 m dal piano campagna.

I pozzetti sono stati eseguiti nell'area interessata dallo sviluppo del progetto in esame e la loro ubicazione è di seguito riportata su base cartografica tecnica.



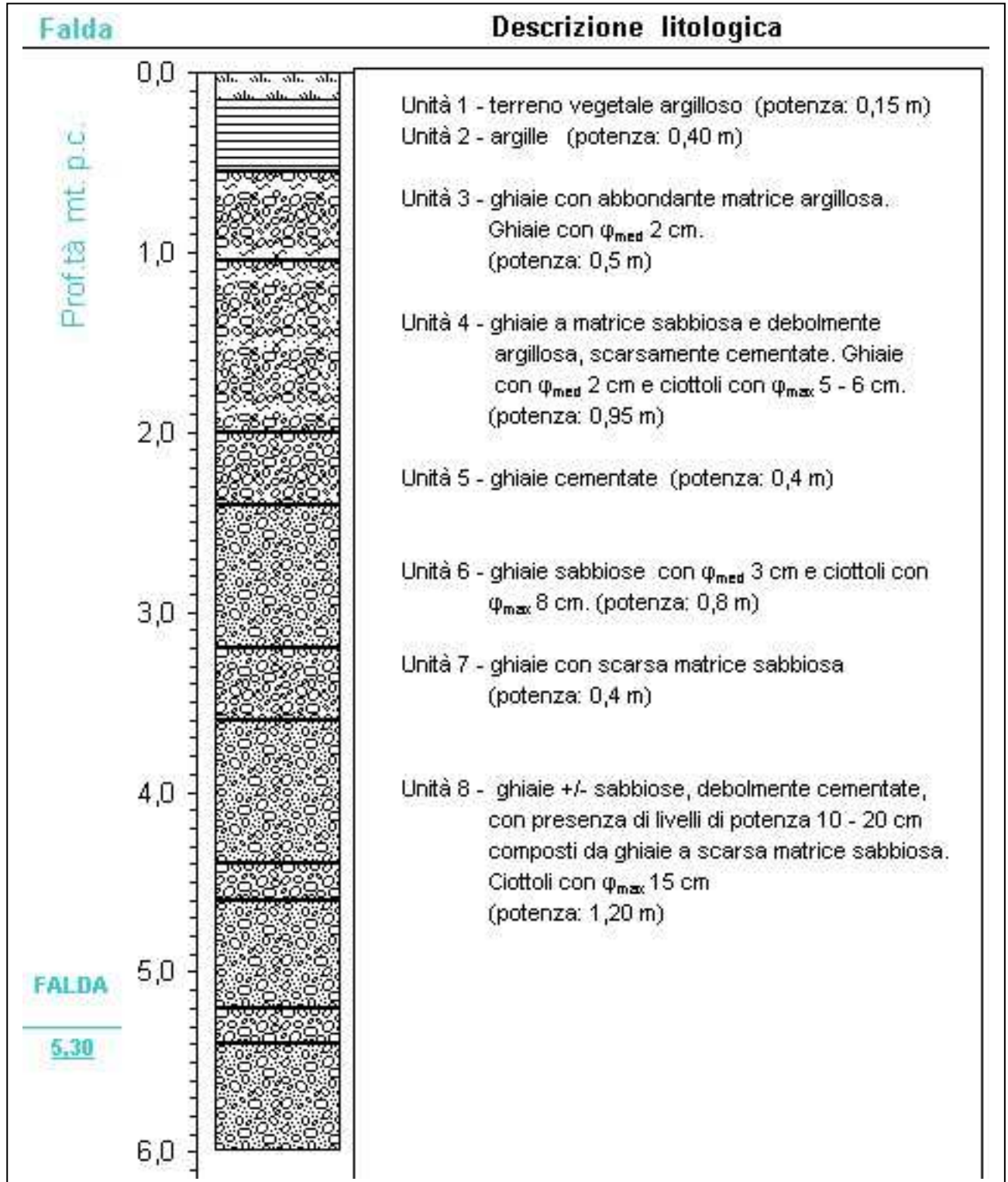
POZZETTO D'INDAGINE A

Quota p.c.: 8,3 m s.l.m.

Coordinate geografiche: 45°49'10,3" N , 13°29'13,8 " E

Profondità d'indagine: 6,0 m

Profondità falda dal p.c.: 5,3 m (= 3,0 m s.l.m.)



UBICAZIONE
POZZETTO A



POZZETTO D'INDAGINE A

GHIAIE SABBIOSE CON CIOTTOLI



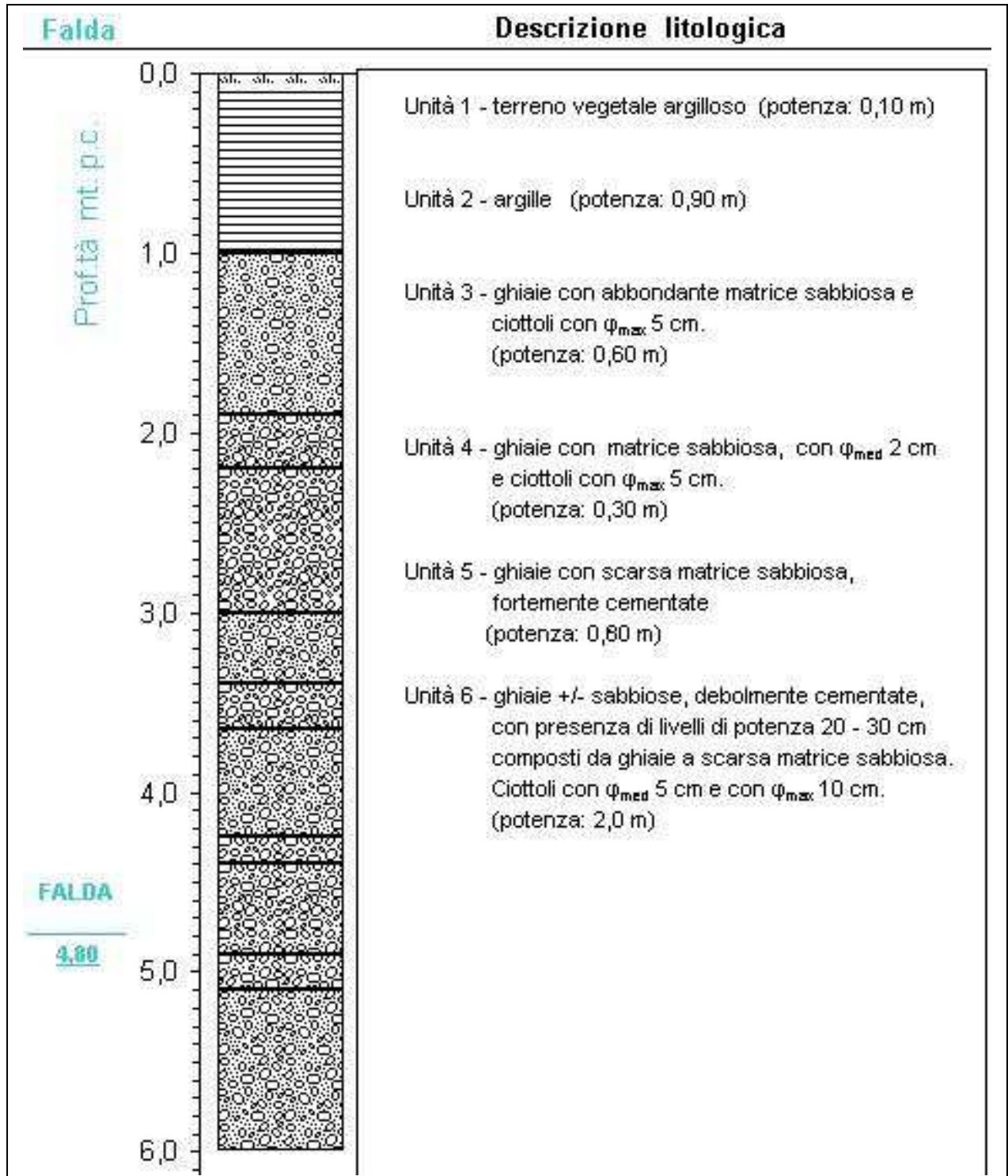
POZZETTO D'INDAGINE B

Quota p.c.: 8,2 m s.l.m.

Coordinate geografiche: 45°49'6,5" N , 13°29'14,2" E

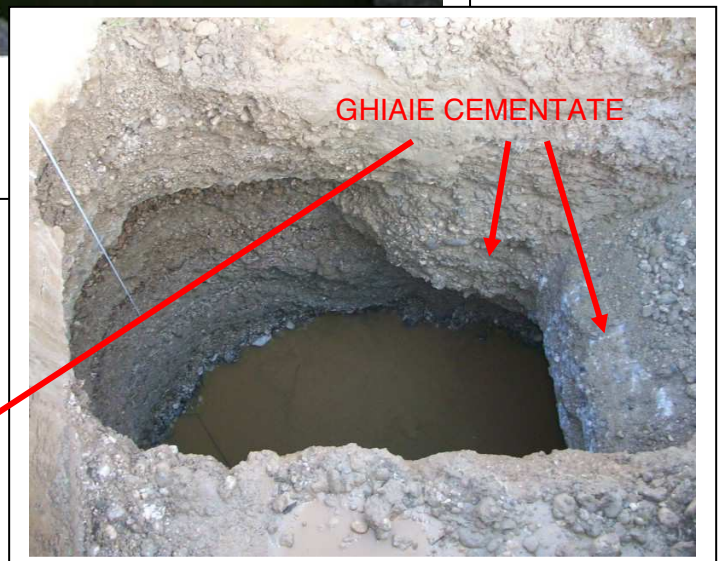
Profondità d'indagine: 6,0 m

Profondità falda dal p.c.: 4,8 m (= 3,4 m s.l.m.)





POZZETTO D'INDAGINE B



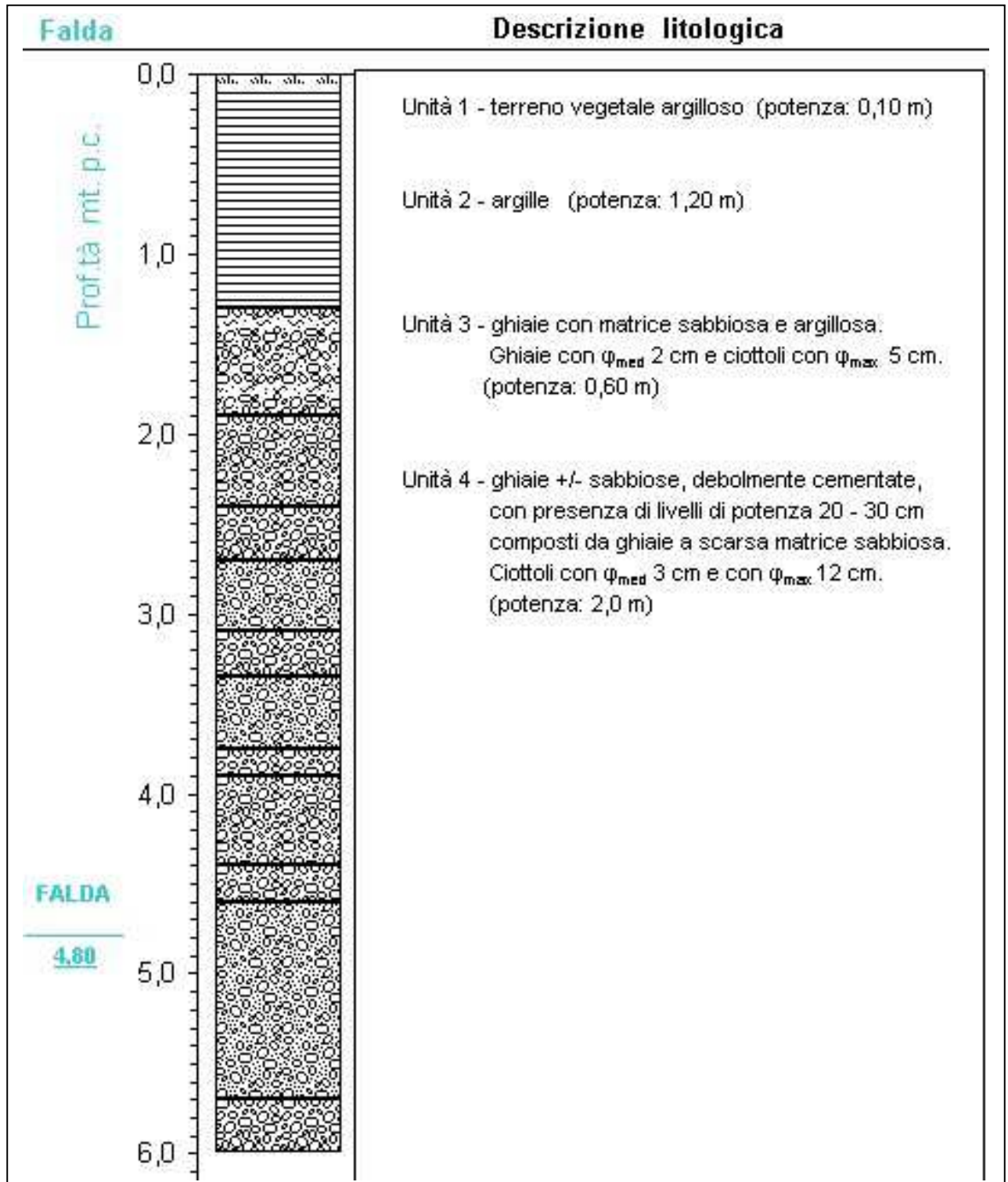
POZZETTO D'INDAGINE C

Quota p.c.: 8,0 m s.l.m.

Coordinate geografiche: 45°49'5,7" N , 13°29'6,3" E

Profondità d'indagine: 6,0 m

Profondità falda dal p.c.: 4,8 m (= 3,2 m s.l.m.)





POZZETTO D'INDAGINE C

GHIAIE +/- SABBIOSE, DEBOLMENTE CEMENTATE
CON LIVELLI COMPOSTI DA GHIAIE E CIOTTOLI
A SCARSA MATRICHE SABBIOSA →



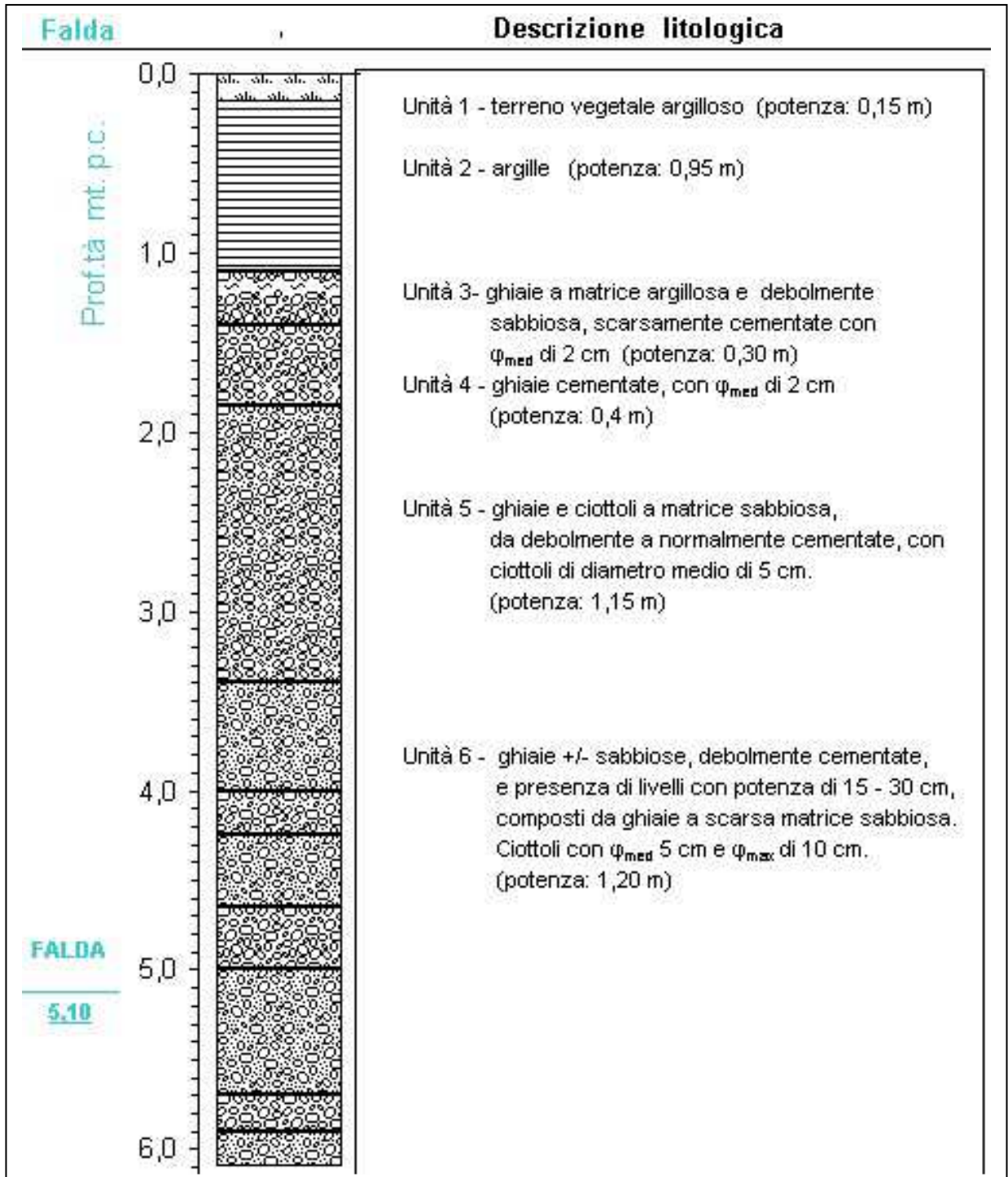
POZZETTO D'INDAGINE D

Quota p.c.: 8,6 m s.l.m.

Coordinate geografiche: 45°49'9,6" N , 13°29'9,1" E

Profondità d'indagine: 6,1 m

Profondità falda dal p.c.: 4,8 m (= 3,5 m s.l.m.)





PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE DPSH

Nell'area di progetto, sono state effettuate sette prove penetrometriche dinamiche (DPSH – Dynamic Probing Super Heavy) ubicate in base al posizionamento dei pozzetti d'indagine per ottimizzare i rilievi diretti e definirne i parametri geotecnici, oltrechè rispondere alle esigenze progettuali, senza interferire con gli elementi strutturali dei servizi della rete idrica e di altri sottoservizi presenti nell'area. I due rilievi tomografici, svolti attraverso la tecnica HVSR, per la caratterizzazione sismica dei terreni, sono stati ubicati in corrispondenza delle prove penetrometriche n. 2 e n. 5, dove si sono avuti risultati oltre la profondità dei 10 m.

Le prove penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH (Dynamic Probing Super Heavy), sono state svolte per mezzo della sonda cingolata (mod. Pagani TG 63 - 200), che ha le seguenti caratteristiche tecniche:

Peso massa battente:	63,5 kg
Altezza di caduta libera:	0,75 m
Peso sistema di battuta:	0,63 kg
Diametro punta conica:	51 mm
Area di base punta:	20,43 cm ²
Lunghezza delle aste:	1 m
Peso aste a metro:	6,31 kg
Profondità giunzione prima asta:	0,40 m
Avanzamento punta (δ):	0,20 m
Numero colpi per punta:	N(20)
Rivestimento/ fanghi:	No
Angolo di apertura punta:	90°
Rif. Norme: DIN 4094	

Esecutore delle prove:
Studio di Geologia Rigo Perricone.

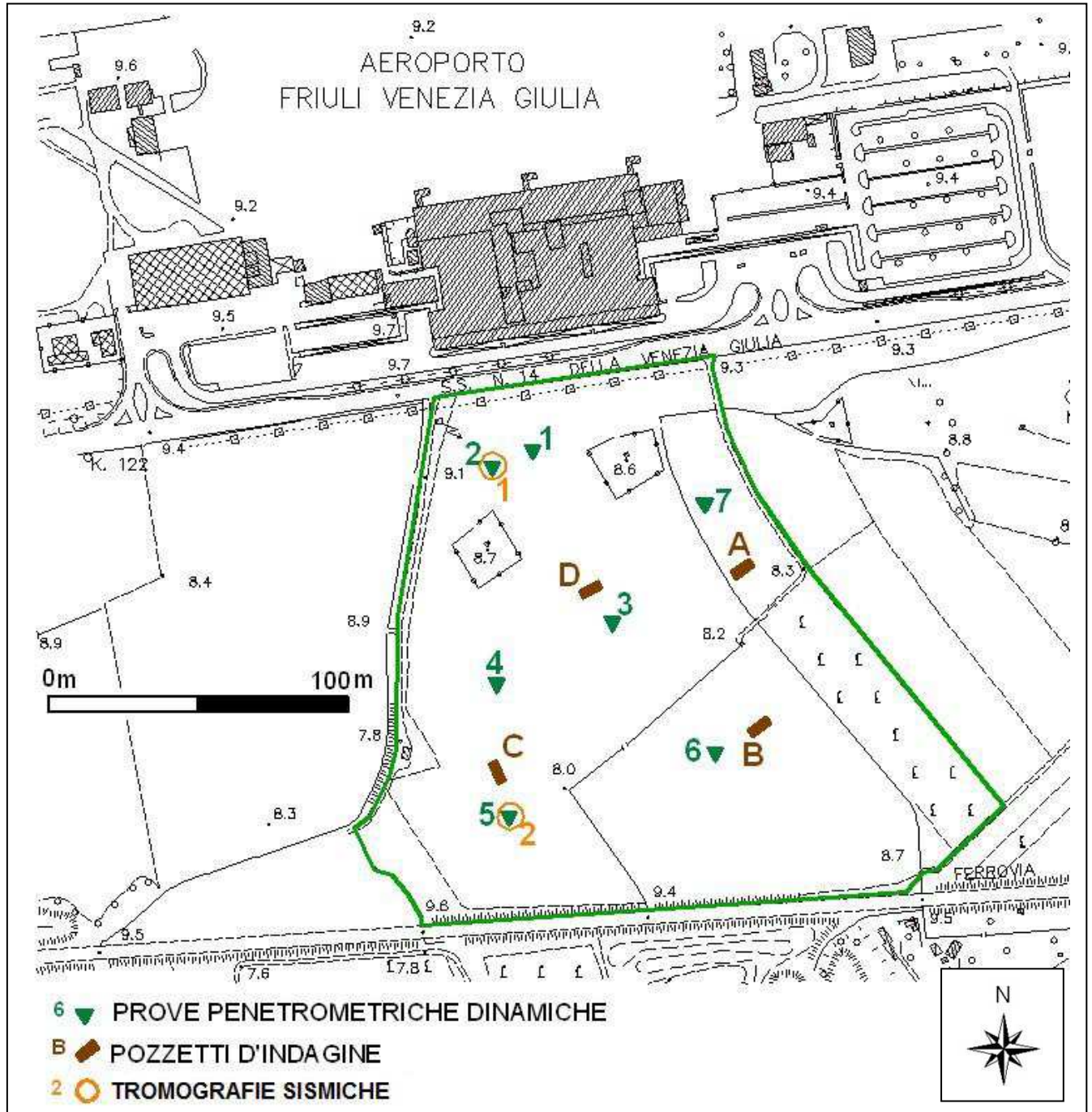


La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infliggere una punta conica (per tratti consecutivi δ), misurando il numero di colpi necessario.

Le misure raccolte, elaborate attraverso correlazioni indirette e visualizzate graficamente, permettono di classificare e parametrare il suolo attraverso un'immagine in continuo.

Di seguito, vengono riportati i dati delle prove penetrometriche, partendo dalla rappresentazione grafica del numero di colpi, della resistenza dinamica alla punta Rpd (Kg/cm²) e dell'interpretazione stratigrafica del terreno per poi elencare i risultati delle correlazioni degli Nspt utilizzando le formulazioni proposte da diversi autori per i terreni incoerenti e terreni coerenti.

UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE



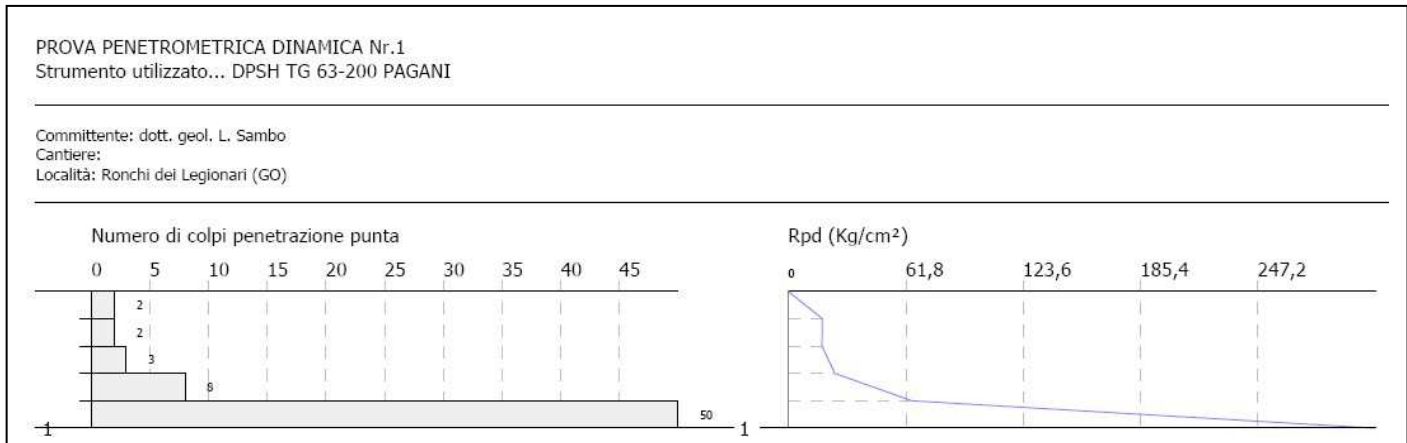
PROVA ... Nr.1

Strumento utilizzato: DPSH TG 63-200 PAGANI
 Profondità prova: 1,00 m
 Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Prova eseguita in data 10/04/2012
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,20	2	0,855	17,96	21,01	0,90	1,05
0,40	2	0,851	17,88	21,01	0,89	1,05
0,60	3	0,847	24,50	28,93	1,23	1,45
0,80	8	0,843	65,06	77,15	3,25	3,86
1,00	50	0,640	308,47	482,17	15,42	24,11

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
0,2	2	21,02		0,0	0,0	0,0	1,46	2,92	terreno vegetale
0,8	4,33	42,37	Incoerente - coesivo	1,83	1,89	0,05	1,46	6,32	argilla
1	50	482,17	Incoerente	2,45	2,5	0,13	1,46	73	ghiaie cementate



PROVA ... Nr. 2

Strumento utilizzato: DPSH TG 63-200 PAGANI
 Profondità prova: 14,20 m
 Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Prova eseguita in data 10/04/2012
 Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,20	1	0,855	8,98	10,51	0,45	0,53
0,40	3	0,851	26,82	31,52	1,34	1,58
0,60	3	0,847	24,50	28,93	1,23	1,45
0,80	2	0,843	16,27	19,29	0,81	0,96
1,00	2	0,840	16,20	19,29	0,81	0,96
1,20	8	0,836	64,52	77,15	3,23	3,86
1,40	27	0,733	190,82	260,37	9,54	13,02
1,60	47	0,630	263,66	418,81	13,18	20,94
1,80	29	0,726	187,69	258,41	9,38	12,92
2,00	16	0,773	110,24	142,57	5,51	7,13
2,20	7	0,820	51,16	62,38	2,56	3,12
2,40	10	0,817	72,81	89,11	3,64	4,46
2,60	8	0,814	53,95	66,25	2,70	3,31
2,80	5	0,811	33,60	41,41	1,68	2,07
3,00	5	0,809	33,49	41,41	1,67	2,07
3,20	4	0,806	26,70	33,13	1,34	1,66
3,40	12	0,803	79,84	99,38	3,99	4,97
3,60	12	0,801	74,34	92,83	3,72	4,64
3,80	21	0,698	113,45	162,45	5,67	8,12
4,00	9	0,796	55,42	69,62	2,77	3,48
4,20	4	0,794	24,56	30,94	1,23	1,55
4,40	2	0,791	12,24	15,47	0,61	0,77
4,60	3	0,789	17,18	21,77	0,86	1,09
4,80	3	0,787	17,14	21,77	0,86	1,09
5,00	3	0,785	17,09	21,77	0,85	1,09
5,20	2	0,783	11,36	14,51	0,57	0,73
5,40	1	0,781	5,67	7,26	0,28	0,36
5,60	1	0,779	5,32	6,83	0,27	0,34
5,80	3	0,777	15,94	20,50	0,80	1,03
6,00	2	0,775	10,60	13,67	0,53	0,68
6,20	3	0,774	15,86	20,50	0,79	1,03
6,40	5	0,772	26,38	34,17	1,32	1,71
6,60	2	0,770	9,95	12,92	0,50	0,65
6,80	2	0,769	9,93	12,92	0,50	0,65
7,00	3	0,767	14,86	19,37	0,74	0,97
7,20	5	0,766	24,72	32,29	1,24	1,61
7,40	7	0,764	34,54	45,20	1,73	2,26
7,60	3	0,763	14,01	18,36	0,70	0,92
7,80	4	0,761	18,64	24,48	0,93	1,22
8,00	3	0,760	13,95	18,36	0,70	0,92
8,20	8	0,759	37,14	48,97	1,86	2,45
8,40	6	0,757	27,81	36,73	1,39	1,84
8,60	8	0,756	35,18	46,54	1,76	2,33
8,80	11	0,755	48,29	63,99	2,41	3,20
9,00	9	0,753	39,45	52,36	1,97	2,62
9,20	6	0,752	26,26	34,90	1,31	1,75
9,40	7	0,751	30,59	40,72	1,53	2,04
9,60	10	0,750	41,57	55,42	2,08	2,77
9,80	11	0,749	45,65	60,97	2,28	3,05
10,00	15	0,698	58,00	83,14	2,90	4,16
10,20	8	0,747	33,10	44,34	1,66	2,22

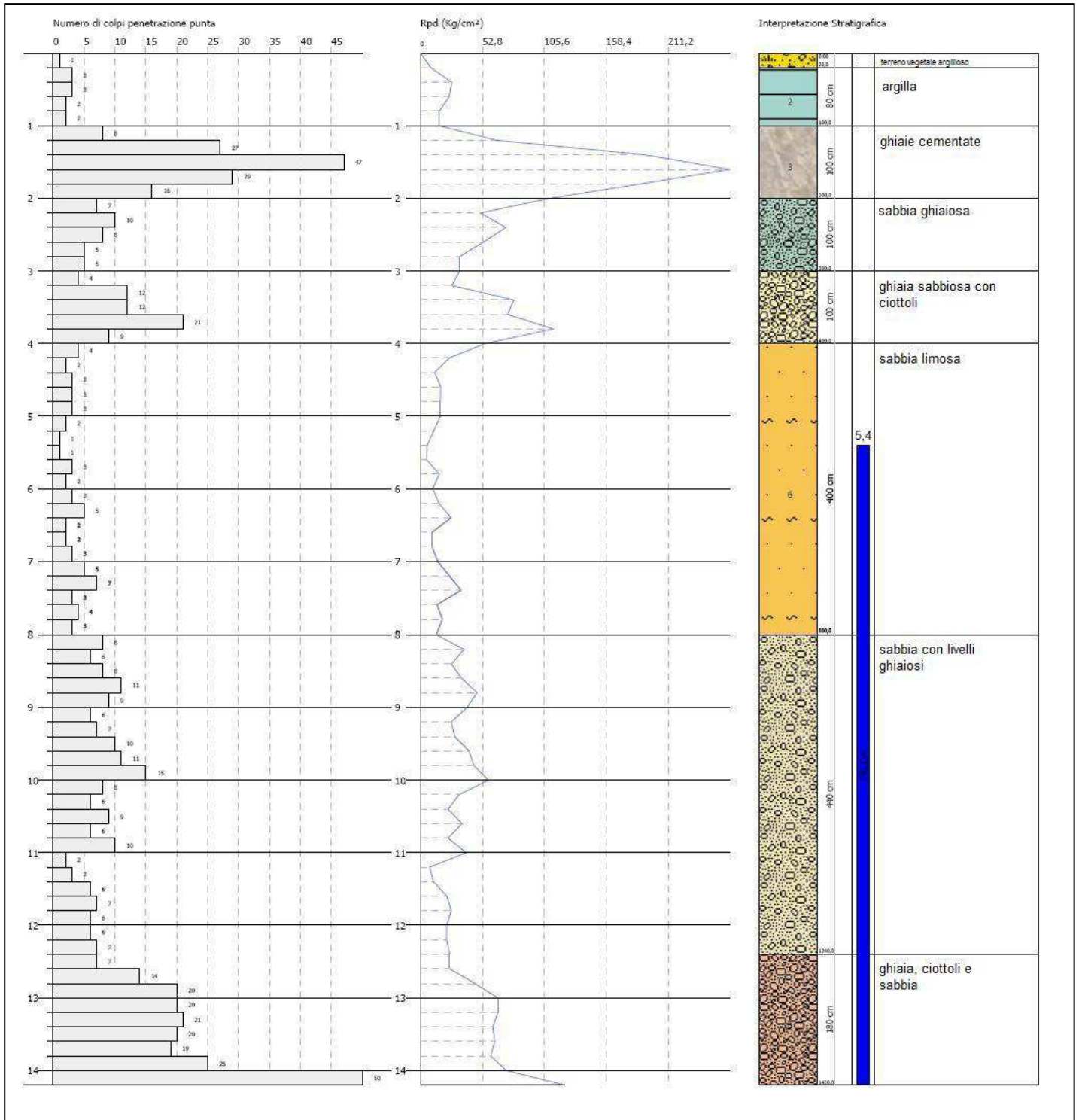
Continua da pagina precedente:

10,40	6	0,746	24,79	33,25	1,24	1,66
10,60	9	0,744	35,46	47,63	1,77	2,38
10,80	6	0,743	23,61	31,75	1,18	1,59
11,00	10	0,742	39,29	52,92	1,96	2,65
11,20	2	0,741	7,85	10,58	0,39	0,53
11,40	3	0,740	11,75	15,88	0,59	0,79
11,60	6	0,739	22,46	30,38	1,12	1,52
11,80	7	0,738	26,17	35,45	1,31	1,77
12,00	6	0,737	22,40	30,38	1,12	1,52
12,20	6	0,736	22,37	30,38	1,12	1,52
12,40	7	0,735	26,06	35,45	1,30	1,77
12,60	7	0,734	24,95	33,98	1,25	1,70
12,80	14	0,683	46,43	67,96	2,32	3,40
13,00	20	0,682	66,22	97,09	3,31	4,85
13,20	20	0,681	66,12	97,09	3,31	4,85
13,40	21	0,630	64,22	101,94	3,21	5,10
13,60	20	0,679	63,30	93,23	3,16	4,66
13,80	19	0,678	60,04	88,57	3,00	4,43
14,00	25	0,627	73,04	116,53	3,65	5,83
14,20	50	0,526	122,53	233,07	6,13	11,65

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
0,2	1	10,51		0,0	0,0	0,0	1,46	1,46	terreno vegetale
1	2,5	24,76	Coesivo	1,68	1,87	0,07	1,46	3,65	argilla
2	25,4	231,46	Incoerente	2,19	2,5	0,24	1,47	37,39	ghiaie cementate
3	7	60,11	Incoerente - coesivo	1,98	2,18	0,45	1,48	10,37	sabbia ghiaiosa
4	11,6	91,48	Incoerente	1,94	1,96	0,65	1,49	17,28	ghiaia sabbiosa con ciottoli
8	3,05	20,65	Incoerente - coesivo	1,74	1,87	1,04	1,5	4,59	sabbia limosa
12,4	7,59	41,92	Incoerente	1,83	1,94	1,42	1,53	11,6	sabbia con livelli ghiaiosi
14,2	21,78	103,27	Incoerente	2,07	2,48	1,76	1,54	33,48	ghiaia, ciottoli e sabbia

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: dott. geol. L. Sambo
Cantiere:
Località: Ronchi del Legionari (GO)



PROVA ... Nr. 3

Strumento utilizzato: DPSH TG 63-200 PAGANI
 Profondità prova: 15,40 m
 Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Prova eseguita in data 10/04/2012
 Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,20	2	0,855	17,96	21,01	0,90	1,05
0,40	1	0,851	8,94	10,51	0,45	0,53
0,60	3	0,847	24,50	28,93	1,23	1,45
0,80	3	0,843	24,40	28,93	1,22	1,45
1,00	6	0,840	48,59	57,86	2,43	2,89
1,20	10	0,836	80,64	96,43	4,03	4,82
1,40	9	0,833	72,29	86,79	3,61	4,34
1,60	18	0,780	125,04	160,40	6,25	8,02
1,80	15	0,776	103,77	133,66	5,19	6,68
2,00	26	0,723	167,55	231,68	8,38	11,58
2,20	29	0,720	186,09	258,41	9,30	12,92
2,40	19	0,767	129,88	169,31	6,49	8,47
2,60	26	0,714	153,79	215,32	7,69	10,77
2,80	20	0,761	126,12	165,63	6,31	8,28
3,00	18	0,759	113,10	149,07	5,65	7,45
3,20	11	0,806	73,43	91,10	3,67	4,55
3,40	8	0,803	53,23	66,25	2,66	3,31
3,60	7	0,801	43,37	54,15	2,17	2,71
3,80	4	0,798	24,70	30,94	1,24	1,55
4,00	12	0,796	73,89	92,83	3,69	4,64
4,20	6	0,794	36,84	46,41	1,84	2,32
4,40	6	0,791	36,73	46,41	1,84	2,32
4,60	15	0,739	80,47	108,85	4,02	5,44
4,80	7	0,787	39,98	50,80	2,00	2,54
5,00	6	0,785	34,18	43,54	1,71	2,18
5,20	5	0,783	28,41	36,28	1,42	1,81
5,40	6	0,781	34,01	43,54	1,70	2,18
5,60	7	0,779	37,27	47,84	1,86	2,39
5,80	4	0,777	21,25	27,34	1,06	1,37
6,00	7	0,775	37,10	47,84	1,85	2,39
6,20	8	0,774	42,30	54,67	2,12	2,73
6,40	4	0,772	21,10	27,34	1,06	1,37
6,60	7	0,770	34,82	45,20	1,74	2,26
6,80	3	0,769	14,89	19,37	0,74	0,97
7,00	6	0,767	29,73	38,75	1,49	1,94
7,20	6	0,766	29,67	38,75	1,48	1,94
7,40	9	0,764	44,41	58,12	2,22	2,91
7,60	10	0,763	46,68	61,21	2,33	3,06
7,80	9	0,761	41,94	55,09	2,10	2,75
8,00	13	0,710	56,49	79,57	2,82	3,98
8,20	11	0,759	51,07	67,33	2,55	3,37
8,40	7	0,757	32,45	42,85	1,62	2,14
8,60	9	0,756	39,58	52,36	1,98	2,62
8,80	7	0,755	30,73	40,72	1,54	2,04
9,00	9	0,753	39,45	52,36	1,97	2,62
9,20	10	0,752	43,76	58,17	2,19	2,91
9,40	8	0,751	34,96	46,54	1,75	2,33
9,60	2	0,750	8,31	11,08	0,42	0,55
9,80	4	0,749	16,60	22,17	0,83	1,11
10,00	6	0,748	24,86	33,25	1,24	1,66
10,20	7	0,747	28,97	38,80	1,45	1,94
10,40	9	0,746	37,19	49,88	1,86	2,49

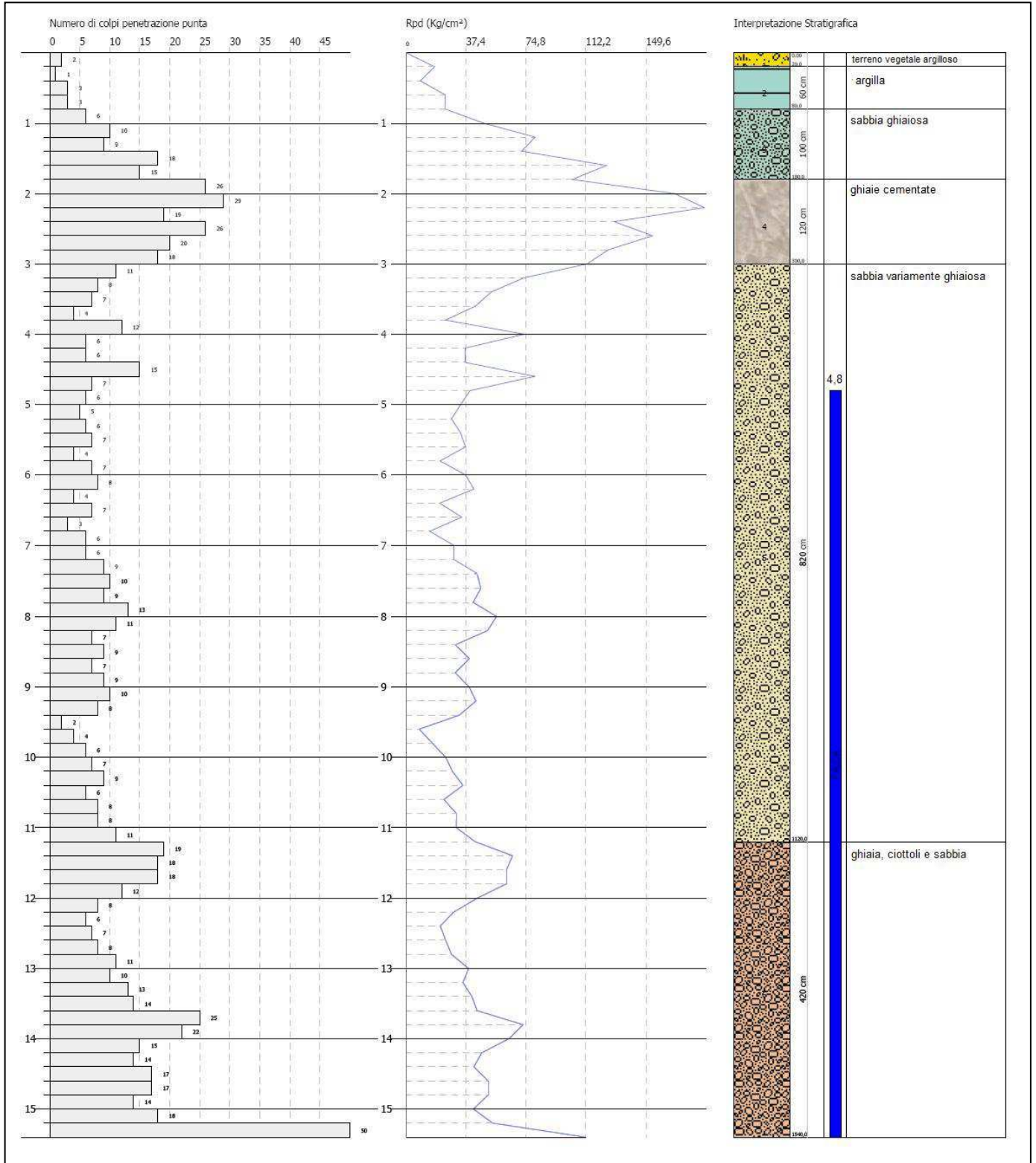
Continua da pagina precedente:

10,60	6	0,744	23,64	31,75	1,18	1,59
10,80	8	0,743	31,47	42,34	1,57	2,12
11,00	8	0,742	31,43	42,34	1,57	2,12
11,20	11	0,741	43,16	58,22	2,16	2,91
11,40	19	0,690	69,41	100,55	3,47	5,03
11,60	18	0,689	62,82	91,15	3,14	4,56
11,80	18	0,688	62,73	91,15	3,14	4,56
12,00	12	0,737	44,80	60,77	2,24	3,04
12,20	8	0,736	29,82	40,51	1,49	2,03
12,40	6	0,735	22,34	30,38	1,12	1,52
12,60	7	0,734	24,95	33,98	1,25	1,70
12,80	8	0,733	28,47	38,83	1,42	1,94
13,00	11	0,732	39,09	53,40	1,95	2,67
13,20	10	0,731	35,49	48,54	1,77	2,43
13,40	13	0,680	42,91	63,11	2,15	3,16
13,60	14	0,679	44,31	65,26	2,22	3,26
13,80	25	0,628	73,17	116,53	3,66	5,83
14,00	22	0,627	64,28	102,55	3,21	5,13
14,20	15	0,676	47,25	69,92	2,36	3,50
14,40	14	0,675	44,02	65,26	2,20	3,26
14,60	17	0,673	51,33	76,21	2,57	3,81
14,80	17	0,672	51,24	76,21	2,56	3,81
15,00	14	0,671	42,12	62,77	2,11	3,14
15,20	18	0,670	54,06	80,70	2,70	4,03
15,40	50	0,519	116,27	224,16	5,81	11,21

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
0,2	2	21,02		0,0	0,0	0,0	1,46	2,92	terreno vegetale
0,8	2,33	22,79	Coesivo	1,66	1,86	0,05	1,46	3,4	argilla
1,8	11,6	107,03	Incoerente	1,93	1,96	0,2	1,47	17,08	sabbia ghiaiosa
3	23	198,24	Incoerente	2,17	2,5	0,42	1,48	34,09	ghiaie cementate
11,2	7,51	48,84	Incoerente	1,78	1,93	1,09	1,51	11,38	sabbia variamente ghiaiosa
15,4	16	75,81	Incoerente	1,99	2,39	1,76	1,54	24,59	ghiaia, ciottoli e sabbia

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: dott. geol. L. Sambo
 Cantiere:
 Località: Ronchi del Legionari (GO)



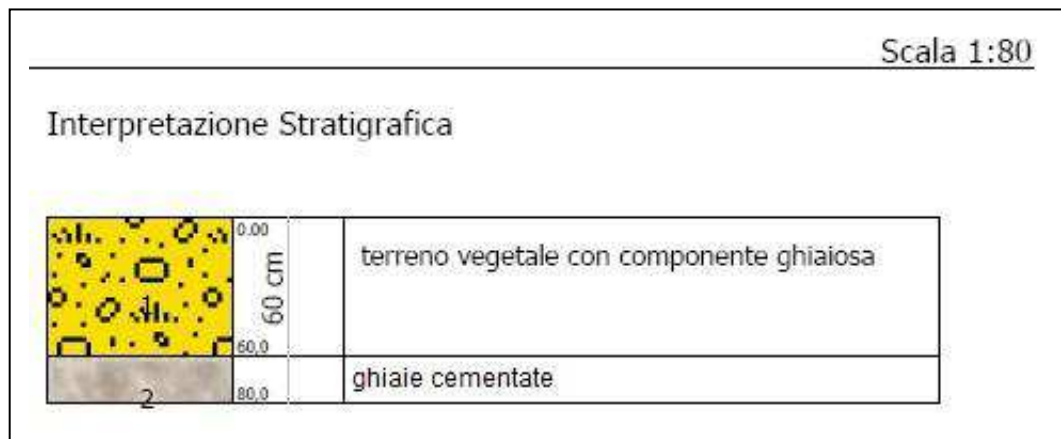
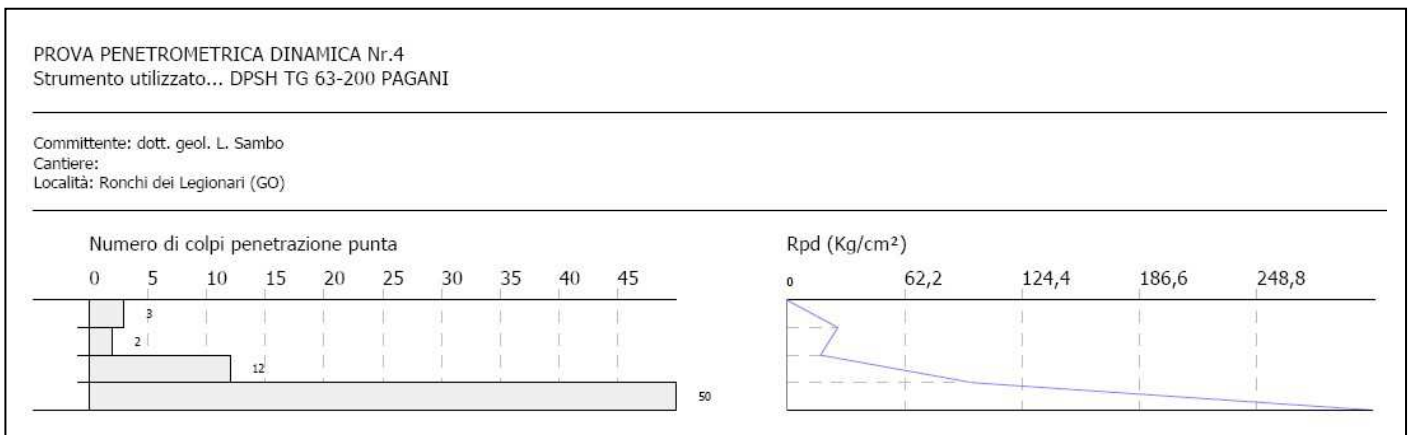
PROVA ... Nr. 4

Strumento utilizzato: DPSH TG 63-200 PAGANI
 Profondità prova: 0,8 m
 Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Prova eseguita in data 10/04/2012
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,20	3	0,855	26,94	31,52	1,35	1,58
0,40	2	0,851	17,88	21,01	0,89	1,05
0,60	12	0,847	98,02	115,72	4,90	5,79
0,80	50	0,643	310,20	482,17	15,51	24,11

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
0,6	5,67	56,09		0,0	0,0	0,0	1,44	8,16	terreno vegetale con componente ghiaiosa
0,8	50	482,17	Incoerente	2,43	2,5	0,02	1,44	71,95	ghiaie cementate



PROVA ... Nr. 5

Strumento utilizzato: DPSH TG 63-200 PAGANI
 Profondità prova: 10,20 m
 Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

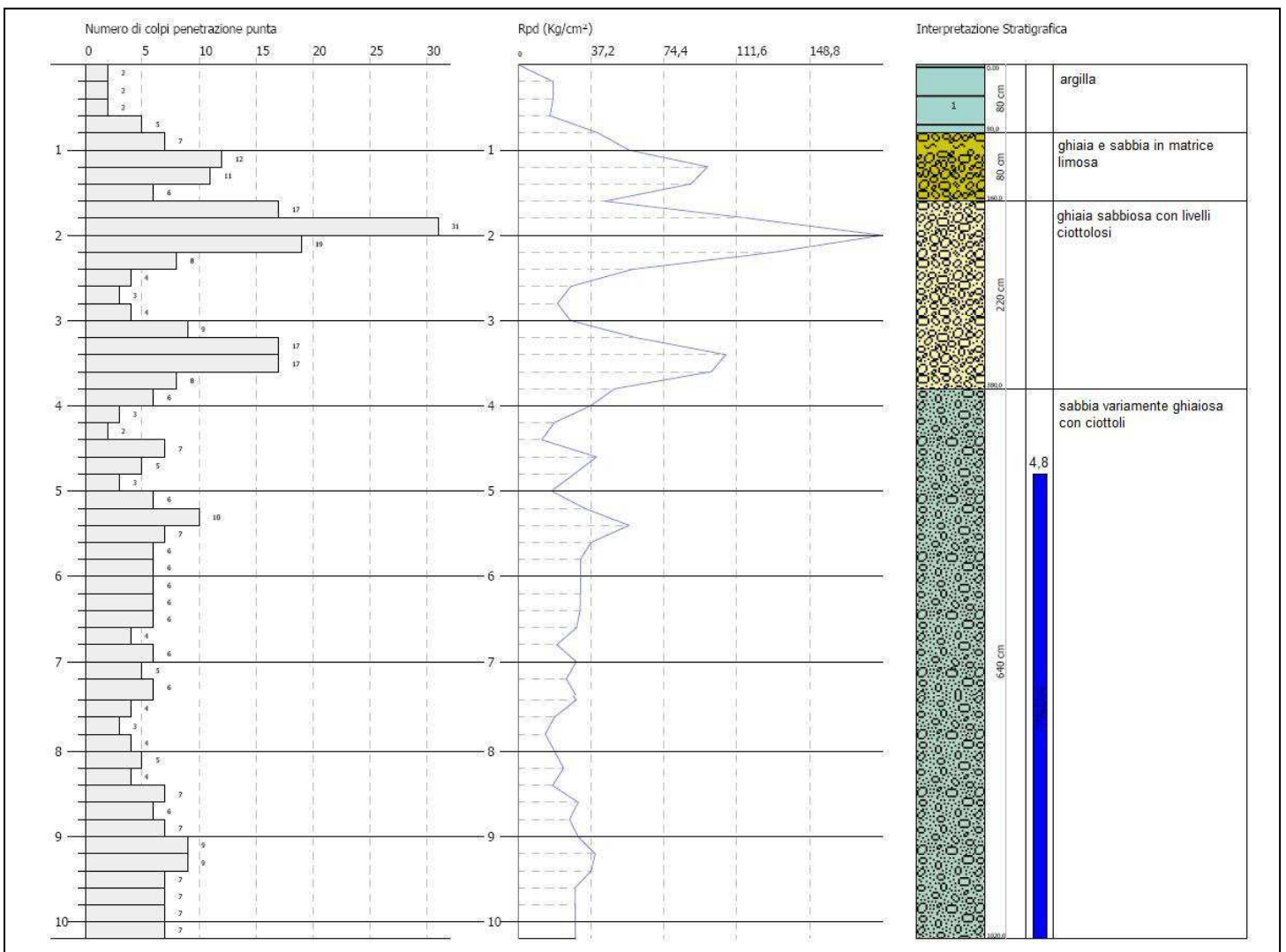
Prova eseguita in data 10/04/2012
 Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,20	2	0,855	17,96	21,01	0,90	1,05
0,40	2	0,851	17,88	21,01	0,89	1,05
0,60	2	0,847	16,34	19,29	0,82	0,96
0,80	5	0,843	40,66	48,22	2,03	2,41
1,00	7	0,840	56,69	67,50	2,83	3,38
1,20	12	0,836	96,77	115,72	4,84	5,79
1,40	11	0,833	88,35	106,08	4,42	5,30
1,60	6	0,830	44,35	53,47	2,22	2,67
1,80	17	0,776	117,60	151,48	5,88	7,57
2,00	31	0,673	185,96	276,24	9,30	13,81
2,20	19	0,770	130,39	169,31	6,52	8,47
2,40	8	0,817	58,25	71,29	2,91	3,56
2,60	4	0,814	26,97	33,13	1,35	1,66
2,80	3	0,811	20,16	24,85	1,01	1,24
3,00	4	0,809	26,79	33,13	1,34	1,66
3,20	9	0,806	60,08	74,54	3,00	3,73
3,40	17	0,753	106,07	140,79	5,30	7,04
3,60	17	0,751	98,74	131,50	4,94	6,58
3,80	8	0,798	49,41	61,88	2,47	3,09
4,00	6	0,796	36,95	46,41	1,85	2,32
4,20	3	0,794	18,42	23,21	0,92	1,16
4,40	2	0,791	12,24	15,47	0,61	0,77
4,60	7	0,789	40,09	50,80	2,00	2,54
4,80	5	0,787	28,56	36,28	1,43	1,81
5,00	3	0,785	17,09	21,77	0,85	1,09
5,20	6	0,783	34,09	43,54	1,70	2,18
5,40	10	0,781	56,68	72,57	2,83	3,63
5,60	7	0,779	37,27	47,84	1,86	2,39
5,80	6	0,777	31,87	41,00	1,59	2,05
6,00	6	0,775	31,80	41,00	1,59	2,05
6,20	6	0,774	31,73	41,00	1,59	2,05
6,40	6	0,772	31,66	41,00	1,58	2,05
6,60	6	0,770	29,85	38,75	1,49	1,94
6,80	4	0,769	19,86	25,83	0,99	1,29
7,00	6	0,767	29,73	38,75	1,49	1,94
7,20	5	0,766	24,72	32,29	1,24	1,61
7,40	6	0,764	29,61	38,75	1,48	1,94
7,60	4	0,763	18,67	24,48	0,93	1,22
7,80	3	0,761	13,98	18,36	0,70	0,92
8,00	4	0,760	18,61	24,48	0,93	1,22
8,20	5	0,759	23,22	30,60	1,16	1,53
8,40	4	0,757	18,54	24,48	0,93	1,22
8,60	7	0,756	30,78	40,72	1,54	2,04
8,80	6	0,755	26,34	34,90	1,32	1,75
9,00	7	0,753	30,68	40,72	1,53	2,04
9,20	9	0,752	39,39	52,36	1,97	2,62
9,40	9	0,751	39,32	52,36	1,97	2,62
9,60	7	0,750	29,10	38,80	1,45	1,94
9,80	7	0,749	29,05	38,80	1,45	1,94
10,00	7	0,748	29,01	38,80	1,45	1,94
10,20	7	0,747	28,97	38,80	1,45	1,94

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
0,8	2,75	27,39	Coesivo	1,7	1,87	0,07	1,44	3,96	argilla
1,6	9	85,69	Incoerente	1,82	1,94	0,21	1,44	12,95	ghiaia e sabbia in matrice limosa
3,8	12,45	106,19	Incoerente	1,95	1,97	0,5	1,44	17,92	ghiaia sabbiosa con livelli ciottolosi
10,2	5,81	37,34	Incoerente	1,67	1,91	1,08	1,44	8,36	sabbia variamente ghiaiosa con ciottoli

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.5
 Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: dott. geol. L. Sambo
 Cantiere:
 Località: Ronchi dei Legionari (GO)



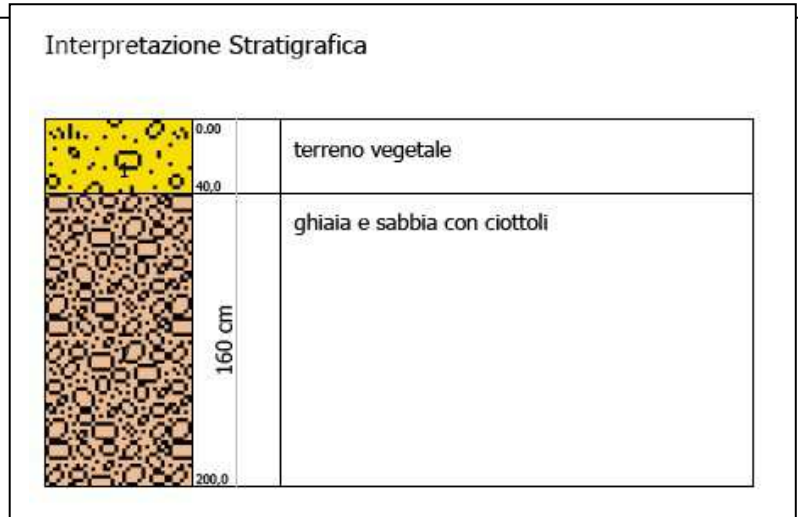
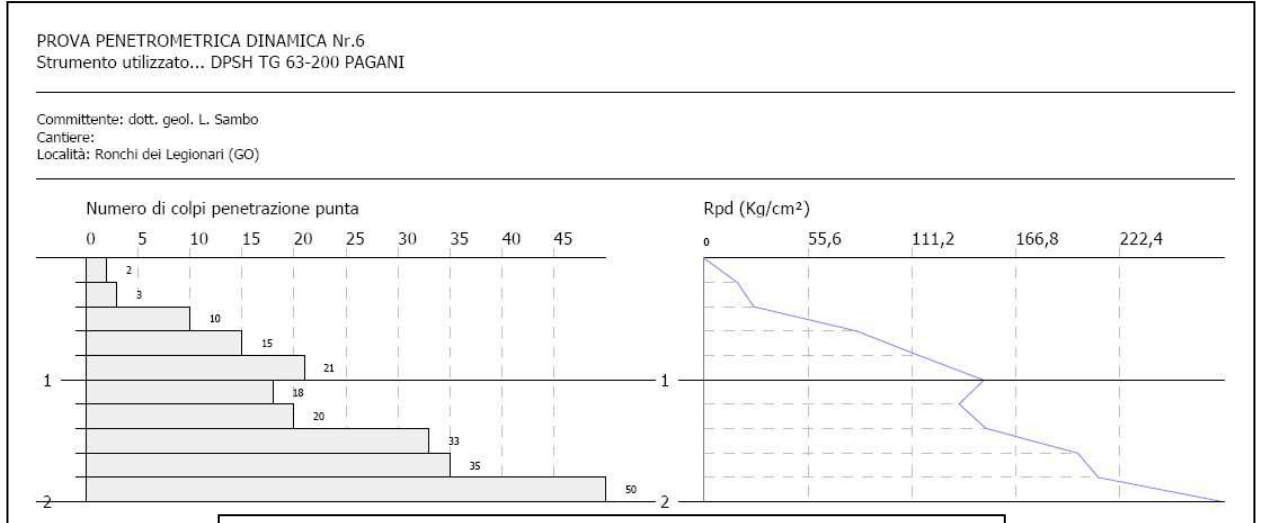
PROVA ... Nr. 6

Strumento utilizzato: DPSH TG 63-200 PAGANI
 Profondità prova: 2,0 m
 Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Prova eseguita in data 10/04/2012
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,20	2	0,855	17,96	21,01	0,90	1,05
0,40	3	0,851	26,82	31,52	1,34	1,58
0,60	10	0,847	81,68	96,43	4,08	4,82
0,80	15	0,793	114,76	144,65	5,74	7,23
1,00	21	0,740	149,81	202,51	7,49	10,13
1,20	18	0,786	136,48	173,58	6,82	8,68
1,40	20	0,783	150,99	192,87	7,55	9,64
1,60	33	0,680	199,83	294,06	9,99	14,70
1,80	35	0,676	210,93	311,88	10,55	15,59
2,00	50	0,623	277,65	445,54	13,88	22,28

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
0,4	2,5	26,27		0,0	0,0	0,0	1,44	3,6	terreno vegetale
2	25,25	232,69	Incoerente	2,18	2,5	0,17	1,44	36,33	ghiaia e sabbia con ciottoli



PROVA ... Nr. 7

Strumento utilizzato: DPSH TG 63-200 PAGANI

Profondità prova: 10,20 m

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Prova eseguita in data 10/04/2012

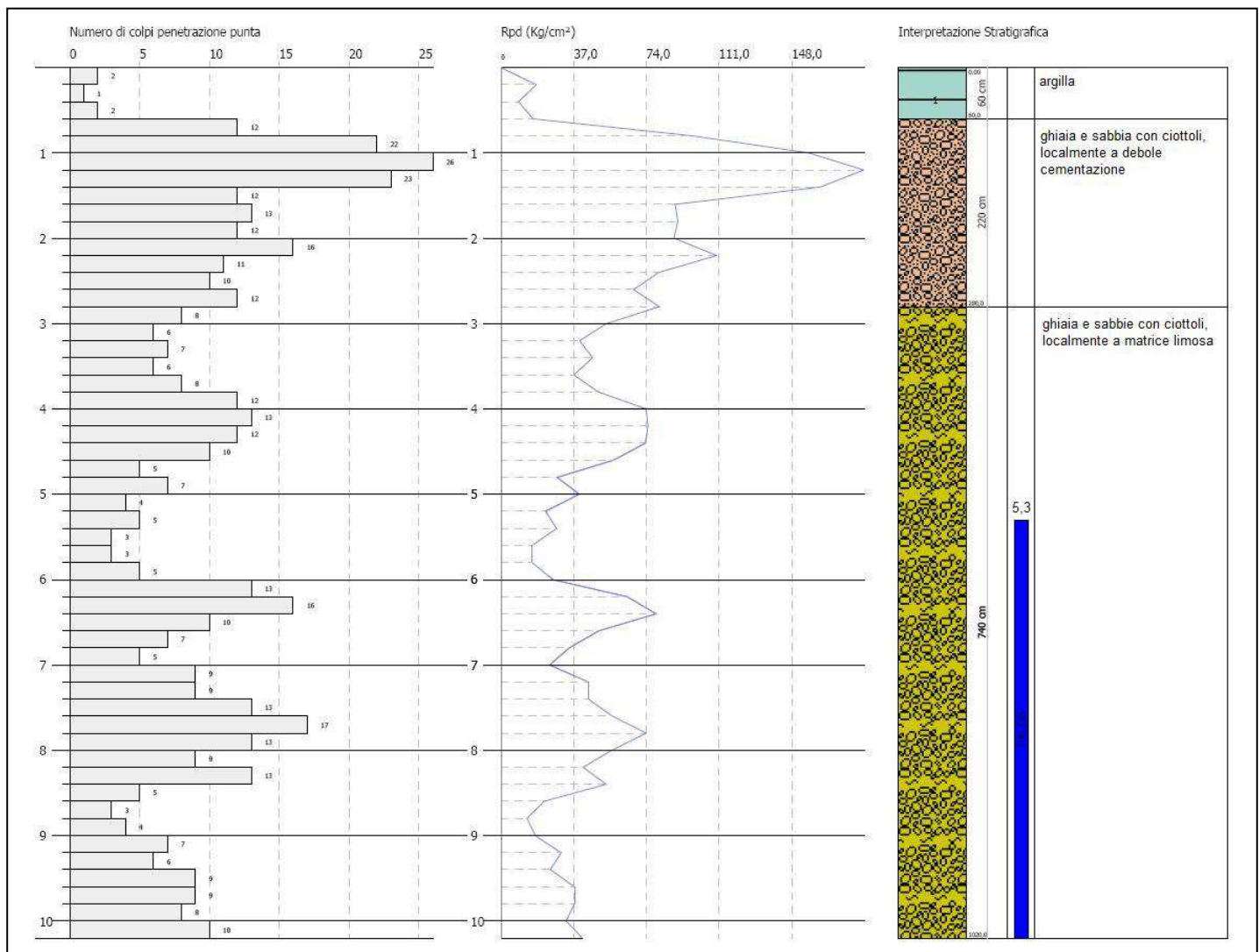
Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,20	2	0,855	17,96	21,01	0,90	1,05
0,40	1	0,851	8,94	10,51	0,45	0,53
0,60	2	0,847	16,34	19,29	0,82	0,96
0,80	12	0,843	97,59	115,72	4,88	5,79
1,00	22	0,740	156,94	212,16	7,85	10,61
1,20	26	0,736	184,60	250,73	9,23	12,54
1,40	23	0,733	162,55	221,80	8,13	11,09
1,60	12	0,830	88,70	106,93	4,44	5,35
1,80	13	0,776	89,93	115,84	4,50	5,79
2,00	12	0,823	88,02	106,93	4,40	5,35
2,20	16	0,770	109,80	142,57	5,49	7,13
2,40	11	0,817	80,10	98,02	4,00	4,90
2,60	10	0,814	67,43	82,82	3,37	4,14
2,80	12	0,811	80,64	99,38	4,03	4,97
3,00	8	0,809	53,58	66,25	2,68	3,31
3,20	6	0,806	40,05	49,69	2,00	2,48
3,40	7	0,803	46,57	57,97	2,33	2,90
3,60	6	0,801	37,17	46,41	1,86	2,32
3,80	8	0,798	49,41	61,88	2,47	3,09
4,00	12	0,796	73,89	92,83	3,69	4,64
4,20	13	0,744	74,79	100,56	3,74	5,03
4,40	12	0,791	73,47	92,83	3,67	4,64
4,60	10	0,789	57,27	72,57	2,86	3,63
4,80	5	0,787	28,56	36,28	1,43	1,81
5,00	7	0,785	39,88	50,80	1,99	2,54
5,20	4	0,783	22,73	29,03	1,14	1,45
5,40	5	0,781	28,34	36,28	1,42	1,81
5,60	3	0,779	15,97	20,50	0,80	1,03
5,80	3	0,777	15,94	20,50	0,80	1,03
6,00	5	0,775	26,50	34,17	1,32	1,71
6,20	13	0,724	64,30	88,84	3,21	4,44
6,40	16	0,722	78,95	109,35	3,95	5,47
6,60	10	0,770	49,75	64,58	2,49	3,23
6,80	7	0,769	34,75	45,20	1,74	2,26
7,00	5	0,767	24,77	32,29	1,24	1,61
7,20	9	0,766	44,50	58,12	2,22	2,91
7,40	9	0,764	44,41	58,12	2,22	2,91
7,60	13	0,713	56,71	79,57	2,84	3,98
7,80	17	0,711	74,01	104,05	3,70	5,20
8,00	13	0,710	56,49	79,57	2,82	3,98
8,20	9	0,759	41,79	55,09	2,09	2,75
8,40	13	0,707	56,28	79,57	2,81	3,98
8,60	5	0,756	21,99	29,09	1,10	1,45
8,80	3	0,755	13,17	17,45	0,66	0,87
9,00	4	0,753	17,53	23,27	0,88	1,16
9,20	7	0,752	30,63	40,72	1,53	2,04
9,40	6	0,751	26,22	34,90	1,31	1,75
9,60	9	0,750	37,41	49,88	1,87	2,49
9,80	9	0,749	37,35	49,88	1,87	2,49
10,00	8	0,748	33,15	44,34	1,66	2,22
10,20	10	0,747	41,38	55,42	2,07	2,77

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
0,6	1,67	16,94		0,0	0,0	0,0	1,44	2,4	argilla
2,8	15,36	141,17	Incoerente	0,0	0,0	0,0	1,44	22,1	ghiaia e sabbia con ciottoli, localmente a debole cementazione
10,2	8,35	55,89	Incoerente	0,0	0,0	-0,12	1,44	12,02	ghiaia e sabbie con ciottoli, localmente a matrice limosa

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.7
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: dott. geol. L. Sambo
Cantiere:
Località: Ronchi dei Legionari (GO)





PENETROMETRO PAGANI TG 63 -200
PROVA DPSH N. 2



PENETROMETRO PAGANI TG 63 -200
PROVA DPSH N. 4



PENETROMETRO PAGANI TG 63 -200
PROVA DPSH N. 6



PENETROMETRO PAGANI TG 63 -200
PROVA DPSH N. 7

INDAGINI SISMICHE PASSIVE A STAZIONE SINGOLA (HVSR)

Per la caratterizzazione sismica dei terreni, è stata adottata la metodologia HVSR (Metodo di Nakamura), che è una tecnica sismica passiva (tecnica dei rapporti spettrali) o HVRS (Horizontal to Vertical Spectra Ratio).

L'attuale normativa antisismica richiede di fornire una base quantitativa per la classificazione sismica dei suoli in termini di effetti di sito, attraverso il parametro della velocità media delle onde di taglio S nei primi 30 metri (V_{S30}).

Il suolo è assimilabile ad un corpo viscoelastico ed è pertanto possibile misurarne le frequenze proprie di oscillazione in ogni punto.

Tale metodologia d'indagine, totalmente non invasiva, sfrutta il rumore ambientale "microtremore" (agenti atmosferici, attività dinamica terrestre e attività antropica), quale funzione di eccitazione ed è finalizzata all'individuazione della frequenza caratteristica di risonanza di sito e delle discontinuità sismiche determinate dalle proprietà meccaniche e dalla morfologia attorno al punto di misura, correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che al contatto copertura – bedrock.

Dalle misure di microtremore a stazione singola, per la determinazione delle onde di taglio (V_S) e per una corretta caratterizzazione dei litotipi investigati si utilizza un codice di calcolo appositamente creato per interpretare i rapporti spettrali (HVSR) basati sulla simulazione del campo d'onde di superficie (Raileigh e Love) secondo la teoria descritta in AKI (1964) e Ben – Menahem e Singh (1981).

I risultati che si ottengono con tale strumento sono: la stratigrafia del suolo (definizione di strato inteso come unità distinguibili per un contrasto di impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo); la velocità media delle onde di taglio V_S e la frequenza caratteristica di risonanza del sito.

La frequenza caratteristica di risonanza del sito rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale, in quanto, si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di doppia risonanza (amplificazione molto elevata delle onde sismiche), estremamente pericoloso per la stabilità degli stessi.

Ad ogni frequenza di risonanza rilevata corrisponde una variazione apprezzabile dei parametri elastici del sottosuolo e quindi ciò permette di discriminare, in un sistema stratificato, la presenza dei diversi orizzonti. Lo spessore (h) di tali orizzonti è poi ricavabile grazie alla relazione semplificata che lega la frequenza di risonanza (f_r) alla velocità delle onde di taglio (V_S):

$$f_r = V_S / 4h \quad (1)$$

In mancanza della velocità delle V_s e in virtù dell'equazione (1), la tecnica HVSR può essere abbinata a metodi di prospezione di tipo geotecnico (penetrometrie, sondaggi meccanici) in grado di fornire un'adeguata descrizione stratigrafica del sottosuolo.

Metodologia HVSR adottata e strumentazione utilizzata

Nel presente lavoro, sono state effettuate due acquisizioni con tecnica HVSR adottando come stratigrafia di ancoraggio quella ottenuta dalle prove penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH n. 2 e n. 5 eseguite nel sito, che hanno dato risultati investigativi oltre i 10 m di profondità dal piano campagna.

L'acquisizione dei dati con metodologia HVSR, eseguita dallo Studio di Geologia Rigo Perricone, è stata effettuata utilizzando un tromografo digitale modello "Tromino" che rappresenta la nuova generazione di strumenti ad alta risoluzione adatti a misurazioni di rumore ambientale. Lo strumento racchiude al suo interno tre velocimetri elettrodinamici, ortogonali tra loro, con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz. I dati vengono memorizzati in una scheda di memoria interna, evitando così la presenza di qualsiasi cavo che possa introdurre rumore meccanico ed elettronico.

Durante la fase di processing in studio, i dati vengono convertiti in file ASCII mediante il software "Grilla", fornito a supporto dello strumento utilizzato, quindi elaborati per ottenere spettri di velocità in funzione della frequenza.

In fase operativa si sono eseguite le seguenti operazioni:

- il rumore sismico è stato registrato nelle sue tre componenti per un intervallo di tempo di 30 minuti;
- la registrazione è stata suddivisa in finestre temporali di 20 secondi ciascuna;
- per ogni segmento viene eseguita un'analisi spettrale del segmento nelle sue tre componenti;
- per ciascun segmento si calcolano i rapporti spettrali fra le componenti del moto sui piani orizzontale e verticale;
- vengono calcolati i rapporti spettrali medi su tutti i segmenti;
- si costruisce poi un modello teorico HVSR avente tante discontinuità sismiche quante sono le discontinuità evidenziate dalla registrazione eseguita;
- si adatta la curva teorica a quella sperimentale; in questo modo si otterranno gli spessori dei sismostrati con la relativa velocità delle onde di taglio S.

Risultati del rilievo tromografico

HVSR 1 (==> DPSH N. 2)

La curva HVSR evidenzia una frequenza caratteristica di risonanza del sito a circa 2,1 Hz (fig. 1).

Si nota un'inversione di velocità cui segue una sostanziale omogeneità del sottosuolo in termini sismici con una costante crescita delle velocità di propagazione delle onde di taglio. Lo spettro sismico si stabilizza costantemente su di un rapporto spettrale $H/V > 1$ (fig. 2).

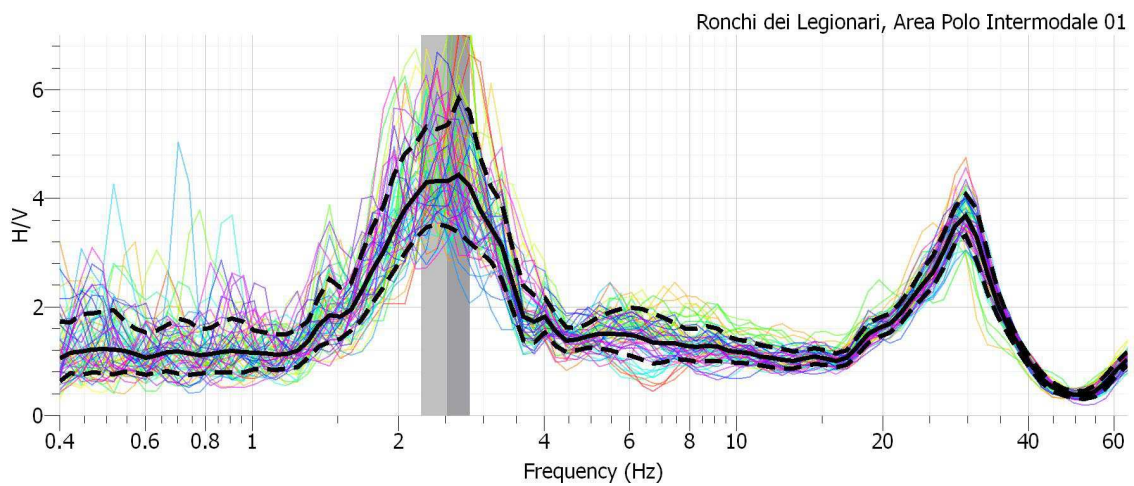


Fig. 1 Frequenza fondamentale di risonanza di sito, evidenziata dalla banda grigia.

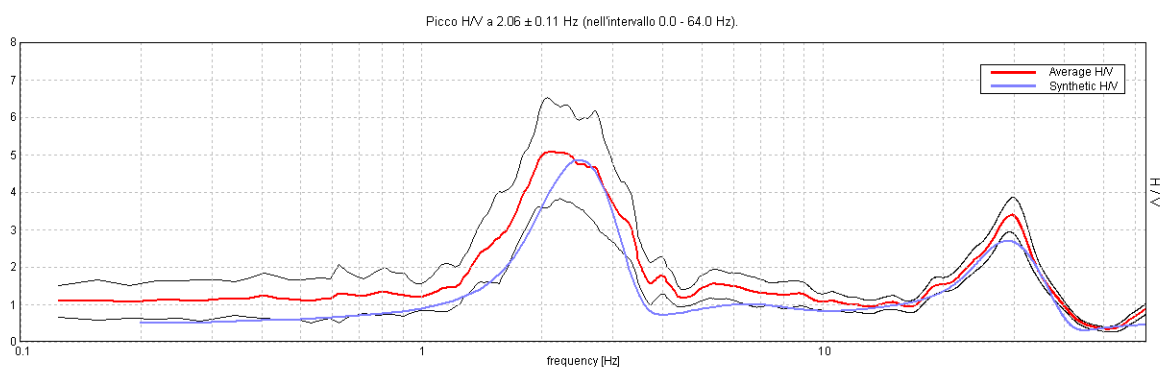


Fig. 2 Rapporto spettrale H/V misurato. Con la linea rossa l'H/V medio, intervallo di confidenza al 95%, con linea blu la curva sintetica.

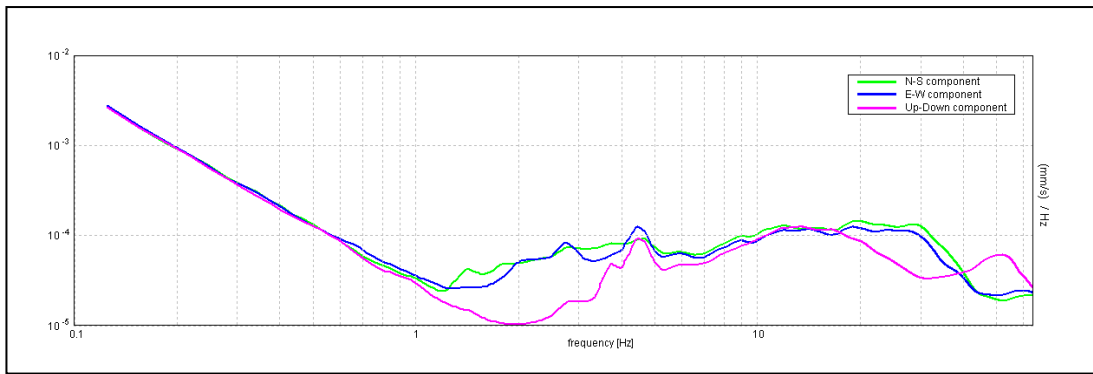


Fig. 3 Analisi spettrale delle tre componenti del moto.

Il modello di inversione consente di definire la seguente sismostratigrafia in termini di onde di taglio (fig. 4):

sismostrato	Vs (m/s)	Spessore (m)
1	186	1,6
2	500	2,4
3	375	4
4	550	10
5	>760	Inf.
V_{S30}=495 m/s (relativo a piano campagna)		

La **velocità equivalente delle onde di taglio V_s**, calcolata a partire dal piano campagna, è pari a circa **495 m/s**, che riconduce il tipo di suolo nella **categoria B** (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).

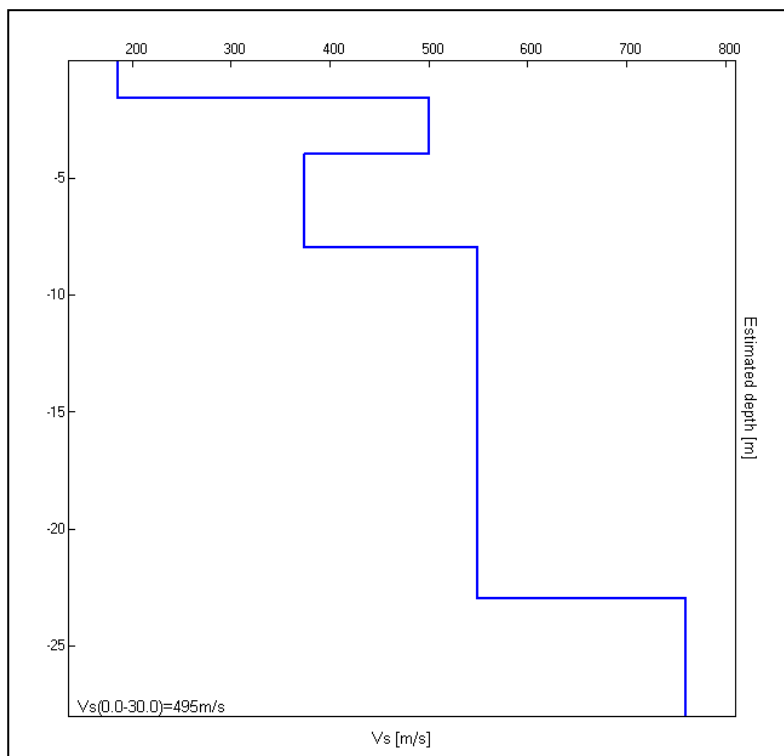


Fig. 4 Modello delle onde di taglio V_s

Verifica di attendibilità del dato acquisito secondo le LINEE GUIDA SESAME (2005)

Picco H/V a 2.06 ± 0.11 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri basilari per la definizione dell'affidabilità della curva HVSR e il loro esito positivo è condizione necessaria per estrarre qualsiasi informazione o interpretazione del dato (1).

$f_0 > 10 / L_w$: $2.06 > 0.50$ [OK]
 $nc(f_0) > 200$: $2433.8 > 200$ [OK]
 $sA(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$
 $sA(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$ Superato 0 volte su 100 [OK]

Chiarezza del picco¹

Esiste f- in $[f_0/4, f_0]$ | $A_{H/V}(f-) < A_0 / 2$: 1.469 Hz [OK]
 Esiste f+ in $[f_0, 4f_0]$ | $A_{H/V}(f+) < A_0 / 2$: 3.438 Hz [OK]
 $A_0 > 2$: $5.06 > 2$ [OK]
 $f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm sA(f)] = f_0 \pm 5\%$: $10.026021 < 0.05$ [OK]
 $sf < e(f_0)$: $0.05366 < 0.10313$ [OK]
 $sA(f_0) < q(f_0)$: $0.7322 < 1.58$ [OK]

1. Tutte e tre le verifiche devono essere soddisfatte.
2. Il soddisfacimento di almeno cinque delle sei verifiche conferma la presenza di un “chiaro singolo picco” della curva HVSR; il concetto di “chiarezza” del picco è legato all'ampiezza del picco H/V e al suo valore relativo rispetto al valore H/V in altri intervalli di frequenza. Il concetto di “singolo” si riferisce al fatto che in nessun altro intervallo di frequenze l'ampiezza H/V mostri un altro picco chiaro che soddisfi gli stessi criteri.

HVSR 2 (==> DPSH N. 5)

La curva HVSR evidenzia una frequenza caratteristica di risonanza del sito a circa 2 Hz (fig. 5).

Si nota un'inversione di velocità cui segue una sostanziale omogeneità del sottosuolo in termini sismici con una costante crescita delle velocità di propagazione delle onde di taglio. Lo spettro sismico si stabilizza costantemente su di un rapporto spettrale $H/V > 1$ (fig. 6).

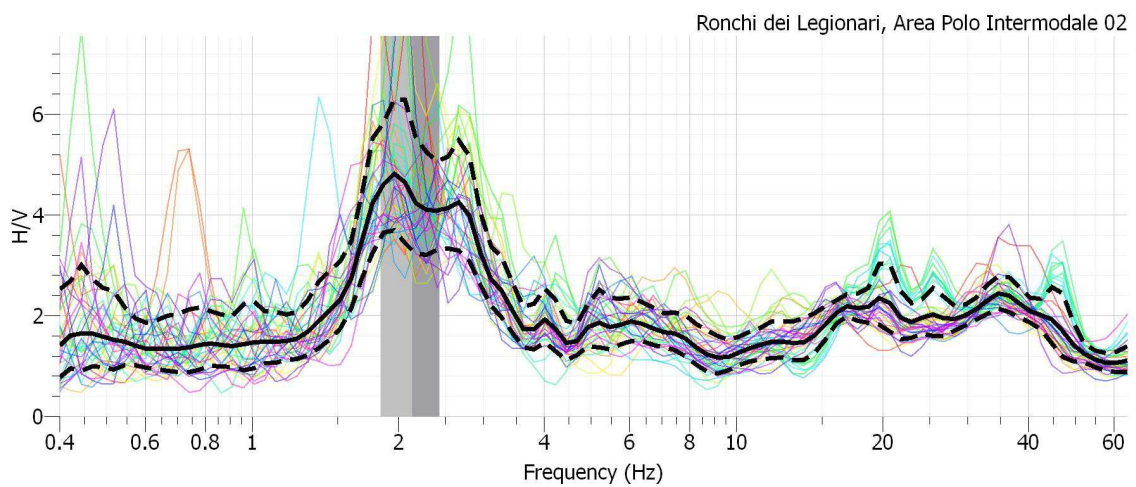


Fig. 5 Frequenza fondamentale di risonanza di sito, evidenziata dalla banda grigia.

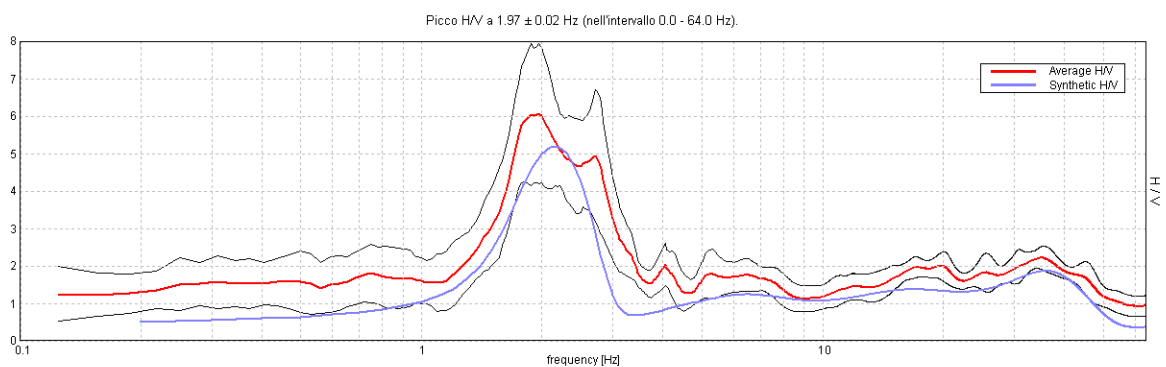


Fig. 6 Rapporto spettrale H/V misurato. Con la linea rossa l'H/V medio, l'intervallo di confidenza al 95%, con linea blu la curva sintetica.

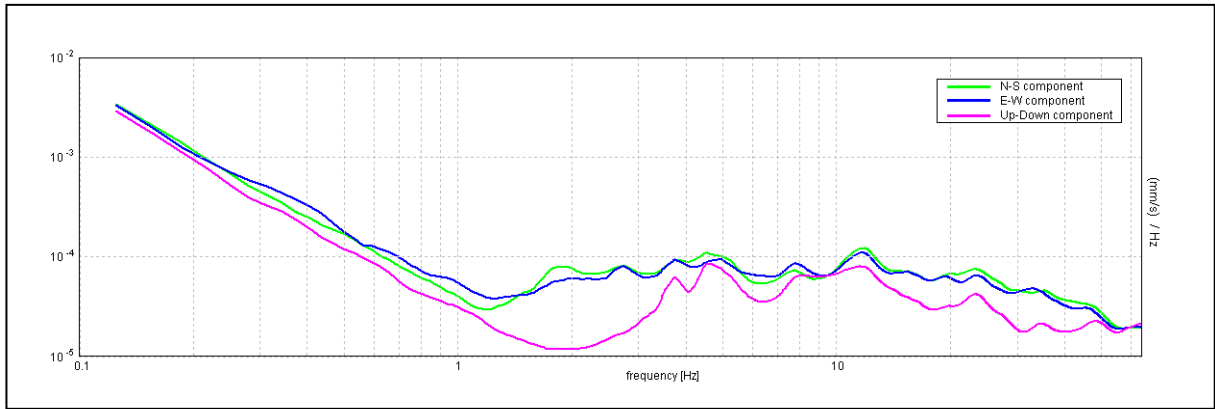


Fig. 7 Analisi spettrale delle tre componenti del moto

Il modello di inversione consente di definire la seguente sismostratigrafia in termini di onde di taglio (fig. 8):

sismostrato	Vs (m/s)	Spessore (m)
1	170	1,2
2	380	2,8
3	350	1
4	500	4
5	585	16
6	>820	Inf.

V_{S30} = 510 m/s (relativo a piano campagna)

La **velocità equivalente delle onde di taglio V_s**, calcolata a partire dal piano campagna, è pari a circa **510 m/s**, che riconduce il tipo di suolo nella **categoria B** (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).

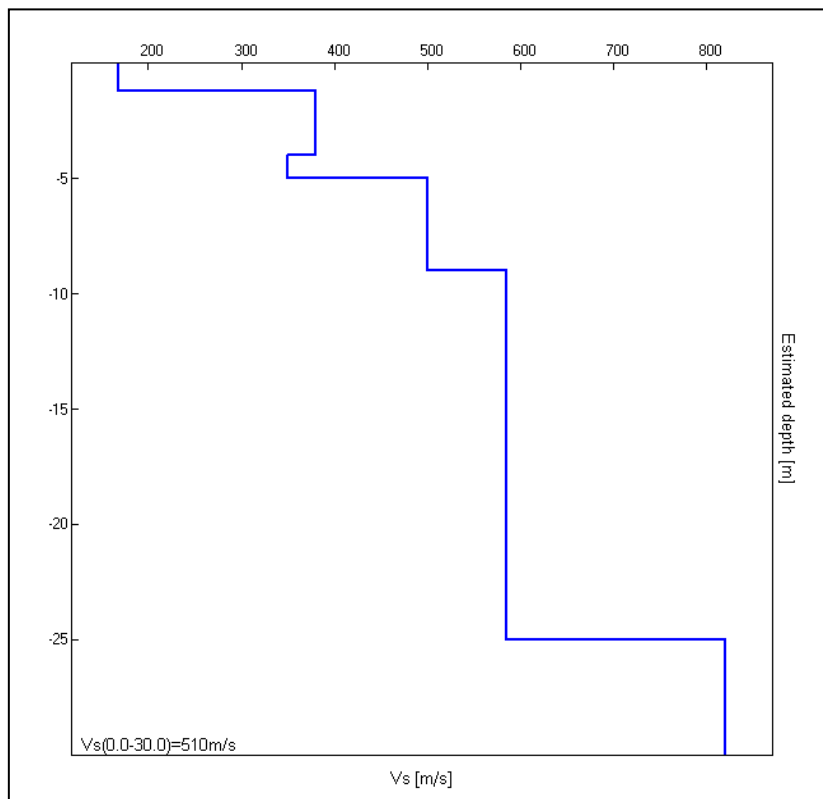


Fig. 8 Modello delle onde di taglio V_s

Verifica di attendibilità del dato acquisito secondo le LINEE GUIDA SESAME (2005)

Picco H/V a 1.97 ± 0.02 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri basilari per la definizione dell'affidabilità della curva HVSR e il loro esito positivo è condizione necessaria per estrarre qualsiasi informazione o interpretazione del dato (3).

$f_0 > 10 / Lw$: $1.97 > 0.50$ [OK]
 $nc(f_0) > 200$: $1417.5 > 200$ [OK]
 $sA(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$
 $sA(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$ Superato 0 volte su 96 [OK]

Chiarezza del picco²

Esiste f- in $[f_0/4, f_0]$ | $A_{H/V}(f-) < A_0 / 2$: 1.469 Hz [OK]
 Esiste f+ in $[f_0, 4f_0]$ | $A_{H/V}(f+) < A_0 / 2$: 3.063 Hz [OK]
 $A_0 > 2$: 6.06 > 2 [OK]
 $f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm sA(f)] = f_0 \pm 5\%$: 10.005311 < 0.05 [OK]
 $sf < e(f_0)$: 0.01045 < 0.19688 [OK]
 $sA(f_0) < q(f_0)$: 0.9088 < 1.78 [OK]

3. Tutte e tre le verifiche devono essere soddisfatte.

4. Il soddisfacimento di almeno cinque delle sei verifiche conferma la presenza di un “chiaro singolo picco” della curva HVSR; il concetto di “chiarezza” del picco è legato all'ampiezza del picco H/V e al suo valore relativo rispetto al valore H/V in altri intervalli di frequenza. Il concetto di “singolo” si riferisce al fatto che in nessun altro intervallo di frequenze l'ampiezza H/V mostri un altro picco chiaro che soddisfi gli stessi criteri.

In entrambe le stazioni sismiche è stata rilevata una frequenza caratteristica del sito a circa 2Hz.

In corrispondenza della frequenza rilevata, vi è un'amplificazione locale, cioè un aumento dell'ampiezza o della durata delle onde sismiche, dovuto alla variazione delle caratteristiche meccaniche delle coltri sedimentarie.

Quando gli edifici hanno frequenza simile a quella del sito, si ha il fenomeno della doppia risonanza che è in grado di indurre amplificazioni notevoli delle accelerazioni di picco.

In sede progettuale si dovrà tener conto della frequenza caratteristica del sito per evitare effetti di doppia risonanza.

PERICOLOSITA' SISMICA

Secondo la riclassificazione sismica del territorio della Regione Friuli - Venezia Giulia, avvenuta con deliberazione della Giunta n. del 06/05/10, il comune di Ronchi dei Legionari (GO) è inserito nella **ZONA 3** ($0,05 < a_g \leq 0,175$).

Ai fini della verifica dell'azione sismica di progetto, nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, sono state definite cinque categorie di suolo di fondazione, in base alle caratteristiche del sottosuolo ed alla velocità V_{S30} che è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio ($V_{S30} = 30 / \sum_{i=1}^N (h_i / V_i)$, dove h_i e V_i sono lo spessore in m e la velocità delle onde di taglio dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori).

In base alle prove svolte in sito, la velocità media delle V_{S30} è di $495 \div 510$ m/sec e il suolo di fondazione del sito appartiene alla **categoria di tipo B** "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_{S30} compresi tra 360 m/s e 800/ms (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{cu,30} > 250$ KPa nei terreni a grana fina)".

La Normativa Tecnica per le Costruzioni 2008, entrata in vigore il 1° luglio 2009 con L. n. 77 del 24 giugno 2009, stabilisce che, affinché venga valutato il rispetto dei diversi stati limite, occorre definire le azioni sismiche di progetto partendo dalla pericolosità sismica di base.

La pericolosità sismica è espressa in termini di accelerazione massima attesa a_g .

Per il sito di riferimento, occorre conoscere i valori dei parametri necessari alla determinazione delle azioni sismiche e ciò è possibile con l'ausilio delle tabelle fornite dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008; essi sono:

a_g – accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o – valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c - periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

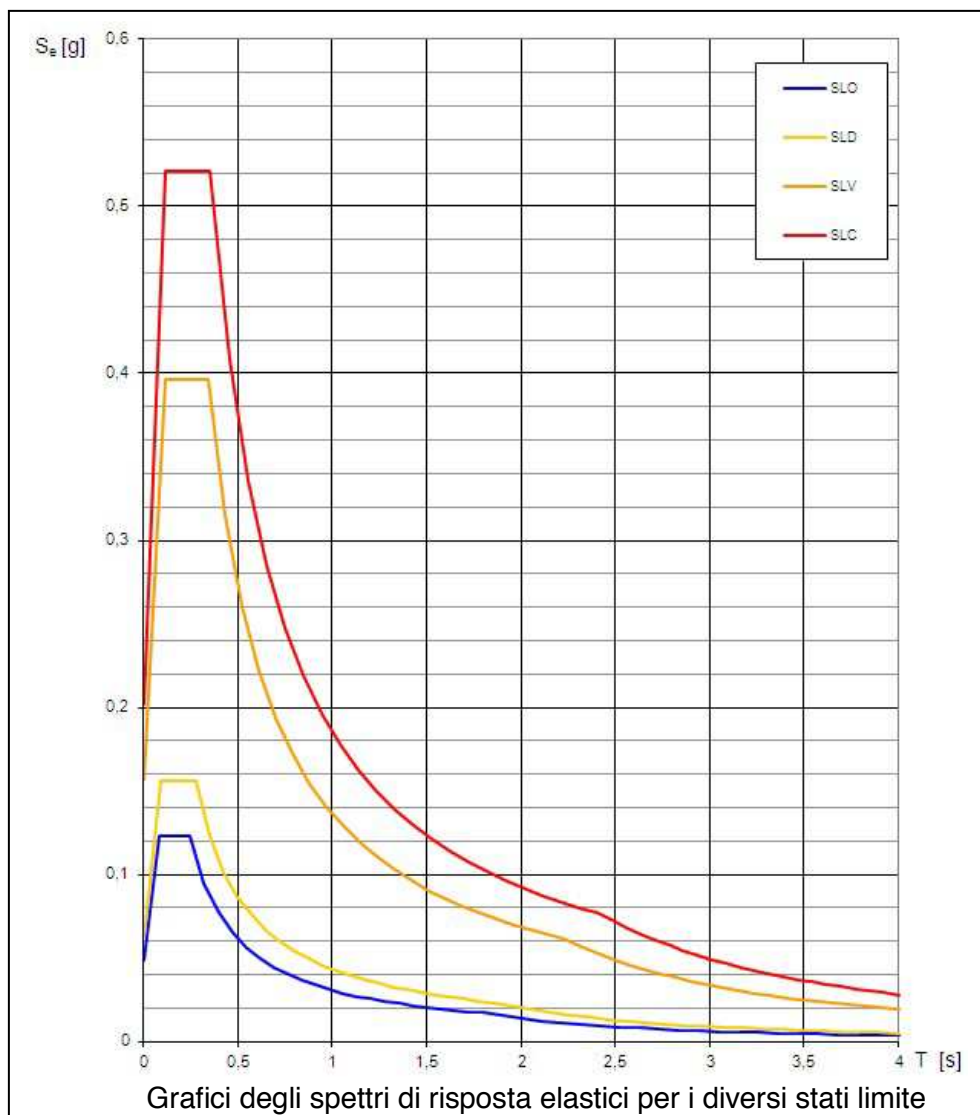
Le coordinate geografiche dell'area di progetto in esame sono:

LONGITUDINE 45,819184 (45°49'9,06"N)

LATITUDINE 13,486061 (13°29'9,82" E)

La pericolosità del sito viene dunque espressa secondo i parametri spettrali, in riferimento al tempo di ritorno T_R e sono così di seguito individuati:

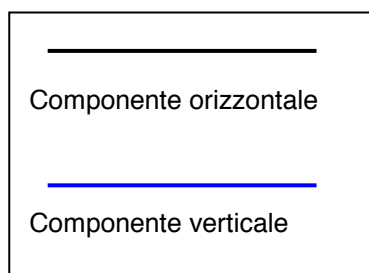
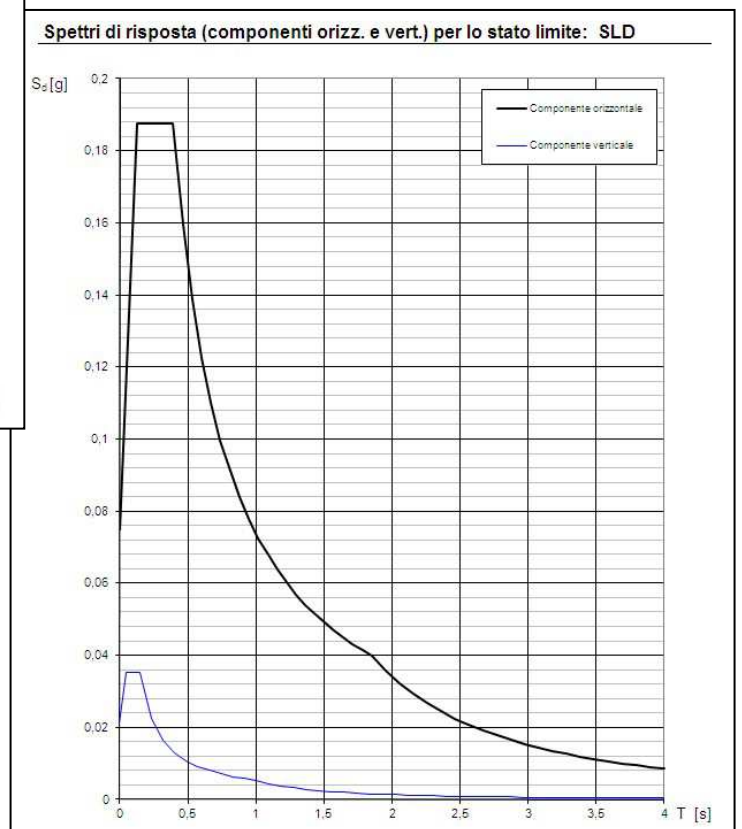
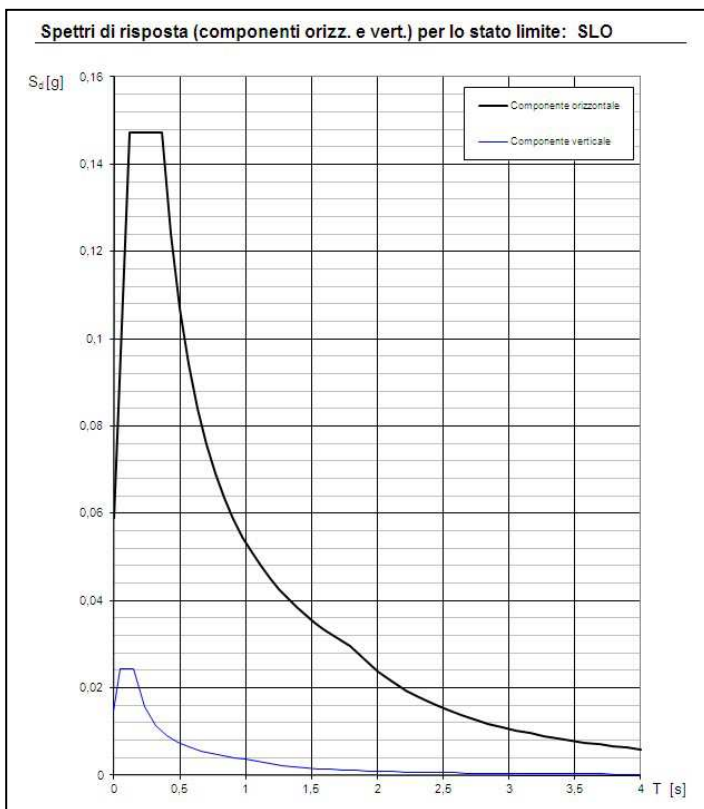
STATI LIMITE		P_{VR} PROBABILITA' DI SUPERAMENTO NEL PERIODO DI RIFERIMENTO V_R	T_R (anni)	a_g (g)	F_o	T_c (sec)
STATI LIMITE DI ESERCIZIO	SLO – Stato limite di operatività	81 %	45	0,049	2,504	0,249
	SLD – Stato limite di danno	63 %	75	0,062	2,502	0,276
STATI LIMITE ULTIMI	SLV – Stato limite di salvaguardia della vita	10 %	712	0,157	2,524	0,334
	SLC – Stato limite di prevenzione del collasso	5 %	1462	0,202	2,577	0,356

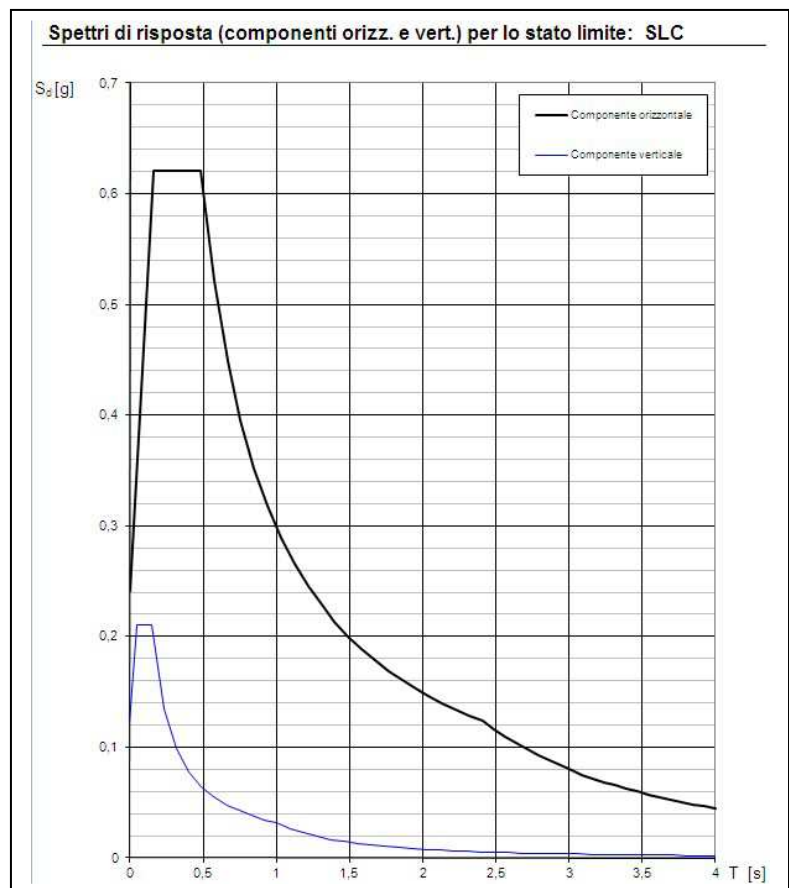
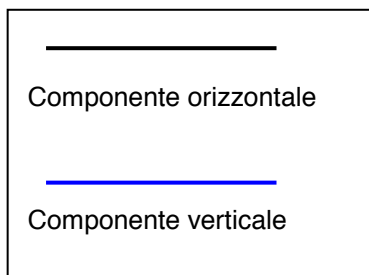
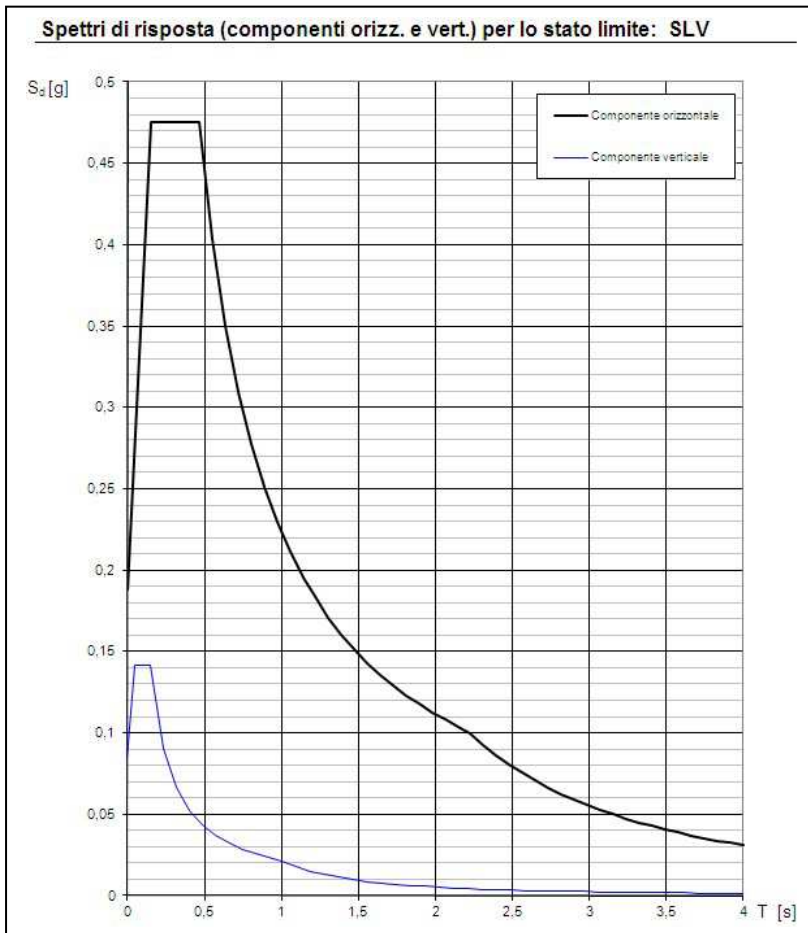


Per la corretta individuazione dell'azione sismica agente, i parametri del sito di progetto, vanno rapportati agli stati limite riferiti alle prestazioni della costruzione nel suo complesso e per ciascuno di essi alla correlata probabilità di superamento.

Valutati i parametri spettrali a_g , F_0 , T_C , per il tipo di progetto (periodo di riferimento per la costruzione, $V_R = V_N \cdot C_u = 50 \cdot 1,5 = 75$), corretti per il calcolo del periodo di ritorno necessario (T_R), incrementati per l'effetto della risposta sismica locale attraverso l'analisi del sottosuolo (categoria B) e delle caratteristiche topografiche ($T_1 =$ superficie del terreno pianeggiante), nonché sulla base della classe d'uso della costruzione (cl. III), è possibile definire gli spettri orizzontali e verticali necessari per la stima dell'azione sismica di progetto.

Di seguito, vengono riportati i grafici degli spettri elastici di risposta suddivisi in componente orizzontale e verticale e vengono riepilogati i principali parametri dello spettro elastico di risposta per la componente orizzontale e per la componente verticale.





PARAMETRI DELLO SPETTRO DI RISPOSTA ORIZZONTALE:	SLO Stato Limite di Operatività	SLD Stato Limite di Danno	SLV Stato Limite di salvaguardia della Vita	SLC Stato Limite di prevenzione del Collasso
a_g	0,049 g	0,062 g	0,157 g	0,202 g
F_o	2,504	2,502	2,524	2,577
T_c	0,249 sec	0,276 sec	0,344 sec	0,356 sec
S_s	1,2	1,2	1,200	1,192
C_c	1,452	1,423	1,361	1,353
S_T	1,00	1,00	1,00	1,00
q	1,00	1,00	1,00	1,00
$S = S_s S_T$	1,2	1,2	1,200	1,192
$\eta = ((10/(5 + \xi)))^{1/2} = 1/q$	1,00	1,00	1,00	1,00
$T_B = T_c / 3$	0,121 sec	0,131 sec	0,156 sec	0,160 sec
$T_c = C_c T_c$	0,362 sec	0,393 sec	0,469 sec	0,481 sec
$T_D = 4 a_g / g + 1,6$	1,796 sec	1,850 sec	2,228 sec	2,409 sec

PARAMETRI DELLO SPETTRO DI RISPOSTA VERTICALE:	SLO Stato Limite di Operatività	SLD Stato Limite di Danno	SLV Stato Limite di salvaguardia della Vita	SLC Stato Limite di prevenzione del Collasso
a_{gv}	0,015 g	0,021 g	0,084 g	0,123 g
S_s	1,000	1,000	1,000	1,000
S_T	1,000	1,000	1,000	1,000
q	1,500	1,500	1,500	1,500
$S = S_s S_T$	1,000	1,000	1,000	1,000
$\eta = 1/q$	0,667	0,667	0,667	0,667
T_B	0,050 sec	0,050 sec	0,050 sec	0,050 sec
T_c	0,150 sec	0,150 sec	0,150 sec	0,150 sec
T_D	1,00 sec	1,00 sec	1,00 sec	1,00 sec
$F_V = 1,35 F_o (a_g/g)^{0,5}$	0,749	0,844	1,350	1,564

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica possono esprimersi come:

$$F_h = k_h W \quad \text{e} \quad F_v = k_v W$$

Con k_h e k_v che sono i coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s a_{\max}/g$$

$$k_v = +/- 0,5 k_h$$

dove: β_s = coefficiente di riduzione sismica, a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito, g = accelerazione di gravità.

$$\text{L'accelerazione massima attesa al sito è: } a_{\max} = S a_g = S_S S_T a_g$$

Dove: S categoria di profilo, è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica S_T e a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Per il sito di progetto in esame, gli altri coefficienti sismici oltre quelli già riportati sono:

Coefficienti sismici:

	a_g	$a_{\max} = S a_g$	β_s	$k_h = \beta_s a_{\max}/g$	$k_v = +/- 0,5 k_h$
SLO	0,049 g	0,059 g	0,20	0,012	0,006
SLD	0,062 g	0,074 g	0,20	0,015	0,007
SLV	0,157 g	0,188 g	0,24	0,045	0,022
SLC	0,202 g	0,241 g	0,24	0,058	0,029

STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DELL'AREA DI PROGETTO

Le indagini geognostiche svolte nell'area di progetto per le opere di interscambio modale, hanno permesso di ricostruire la stratigrafia dei terreni investigati e di definirne le caratteristiche geotecniche e sismiche.

Tutta l'area d'indagine, rientra in terreni riconducibili ad una categoria litologica rappresentata da "ghiaie sabbiose tra 0 m e 1,5 m dal piano campagna, con copertura prevalentemente limoso – argillosa, raramente argilloso – sabbiosa", come riscontrato anche attraverso i risultati di indagini geoelettriche e penetrometriche, di cui è stato possibile prendere visione attraverso la banca dati regionale (Servizio geologico), ma di cui non si ha autorizzazione alla pubblicazione.

Dalle indagini geognostiche effettuate nell'area di progetto, è stato riscontrato un primo strato di terreno vegetale argilloso (potenza 0,1 m – 0,2 m), seguito da argille con potenza variabile tra 0,4 m e 1,2 m; dalle argille, che raramente hanno componente sabbiosa, si passa a ghiaie debolmente addensate, con matrice variabile, da argillosa a argilloso – sabbiosa a sabbiosa.

Dopo questo primo strato di ghiaie a matrice variabile, dalla profondità di 0,8 m, sino a 2 m, è possibile riscontrare uno strato di potenza variabile tra 0,40 m e 1,2 m, costituito da ghiaie fortemente cementate, il cosiddetto "crostello".

Seguono livelli di ghiaie con ciottoli a matrice più o meno sabbiosa, da debolmente addensate a mediamente addensate e /o sabbie variamente ghiaiose.

Durante la fase d'indagine, la falda è stata riscontrata ad una profondità del piano campagna variabile dai 4,8 m ai 5,4 m (falda a livelli minimi dopo un lungo periodo di siccità).

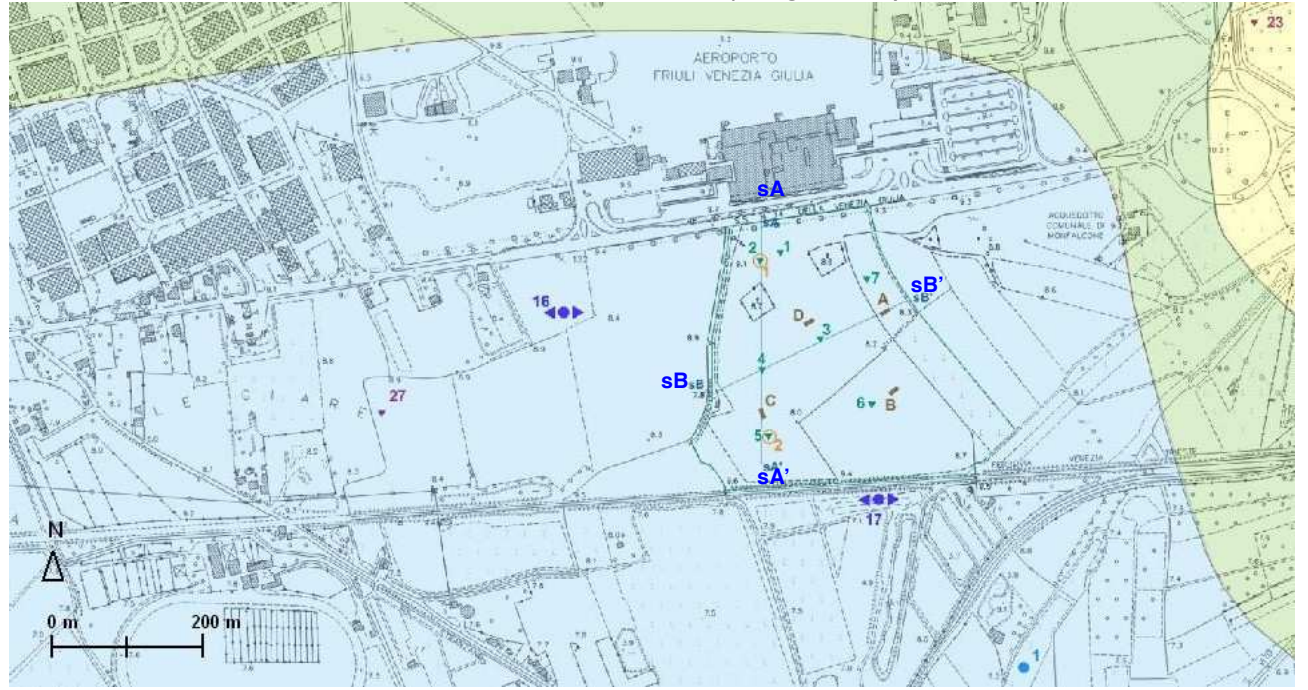
Nell'area Nord orientale (Prova penetrometrica n. 7), è stata rilevata la presenza di un orizzonte continuo, dai 3 m di profondità dal piano campagna sino ai 10 m, costituito da ghiaie e sabbie con ciottoli, localmente a matrice sabbiosa.

Nella zona Nord Ovest dell'area d'indagine (Prova penetrometrica n. 2), è emersa la presenza di sabbie limose della potenza di 4 m, ad una profondità di 4 m, seguite da sabbie variamente ghiaiose; questa sequenza si riscontra anche in corrispondenza dei pozzi di captazione acqua potabile n. 4, 11 e 12, ma a profondità maggiori (14 m).


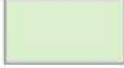

L'analisi della velocità media delle onde di taglio s nei primi 30 metri (V_{S30}), ha messo in evidenza una maggiore variabilità delle velocità e quindi delle caratteristiche dei terreni nei primi 8 – 10 m dal piano campagna, per poi descrivere una situazione di omogeneità sino ai 23 – 25 m di profondità, ed un seguente aumento delle velocità V_{S30} sino ai 30 m.

Oltre i trenta metri di profondità, i dati delle stratigrafie dei pozzi per la captazione dell'acqua potabile, descrivono terreni prevalentemente ghiaiosi, con livelli di conglomerato più o meno fessurato (con potenza intorno ai 10 m) e spesso la presenza di livelli argillosi con potenze anche oltre ai 5 m.

CARTA LITOLOGICA (Allegato n. 3)



LEGENDA:

-  GHIAIE SABBIOSE TRA 0 m E 1,5 m DAL P. C., CON COPERTURA PREVALENTEMENTE LIMOSO - ARGILLOSA, RARAMENTE ARGILLOSO - SABBIOSA
-  GHIAIE E SABBIE TRA 1,5 m E 3 m DAL P. C., CON COPERTURA PREVALENTEMENTE LIMOSO - ARGILLOSA, RARAMENTE ARGILLOSO - SABBIOSA
-  ALTERNANZE DI LIMO E SABBIA CON ARGILLA SUBORDINATA DA 3 m A 5 m DAL P. C., SU GHIAIE E SABBIE

 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

 POZZETTI D'INDAGINE

 TOMOGRAFIE SISMICHE

sB — |— sB' TRACCE DI SEZIONE

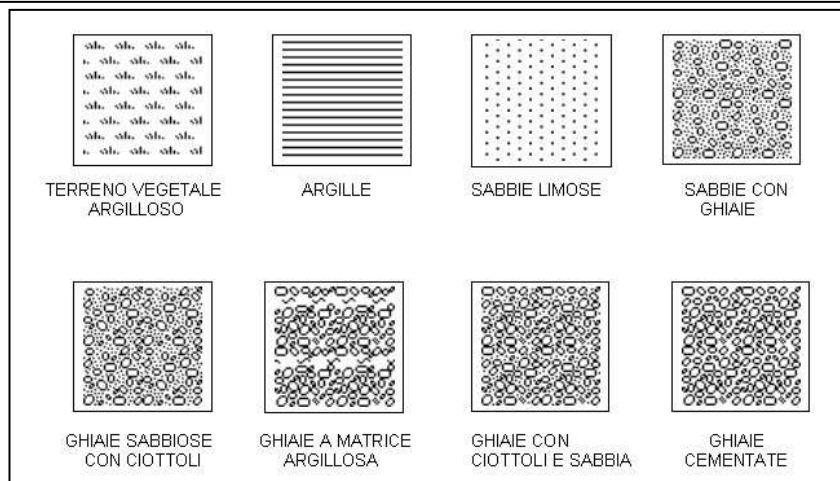
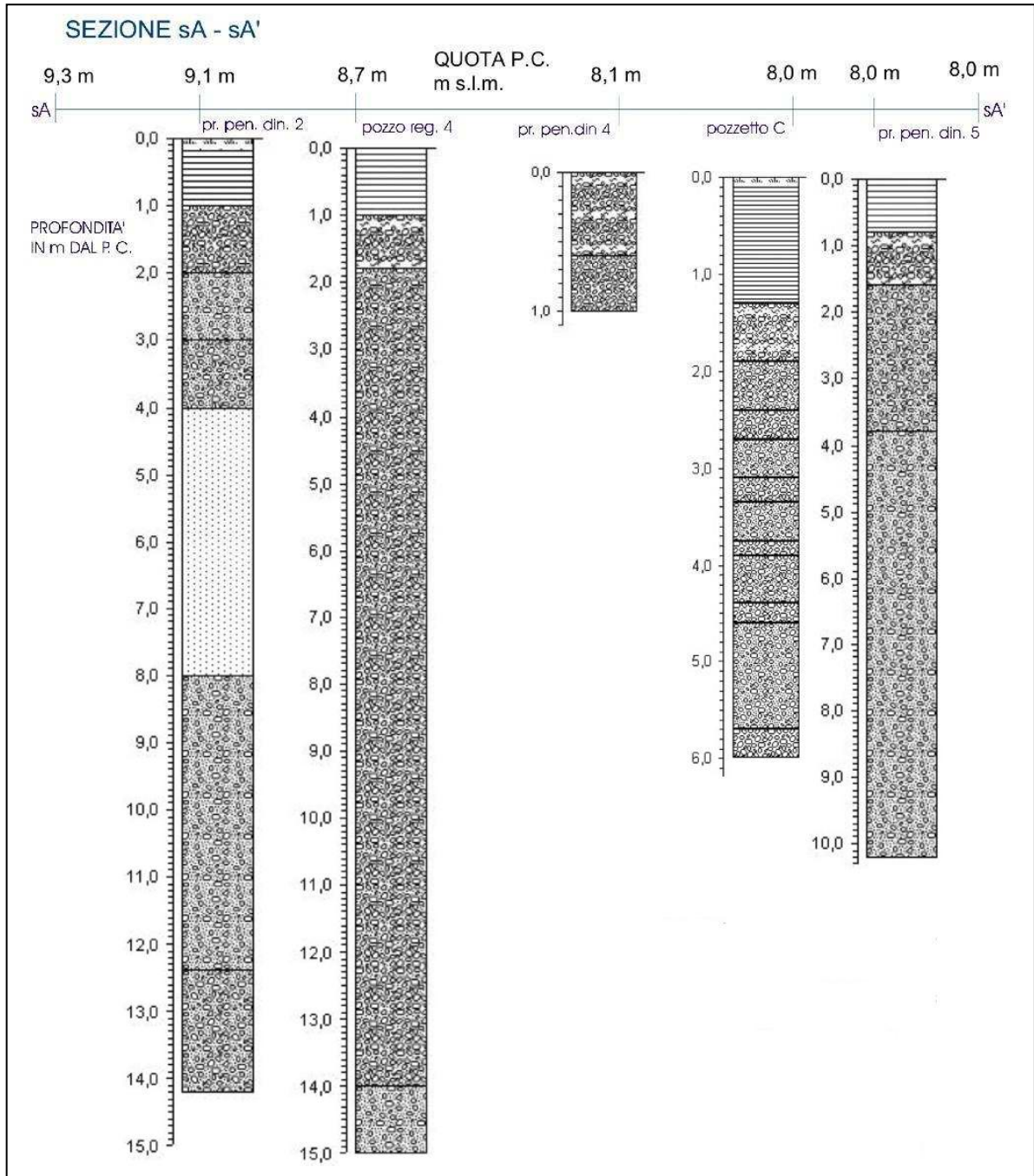
PROVE DA DOCUMENTAZIONE BIBLIOGRAFICA:

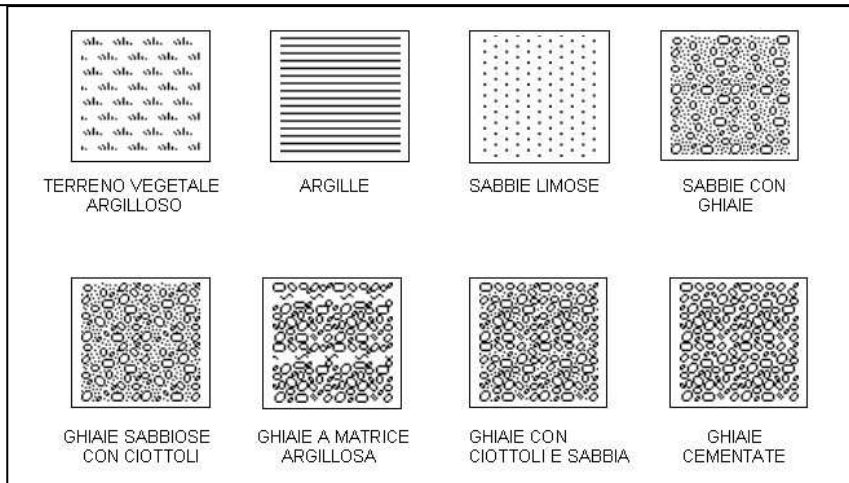
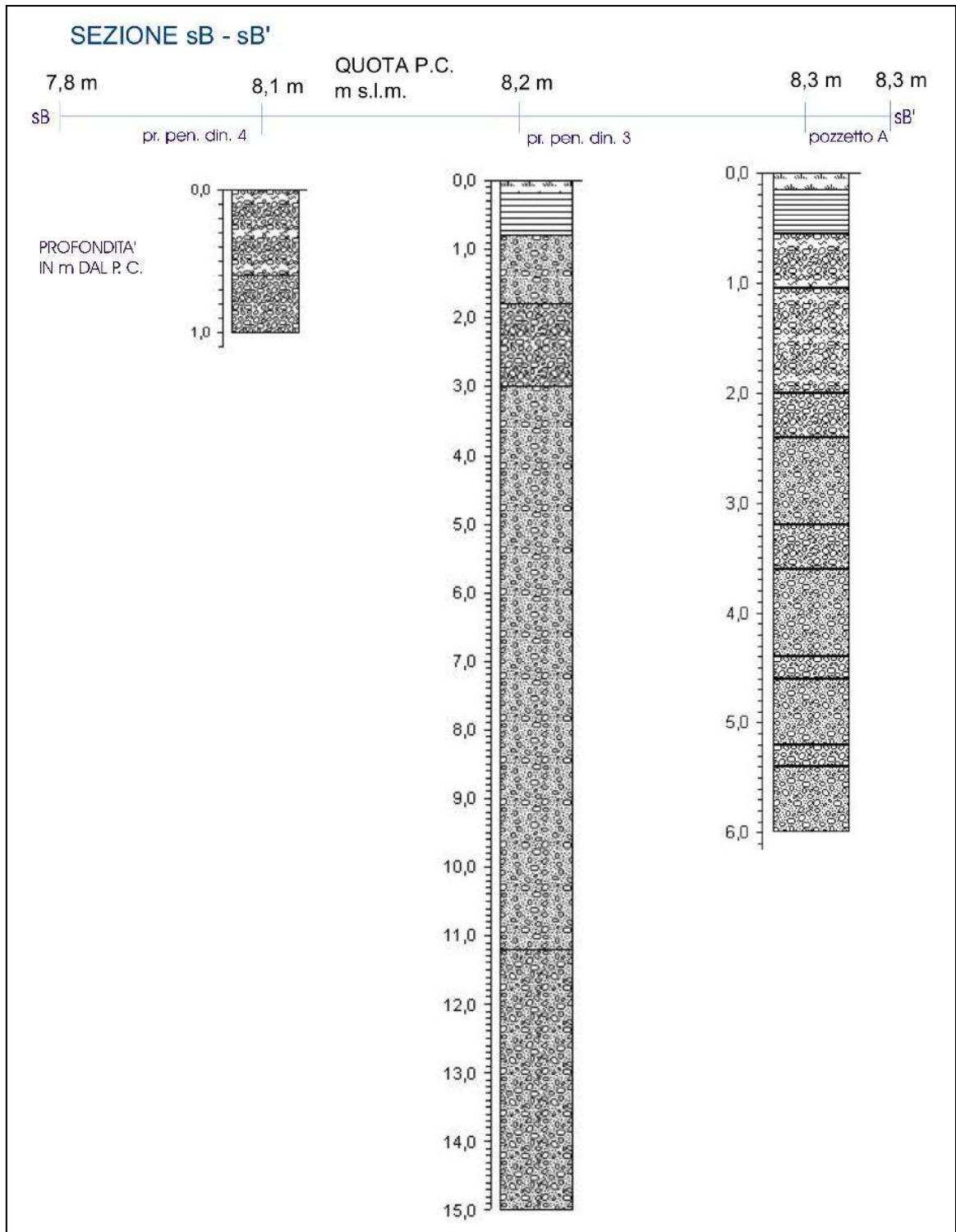
Indagini riportate nello Studio Geologico per il P.R.G.C. di Ronchi dei Legionari (GO), 2011

 SONDAGGI ELETTRICI VERTICALI (S.E.V.)

 SONDAGGI MECCANICI A ROTAZIONE

 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE





Di seguito, vengono illustrate le caratteristiche geotecniche riscontrate durante le indagini geognostiche in corrispondenza dei diversi orizzonti litologici individuati.

I risultati delle prove penetrometriche DPSH, riportati nel paragrafo “Indagini geognostiche nell’area interessata da progetto di interscambio modale”, indicano il numero dei colpi (N) necessari all’infissione della punta conica del penetrometro pesante, per tratti consecutivi (δ 20 cm) e vengono rapportati al numero di colpi della prova penetrometrica standard SPT attraverso l’equazione $NSPT = \beta t N$, (dove βt dipende dall’energia specifica del colpo), nonchè corretti se vi è presenza della falda.

Viene riportata anche la resistenza dinamica alla punta R_{pd} , valutata attraverso la formula degli Olandesi: $R_{pd} = M^2 H / [A e (M + P)]$

dove A = area punta, e = infissione media per colpo (δ/N), M = peso massa battente, H = altezza caduta massa battente, P = peso totale delle aste e del sistema di battuta).

Dalla relazione $Q_{amm} = R_{pd}/20$, che permette di stimare il carico ammissibile con un coefficiente di sicurezza circa uguale a 3, sono indicati anche i valori della pressione ammissibile Q_{amm} .

Applicando diverse correlazioni empiriche, è possibile stimare la densità relativa (D_r %), l’angolo di resistenza al taglio (ϕ°), Modulo di Young (E), Modulo edometrico (E_d), Classificazione AGI, peso unità di volume (γ), peso di volume saturo (γ_{SAT}), Modulo di Poisson (ν), Modulo di deformazione al taglio dinamico (G), e per i terreni coesivi: coesione non drenata (c_u), resistenza alla punta del penetrometro statico (Q_C).

I risultati dell’applicazione delle correlazioni empiriche, secondo diversi autori, sono riportate nella relazione “Campagna d’indagini geognostiche”, mentre, di seguito, sono riassunti i principali dati descrittivi dei diversi tipi di terreno, selezionati da medie e valutati più opportuni per l’applicazione nelle relazioni geotecniche.

Per i terreni coesivi i valori della coesione non drenata, sono stati valutati anche in base alle prove scissometriche effettuate in sito, in corrispondenza dei pozzetti d’indagine.

I tipi di terreni riscontrati nell’ambito dell’area di progetto sono:

- argille;
- sabbie limose;
- sabbie con livelli ghiaiosi
- sabbie ghiaiose;
- ghiaie, ciottoli e sabbia;
- ghiaie e sabbie in matrice limosa;
- ghiaia sabbiosa con ciottoli;
- ghiaie cementate.

ARGILLE

Peso unità di volume (γ): 1,7 t/m³

Peso di volume saturo (γ_{SAT}): 1,9 t/m³

Coesione non drenata (c_u): 0,95 kg/cm²

Resistenza alla punta (Q_c): 9,0 kg/cm²

Modulo di Young (E): 50 kg/cm²

Modulo edometrico (E_d): 35 kg/cm²

Classificazione AGI: poco consistente

Modulo di Poisson (ν): 0,25

Modulo di deformazione al taglio dinamico (G): 372 kg/cm²

SABBIE LIMOSE

Peso unità di volume (γ): 1,52 t/m³

Peso di volume saturo (γ_{SAT}): 1,88 t/m³

Densità relativa (D_r %): 27%

Angolo di resistenza al taglio (ϕ°): 29°

Coesione non drenata (c_u): 0,2 kg/cm²

Modulo di Young (E): 36,72 kg/cm²

Modulo edometrico (E_d): 46 kg/cm²

Classificazione AGI: poco addensato

Modulo di Poisson (ν): 0,34

Modulo di deformazione al taglio dinamico (G): 272 kg/cm²

SABBIE CON LIVELLI GHIAIOSI

Peso unità di volume (γ): 1,74 t/m³

Peso di volume saturo (γ_{SAT}): 1,92 t/m³

Densità relativa (D_r %): 40%

Angolo di resistenza al taglio (ϕ°): 29°

Modulo di Young (E): 240 kg/cm²

Modulo edometrico (E_d): 66 kg/cm²

Classificazione AGI: moderatamente addensato

Modulo di Poisson (ν): 0,33

Modulo di deformazione al taglio dinamico (G): 530 kg/cm²

SABBIE GHIAIOSE

Peso unità di volume (γ): 1,78 t/m³

Peso di volume saturo (γ_{SAT}): 1,93 t/m³

Densità relativa (Dr %): 50%

Angolo di resistenza al taglio (ϕ°): 32°

Modulo di Young (E): 250 kg/cm²

Modulo edometrico (E_d): 75 kg/cm²

Classificazione AGI: moderatamente addensato

Modulo di Poisson (ν): 0,33

Modulo di deformazione al taglio dinamico (G): 520 kg/cm²

GHIAIE E SABBIE IN MATRICE LIMOSA

Peso unità di volume (γ): 1,82 t/m³

Peso di volume saturo (γ_{SAT}): 1,94 t/m³

Densità relativa (Dr %): 70%

Angolo di resistenza al taglio (ϕ°): 30°

Modulo di Young (E): 160 kg/cm²

Modulo edometrico (E_d): 90 kg/cm²

Classificazione AGI: moderatamente addensato

Modulo di Poisson (ν): 0,31

Modulo di deformazione al taglio dinamico (G): 800 kg/cm²

GHIAIE SABBIOSE CON CIOTTOLI

Peso unità di volume (γ): 1,95 t/m³

Peso di volume saturo (γ_{SAT}): 1,97 t/m³

Densità relativa (Dr %): 60%

Angolo di resistenza al taglio (ϕ°): 34°

Modulo di Young (E): 280 kg/cm²

Modulo edometrico (E_d): 100 kg/cm²

Classificazione AGI: moderatamente addensato

Modulo di Poisson (ν): 0,32

Modulo di deformazione al taglio dinamico (G): 750 kg/cm²

GHIAIE, CIOTTOLI E SABBIA

Peso unità di volume (γ): 2,0 t/m³

Peso di volume saturo (γ_{SAT}): 2,04 t/m³

Densità relativa (Dr %): 67%

Angolo di resistenza al taglio (ϕ°): 35°

Modulo di Young (E): 320 kg/cm²

Modulo edometrico (E_d): 150 kg/cm²

Classificazione AGI: moderatamente addensato

Modulo di Poisson (ν): 0,32

Modulo di deformazione al taglio dinamico (G): 1000 kg/cm²

GHIAIE CEMENTATE

Peso unità di volume (γ): 2,2 t/m³

Peso di volume saturo (γ_{SAT}): 2,5 t/m³

Densità relativa (Dr %): 84%

Angolo di resistenza al taglio (ϕ°): 37°

Modulo di Young (E): 436 kg/cm²

Modulo edometrico (E_d): 250 kg/cm²

Classificazione AGI: addensato

Modulo di Poisson (ν): 0,28

Modulo di deformazione al taglio dinamico (G): 1500 kg/cm²

CAPACITA' PORTANTE DI FONDAZIONI CONTINUE E PARAMETRI GEOTECNICI

Al fine di una verifica della compatibilità del progetto per interazione struttura – terreno, è stato valutato il carico limite, attraverso le relazioni di diversi autori che si differenziano fra loro per l'introduzione di coefficienti che tengono conto della ruvidezza della base della fondazione e che l'attrito impedisca l'espansione laterale del terreno (Terzaghi, 1943) o dell'eccentricità e inclinazione dei carichi (Meyerhof, 1953) o ancora della forma della fondazione e della sua profondità (Brinch – Hansen) e per alcuni coefficienti rispetto il metodo Brinch - Hansen (Vesic).

In attesa della definizione del progetto e della sua ubicazione definitiva, si è proceduto con verifiche geotecniche, con l'ausilio del software CCL (Ed. Flaccovio), per la valutazione del carico limite (q_{lim}), ipotizzando fondazioni superficiali continue della larghezza di 1 m (B), impostate a differenti profondità dal piano campagna (D = 0,8 m; 1,20 m; 1,60 m), in corrispondenza delle prove penetrometriche con distribuzioni stratigrafiche differenti: DPSH 2, DPSH 5, DPSH 7.

Geometria della fondazione:

Tipo di fondazione	: nastroforme
Larghezza della fondazione B	: 1 m
Profondità del piano di posa della fondazione	: 0,8 m; 1,2 m; 1,6 m
Inclinazione del piano di posa della fondazione	: 0°
Inclinazione del piano campagna	: 0°
Eccentricità del carico lungo B	: 0 m

Dati geotecnici:

DPSH N. 2

Strato N°	Prof. (m)	ϕ (°)	γ (KN/m ³)	γ_{SAT} (KN/m ³)	C (kPa)	E_d (MPa)	E_i (MPa)	TERRENO
1	1	0	16,67	18,63	93	3,4	4,9	ARGILLE
2	2	37	21,57	24,51		24,52	42,76	GHIAIE CEMENTATE
3	3	32	17,46	18,93		7,34	24,52	SABBIA GHIAIOSA
4	4	34	19,12	19,32		9,81	27,46	GHIAIA SABBIOSA CON CIOTTOLI
5	8	29	14,9	18,44	19	4,5	3,6	SABBIA LIMOSA

DPSH N. 5

Strato N°	Prof. (m)	ϕ (°)	γ (KN/m ³)	γ_{SAT} (KN/m ³)	C (kPa)	E_d (MPa)	E_i (MPa)	TERRENO
1	0,8	0	16,67	18,63	93	3,4	4,9	ARGILLE
2	1,6	30	17,85	19,02		8,82	15,69	GHIAIE E SABBIA IN MATRICE LIMOSA
3	3,2	34	19,12	19,32		9,81	27,46	GHIAIE SABBIOSE CON CIOTTOLI
4	10,4	32	17,46	18,93		7,34	24,52	SABBIA GHIAIOSA CON CIOTTOLI

DPSH N. 7

Strato N°	Prof. (m)	ϕ (°)	γ (KN/m ³)	γ_{SAT} (KN/m ³)	C (kPa)	E_d (MPa)	E_i (MPa)	TERRENO
1	0,6	0	16,67	18,63	93	3,4	4,9	ARGILLE
2	3,8	35	19,61	20		14,71	31,38	GHIAIE, CIOTTOLI E SABBIE
3	10,2	30	17,85	19,02		8,82	15,69	GHIAIE E SABBIE IN MATRICE LIMOSA

RELAZIONI DI CALCOLO DEL CARICO LIMITE:

Terzaghi : $q_{lim} = cN_c + q_0N_q + 0,5\gamma b N_\gamma$

Meyerhoff : $q_{lim} = \Psi_1(cN_c + q_0N_q) + \Psi_2 0,5\gamma b N_\gamma$

Brinch-Hansen : $q_{lim} = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + q_0 N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5\gamma b N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$

Vesic : $q_{lim} = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + q_0 N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5\gamma b N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$

I risultati dell'analisi geotecnica, vengono di seguito riportati:

		CARICO LIMITE q_{lim} (KPa)		
FONDAZIONI CONTINUE NASTRIFORMI	Relazioni di calcolo	D = 0,8 m	D = 1,2 m	D = 1,6 m
DPSH N. 2 B = 1,0 m	TERZAGHI	686,28	771,14	851,15
	MEYERHOF	829,10	1008,19	1184,35
	BRINCH - HANSEN	857,60	982,21	1111,11
	VESIC	917,62	1046,58	1183,58
DPSH N. 5 B = 1,0 m	TERZAGHI	590,23	665,16	759,40
	MEYERHOF	711,99	864,08	1051,91
	BRINCH - HANSEN	733,56	843,54	987,42
	VESIC	788,71	899,60	1053,56
DPSH N. 7 B = 1,0 m	TERZAGHI	748,12	881,42	1020,27
	MEYERHOF	902,72	1115,32	1374,82
	BRINCH - HANSEN	921,80	1066,43	1263,33
	VESIC	989,49	1146,57	1357,82
	Profondità zona d'influenza delle fondazioni (m)	1,8 m	2,2 m	2,6 m

(1KPa = 0,01 kg/cm² = 0,1 N/cm²)

Fattori di calcolo:

Fattori di capacità portante			
	Nc	Nq	Ny
Terzaghi	11,91	4,5	1,16
Meyerhof	11,91	4,5	1,48
Hansen	11,91	4,5	1,55
Vesic	11,91	4,5	3,24

Fattori di forma			
	Sc	Sq	Sy
Terzaghi	1	-----	1
Meyerhof	1	1	1
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

Fattori di inclinazione del carico			
	lc	lq	Iy
Meyerhof	1	1	1
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

Fattori di inclinazione del piano di posa			
	Bc	Bq	By
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

Fattori di profondità			
	Dc	Dq	Dy
Meyerhof	1,21	1,11	1,11
Hansen	1,25	1,24	1
Vesic	1,32	1,24	1

Fattori di inclinazione del terreno			
	Gc	Gq	Gy
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

DPSH N. 2, B = 1,0 m, D = 0,8 m

Fattori di capacità portante			
	Nc	Nq	Ny
Terzaghi	14,56	6,21	2,69
Meyerhof	14,56	6,21	2,72
Hansen	14,56	6,21	2,8
Vesic	14,56	6,21	5,16

Fattori di forma			
	Sc	Sq	Sy
Terzaghi	1	-----	1
Meyerhof	1	1	1
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

Fattori di inclinazione del carico			
	lc	lq	Iy
Meyerhof	1	1	1
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

Fattori di inclinazione del piano di posa			
	Bc	Bq	By
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

Fattori di profondità			
	Dc	Dq	Dy
Meyerhof	1,34	1,17	1,17
Hansen	1,28	1,28	1
Vesic	1,35	1,28	1

Fattori di inclinazione del terreno			
	Gc	Gq	Gy
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

DPSH N. 2, B = 1,0 m, D = 1,2 m

Fattori di capacità portante			
	Nc	Nq	Ny
Terzaghi	16,44	7,51	4,32
Meyerhof	16,44	7,51	3,8
Hansen	16,44	7,51	3,87
Vesic	16,44	7,51	6,74

Fattori di forma			
	Sc	Sq	Sy
Terzaghi	1	-----	1
Meyerhof	1	1	1
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

Fattori di inclinazione del carico			
	lc	lq	Iy
Meyerhof	1	1	1
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

Fattori di inclinazione del piano di posa			
	Bc	Bq	By
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

Fattori di profondità			
	Dc	Dq	Dy
Meyerhof	1,47	1,24	1,24
Hansen	1,33	1,32	1
Vesic	1,4	1,32	1

Fattori di inclinazione del terreno			
	Gc	Gq	Gy
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

DPSH N. 2, B = 1,0 m, D = 1,6 m

Fattori di capacità portante			
	Nc	Nq	Ny
Terzaghi	12,41	4,82	1,49
Meyerhof	12,41	4,82	1,7
Hansen	12,41	4,82	1,76
Vesic	12,41	4,82	3,58

Fattori di forma			
	Sc	Sq	Sy
Terzaghi	1	-----	1
Meyerhof	1	1	1
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

Fattori di inclinazione del carico			
	lc	lq	Iy
Meyerhof	1	1	1
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

Fattori di inclinazione del piano di posa			
	Bc	Bq	By
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

Fattori di profondità			
	Dc	Dq	Dy
Meyerhof	1,22	1,11	1,11
Hansen	1,25	1,25	1
Vesic	1,32	1,25	1

Fattori di inclinazione del terreno			
	Gc	Gq	Gy
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

DPSH N. 5, B = 1,0 m, D = 0,8 m

Fattori di capacità portante			
	Nc	Nq	Ny
Terzaghi	14,93	6,46	3,14
Meyerhof	14,93	6,46	2,92
Hansen	14,93	6,46	3
Vesic	14,93	6,46	5,46

Fattori di forma			
	Sc	Sq	Sy
Terzaghi	1	-----	1
Meyerhof	1	1	1
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

Fattori di inclinazione del carico			
	lc	lq	Iy
Meyerhof	1	1	1
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

Fattori di inclinazione del piano di posa			
	Bc	Bq	By
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

Fattori di profondità			
	Dc	Dq	Dy
Meyerhof	1,34	1,17	1,17
Hansen	1,28	1,28	1
Vesic	1,35	1,28	1

Fattori di inclinazione del terreno			
	Gc	Gq	Gy
Hansen	1	1	1
Vesic	1	1	1

DPSH N. 5, B = 1,0 m, D = 1,2 m

Fattori di capacità portante				Fattori di forma			
	Nc	Nq	N _y		Sc	Sq	S _y
Terzaghi	17,22	8,06	4,88	Terzaghi	1	-----	1
Meyerhof	17,22	8,06	4,28	Meyerhof	1	1	1
Hansen	17,22	8,06	4,35	Hansen	1	1	1
Vesic	17,22	8,06	7,43	Vesic	1	1	1

Fattori di inclinazione del carico				Fattori di inclinazione del piano di posa			
	Ic	Iq	I _y		Bc	Bq	B _y
Meyerhof	1	1	1	Hansen	1	1	1
Hansen	1	1	1	Vesic	1	1	1
Vesic	1	1	1				

Fattori di profondità				Fattori di inclinazione del terreno			
	Dc	Dq	D _y		Gc	Gq	G _y
Meyerhof	1,48	1,24	1,24	Hansen	1	1	1
Hansen	1,33	1,32	1	Vesic	1	1	1
Vesic	1,4	1,32	1				

DPSH N. 5, B = 1,0 m, D = 1,6 m

Fattori di capacità portante				Fattori di forma			
	Nc	Nq	N _y		Sc	Sq	S _y
Terzaghi	18,42	8,93	5,66	Terzaghi	1	-----	1
Meyerhof	18,42	8,93	5,08	Meyerhof	1	1	1
Hansen	18,42	8,93	5,12	Hansen	1	1	1
Vesic	18,42	8,93	8,56	Vesic	1	1	1

Fattori di inclinazione del carico				Fattori di inclinazione del piano di posa			
	Ic	Iq	I _y		Bc	Bq	B _y
Meyerhof	1	1	1	Hansen	1	1	1
Hansen	1	1	1	Vesic	1	1	1
Vesic	1	1	1				

Fattori di profondità				Fattori di inclinazione del terreno			
	Dc	Dq	D _y		Gc	Gq	G _y
Meyerhof	1,24	1,12	1,12	Hansen	1	1	1
Hansen	1,26	1,25	1	Vesic	1	1	1
Vesic	1,32	1,25	1				

DPSH N. 7. B = 1.0 m. D = 0.8 m

Fattori di capacità portante				Fattori di forma			
	Nc	Nq	N _y		Sc	Sq	S _y
Terzaghi	21,32	11,12	10,5	Terzaghi	1	-----	1
Meyerhof	21,32	11,12	7,24	Meyerhof	1	1	1
Hansen	21,32	11,12	7,21	Hansen	1	1	1
Vesic	21,32	11,12	11,51	Vesic	1	1	1

Fattori di inclinazione del carico				Fattori di inclinazione del piano di posa			
	Ic	Iq	I _y		Bc	Bq	B _y
Meyerhof	1	1	1	Hansen	1	1	1
Hansen	1	1	1	Vesic	1	1	1
Vesic	1	1	1				

Fattori di profondità				Fattori di inclinazione del terreno			
	Dc	Dq	D _y		Gc	Gq	G _y
Meyerhof	1,38	1,19	1,19	Hansen	1	1	1
Hansen	1,28	1,27	1	Vesic	1	1	1
Vesic	1,35	1,27	1				

DPSH N. 7, B = 1,0 m, D = 1,2 m

Fattori di capacità portante				Fattori di forma			
	Nc	Nq	N _y		Sc	Sq	S _y
Terzaghi	23,77	13,06	13,06	Terzaghi	1	-----	1
Meyerhof	23,77	13,06	9,31	Meyerhof	1	1	1
Hansen	23,77	13,06	9,18	Hansen	1	1	1
Vesic	23,77	13,06	14,26	Vesic	1	1	1

Fattori di inclinazione del carico				Fattori di inclinazione del piano di posa			
	Ic	Iq	I _y		Bc	Bq	B _y
Meyerhof	1	1	1	Hansen	1	1	1
Hansen	1	1	1	Vesic	1	1	1
Vesic	1	1	1				

Fattori di profondità				Fattori di inclinazione del terreno			
	Dc	Dq	D _y		Gc	Gq	G _y
Meyerhof	1,52	1,26	1,26	Hansen	1	1	1
Hansen	1,31	1,31	1	Vesic	1	1	1
Vesic	1,4	1,31	1				

DPSH N. 7, B = 1,0 m, D = 1,6 m

Le Norme Tecniche per le Costruzioni 14 gennaio 2008, stabiliscono che per ciascun Stato Limite Ultimo, debba essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d rappresenta il valore di progetto dell'azione e R_d rappresenta il valore di progetto della resistenza del terreno.

La verifica deve essere eseguita combinando diversamente i gruppi dei coefficienti parziali definiti per: azioni (A1, A2); parametri geotecnici (M1 e M2) e resistenze (R1, R2, R3), che vengono riportati nelle tabelle allegate al D.M. 14/01/2008.

Scegliendo l'approccio progettuale 2, la condizione $E_d \leq R_d$, deve essere soddisfatta per una sola combinazione valida sia per le verifiche strutturali, sia per quelle geotecniche: (A1, M1, R3).

Nella valutazione della capacità portante il coefficiente parziale del gruppo R3 per la verifica agli SLU di fondazioni superficiali è $\gamma_R = 2,3$.

La verifica di capacità portante sarà soddisfatta quando: $E_d \leq R_d$

$$R_d = q_u / \gamma_R \quad (\text{dove } q_u = q_{lim})$$

		$R_d = q_u / \gamma_R$ (dove $q_u = q_{lim}$) (KPa)		
FONDAZIONI CONTINUE NASTRIFORMI	Relazioni di calcolo a riferimento	D = 0,8 m	D = 1,2 m	D = 1,6 m
DPSH N. 2 B = 1,0 m	TERZAGHI	298,38	335,28	370,06
	MEYERHOF	360,48	438,26	514,93
	BRINCH - HANSEN	372,87	427,05	483,09
	VESIC	398,96	455,03	514,60
DPSH N. 5 B = 1,0 m	TERZAGHI	256,62	289,20	330,17
	MEYERHOF	309,56	375,69	457,35
	BRINCH - HANSEN	318,94	366,76	429,31
	VESIC	342,92	391,13	458,07
DPSH N. 7 B = 1,0 m	TERZAGHI	325,27	383,27	443,59
	MEYERHOF	392,49	484,92	597,75
	BRINCH - HANSEN	400,78	463,66	549,27
	VESIC	430,21	498,51	590,36

(1KPa = 0,01 kg/cm² = 0,1 N/cm²)

Seguendo le direttive della Circolare NTC n. 617 del 02.02.2009, dall'analisi pseudo – statica della capacità portante dei terreni, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, si giunge alla definizione della capacità portante in ambito sismico.

L'azione sismica si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale).

Con la modifica del coefficiente N_{γ} di capacità portante, attraverso i fattori correttivi $e_{\gamma,k}$, $e_{\gamma,i}$ si tiene conto della riduzione dovuta all'effetto cinematico ed a quello inerziale:

Effetto cinematico:

$$e_{\gamma,k} = N_{\gamma E} / N_{\gamma} = [1 - k_{h,k} / \tan \phi]^{0,45}$$

Effetto inerziale:

$$e_{\gamma,i} = N_{\gamma E} / N_{\gamma} = [1 - 0,7 k_{h,i}]^{0,5}$$

Il fattore di carico limite $N_{\gamma E}$ in condizioni sismiche può essere espresso dalla relazione:

$$N_{\gamma E} = e_{\gamma,k} \cdot e_{\gamma,i} \cdot N_{\gamma} \quad (\text{Cascone et. alii, 2006})$$

Coefficienti sismici:

	k_h	$e_{\gamma,k}$	$e_{\gamma,i}$	$N_{\gamma E} = e_{\gamma,k} \cdot e_{\gamma,i} \cdot N_{\gamma}$
SLO	0,012	0,99	0,99	0,98 N_{γ}
SLD	0,015	0,99	0,99	0,98 N_{γ}
SLV	0,045	0,96	0,98	0,94 N_{γ}
SLC	0,058	0,95	0,97	0,92 N_{γ}

Prendendo in considerazione i coefficienti dello SLV e facendo riferimento alla formulazione di Terzaghi (risultata la più cautelativa), con le stesse ipotesi fondazionali dei precedenti calcoli, si possono definire i valori di capacità portante in campo sismico.

Di seguito si riportano i valori di capacità portante delle fondazioni superficiali in campo sismico q_{lim} SIS e del valore di progetto delle resistenze ad esso rapportato R_d SIS, che come si può osservare hanno variazioni limitate rispetto ai valori pseudo-statici.

Capacità portante delle fondazioni superficiali in ambito sismico e valori limite delle resistenze di progetto:

		q_{lim} SIS (KPa)	Rd SIS (KPa)
DPSH N. 2 B = 1,0 m	D = 0,8 m	679,34	295,36
	D = 1,2 m	769,40	334,52
	D = 1,6 m	848,35	368,85
DPSH N. 5 B = 1,0 m	D = 0,8 m	589,48	256,30
	D = 1,2 m	663,48	288,47
	D = 1,6 m	756,87	329,07
DPSH N. 7 B = 1,0 m	D = 0,8 m	745,10	323,96
	D = 1,2 m	857,71	372,92
	D = 1,6 m	1013,17	440,51

Applicando il metodo di Terzaghi che assimila le condizioni sotto la fondazione alle condizioni edometriche con la deformazione laterale impedita, è stato possibile valutare i possibili cedimenti indotti da fondazioni, così come ipotizzate nei calcoli per la capacità portante dei terreni. Le tensioni indotte dalla fondazione sono state considerate secondo la teoria dell'elasticità, utilizzando le equazioni di Boussinesq, che assimila il terreno ad un semispazio elastico, omogeneo ed isotropo.

$$(Terzaghi) \quad S = \sum_{i=1}^N \Delta z_i (\Delta \sigma_i / E_{di})$$

Dove:

Δz_i = spessore strato i-esimo

$\Delta \sigma$ = pressione indotta dalla fondazione alla profondità z

E_d = modulo edometrico

Per diversi valori di pressione, si ottengono i seguenti cedimenti (S):

CEDIMENTI (S), RIFERITI A DPSH N. 2			
PRESSIONE KPa	FONDAZIONI CONTINUE D = 0,8 m, B = 1 m	FONDAZIONI CONTINUE D = 0,8 m, B = 1 m	FONDAZIONI CONTINUE D = 0,8 m, B = 1 m
20	0,50 mm	0 mm	0 mm
50	4,56 mm	2,28 mm	1,68 mm
80	9,81 mm	6,19 mm	5,45 mm
100	12,75 mm	8,29 mm	7,98 mm
150	25,20 mm	19,80 mm	21,12 mm
200	41,88 mm	34,92 mm	36,35 mm

CEDIMENTI (S), RIFERITI A DPSH N. 5			
PRESSIONE KPa	FONDAZIONI CONTINUE D = 0,8 m, B = 1 m	FONDAZIONI CONTINUE D = 0,8 m, B = 1 m	FONDAZIONI CONTINUE D = 0,8 m, B = 1 m
20	0,43 mm	0 mm	0 mm
50	4,52 mm	3,24 mm	2,08 mm
80	10,45 mm	8,80 mm	7,19 mm
100	15,05 mm	13,57 mm	11,78 mm
150	27,74 mm	26,05 mm	23,94 mm
200	41,57 mm	39,33 mm	37,44 mm

CEDIMENTI (S), RIFERITI A DPSH N. 7			
PRESSIONE KPa	FONDAZIONI CONTINUE D = 0,8 m, B = 1 m	FONDAZIONI CONTINUE D = 0,8 m, B = 1 m	FONDAZIONI CONTINUE D = 0,8 m, B = 1 m
20	0,24 mm	0 mm	0 mm
50	3,14 mm	2,29 mm	1,35 mm
80	7,72 mm	6,46 mm	5,24 mm
100	11,04 mm	9,91 mm	8,60 mm
150	20,51 mm	19,32 mm	18,17 mm
200	40,65 mm	29,48 mm	28,37 mm

Il valore dei cedimenti indotti a causa dei carichi trasmessi, calcolati con il metodo di Terzaghi, evidenziano che per pressioni fino a 200 KPa, i valori rientrano nell'intervallo dei cedimenti ammissibili dalle strutture murarie come cedimenti assoluti (2 cm ÷ 5 cm).

Per i terreni individuati durante l'indagine geognostica, attraverso il parametro della densità è stato possibile valutare il coefficiente o modulo di reazione del terreno, che viene definito dal legame che vi è tra la pressione esercitata su un terreno (q) ed il suo cedimento (d).

$$\text{Costante di Winkler } Kw = q/d \quad (\text{KN/m}^3)$$

Attraverso la relazione di Terzaghi (1955) ed opportune correlazioni, è possibile determinare la costante di Winkler per i terreni incoerenti:

$$Kw = k1 (B + b / 2B)^2$$

e per i terreni coesivi:

$$Kw = k1 b / 1,5B$$

Dove:

k1 = coefficiente per prove standard,

B = dimensioni piastra per prove standard;

b = dimensione della fondazione

Per i terreni incoerenti, in condizioni sature e non, considerando i valori della densità relativa D_r (%), ed una fondazione di larghezza (B) pari a 1 m, il valore della costante di Winkler, è:

SABBIE LIMOSE, $D_r = 27\%$:

$$K_1 = 15 \text{ N/cm}^3 \quad K_w = 0,63 \text{ N/cm}^3 \quad \text{Stato di addensamento: sciolto}$$

$$K_{1SAT} = 10 \text{ N/cm}^3 \quad K_{wSAT} = 0,42 \text{ N/cm}^3$$

SABBIE CON LIVELLI GHIAIOSI, $D_r = 40\%$:

$$K_1 = 33 \text{ N/cm}^3 \quad K_w = 1,41 \text{ N/cm}^3 \quad \text{Stato di addensamento: medio}$$

$$K_{1SAT} = 30 \text{ N/cm}^3 \quad K_{wSAT} = 1,27 \text{ N/cm}^3$$

SABBIE GHIAIOSE, $D_r = 50\%$:

$$K_1 = 60 \text{ N/cm}^3 \quad K_w = 2,54 \text{ N/cm}^3 \quad \text{Stato di addensamento: medio}$$

$$K_{1SAT} = 30 \text{ N/cm}^3 \quad K_{wSAT} = 1,27 \text{ N/cm}^3$$

GHIAIE E SABBIE IN MATRICE LIMOSA, $D_r = 70\%$:

$$K_1 = 163 \text{ N/cm}^3 \quad K_w = 6,87 \text{ N/cm}^3 \quad \text{Stato di addensamento: denso}$$

$$K_{1SAT} = 110 \text{ N/cm}^3 \quad K_{wSAT} = 4,65 \text{ N/cm}^3$$

GHIAIE SABBIOSE CON CIOTTOLI, $D_r = 60\%$:

$$K_1 = 87 \text{ N/cm}^3 \quad K_w = 3,66 \text{ N/cm}^3 \quad \text{Stato di addensamento: medio}$$

$$K_{1SAT} = 30 \text{ N/cm}^3 \quad K_{wSAT} = 1,27 \text{ N/cm}^3$$

GHIAIE, CIOTTOLI E SABBIA, $D_r = 67\%$:

$$K_1 = 125 \text{ N/cm}^3 \quad K_w = 5,28 \text{ N/cm}^3 \quad \text{Stato di addensamento: denso}$$

$$K_{1SAT} = 110 \text{ N/cm}^3 \quad K_{wSAT} = 4,65 \text{ N/cm}^3$$

GHIAIE CEMENTATE, $D_r = 84\%$:

$$K_1 = 338 \text{ N/cm}^3 \quad K_w = 14,26 \text{ N/cm}^3 \quad \text{Stato di addensamento: denso}$$

$$K_{1SAT} = 110 \text{ N/cm}^3 \quad K_{wSAT} = 4,65 \text{ N/cm}^3$$

Per i terreni coerenti, considerando i valori della coesione non drenata ed una fondazione di larghezza (B) pari a 1 m, il valore della costante di Winkler, è:

ARGILLE, $C_u = 0,95 \text{ kg/cm}^2$

$$K_1 = 33 \text{ N/cm}^3 \quad K_w = 0,67 \text{ N/cm}^3 \quad \text{Consistenza: compatta}$$

STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Il sito di progetto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, cioè nei confronti di quel fenomeno che interessa i depositi sabbiosi sciolti e saturi per effetto di un rapido e significativo aumento della pressione interstiziale che può essere indotto da un forte evento sismico e che provoca una sensibile diminuzione della resistenza al taglio, se non addirittura azzerandola, trasformando di fatto il terreno in un liquido e comportando la totale perdita di stabilità.

In un'area pianeggiante, come quella in esame, nei casi di liquefazione completa, gli effetti possono tradursi in ribaltamento o affondamento di edifici, nonché galleggiamento di strutture interrato, mentre, nel caso di liquefazione parziale, potrebbero verificarsi cedimenti rilevanti degli edifici.

I terreni sabbiosi con una percentuale minima di materiale fino e saturi, sono maggiormente suscettibili alla liquefazione, perciò sulla base dei risultati d'indagine, si è deciso di analizzare i terreni rilevati in corrispondenza della prova penetrometrica DPSH N. 2, al fine della verifica di liquefazione.

Si è proceduto con la valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione per i terreni così come rilevati nel sondaggio DPSH N. 2, considerando la resistenza disponibile alla liquefazione CRR e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto CSR:

$$FSL = CRR/CSR$$

Se FSL è maggiore a 1,25, il terreno si può considerare non liquefacibile.

$$CSR = 0,65 a_{max}/g \cdot \sigma_{v0}/\sigma'_{v0} \cdot r_d \quad (\text{Seed e Idriss, 1971})$$

Dove: a_{max} = accelerazione orizzontale di picco in superficie; 0,65 = irregolarità azioni sismiche; σ_{v0} = tensione totale litostatica, σ'_{v0} = tensione efficace litostatica; r_d = fattore di riduzione della tensione tangenziale alla profondità z.

La resistenza alla liquefazione è calcolata dai valori misurati di resistenza penetrometrica N_{SPT} normalizzati $(N_1)_{60}$, secondo fattori correttivi [$(N_1)_{60} = C_N C_E C_S C_R C_B$]

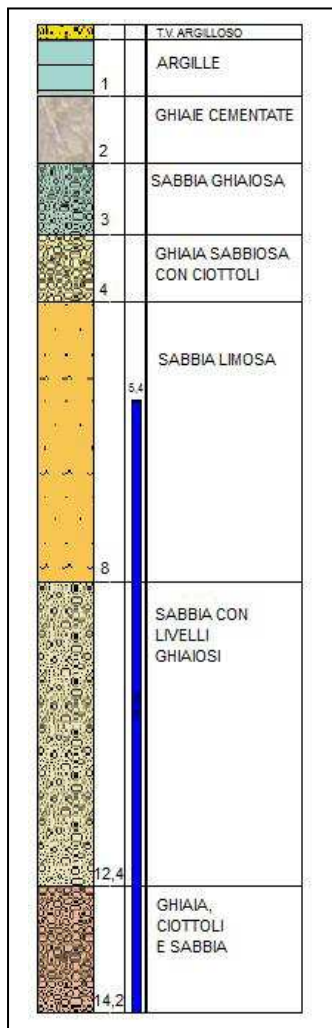
$$CRR = 1 / (34 - (N_1)_{60}) + (N_1)_{60} / 135 + 50 / [10 (N_1)_{60} + 45] \cdot 2^{-1/200} \quad (\text{Rough, 1998})$$

Verifica FLS con:

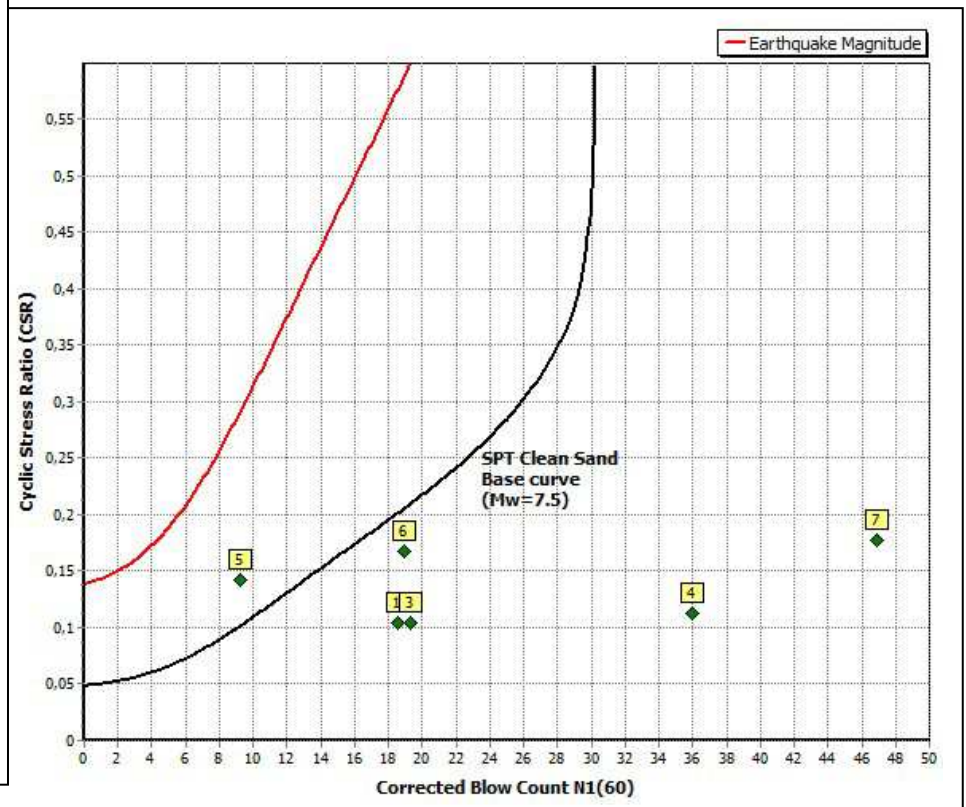
M = 5,5; P.G.A. = 0,16 g

Falda: a 3 m dal p.c. Cat. sottosuolo: B

N. Strato	Prof. N _{SPT} (m)	γ (kN/m ³)	U (Kpa)	σ _{v0} (Kpa)	σ' _{v0} (Kpa)	N _{SPT}	(N ₁) ₆₀	CSR	CRR _m	FSL
1	0,50	16,67	0,00	8,25	8,25	11	18,6	0,10	0,58	5,0
2	1,5	21,57	0,00	27,24	27,24	57	94,5	0,10	2,0	5,0
3	2,50	17,46	0,00	47,69	47,69	12	19,3	0,10	0,6	5,0
4	3,50	19,12	4,91	66,91	62,00	22	36,0	0,11	2,0	5,0
5	6,0	14,9	29,43	110,54	81,11	6	9,3	0,14	0,29	2,06
6	10	17,06	68,67	180,56	111,89	11	18,9	0,17	0,59	3,5
7	13	19,61	98,10	235,66	137,56	28	46,9	0,18	2,0	5,00



FSL > 1,25 non c'è potenziale liquefazione



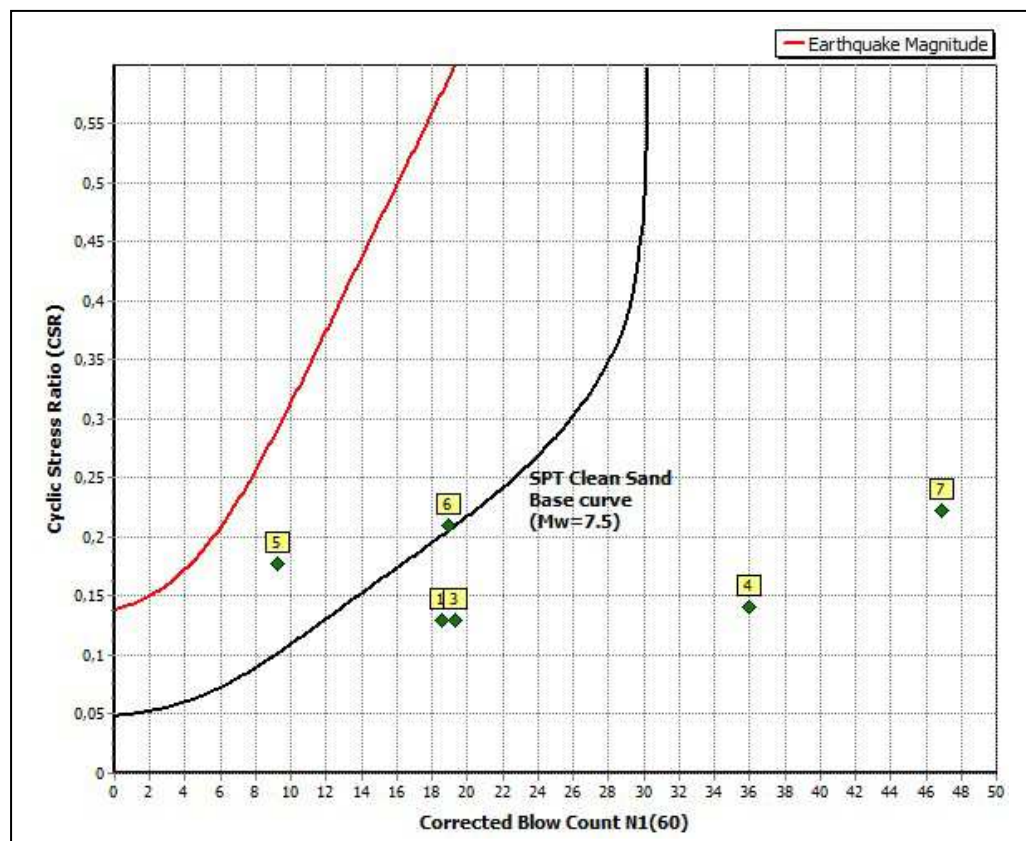
Verifica FLS con:

M = 5,5; P.G.A. = 0,2 g

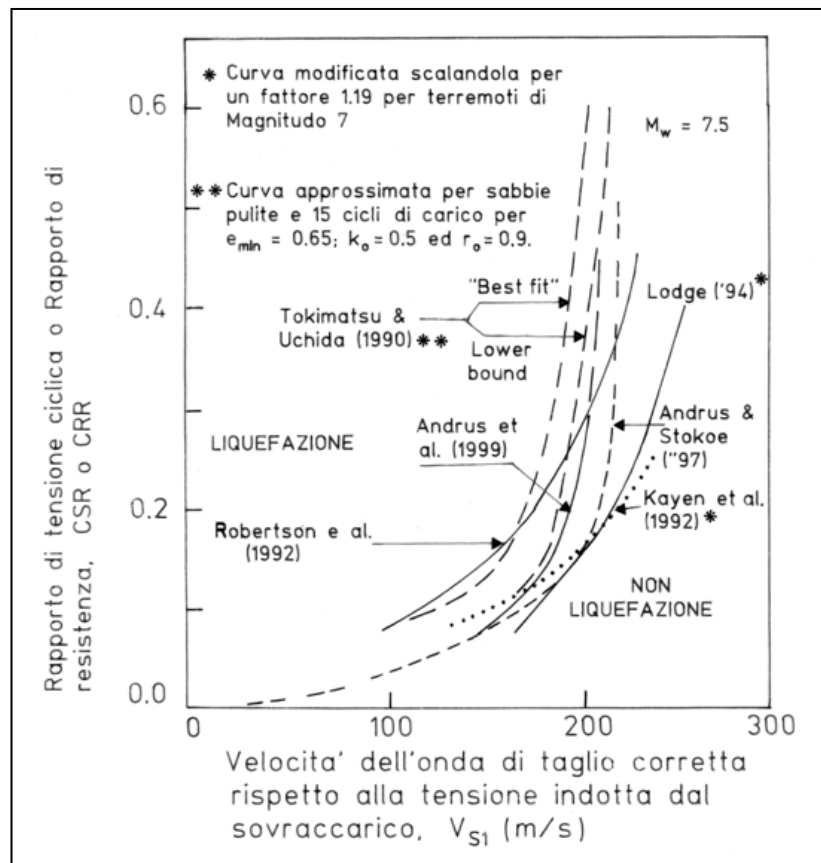
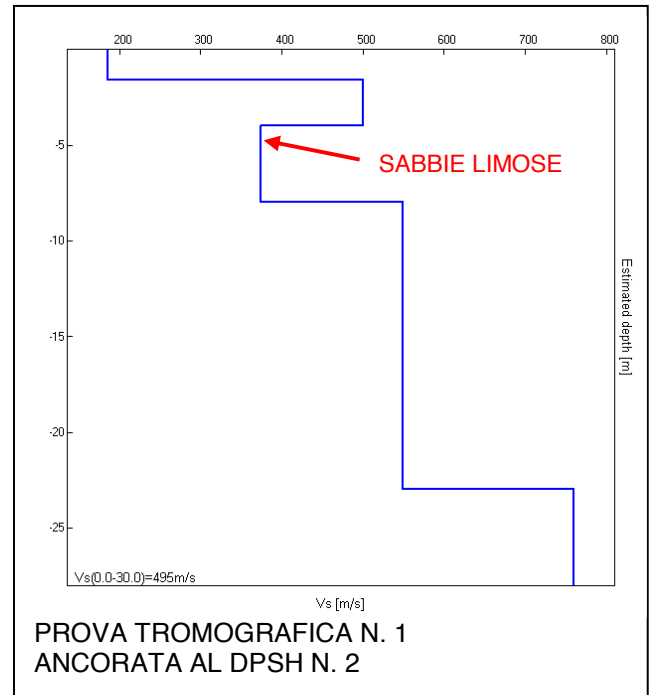
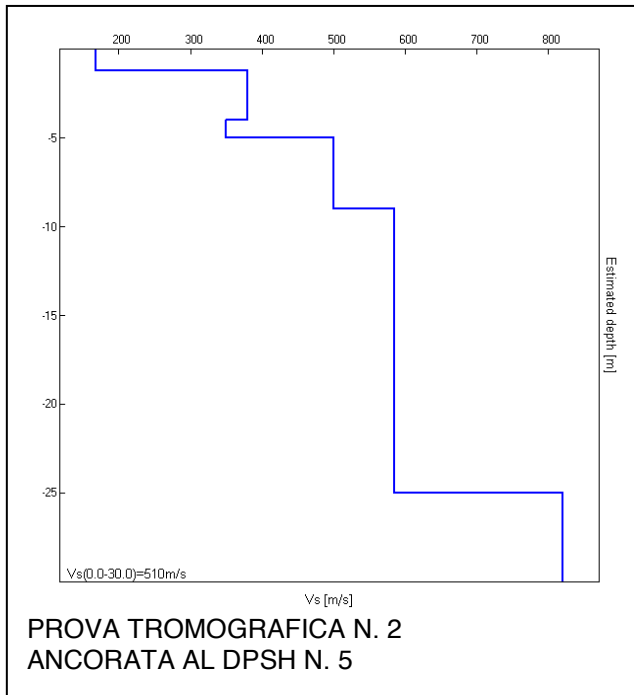
Falda: a 3 m dal p.c. Cat. sottosuolo: B

N. Strato	Prof. N _{SPT} (m)	γ (kN/m ³)	U (Kpa)	σ _{v0} (Kpa)	σ' _{v0} (Kpa)	N _{SPT}	(N ₁) ₆₀	CSR	CRR _m	FSL
1	0,50	16,67	0,00	8,25	8,25	11	18,6	0,13	0,58	4,44
2	1,5	21,57	0,00	27,24	27,24	57	94,5	0,13	2,00	5,00
3	2,50	17,46	0,00	47,69	47,69	12	19,3	0,13	0,60	4,62
4	3,50	19,12	4,91	66,91	62,00	22	36,0	0,14	2,00	5,00
5	6,0	14,9	29,43	110,54	81,11	6	9,3	0,18	0,29	1,64
6	10	17,06	68,67	180,56	111,89	11	18,9	0,21	0,59	2,80
7	13	19,61	98,10	235,66	137,56	28	46,9	0,22	2,0	5,00

FSL > 1,25 non c'è potenziale liquefazione



Anche attraverso analisi semplificate di tipo storico – empirico, basate sul comportamento osservato durante eventi sismici, da misure delle V_{S30} , si può affermare che i terreni del sito non sono liquefacibili, in quanto le velocità delle V_{S30} , riferite ai terreni sabbiosi, sono superiori a 250 m/sec.



CONCLUSIONI

Lo studio geologico e geotecnico del sito da destinare a Polo Intermodale, antistante l'Aeroporto Friuli Venezia Giulia di Ronchi dei Legionari (GO), è stato sviluppato attraverso un preliminare inquadramento territoriale ed ambientale con particolare riguardo alle tutele ambientali ricadenti nell'area, per poi approfondire l'indagine geognostica nell'area di progetto con indagini consistenti in quattro prove dirette con escavazione di pozzetti d'indagine, sette prove penetrometriche super pesanti DPSH (Dynamic Probing Super Heavy) e due rilievi tomografici HVSR.

I dati desunti dalle prove d'indagine sono stati integrati da un rilievo dell'area e da dati bibliografici, che hanno permesso di descrivere i terreni alluvionali dell'area appartenente alla zona urbanistica M1bis, costituiti da un primo strato di terreno argilloso, variabile tra 0 m e 1,5 m, seguito da ghiaie e sabbie con ciottoli, nella generalità scarsamente cementate, con possibili presenze di ghiaie a matrice argilloso-limosa, specie nella zona di transizione tra il primo livello argilloso ed il dominio ghiaioso - sabbioso seguente.

Le indagini dirette in pozzetto e le prove penetrometriche dinamiche hanno descritto in particolar modo l'area di progetto, che si presenta a notevole variabilità litologica, pur sempre rimanendo nell'ambito di sabbie e ghiaie con ciottoli, poco addensate, escludendo un livello di ghiaie fortemente cementate spesso riscontrabile con potenza variabile tra 0,40 m e 1,2 m, dalla profondità di 0,8 m, sino a 2 m.

Per le valutazioni a carattere geotecnico si è scelto di distinguere tre profili stratigrafici tra quelli ottenuti durante l'indagine, per meglio valutare le differenti casistiche geolitologiche riscontrate.

Complessivamente, i terreni si possono descrivere con una buona capacità portante, i cui valori però, dovranno essere rapportati ai carichi da trasmettere al terreno per il tipo di progetto da sviluppare; le strutture fondazionali potrebbero necessitare di aggiustamenti o approfondimenti del piano di posa per ottenere uniformità del terreno sotto la fondazione, specie se rientranti nel livello più superficiale dei terreni argillosi o di transizione con ghiaie a matrice argillosa.

Per quanto attiene agli aspetti idrogeologici, la falda con linee di deflusso N-S, è riscontrabile tra i 2,5 m ed i 5 m di profondità dal piano campagna e influisce sulle proprietà geotecniche dei terreni ricadenti nell'area di influenza delle strutture fondazionali, senza creare limitazione al loro utilizzo.

Il riscontro della falda idrica a profondità contenuta, entro i 15 m dal piano campagna, e la presenza di terreni sabbiosi saturi, hanno costretto ad una verifica della stabilità nei confronti

della liquefazione, sviluppata attraverso l'analisi del coefficiente di sicurezza alla liquefazione espresso dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione CRR e la sollecitazione indotta del terreno nei confronti della liquefazione CSR.

I risultati di tale analisi, affiancati da confronti con dati di tipo storico – empirico, basati sul comportamento osservato durante eventi sismici, rapportati a misure delle V_{S30} , conducono ad affermare che i terreni del sito non sono liquefacibili.

La caratterizzazione sismica dei terreni dell'area di progetto, effettuata con indagini tromografiche HVSR (Metodo di Nakamura), riconduce i terreni nella categoria di sottosuolo B, e mette in evidenza una frequenza caratteristica del sito a circa 2Hz.

Vi è, dunque, un'amplificazione locale in un particolare intervallo di frequenza, dovuta alla variazione delle caratteristiche meccaniche delle coltri sedimentarie, che dovrà essere tenuta in debita considerazione in fase progettuale, per evitare che gli edifici abbiano frequenza simile a quella del sito, onde scongiurare il fenomeno della doppia risonanza che è in grado di indurre amplificazioni notevoli delle accelerazioni di picco.

Il sito ricade, in parte, in area di vincolo paesaggistico ai sensi del Decreto Legislativo 42/2004, per la presenza in una zona a Sud, oltre la linea ferroviaria, dei Laghetti di Dobbia; inoltre, nell'area Sud e Sud – Ovest, sempre oltre la linea ferroviaria vi sono numerosi punti di derivazione di acqua potabile, sottoposti a tutela, secondo quanto previsto dal Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152, Titolo III, Capo I.

Attualmente, nell'area di progetto, vi sono delle opere di captazione di acque potabili che verranno dismesse ad inizio lavori del Polo Intermodale, secondo gli accordi in essere tra gli enti coinvolti, mentre, i pozzi a Sud dell'area di progetto, esterni all'ambito dell'area del Polo Intermodale, rimarranno in funzione.

Ne consegue, che la progettazione dovrà trattare con particolare e dovuta cautela la gestione delle acque di scolo, provenienti da piazzali e strade, la costruzione dei collettori fognari, al fine di tutelare i punti di prelievo ed in generale la falda acquifera.

Dunque, il modello geotecnico del sottosuolo, non evidenzia condizioni limitative all'edificazione.

La compatibilità del progetto con la sicurezza e stabilità dei luoghi sarà ottenuta, fatto salvo l'obbligo, in sede progettuale, di tenere in debita considerazione le criticità rilevate relative alla risonanza del terreno ed alla tutela delle acque di falda.

Dott. Geol.

Liliana Sambo