



Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

VARIANTI ALLA S.S. N.14 "TRIESTINA" DEI CENTRI ABITATI DI CAMPALTO E TESSERA IN COMUNE DI VENEZIA

VARIANTE DI CAMPALTO

PROGETTO ESECUTIVO

L'APPALTATORE

INTERCANTIERI VITTADELLO SPA
Responsabile di Commessa
Direttore Tecnico e Procuratore
Ing. Dario Pangallo



IL PROGETTISTA

PROGER SPA
Direttore Tecnico
Ing. Stefano Pallavicini
Ordine Ing. di Pescara n° 603



IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Nicola Sciarra
Ordine Ing. di Pescara n° B0006

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Ing. E. COLASANTE – Coordinatore di Progetto
Ing. U. RICCI – Strade
Geom. D'AMARIO – Strade
Ing. M. ANGELUCCI – Opere civili
Geom. L. MAMMARELLA – Opere civili
Ing. P. MARCELLINO – Geotecnica
Ing. I. PAVONE – Computi
Geol. M. MASCARUCCI – Geologia
Ing. M. MONALDI – Espropri

CONSULENZE SPECIALISTICHE

PROMETEO
Prometeoengineering.it Srl
Ing. Alessandro Focaracci – Opere in sottoterraneo e geotecniche
colleselli & P.
INGEGNERIA GEOTECNICA
Studio Colleselli & P. – Geologia e geotecnica
PI Progevi Srl – Opere civili stradali e strutturali

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. P. GUALANDI

VISTO: IL RESPONSABILE COORDINAMENTO

CENTRO NORD
Ing. N. DINNELLA

PROTOCOLLO

DATA

RELAZIONE GEOTECNICA

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

DPVE03 E 1401

NOME FILE

T00GE00GETRE01E.dwg

CODICE
ELAB.

T00GE00GETRE01

REVISIONE

SCALA:

E

E

EMISSIONE A SEGUITO DI ISTRUTTORIA

07/2015

COLLESELLI

RICCI

COLASANTE

D

EMISSIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA

MAGGIO 2015

COLLESELLI

RICCI

COLASANTE

C

EMISSIONE

FEBBRAIO 2015

COLLESELLI

RICCI

COLASANTE

A

EMISSIONE

12/12/2014

COLLESELLI

RICCI

COLASANTE

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1	PREMESSE.....	2
2	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI.....	3
3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	4
3.1	INDAGINI ESEGUITE	4
3.2	PROFILO STRATIGRAFICO	7
3.3	CARATTERISTICHE E PARAMETRI DI RESISTENZA, COMPRESSIBILITA' E CONDUCIBILITA' IDRAULICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	9
3.3.1	PROVE IN SITO	9
3.3.2	PROVE DI COMPRESSIONE TRIASSIALE E DI TAGLIO DIRETTO IN LABORATORIO ..	14
3.3.3	VALORI CARATTERISTICI	15
4	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	19
5	RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	24
6	STABILIZZAZIONE A CALCE DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI.....	27
7	VERIFICHE IDRAULICHE IN FASE PROVVISORIALE	30
7.1	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI	32
7.2	DIMENSIONAMENTO DEI POZZI DI SFIORO	41
7.2.1	MODELLO DI CALCOLO.....	41
7.2.2	CARATTERISTICHE DEI POZZI.....	48
7.2.3	IMPATTO DEGLI EMUNGIMENTI SUGLI EDIFICI ADIACENTI ALLO SCAVO	50
7.2.3	IMPATTO DEGLI EMUNGIMENTI LUNGO VIA GOBBI	50
ALLEGATO 1: INTERPRETAZIONE PROVE CPTU: CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI SECONDO IL CRITERIO DI ROBERTSON & WRIDE (1998)		51
ALLEGATO 2: INTERPRETAZIONE PROVE CPTU E SPT: VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO E VALORI DI RIFERIMENTO DEI PARAMETRI DI DEFORMABILITA'		
55		
ALLEGATO 3: PROFONDITA' MINIMA DI IMMORSAMENTO DELLE PARATIE.....		63
ALLEGATO 4: PLANIMETRIA CON UBICAZIONE POZZI		65
ALLEGATO 5: ANALISI E RISULTATI PROVA DI EMUNGIMENTO.....		66

1 PREMESSE

La presente relazione geotecnica riguarda la realizzazione della Variante di Campalto alla S.S. 14 Triestina, con l'obiettivo di ridistribuire l'elevato traffico veicolare che attualmente interessa la strada Statale, proponendo un percorso alternativo lungo un tracciato di lunghezza circa 2 km esterno al centro abitato. La Variante in progetto attraversa zone scarsamente antropizzate a nord della località Campalto, nel comune di Venezia.

A circa metà dello sviluppo del tracciato in progetto è prevista la realizzazione di una galleria artificiale e delle relative rampe di accesso e la realizzazione di un breve tratto in galleria naturale in corrispondenza dell'intersezione con via Gobbi.

La principale problematica progettuale è rappresentata dagli scavi necessari per la realizzazione della galleria artificiale e delle rampe, considerata la presenza della falda prossima al piano campagna: per evitare fenomeni di sollevamento e sifonamento del fondo scavo è previsto il completo confinamento idraulico dell'area di scavo con paratie laterali impermeabili immorsate negli strati profondi coesivi con funzione di tappo di fondo naturale. Al fine di ridurre le sottopressioni agenti alla base dei tappi di fondo è inoltre previsto un sistema di pozzi di sfioro della falda profonda esterni alle paratie stesse.

I criteri e le modalità esecutive della galleria naturale sotto falda vengono sviluppate a cura dei progettisti sulla base della caratterizzazione geotecnica dei parametri di resistenza, di compressibilità e di conducibilità idraulica dei terreni di fondazione di seguito indicata.

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti nell'area in esame è stata condotta nel 2008 una campagna geognostica dalla ditta Geotecnica Veneta s.r.l. di Olmo di Martellago (VE), a cui è seguita, nell'ambito dello sviluppo del progetto esecutivo, una campagna integrativa condotta nell'ottobre 2014 dalla ditta Vicenzetto s.r.l. di Villa Estense (PD).

2 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

- "Norme tecniche per le costruzioni" Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1997-2:2007 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- UNI EN 1998-5:2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. 1977 AGI – Associazione Geotecnica Italiana
- Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica - Linee guida 2005 AGI – Associazione Geotecnica Italiana

3 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

3.1 INDAGINI ESEGUITE

La campagna di indagini del progetto definitivo è stata condotta nell'ottobre-novembre 2008 dalla Geotecnica Veneta s.r.l. di Olmo di Martellago (VE).

La campagna ha previsto l'esecuzione di n.2 sondaggi a carotaggio continuo spinti sino a -30 m dal piano campagna e n.2 prove penetrometriche statiche con piezocono spinte a -30 dal p.c., con prove di dissipazione nei livelli coesivi. Nel corso dei sondaggi sono state condotte prove penetrometriche dinamiche tipo Standard Penetration Test (SPT) e inoltre prove di permeabilità di tipo Lefranc a carico variabile negli strati incoerenti, misure di consistenza con pocket penetrometer e torvane nei livelli coesivi, e sono stati prelevati campioni di terreno sottoposti a prove di laboratorio di classificazione (analisi granulometriche, peso di volume, contenuto naturale d'acqua, limiti di Atterberg), prove di compressibilità edometrica e prove di compressione triassiale UU. Per la misura dei livelli di falda sono stati installati n.2 piezometri a tubo aperto nei fori di sondaggio. Il piezometro installato nel sondaggio S1 (Piez. 4) è stato finestrato nell'acquifero superficiale da -3 m a -11 m dal p.c., quello installato nel sondaggio S2 (Piez.6) è stato finestrato nel tratto da -13 m a -30 m dal p.c. dove, nelle lenti di materiale sabbioso limoso, ha sede l'acquifero profondo.

Sono stati inoltre realizzati n.6 pozzetti esplorativi (PZ1÷PZ6) con prelievo di campioni di terreno, spinti sino a 2.4÷2.5 m di profondità dal p.c., di cui due unicamente stratigrafici e quattro con realizzazione di prove di carico su piastra (PLT).

Ai fini della risposta sismica locale, per la determinazione della velocità di propagazione nel terreno delle onde di taglio V_s è stata eseguita un'indagine geofisica con l'utilizzo della tecnica MASW.

Nell'ambito dello sviluppo del progetto esecutivo, per verificare ed approfondire la caratterizzazione geotecnica dei terreni definita nel corso del progetto definitivo, nell'ottobre 2014 è stata condotta una campagna geognostica integrativa dalla ditta Vicenzetto s.r.l. di Villa Estense (PD).

Le indagini integrative, concentrate nella zona del sottopasso, hanno previsto n.2 sondaggi a carotaggio continuo, spinti sino a -25 m dal piano campagna, e n.4 prove penetrometriche statiche con piezocono, con prove di dissipazione nei livelli coesivi, di cui tre spinte sino a -35 m e una sino a -15 m. Nel corso dei sondaggi sono state condotte prove penetrometriche dinamiche tipo Standard Penetration Test (SPT) e inoltre prove di permeabilità di tipo Lefranc a carico variabile negli strati incoerenti, misure di consistenza con pocket penetrometer e torvane nei livelli coesivi e sono stati prelevati campioni di terreno sottoposti in laboratorio a prove geotecniche di classificazione e prove di taglio diretto.

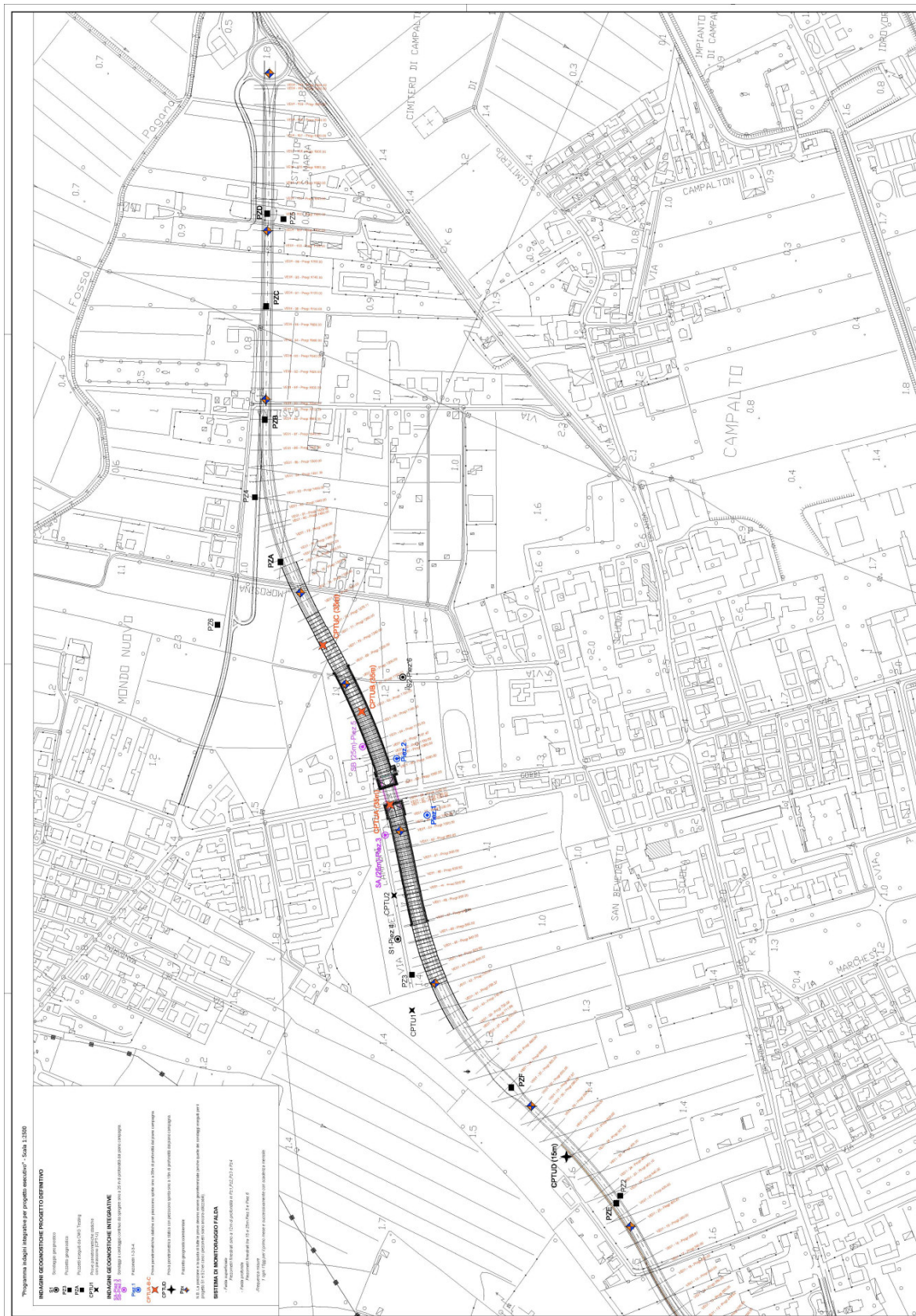
Nel corso dei sondaggi, per la misura dei livelli di falda sono stati installati n.2 piezometri a tubo aperto nei fori di sondaggio. Il piezometro installato nel sondaggio SA (Piez. 3) è stato finestrato nell'acquifero superficiale da -3 m a -12 m dal p.c., quello installato nel sondaggio SB (Piez. 5) è stato finestrato nell'acquifero profondo da -15 m a -24 m dal p.c..

RELAZIONE GEOTECNICA

Sono state inoltre realizzate n. 3 perforazioni a distruzione di nucleo di profondità 12÷15 m con installazione di piezometri a tubo aperto con tratto finestrato nell'acquifero superficiale tra -3 e -12 m dal p.c. (Piez. 1, Piez. 2 e Piez 4: quest'ultimo a sostituire il piezometro installato nel 2008 nel sondaggio S1).

Ai fini del piano di riutilizzo delle terre e rocce da scavo sono state eseguite n.10 trincee esplorative (P1÷P10) spinte sino a -2 m dal p.c. disposte lungo il tracciato, con prelievo di campioni di terreno sottoposti in laboratorio a prove geotecniche di classificazione, analisi chimiche (dal laboratorio Lab Control di San Martino di Venezze, Rovigo) e a prove per lo studio sulle miscele per la stabilizzazione del terreno in sito con legante idraulico (determinazione del consumo iniziale di calce C.I.C., prove di costipamento AASTHO Modificato, determinazione dell'indice di portanza immediata IPI, determinazione dell'indice di portanza CBR dopo 7 giorni di maturazione e 4 giorni di imbibizione).

In Figura 1 è riportata l'ubicazione delle indagini condotte nel corso delle due campagne geognostiche.



3.2 PROFILO STRATIGRAFICO

Dai risultati delle indagini condotte è stato possibile definire il seguente profilo stratigrafico per i terreni interessati dal tracciato della S.S. 14:

- al di sotto del piano campagna è presente uno strato di spessore variabile da 1 a 3 m di terreni di copertura e di natura limosa con valori di resistenza alla punta q_c mediamente pari a $2 \div 4$ MPa, con valori fino a $6 \div 8$ MPa in corrispondenza delle prove penetrometriche CPTU B e CPTU C;
- a seguire si rileva la presenza di uno strato di spessore $7 \div 10$ m di terreni di natura prevalentemente incoerente costituiti da sabbie a granulometria variabile da fine a media con l'aumentare della profondità; si tratta di terreni addensati con valori di resistenza alla punta q_c variabili da $6 \div 10$ MPa fino a $16 \div 20$ MPa e resistenza dinamica $N_{SPT} = 11 \div 33$;
- al di sotto del banco di materiale sabbioso e sino alla profondità di $33 \div 33.5$ m dal p.c. si incontrano terreni di natura prevalentemente coesiva mediamente consistenti costituiti da argille limose e sabbiose con valori di q_c variabili da 0.5 MPa a $2 \div 3$ MPa, $Pen = 50 \div 275$, $Tor = 20 \div >100$; si tratta di terreni a medio-bassa plasticità (limite di liquidità $w_L = 26 \div 57$, limite plastico $w_P = 17 \div 24$, indice plastico $I_P = 4 \div 34$, come riportato nella carta di plasticità di Casagrande in Figura 2) e di media compressibilità (indice di compressione $c_c = 0.165 \div 0.185$, coefficiente di consolidazione verticale $c_v = 2.5 \div 6.5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$). All'interno di questo strato sono presenti frequenti intercalazioni di limo sabbioso e sabbie fini limose con spessore variabile da 0.5 m a 2 m circa e grado di addensamento medio ($q_c = 5 \div 12$ MPa e $N_{SPT} = 11 \div 22$). Sono inoltre presenti livelletti di natura torbosa di spessore limitato e tale da non caratterizzare il comportamento dei terreni prevalenti;
- da $-33 \div -33.5$ m e sino alla massima profondità indagata si incontrano nuovamente terreni sabbiosi addensati ($q_c = 12 \div 18$ MPa).

Il modello geotecnico riscontrato risulta equivalente a quello indicato in sede di progetto definitivo.

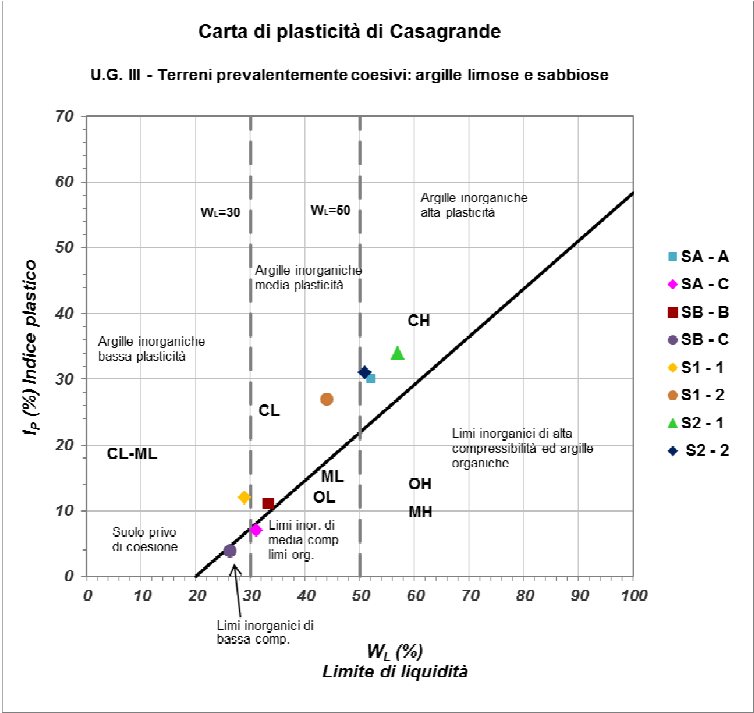


Figura 2 – Carta di plasticità di Casagrande

Si riporta in Figura 3 il profilo geotecnico dei terreni.

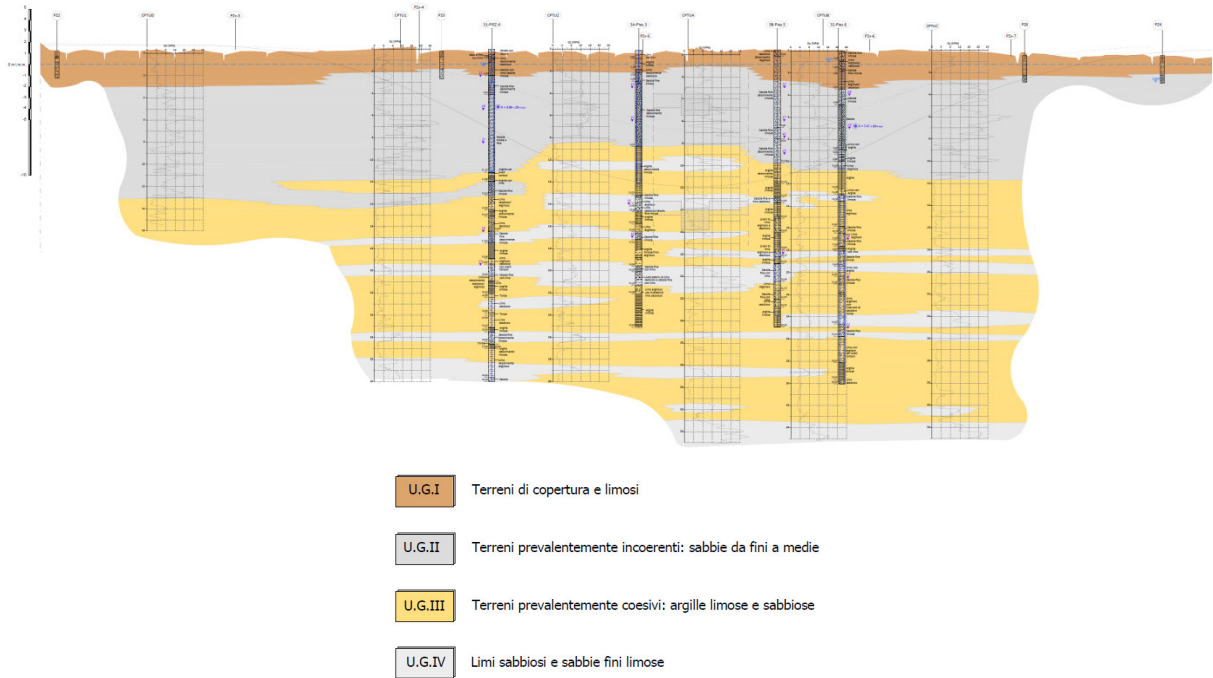


Figura 3 – Profilo geotecnico (Non in scala)

3.3 CARATTERISTICHE E PARAMETRI DI RESISTENZA, COMPRESSIBILITA' E CONDUCIBILITA' IDRAULICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

3.3.1 PROVE IN SITO

A partire dai risultati delle prove in sito (penetrometriche statiche CPTU e dinamiche SPT) sono stati ricavati i parametri di resistenza al taglio e di deformabilità dei terreni di fondazione in base alle seguenti correlazioni.

Classificazione dei terreni

La classificazione dei terreni è stata svolta sulla base dei risultati delle prove penetrometriche statiche con piezocono utilizzando la carta di Robertson e Wride (1998) riportata in Figura 4, dove in ascissa si ha il rapporto d'attrito normalizzato F e in ordinata la resistenza di punta normalizzata Q , che tengono conto della pressione litostatica alla profondità di prova:

$$F = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100$$

$$Q = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \right) \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

dove:

- q_t , resistenza alla punta del penetrometro statico, corretta per tenere conto dell'effetto della pressione dei pori, valutata come $q_t = q_c + u_2 (1 - a)$. Il parametro $a = A_n/A_c$ rappresenta il rapporto tra la sezione della cella di carico A_n e la sezione (proiettata) del cono A_c , il suo valore dipende dalla geometria della punta (tipo di apparecchiatura utilizzata). La pressione dei pori u_2 rappresenta il valore misurato durante l'avanzamento della punta del penetrometro;
- f_s , resistenza d'attrito laterale misurata con le prove penetrometriche statiche;
- σ_{v0} tensione verticale totale;
- σ'_{v0} tensione verticale efficace;
- p_a pressione atmosferica;
- n fattore variabile da 0.5 (sabbie pulite) a 1 (terreni argillosi).

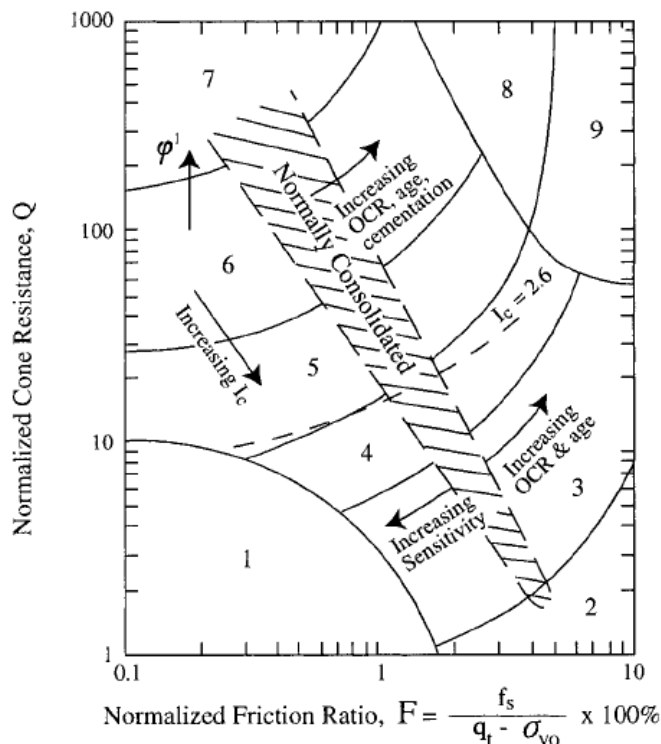


Figura 4 – Carta di classificazione dei terreni (Robertson e Wride, 1998)

L'esponente n della resistenza di punta normalizzata viene valutato con la seguente procedura.

Si assume inizialmente $n = 1$ e si calcolano la resistenza di punta normalizzata Q e il relativo indice di comportamento del terreno I_c :

$$Q = Q_{n=1} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

$$I_c = I_{c,n=1} = \sqrt{(\log F + 1.22)^2 + (\log Q_{n=1} - 3.47)^2}$$

Se risulta $I_{c,n=1} > 2.6$ il valore $n = 1$ viene confermato. Se invece $I_{c,n=1} < 2.6$ l'esponente n viene calcolato con la seguente equazione:

$$n = 0.381 \cdot I_{c,n=1} + 0.05 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) - 0.15 \geq 0.5$$

e si aggiornano i valori di Q e dell'indice di tipo del terreno.

Nella carta di classificazione di Robertson e Wride si individuano nove zone alle quali corrispondono altrettante categorie di terreno. La suddivisione, basata sul valore dell'indice di comportamento dei terreni I_c , permette di definire le seguenti classi di terreno:

Classe 1	terreni sensitivi a grana fine
Classe 2	terreni organici e torbe
Classe 3	argille: da argille ad argille limose
Classe 4	limi: da limi argillosi ad argille limose
Classe 5	sabbie: da sabbie limose a limi sabbiosi
Classe 6	sabbie: da sabbie pulite a sabbie limose
Classe 7	da sabbie ghiaiose a sabbie
Classe 8	da sabbie molto dense a sabbie argillose fortemente sovraconsolidate o cementate
Classe 9	materiali fini granulari molto duri, fortemente sovraconsolidati o cementati

In Allegato 1 viene riportata la classificazione dei terreni per ciascuna prova CPTU; nei grafici si distingue lo strato superficiale di terreno di copertura e limoso, il banco sabbioso e lo strato di materiale coesivo con intercalazioni sabbioso limose.

Sulla base della classificazione sopra descritta è stato quindi possibile individuare la presenza di terreni a natura prevalentemente incoerente o coesiva al variare della profondità.

Parametri di resistenza al taglio

Terreni coesivi

Per i materiali coesivi la resistenza al taglio non drenata c_u è stata ricavata dalla seguente relazione empirica:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_c}$$

dove:

- q_c resistenza di punta misurata con le prove penetrometriche statiche;
- σ_{v0} tensione verticale totale;
- N_c fattore di capacità portante che assume, in funzione della plasticità, valori compresi tra 10 e 15 per terreni normalconsolidati e tra 15 e 25 per terreni sovraconsolidati. Nel caso in esame, per le argille limose della laguna di Venezia, è stato assunto un valore pari a 18.5 (Simonini et al., 2007).

Terreni incoerenti

Per i materiali granulari l'angolo di resistenza al taglio ϕ' è stato ricavato dalla relazione dell'American Petroleum Institute (1987), che fa riferimento alla densità relativa D_r :

$$\phi' = 16 \times D_r^2 + 0.17 \times D_r + 28.4$$

La densità relativa D_r [%] è stata valutata a partire dalla resistenza alla punta delle prove penetrometriche statiche con riferimento alla relazione di Jamiolkowski et al. (2001), valida per sabbie non cementate normalconsolidate:

$$D_r = 100 \left[0.268 \times \ln \left(\frac{q_t}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \right) - 1.292 \right]$$

dove:

- q_t resistenza alla punta del penetrometro statico, corretta per tenere conto dell'effetto della pressione dei pori in [kPa];
- σ'_{v0} tensione verticale efficace in [kPa].

La densità relativa D_r [%] è stata inoltre valutata a partire dai valori N_{SPT} delle prove penetrometriche dinamiche con la correlazione di Terzaghi e Peck (1948), Skempton (1986):

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{A}} \times 100$$

dove:

- A parametro adimensionale che vale $65 \div 60$ per le sabbie grosse e $55 \div 60$ per le sabbie fini;
- $(N_1)_{60}$ resistenza penetrometrica dinamica normalizzata per tenere conto sia della tensione litostatica che del rendimento del sistema di infissione, valutata con la relazione di Liao e Whitman (1985):

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \times \left(\frac{100}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

con σ'_{v0} tensione verticale efficace in kPa e N_{SPT} numero di colpi al penetrometro dinamico SPT.

I valori dei parametri resistenza al taglio sono riportati in Allegato 2.

Parametri di deformabilità

Modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0

Il modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0 può essere stimato con la seguente relazione:

$$G_0 = \rho \times V_s^2$$

dove:

- ρ densità del terreno;
- V_s velocità di propagazione delle onde di taglio nel terreno.

L'andamento di V_s è stato stimato in via diretta con la prova MASW; inoltre la velocità di propagazione delle onde di taglio è stata determinata anche a partire dalla resistenza alla punta delle prove penetrometriche statiche con la seguente correlazione (Robertson et al., 1992):

$$V_s = \left[10^{0.55 \cdot I_c + 1.68} \cdot \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{p_a} \right]^{0.5}$$

dove:

- I_c indice di comportamento del terreno;
- q_t resistenza alla punta corretta per l'effetto della pressione dei pori;
- σ_{v0} tensione verticale totale;
- p_a pressione atmosferica.

La V_s è stata inoltre determinata a partire dai valori N_{SPT} delle prove penetrometriche dinamiche con la correlazione di Yoshida et al. (1988):

$$V_s = k \times N_{SPT}^{0.25} \times \sigma_{v0}^{0.14}$$

in cui k rappresenta un coefficiente compreso tra 49 e 60, in funzione del tipo di terreno analizzato:

- sabbia fine $k = 49$
- 25% ghiaia $k = 56$
- 50% ghiaia $k = 60$
- qualsiasi terreno $k = 55$

Modulo elastico confinato M per i terreni coesivi

Per i materiali coesivi il modulo elastico confinato M è stato determinato con la correlazione di Mitchell e Gardner (1975) in funzione della resistenza alla punta q_c delle prove penetrometriche statiche:

$$M = \alpha q_c$$

Il parametro α assume valori diversi al variare di q_c e per differenti tipi di materiale coesivo. Nel caso in esame, per argille di medio bassa plasticità, è stato utilizzato un valore pari a 8 per $q_c < 0.7$ MPa e pari a 5 per $q_c > 0.7$ MPa.

Modulo elastico di Young E per i terreni incoerenti

Il modulo elastico di Young E è stato valutato con la correlazione di D'Appollonia (1970), valida per terreni normalconsolidati, in funzione del numero di colpi N_{SPT} :

$$E = 0.756 \times N_{SPT} + 18.75 \quad [\text{MPa}]$$

I moduli elastici così determinati sono rappresentativi dei moduli di deformabilità operativi per le opere di sostegno, con deformazioni dell'ordine dello 0.05÷0.1%, come indicato in Figura 5.

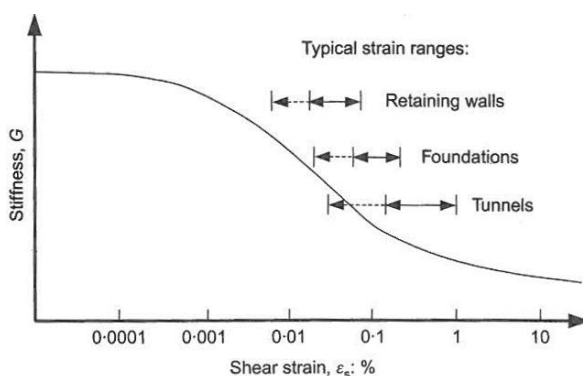


Figura 5 – Variazione tipica del modulo di rigidezza in funzione della deformazione unitaria. (Mair, 1993)

I valori dei parametri di deformabilità sono riportati in Allegato 2.

3.3.2 PROVE DI COMPRESSIONE TRIASSIALE E DI TAGLIO DIRETTO IN LABORATORIO

Come già detto, nel corso dei sondaggi sono stati prelevati campioni di terreno negli strati coesivi sottoposti in laboratorio a prove di compressione triassiale di tipo UU e a prove di taglio diretto, dalla cui elaborazione sono stati ricavati i parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate e non drenate.

Prove di compressione triassiale tipo UU (Campagna di indagine Geotecnica Veneta)

- Sondaggio 1 - Campione 2 ($z = 14.50 \div 15.10$)

$$c_u = 88 \text{ kPa}$$

- Sondaggio 2 - Campione 1 ($z = 9.00 \div 9.60$)
 $c_u = 100 \text{ kPa}$

Prove di taglio diretto (Campagna di indagine Vicenzetto)

- Sondaggio SA – Campione A ($z = 9.00 \div 9.60$)
 $c' = 0 \text{ kPa}$ $\phi' = 25^\circ$
- Sondaggio SA – Campione C ($z = 15.00 \div 15.60$)
 $c' = 4 \text{ kPa}$ $\phi' = 24^\circ$
- Sondaggio SB – Campione B ($z = 14.00 \div 14.60$)
 $c' = 14 \text{ kPa}$ $\phi' = 24^\circ$
- Sondaggio SB – Campione C ($z = 16.60 \div 17.20$)
 $c' = 20 \text{ kPa}$ $\phi' = 26^\circ$

3.3.3 VALORI CARATTERISTICI

I valori dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' per i terreni incoerenti e della coesione non drenata c_u per i terreni coesivi ricavati dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTU sono stati elaborati per determinare i valori caratteristici con riferimento a quanto previsto dalle NTC 2008 e dall'Eurocodice 7.

Il valore caratteristico di un parametro X_k è definito dalla seguente espressione:

$$X_k = X_m (1 - k_n V_x)$$

dove:

- X_m media aritmetica dei valori del parametro X_i ;
- V_x varianza del parametro X_i ;
- k_n coefficiente statistico ricavabile come spiegato in seguito.

La varianza V_x può essere un valore conosciuto a priori (*known*) sulla base di studi precedenti o di approfondita conoscenza locale, oppure calcolata come il rapporto tra la deviazione standard S_x e il valor medio X_m (*unknown*), con S_x pari a:

$$S_x = \sqrt{(1/(n-1)) \cdot \sum (X_i - X_m)^2}$$

Nel caso degli stati limite ultimi analizzati si è fatto riferimento alla situazione in cui nei fenomeni di rottura viene coinvolto un volume significativo di terreno, facendo quindi riferimento al valore caratteristico $X_{c,mean}$ per i parametri di resistenza al taglio, nell'ipotesi di non conoscere a priori la varianza.



In Tabella I sono riportate le tabelle per la determinazione del coefficiente statistico k_n , nel caso in cui si faccia riferimento ai valori caratteristici $X_{c,mean_f}$ e della variabile statistica t di Student.

Table 2.5. Values of the coefficient $k_{n, \text{mean}}$ for the assessment of a characteristic value as a 95% reliable mean value

n	V_x unknown	V_x known
3	1.69	0.95
4	1.18	0.82
5	0.95	0.74
6	0.82	0.67
8	0.67	0.58
10	0.58	0.52
20	0.39	0.37
30	0.31	0.30
∞	0	0
k_n	$k_{n, \text{mean}} = t_{n-1}^{0.95} \sqrt{\frac{1}{n}}$	$k_{n, \text{mean}} = 1.64 \sqrt{\frac{1}{n}}$

Table 2.6. Values of the t factor of Student's distribution

r	t_{n-1} and t_{n-2}	
	$p = 95\%$	$p = 90\%$
2	2.920	1.886
3	2.353	1.638
4	2.132	1.533
5	2.015	1.476
6	1.943	1.440
7	1.895	1.415
8	1.860	1.397
9	1.833	1.383
10	1.812	1.372
12	1.782	1.356
15	1.753	1.341
20	1.725	1.325
25	1.708	1.316
30	1.686	1.310
∞	1.645	1.282

Tabella I – Tabelle per la determinazione del coefficiente statistico k_n e della variabile statistica t di Student (Designer's Guide to UNI-EN 1997-1 Eurocode 7 – H. Gulvanessian Editore)

Nella seguente tabella e in Allegato 2 sono riportati i valori caratteristici dei parametri di resistenza al taglio determinati come sopra descritto e i valori di riferimento dei parametri di deformabilità dei vari strati di terreno di fondazione.

I parametri geotecnici caratteristici risultano, con gli opportuni affinamenti legati al maggior numero di indagini disponibili, coerenti con quelli definiti nel progetto definitivo.

Unità geotecnica	Peso di volume γ [kN/m ³]	Peso di volume γ' [kN/m ³]	Angolo di resistenza al taglio ϕ_{γ} [°]	Coesione efficace c_{γ} [kPa]	Coesione non drenata $c_{u,\gamma}$ [kPa]	Modulo elastico di Young E [MPa] *	Modulo elastico confinato M [MPa] *	Modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0 [MPa] *	Indice dei vuoti e_0	Indice di compressione c_c	Coefficiente di consolidazione verticale c_v [m ² /s]
I – Terreni di copertura e limosi	20	10	30	0	-	20÷25	-	60÷80	-	-	-
II – Terreni prevalentemente incoerenti: sabbie da fini a medie	20	10	34	0	-	35÷40	-	90÷120	-	-	-
III – Terreni prevalentemente coesivi: argille limose e sabbiose	19	9	24	10	75	-	5÷10	60÷90	0.7 ÷ 0.8	0.165 ÷ 0.185	2.5 ÷ 6.5 x 10 ⁻⁷
IV – Limi sabbiosi e sabbie fini limose	20	10	32	0	-	30÷35	-	80÷140	-	-	-
<i>Nota *</i>	<i>I valori dei moduli E, M, G₀ sono crescenti con la profondità</i>										

Tabella II – Tabella riassuntiva parametri caratteristici di resistenza e di deformabilità unità geotecniche

4 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

In prossimità dell'area in oggetto è stato di recente completato dal Magistrato alle Acque di Venezia un complesso studio (MAV - 2007 – Modello interpretativo della dinamica degli acquiferi nella zona di Porto Marghera (VE)) che ha approfondito le caratteristiche idrodinamiche degli acquiferi nella zona.

L'area in oggetto è caratterizzata da un sistema multifalde: il modello idrogeologico generale elaborato considera una prima falda superficiale nei terreni di riporto e nel primo orizzonte deposizionale sabbioso-limoso più superficiale che non sempre è stato rilevato con continuità. I suddetti livelli deposizionali sono definiti, con riferimento alla nomenclatura di uso comune e consolidato nell'area di Mestre e Marghera, rispettivamente R1 e A.

Successivamente è stata individuata la prima falda che alloggia nel livello deposizionale C che rappresenta il primo vero e proprio orizzonte incoerente dotato di una certa continuità spaziale.

Più in profondità si trova la seconda falda in corrispondenza dei livelli deposizionali E e E' ovvero alternanze di orizzonti sabbie fini e limi (E) e limi sabbiosi e argillosi (E') sede di un acquifero confinato dotato di spessori e continuità spaziale di una certa rilevanza.

Nella seguente figura si riporta il posizionamento medio di tali acquiferi.

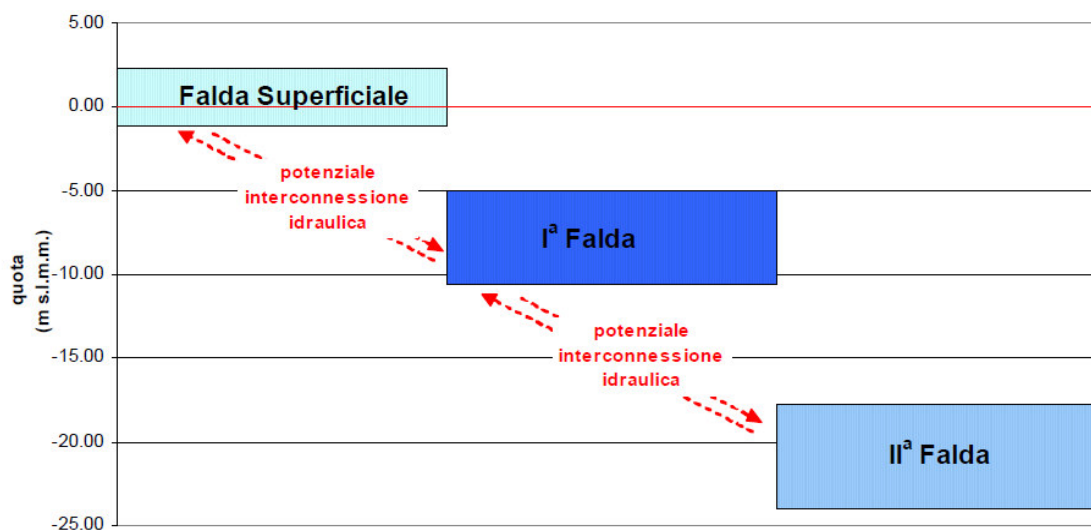


Figura 7: Posizionamento dei 3 acquiferi rispetto al medio mare (figura tratta da MAV (2007) – Modello interpretativo della dinamica degli acquiferi nella zona di Porto Marghera (VE))

Nell'area specifica di intervento non si rileva una netta discontinuità tra l'acquifero superficiale e il primo, con la presenza di un significativo banco continuo di livelli sabbiosi di medio alta permeabilità (U.G. II), presenti sino a 10÷15 m di profondità dal piano campagna. Più in profondità (UG IV) si ritrovano livelli di sabbie fini e limi sede della seconda falda.

A livello locale i livelli di natura prettamente coesiva e impermeabile creano un sistema di falde differenziate, mentre a scala maggiore è riconosciuto che tali falde sono interconnesse.

Gli studi più recenti su scala regionale (Antonelli, Mari, 2001) evidenziano la sostanziale corrispondenza nell'assetto del deflusso sotterraneo in tutte le unità acquifere individuate nel dominio idrogeologico centrale della pianura veneta, compreso tra i fiumi Brenta e Piave (Figura 8). E' evidente che le direzioni prevalenti del deflusso sotterraneo nel sistema multi-falde della pianura (6 livelli acquiferi principali rilevati) mantengono un assetto prevalentemente normale alla linea di costa lagunare. Tali considerazioni sono coerenti con quelle riportate nella carta isofreatica della Regione Veneto scala 1:100.000 riportata nella relazione geologica.

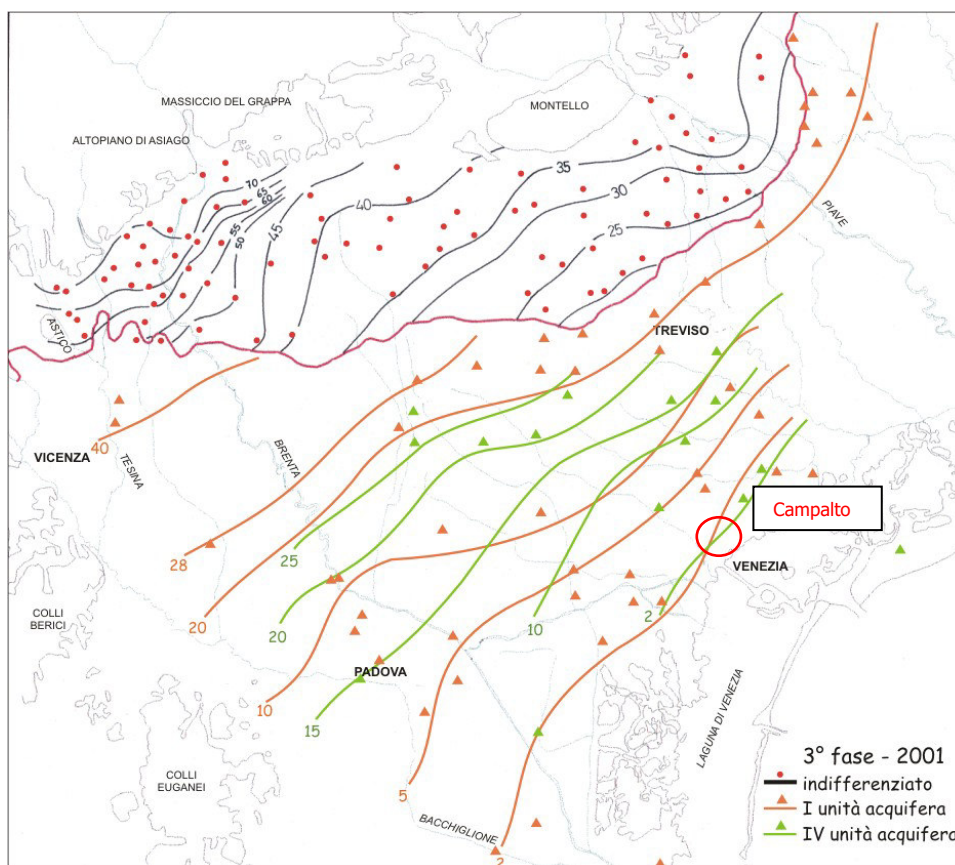
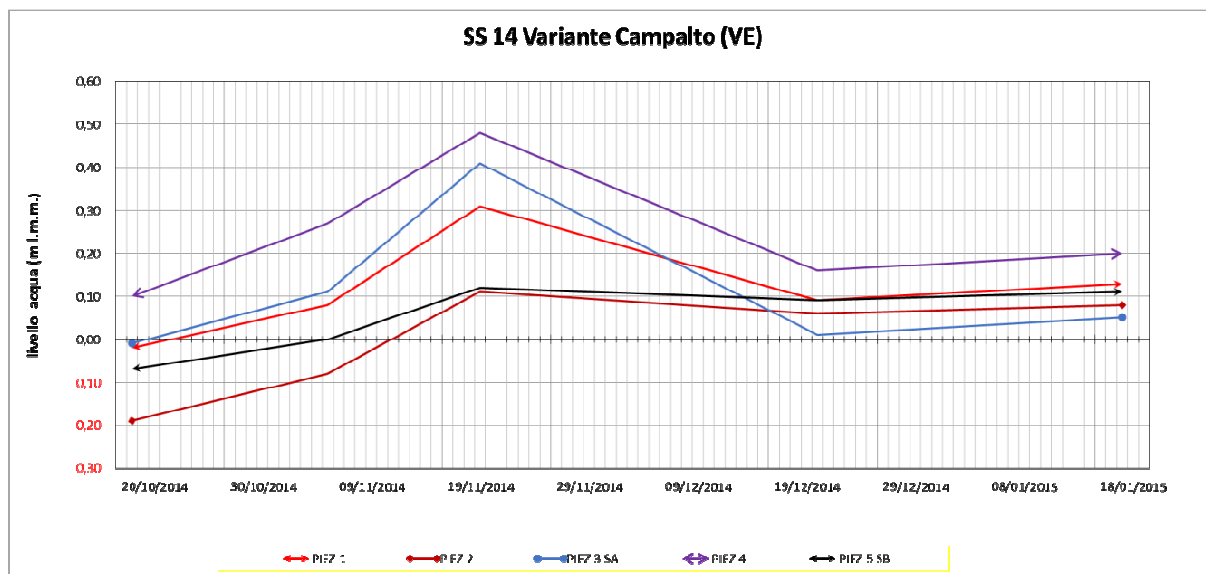


Figura 8 – Carta dei deflussi idrici sotterranei (da Antonelli, Mari, 2001)

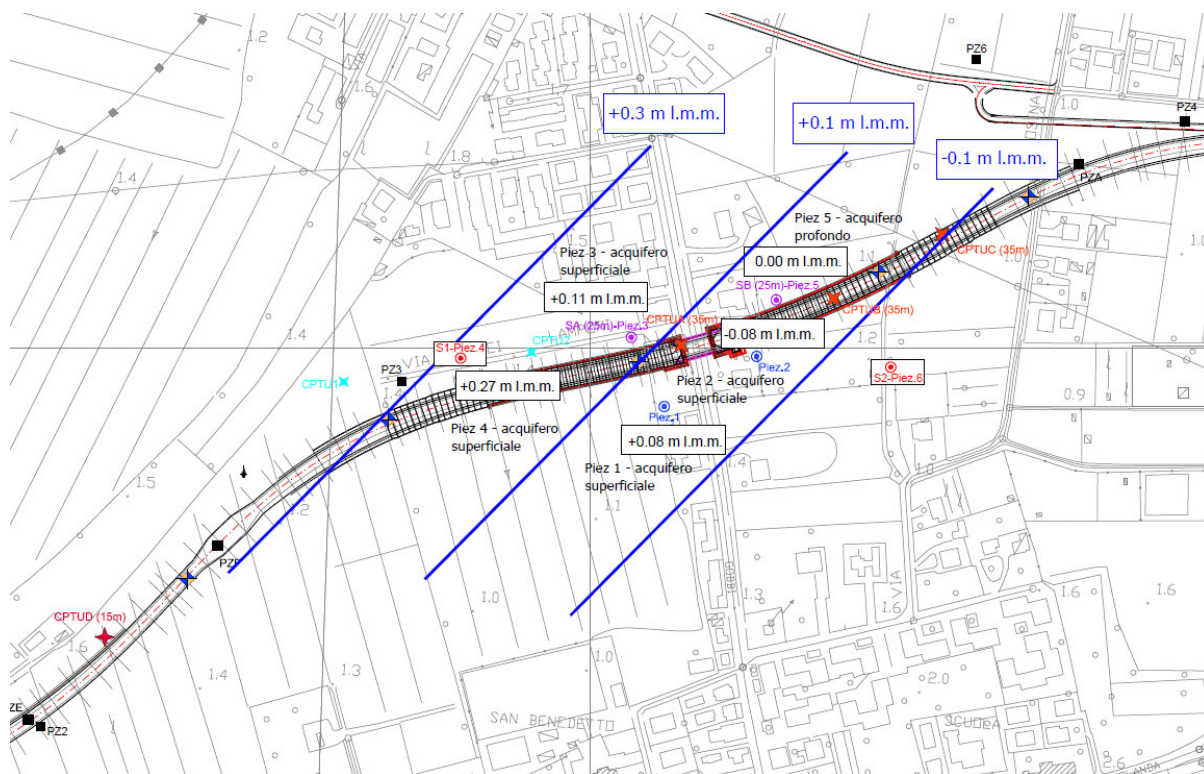
Per definire le quote e l'andamento della falda nell'area in oggetto nel corso della campagna di indagine integrativa del 2014 sono stati, come già detto, messi in opera n.4 piezometri in corrispondenza dell'acquifero più superficiale (Piez 1÷4) e uno in corrispondenza di quello più profondo (Piez. 5); in Figura 9 sono riportate le letture ad oggi disponibili.



Sulla base dei rilievi piezometrici condotti in sito e degli studi bibliografici sono state assunte le seguenti quote di falda di riferimento, sia per quanto riguarda la falda superficiale che quelle più profonde:

- **quota falda di cantiere 0 m l.m.m.;**
- **quota falda di progetto (a lungo termine) +1 m l.m.m.**

Si riporta in Figura 10 la planimetria dell'area in esame con le linee isopiezometriche, con riferimento ai rilievi condotti in sito.



Come già detto, nel corso dei sondaggi sono state condotte prove di permeabilità di tipo Lefranc a carico variabile negli strati di natura prevalentemente incoerente. Le prove hanno fornito i seguenti valori:

U.G. II - Terreni prevalentemente incoerenti: sabbie da fini a medie. Falda superficiale e 1° falda

Indagini Geotecnica Veneta

S1 (z = 5.00÷5.50 m) k = 3.06×10^{-4} m/s

S2 (z = 6.50÷7.00 m) k = 7.47×10^{-6} m/s

Indagini Vicenzetto

SA (z = 5.00÷5.50 m) k = 4.89×10^{-6} m/s

SA (z = 7.50÷8.00 m) k = 1.32×10^{-5} m/s

SB (z = 4.00÷4.50 m) k = 6.61×10^{-6} m/s

SB (z = 8.50÷9.00 m) k = 1.07×10^{-5} m/s

U.G. IV – Limi sabbiosi e sabbie fini limose 2° falda

Indagini Vicenzetto

SA (z = 14.00÷14.50 m) k = 2.37×10^{-6} m/s

Per i terreni di natura prevalentemente coesiva (argille limose e sabbiose) si riportano i valori del coefficiente di permeabilità k ricavato dalle prove edometriche di laboratorio, relativo all'intervallo tensionale di interesse:

S1 - Campione 1 (z = 11.80÷12.40 m)

k = 2.41×10^{-9} m/s ($\sigma'_v = 80$ kPa)

k = 1.34×10^{-9} m/s ($\sigma'_v = 160$ kPa)

S2 - Campione 2 (z = 11.70÷12.30 m)

k = 6.94×10^{-10} m/s ($\sigma'_v = 80$ kPa)

k = 4.26×10^{-10} m/s ($\sigma'_v = 160$ kPa)

I dati di letteratura riportano i seguenti coefficienti di permeabilità:

- banco sabbioso superficiale (U.G. II, Falda superficiale e prima falda) k = 1×10^{-4} m/s ÷ 1×10^{-5} m/s;
- intercalazioni sabbioso limose (U.G. IV, Seconda falda) k = 5×10^{-5} m/s ÷ 5×10^{-6} m/s.

Ai fini del dimensionamento idraulico dei pozzi di sfioro sono stati assunti i seguenti valori di riferimento del coefficiente di permeabilità:

RELAZIONE GEOTECNICA

- banco sabbioso superficiale $k = 1 \times 10^{-4} \text{ m/s};$
- intercalazioni sabbioso limose $k = 5 \times 10^{-5} \text{ m/s};$
- terreni coesivi $k = 1 \times 10^{-7} \text{ m/s}.$

5 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Le NTC 08 prevedono un approccio prestazionale nel calcolo delle strutture e delle opere geotecniche nei confronti dell'azione sismica, con lo scopo di garantire il controllo del livello di danneggiamento.

L'azione sismica viene valutata a partire dalla cosiddetta "pericolosità sismica di base" riferita ad un sito con suolo rigido (categoria A) e superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale la pericolosità sismica di base sul territorio Italiano è fornita dai dati pubblicati sul sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. In Figura 11 viene riportata l'accelerazione massima orizzontale a_g di riferimento su suolo rigido con possibilità di superamento pari al 10 % in 50 anni, ottenuta dal citato database.

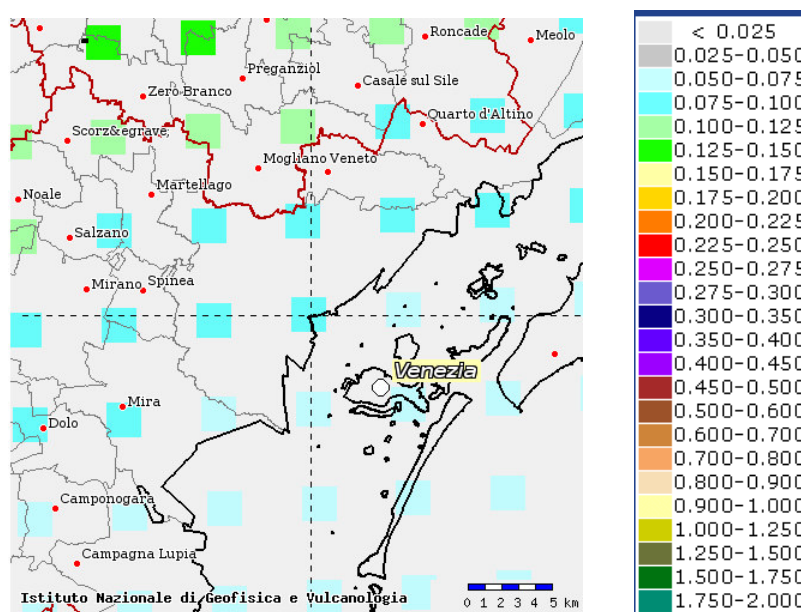


Figura 11 - Figura accelerazione massima orizzontale a_g di riferimento su suolo rigido con possibilità di superamento pari al 10 % in 50 anni, dal sito dell'istituto nazionale di Geofisica e Vulcanologia

Le NTC 08 prevedono che l'azione sismica di base sia definita in funzione dello stato limite considerato sulla base della probabilità di superamento nel periodo di riferimento, come indicato nella seguente Tabella III (tabella 3.2.I NTC 08):

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella III – Tabella 3.2.I NTC 08

La vita di riferimento dell'opera V_r viene determinata dal prodotto V_n (vita nominale) x c_u (coefficiente d'uso).

Nel caso in esame considerando una vita nominale dell'opera di 50 anni (categoria 2: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale") e una classe d'uso III ("Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso."), con coefficiente $c_u = 1.5$ e $V_r = 75$ anni, la pericolosità sismica di base è espressa in termini di massima accelerazione orizzontale a_g , in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R ¹ in Figura 12.

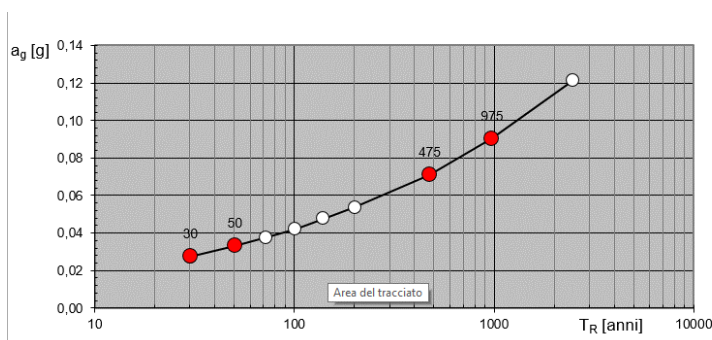


Figura 12 - Massima accelerazione orizzontale a_g in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R

L'accelerazione di riferimento a_g così ottenuta deve essere modificata per tener conto sia delle condizioni stratigrafiche locali che della morfologia del sito; l'accelerazione massima orizzontale di riferimento si ottiene con la seguente espressione:

$$a_{max} = a_g \times S_s \times S_t$$

dove S_s è un coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_t di amplificazione topografica.

¹ dove $T_R = -V_r / (\ln(1 - P_{V_r}))$

RELAZIONE GEOTECNICA

Ai fini della risposta sismica locale i terreni di fondazione sono stati assunti di categoria C: "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*", con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)", come rilevato dall'indagine MASW che indica una $V_{s,30}$ pari a 239 m/s.

Nel caso in esame, con $S_s = 1.5$ (terreno tipo C) e $S_t = 1$ (categoria topografica T1), si ha:

$$a_{max} = a_g \times S_s \times S_t = 0.092g \times 1.5 \times 1 = 0.138g$$

6 STABILIZZAZIONE A CALCE DEL PIANO DI POSA DEI RILEVATI

Il progetto prevede la stabilizzazione in sito con legante idraulico (calce al 3%) del piano di posa dei rilevati stradali.

L'aggiunta di calce nelle terre limo-argillose e/o argillose produce infatti, con effetto immediato, una riduzione del contenuto in acqua ed un netto miglioramento delle caratteristiche fisiche e meccaniche del materiale. Questo permette di ottenere una miscela adatta alla formazione di strati che, dopo il costipamento, diano un'adeguata resistenza alle sollecitazioni meccaniche. Lo svilupparsi di determinate reazioni chimiche (pozzolaniche) determinano infatti significativi miglioramenti delle proprietà meccaniche e di portanza del terreno trattato e della sua stabilità all'acqua e al gelo.

Il capitolato speciale di appalto (CSA) del progetto definitivo a base di gara indica come requisito per il piano di posa dei rilevati un modulo M_d su piastra da 300 mm minimo pari a 20 MPa nell'intervallo di carico tra 50 e 150 kPa.

Lo stesso CSA prevede che i terreni da stabilizzare in sito per quanto riguarda il piano di appoggio dei rilevati debbano avere le seguenti caratteristiche:

- fuso granulometrico come riportato nella norma CNR B.U. n° 36/73;
- indice di plasticità > 10 ;
- contenuto sostanze organiche $\leq 2\%$;
- solfati totali (solfati) $\leq 1\%$;
- le limitazioni sopraindicate possono essere derogate se viene condotta una opportuna campagna di sperimentazione;
- indice CBR del terreno stabilizzato, dopo 7 gg di maturazione e 4 gg di imbibizione, idoneo alla specifica destinazione del materiale.

I principali capitolati e la normativa tecnica indicano, per il piano dei rilevati un indice CBR $> 20\%$, tale valore trova anche riscontro dalla seguente relazione che lega il modulo M_d all'indice CBR (Giannini 79):

$$M_d (MPa) \sim 3 \times CBR^{0.65}$$

La richiesta del capitolato di un modulo M_d non inferiore a 20 MPa può quindi essere tradotta in un indice CBR superiore al 20%.

Ai fini di verificare l'idoneità dei terreni ad essere sottoposti al trattamento a calce sono stati eseguiti lungo il tracciato stradale pozzetti esplorativi con prelievo di campioni di terreno sottoposti in laboratorio a prove geotecniche di classificazione.

Complessivamente sono stati realizzati i seguenti pozzetti esplorativi, ubicati nella planimetria in

Figura 1:

- n.6 (PZ1÷PZ6) durante la campagna geognostica dell'ottobre-novembre 2008 condotta dalla ditta Geotecnica Veneta;
- n.6 (PZA÷PZF) nel dicembre 2013 dalla CMG Testing di Avellino;
- n.10 (P1÷P10) durante la campagna geognostica dell'ottobre 2014 condotta dalla ditta Vicenzetto.

In Tabella IV si riportano i risultati delle prove di classificazione condotte sui campioni prelevati ad una profondità media di 0.3-0.7 m dal p.c.. I terreni appartengono ai gruppi A4, A6 e A7-6 della classificazione UNI CNR 10006-2002 con indice plastico mediamente compreso tra 8 e 20, concentrazione di solfati minore dello 0.1% e contenuto di sostanza organiche mediamente inferiore al 2% con punte del 3÷4%.

tratto in sottopasso																			
Progressiva [m]	150	200	400	441	480	600	640	800	870	1000	1200	1340	1380	1400	1470	1570	1600	1710	1800
Pozzetto	PZ1	P1	P2	PZE	PZ2	P3	PZF	P4	PZ3	P5	P6	PZ6	PZA	P7	PZ4	PZB	P8	PZC	P9
Classificazione ai sensi della norma CNR UNI 10006	A6	A6	A6	A4	A6	A6	A4	A7-6	A6	A7-6	A2-4	A4	A4	A4	A6	A4	A6	A7-6	A6
IP [%]	23,0	10,4	17,3	7,4	15,0	11,8	7,0	26,3	11,0	19,7	-	-	4,0	5,0	18,0	8,5	13,4	12,8	12,5
w _L [%]	39,0	31,3	37,7	32,4	36,0	32,7	33,1	50,0	31,0	42,8	-	-	22,6	22,7	38,0	32,0	32,9	40,8	31,7
Concentrazione solfati totali [%]	-	< 0,1	< 0,1	< 0,1	-	< 0,1	< 0,1	< 0,1	-	< 0,1	< 0,1	-	< 0,1	< 0,1	-	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Concentrazione sostanze organiche [%]	-	1,6	1,3	4,9	-	1,8	2,87	1,4	-	1,9	1,1	-	2,63	1,2	-	3,72	1,4	4,32	1,9

Tabella IV – Risultati prove di laboratorio

Al fine di valutare l'idoneità dei terreni alla stabilizzazione a calce è stata condotta la seguente campagna di sperimentazione in laboratorio su miscele di terreno e calce (in percentuale variabile tra 3 e 3.5 %) consistente in:

- determinazione del consumo iniziale di calce C.I.C.;
- prove di costipamento AASTHO Modificato su terreno e su provino miscelato a calce viva;
- determinazione dell'indice di portanza CBR immediato (IPI) del terreno naturale e del terreno miscelato a calce viva, con provino costipato circa al massimo della densità Proctor Mod;
- determinazione dell'indice di portanza CBR su provino miscelato a calce viva e costipato circa al massimo della densità Proctor Mod., dopo 7 giorni di maturazione e successiva imbibizione in acqua per 4 giorni.

Tali prove sono state condotte, come riportato in Tabella V, su tutti i campioni prelevati nel corso della campagna del 2013 e su due campioni rappresentativi dei terreni indagati nel corso della campagna del 2014 di cui il primo ottenuto miscelando i terreni provenienti dai campioni P1, P2 e P3 e il secondo da quelli provenienti dai campioni P7, P8, P9 e P10.

Progressiva [m]	200-400-600	441	640	1380	1570	1400-1600- 1800-2000	1710	1830
Pozzetto	P1+P2+P3	PZE	PZF	PZA	PZB	P7+P8+P9+P10	PZC	PZD
CIC [%]	3	2	2	2,5	2	2,5	2	2,5
Percentuale calce miscela[%]	3	3	3	3,5	3	3	3	3,5
Indice di portanza CBR con calce dopo 7 gg stagionatura + 4 gg imbibizione [%]	169,1	107,1	197,8	194,3	200,6	87,2	196,8	176,9
Rigonfiamento [%]	0,08	0,06	0,09	0,02	0,02	0,04	0,02	0,03
Indice di portanza CBR immediato del terreno (IPI) [%]	50,9	85,6	103,5	40,2	21,4	36,9	80,3	73,1

Tabella V – Risultati prove di laboratorio su miscele

I risultati delle prove sperimentali di laboratorio sono assolutamente positivi con indice CBR dopo 7 gg di maturazione e 4 gg di imbibizione mediamente superiore al 150% con due sole prove che hanno dato valori inferiori ma comunque elevati pari rispettivamente a 90% e 100%.

Alla luce dei risultati delle prove di laboratorio si ritiene idoneo effettuare la stabilizzazione del piano di posa dei rilevati con una percentuale di calce pari al 3% che garantisce un indice CBR minimo pari al 90% ben maggiore del minimo previsto dal capitolato pari al 20%.

In fase esecutiva per avere un riscontro con le prove realizzate in laboratorio e per verificare il metodo di compattazione da utilizzare, si provvederà alla realizzazione di un campo prova in sito.

7 VERIFICHE IDRAULICHE IN FASE PROVVISORIALE

La realizzazione della galleria artificiale in corrispondenza dell'intersezione del tracciato in progetto con via Gobbi comporterà scavi sino alla profondità massima di -11.5 m l.m.m. (12.5 m dal p.c. medio situato alla quota +1 m l.m.m.), ad eccezione di un tratto localizzato dove gli scavi saranno approfonditi di ulteriori 1.5 m a ridosso della galleria naturale. Come già detto, la galleria naturale e le relative problematiche costruttive sono oggetto di una apposita relazione.

Al fine di eseguire gli scavi all'asciutto in assenza di pericoli di sifonamento e sollevamento del fondo, è previsto, per profondità di scavo sino alla -9.2 m l.m.m. il completo confinamento idraulico dell'area attraverso paratie a tenuta immerse negli strati coesivi impermeabili profondi con funzione di "tappo di fondo" naturale. In corrispondenza delle zone con profondità di scavo maggiore è previsto un tappo di fondo di impermeabilizzazione artificiale in jet grouting.

Il tampone di jet grouting funge quindi come strato di terreno a bassa permeabilità funzionale all'abbattimento dei fenomeni di infiltrazione, e pertanto assimilabile ad uno strato di terreno argilloso.

Solo in corrispondenza degli scavi di minor entità (profondità massima -9.8 m l.m.m.), al fine di garantire nei confronti del pericolo di sollevamento del fondo nella fase provvisoriale di massimo scavo, sono stati previsti pozzi di sfioro degli acquiferi profondi confinati necessari per garantire un abbassamento della quota piezometrica sino ad un massimo di 5 m circa.

I pozzi di sfioro non interferiscono in alcun modo con gli edifici in prossimità dell'area di scavo, in quanto distano oltre 60 m dalle abitazioni distanza maggiore del raggio idraulico di influenza, valutato e confermato nel corso della prova su pozzo condotta, dell'ordine di 50 m.

In Figura 13 e in Allegato 3 è riportato il profilo di scavo per la realizzazione del sottopasso e le profondità previste per le paratie in funzione delle profondità da raggiungere.

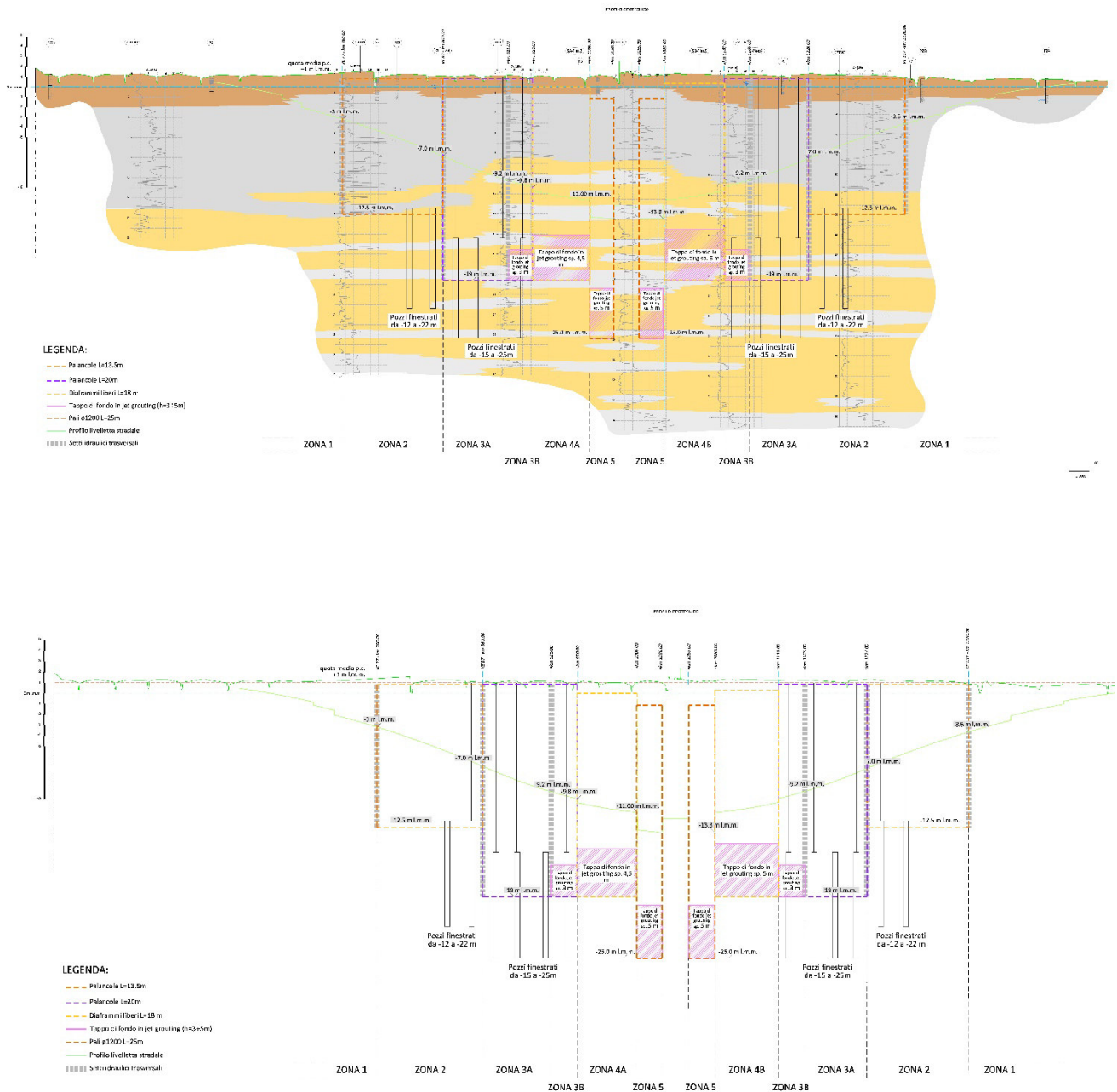


Figura 13 – Tratto galleria artificiale: profilo di scavo e profondità paratie (Non in scala)

Per la realizzazione degli scavi nelle zone 2 e 3A, si prevede di utilizzare il tappo di fondo naturale in argilla, mentre nelle zone 3B, 4A, 4B e 5, dove gli scavi raggiungono le profondità maggiori, si prevede di utilizzare un tappo di fondo in jet grouting di spessore pari a 3 m per la zona 3B, 4.5 per la 4A e pari a 5 m per la zona 4B e

5. I pozzi di sfioro sono previsti esterni alle paratie posizionati ad interasse 20 m, con diametro minimo $\phi 400$ mm e spinti sino ad un massimo di 25 m di profondità.

Sono inoltre previste paratie plastiche trasversali di chiusura in corrispondenza dei diversi settori di scavo.

Nella zona 1, dove il profilo di scavo raggiunge la profondità a circa -3 m l.m.m., sono previsti scavi a sezione aperta senza paratie, con pozzi di aggotamento per eseguire gli scavi stessi all'asciutto.

Ai fini di asciugare l'area di scavo e verificare la tenuta idraulica delle paratie e del tappo di fondo prima di procedere con gli scavi stessi, sono previsti all'interno di ogni settore dei pozzi spinti sino a 4÷5 m di profondità al di sotto del fondo.

7.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI NELLE FASI PROVVISORIALI

La verifica nei confronti del pericolo di sollevamento del fondo scavo nelle fasi provvisoriale per effetto della sottopressione idraulica agente alla base degli strati coesivi impermeabili di fondazione è soddisfatta, secondo le NTC 2008, se il valore di progetto dell'azioni instabilizzante $V_{inst,d}$ è minore della somma delle azioni permanenti $V_{stb,d}$ e delle resistenze R_d , ovvero:

$$V_{inst,d} \leq V_{stb,d} + R_d$$

I coefficienti parziali per determinare i valori di progetto sono riportati nella tabella 6.2.III delle NTC 2008, tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

Tabella 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_Q)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella VI – Tabella 6.2.III delle NTC 2008

Le verifiche sono state inoltre condotte in base alle indicazioni delle NTC 08 e dell'Eurocodice 1997 parte 1 considerando i seguenti meccanismi di rottura:

- sollevamento del tappo di fondo (naturale o in jet) rispetto paratie, con possibilità di scorrimento lungo le pareti interne delle paratie stesse (figura 14-1);
- sollevamento del blocco tappo+paratie nell'ipotesi che paratie e tappo siano un unico elemento strutturale rigido (figura 14-2). Tale verifica è stata condotta solo nelle zone 4 e 5 dove non sono previsti i pozzi di sfioro

alla base del tappo e dove le verifiche al sollevamento, di cui al capoverso precedente, sono garantite considerando anche la resistenza allo scorrimento mobilizzata tra le paratie e il tappo.

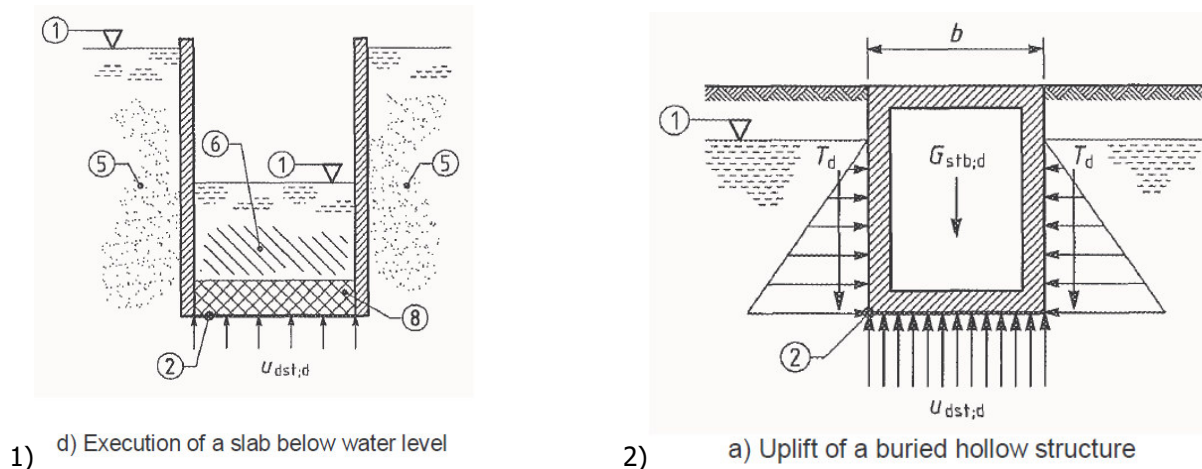


Figura 14 – Verifiche al sollevamento Eurocodice 1997-1

Nel primo caso, sollevamento del tappo rispetto ai diaframmi, l'azione instabilizzante di progetto è data da:

$$V_{inst,d} = \gamma_{gl} \times (\gamma_w \times h_a)$$

dove $\gamma_w \times h_a$ è la sottopressione idraulica agente alla base dello strato impermeabile.

L'azione stabilizzante è data dal peso proprio del terreno e del tappo compreso tra il fondo scavo e la base dello strato impermeabile:

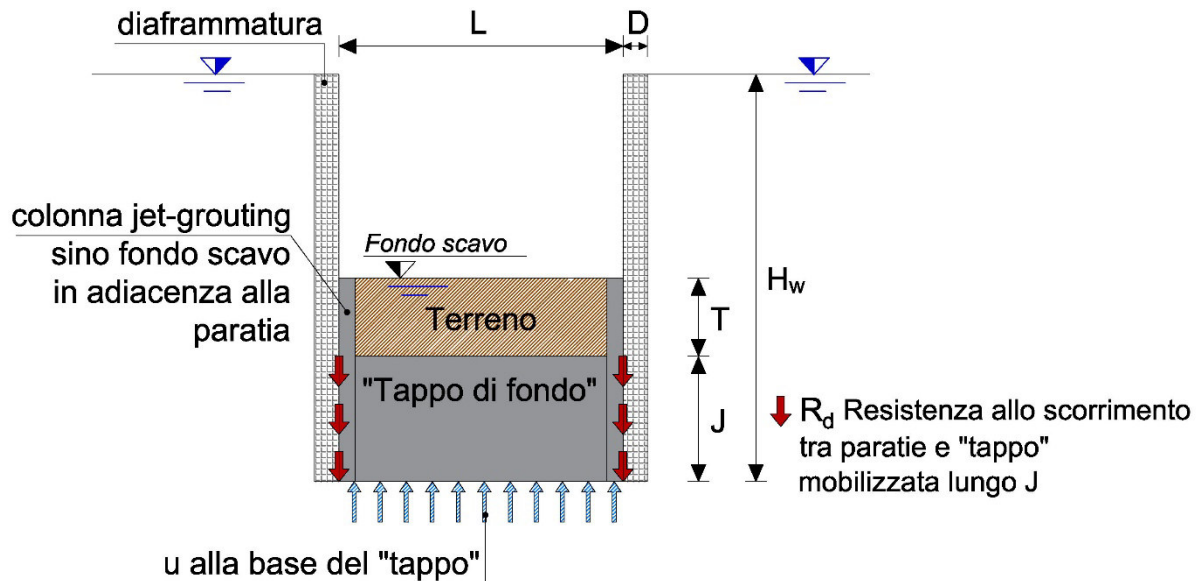
$$V_{stad,d} = \gamma_{gl} \times \sum_i H_{ti} \times \gamma_{ti}$$

dove H_{ti} e γ_{ti} indicano rispettivamente lo spessore e il peso di volume totale degli strati i-esimi di terreno presenti sotto il fondo scavo sino alla base dello strato coesivo impermeabile considerato. Il peso di volume γ_{ti} viene assunto mediamente pari a 19.5 kN/m³ per il terreno naturale, e per il tappo di fondo in jet grouting pari a 20 kN/m³.

Solo in corrispondenza delle zone 4 e 5 nelle verifiche di sicurezza di tipo idraulico, come già detto analogamente a quanto fatto nel progetto definitivo, oltre al peso proprio è stata considerata l'azione stabilizzante **R_d** dovuta alla resistenza allo scorrimento che si può mobilizzare tra il tappo di fondo e le paratie di sostegno in calcestruzzo secondo lo schema riportato nella seguente figura.

Rispetto alla soluzione prevista nel progetto definitivo la posizione del tappo di fondo è stata ottimizzata portandolo in corrispondenza della base delle paratie in modo da sfruttare tutto il peso stabilizzante del terreno naturale.

- la resistenza R_d allo scorrimento è stata considerata solo in corrispondenza dello spessore J del tappo, benchè lo stesso venga cautelativamente realizzato sino alla quota di fondo scavo in adiacenza alle paratie, per garantire una migliore adesione;
- la resistenza R_d è stata considerata anche nel PD al fine di garantire le verifiche di sicurezza (benchè non esplicitate nelle relazioni di calcolo) al sollevamento in fase provvisoria.



Nella pratica ingegneristica il terreno consolidato con jet grouting è assimilato a un calcestruzzo di bassa qualità, assumendo un criterio di rottura di Tresca semplice, caratterizzato da superfici di rottura governate dalla resistenza a compressione uniassiale (o semplice) q_u . In altre parole il terreno consolidato può essere assimilato ad un terreno coesivo impermeabile con resistenza al taglio non drenata c_u pari a $0.5 q_u$.

Assumendo, come già detto in via del tutto cautelativa, i valori minimi della resistenza q_u pari a 1 MPa (argille trattate con basso contenuto di cemento) si può considerare un valore di c_u pari a 500 kPa.

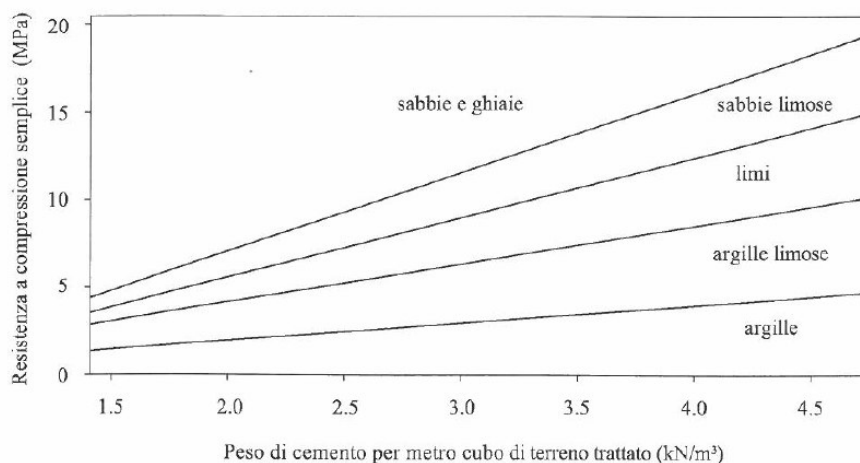


Figura 16 – Campi di resistenza a compressione semplice per i diversi tipi di terreno. Da Raccomandazioni AGI sul Jet Grouting (2012) – e da Croce et al. Jet Grouting Technology, Design and Control 2014.

Ricordando che il trattamento jet grouting con iniezioni ad alta pressione viene eseguito all'interno di un volume confinato lateralmente dai diaframmi, realizzati in precedenza e quindi con una completa adesione tra parete e colonna di terreno consolidato, la resistenza allo scorrimento che si può mobilitare tra la superficie dei diaframmi e il terreno trattato con jet grouting è stata valutata in base alle ormai ben consolidate linee guida riportate nelle Raccomandazioni sui Pali di Fondazione dell'AGI (Associazione Geotecnica Italiana) del 1984, in base alle quali l'adesione laterale palo-terreno può essere valutata quale quota parte e in funzione della coesione non drenata c_u mediante i valori riportati nella seguente tabella.

Tab. 5.2 - Valori indicativi dell'adesione q_a per pali in terreni coesivi

Materiale		c_u (kPa)	q_a	$q_{a,max}$ (kPa)
PALI INFISSI	CLS	≤ 25	c_u	120
		$25 < 50$	$0.85 c_u$	
		$50 < 75$	$0.65 c_u$	
		≥ 75	$0.50 c_u$	
	ACCIAIO	≤ 25	c_u	100
		$25 < 50$	$0.80 c_u$	
		$50 < 75$	$0.65 c_u$	
		≥ 75	$0.50 c_u$	
TRIVELLATI	CLS	≤ 25	$0.90 c_u$	100
		$25 < 50$	$0.80 c_u$	
		$50 < 75$	$0.60 c_u$	
		≥ 75	$0.40 c_u$	

Figura 17 – Tabella 5.2 estratta dalle raccomandazioni AGI sui pali di fondazione: Valori dell'adesione per pali in terreni coesivi. c_a

Come già detto le NTC 08 prevedono che i valori di progetto dei parametri geotecnici per le verifiche al sollevamento siano ottenuti da quelli caratteristici assumendo i coefficienti parziali $M2$; nel caso in esame assumendo un valore caratteristico della coesione non drenata pari a 500 kPa si ottiene un valore di progetto di 357 kPa (500 / coeff. parz. pari a 1.4).

Poiché la superficie al contatto con il terreno dei pannelli di diaframma gettati in opera è analoga e assimilabile a quella dei pali trivellati sempre gettati in opera: considerando per il terreno consolidato un valore di progetto della c_u di 350 kPa, l'adesione risulta pari a $0.4 \times 357 \text{ kPa} = 142 \text{ kPa}$.

Nelle verifiche, come anche da indicazioni AGI, è stato utilizzato cautelativamente un valore dell'adesione pari a 100 kPa.

Nel secondo tipo di verifica al sollevamento del blocco rigido tappo+paratie, tra le azioni stabilizzanti è stato considerato anche il peso proprio delle paratie e la resistenza dovuta all'attrito tra il terreno naturale e le paratie, valutato in base alle seguenti ipotesi cautelative:

- angolo di resistenza al taglio del terreno naturale con valore caratteristico ϕ'_k 30°, valore di progetto (M2) ϕ'_d 25°
- angolo di attrito diaframma terreno δ pari a $2/3 \phi'_d$ pari a 16.5°
- coefficiente di spinta a riposo k_0 pari a 0.5

Si riportano di seguito le verifiche di sicurezza in corrispondenza delle varie zone di scavo.

Zona 2

Nella zona 2 la massima profondità di scavo raggiunta (sezione A) è -7 m l.m.m. in corrispondenza della quale le paratie sono immorsate nello strato coesivo con base a -15 m l.m.m.. Nella zona di massimo scavo i pozzi di sfioro (vedi paragrafo 7.2) garantiscono un abbassamento minimo della quota piezometrica di 3 m negli acquiferi sabbiosi profondi alla base del tappo naturale.

Le verifiche di sicurezza sono soddisfatte come da *Figura 18*.

Zona 3A

In corrispondenza della zona 3 la massima profondità di scavo raggiunta è -9.2 m l.m.m. e le paratie sono immorsate nello strato coesivo con base assunta a -18 m l.m.m.. Nella zona di massimo scavo i pozzi di sfioro (vedi paragrafo 7.2) garantiscono un abbassamento minimo della quota piezometrica di 5 m negli acquiferi sabbiosi profondi alla base del tappo naturale.

Le verifiche di sicurezza sono soddisfatte come da *Figura 18*.

Zona 3B

In corrispondenza della zona 3 la massima profondità di scavo raggiunta è -9.8 m l.m.m. alla base delle paratie (-19 m l.m.m) è previsto un tappo di fondo in jet grouting di spessore pari a 3m. Nella zona di massimo scavo i pozzi di sfioro (vedi paragrafo 7.2) garantiscono un abbassamento minimo della quota piezometrica di 5 m negli acquiferi sabbiosi profondi alla base del tappo in jet grouting. Le verifiche di sicurezza sono soddisfatte come da *Figura 18*.

			Sottospinta						Pesi stabilizzanti					Verifica al sollevamento			
	B	L	Base	Piezom.	H _w	γ _w	γ _{inst}	V _{inst,d}	J	T	γ _{sat}	γ _{sat jet}	γ _{stab}	G _{stab,d}	Vd Inst.	<	Vd Stab.
	[m]	[m]	[m l.m.m.]	[m l.m.m.]	[m]	[kN/m ³]	[-]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[-]	[kN/m]	[kN/m]		[kN/m]
Zona 2	1	14,0	-15,0	-3,0	12	9,81	1,1	1813		8,0	19,5		0,9	1966	1813	<	1966
Zona 3A	1	14,0	-18,0	-5,0	13	9,81	1,1	1964		8,8	19,5		0,9	2162	1964	<	2162
Zona 3B	1	14,0	-19,0	-5,0	14	9,81	1,1	2115	3,0	6,2	19,5	20	0,9	2279	2115	<	2279

Figura 18 – Verifiche nei confronti del sollevamento del fondo scavo zona 2 e 3A con tappo di fondo naturale e 3B con tappo di fondo in jet e pozzi di sfioro

Zona 4A (con tappo di fondo in Jet Grouting di spessore 4.5 m e paratie con base a -19m l.m.m.)

In corrispondenza della zona 4A la massima profondità di scavo raggiunta è -11 m l.m.m. alla base delle paratie è prevista la realizzazione di un tappo di fondo in jet grouting di spessore 4.5 m.

Le verifiche del sollevamento del fondo scavo sono riportate nella seguente figura, tenendo conto anche della resistenza allo scorrimento mobilizzata tra tappo e paratie in c.a.

		Sottospinta					Pesi stabilizzanti					Resistenza allo scorrimento tappo			Verifica al sollevamento		
B	L	Base	H _w	γ _w	γ _{inst}	V _{inst,d}	J	T	γ _{sat}	γ _{sat jet}	γ _{stab}	G _{stab,d}	τ _{adesione}	γ _{stab}	R _d	Vd Inst.	Vd Stab. +Rd
[m]	[m]	[m l.m.m.]	[m]	[kN/m ³]	[-]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[-]	[kN/m]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	12,9	-19,0	19	9,81	1,1	2645	4,5	3,5	19,5	20	0,9	1837	100	0,9	810	2645	2647

Figura 19 – Verifiche nei confronti del sollevamento del fondo scavo zona 4A con tappo di fondo in Jet Grouting di spessore 4.5 m e paratie con base a -19m l.m.m.)

Le verifiche di sicurezza nei confronti del sollevamento del blocco rigido paratie – tappo sono riportate nella seguente figura. Come già detto, l'attrito tra il terreno naturale e le paratie è stato valutato in base alle seguenti ipotesi:

- angolo di resistenza al taglio valore caratteristico φ_k 30°, valore di progetto (M2) φ_d 25°
- angolo di attrito diaframma terreno δ pari a 2/3 φ_d pari a 16.5°
- coefficiente di spinta k₀ pari a 0.5

$$T_d = ((\sigma'v \times k_0) \times H \times 0.5) \times \tan \delta = ((19 \times 9.5 \times 0.5) \times 19 \times 0.5) \times \tan 16.5 = 260 \text{ KN Per lato}$$

		Sottospinta					Pesi stabilizzanti Terreno					Attrito stabilizzante sulle pareti esterne delle paratie			Verifica al sollevamento			
B	L+2D	Base	H _w	γ _w	γ _{inst}	V _{inst,d}	J	T	γ _{sat}	γ _{sat jet}	γ _{stab}	G _{stab,d}	Td	γ _{stab}	R _d	Vd Inst.	<	Vd Stab. +R _d
[m]	[m]	[m lm.m.]	[m]	[kN/m ³]	[-]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[-]	[kN/m]	KN	[-]	[kN/m]	[kN/m]	<	[kN/m]
1	15,3	-19,0	19	9,81	1,1	3137	4,5	3,5	19,5	20	0,9	1837	260	0,9	520	3137	<	3383
							Pesi stabilizzanti Diaframma											
							sp	H	n.	γ _{sat jet}	γ _{stab}	G _{stab,d}						
							[m]	[m]		[kN/m ³]	[-]	[kN/m]						
							1,2	19,0	2	25	0,9	1026						

Figura 20 – Verifiche nei confronti del sollevamento (paratie + tappo) zona 4A con tappo di fondo in Jet Grouting di spessore 4.5 m e paratie con base a -19m l.m.m.)

Tutte le verifiche di sicurezza risultano soddisfatte.

Zona 4B (con tappo di fondo in Jet Grouting di spessore 5 m e paratie con base a -19m l.m.m.)

In corrispondenza della zona 4B la massima profondità di scavo raggiunta è -11 m l.m.m. alla base delle paratie è prevista la realizzazione di un tappo di fondo in jet grouting di spessore 5 m.

Le verifiche del sollevamento del fondo scavo sono riportate nella seguente figura, tenendo conto della resistenza allo scorrimento mobilizzata tra tappo e paratie in c.a.

		Sottospinta					Pesi stabilizzanti					Resistenza allo scorrimento tappo			Verifica al sollevamento		
B	L	Base	H _w	γ _w	γ _{inst}	V _{inst,d}	J	T	γ _{sat}	γ _{sat jet}	γ _{stab}	G _{stab,d}	τ _{adesione}	γ _{stab}	R _d	Vd Inst.	Vd Stab. +Rd
[m]	[m]	[m lm.m.]	[m]	[kN/m ³]	[-]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[-]	[kN/m]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	14,0	-19,0	19	9,81	1,1	2870	5,0	3,0	19,5	20	0,9	1997	100	0,9	900	2870	< 2897

Figura 21 – Verifiche nei confronti del sollevamento del fondo scavo zona 4B con tappo di fondo in Jet Grouting di spessore 5 m e paratie con base a -19m l.m.m.)

Le verifiche nei confronti del sollevamento del blocco rigido paratie – tappo sono riportate nella seguente figura. L'attrito tra il terreno naturale e le paratie è stato valutato come per la zona 4A.

		Sottospinta					Pesi stabilizzanti Terreno					Attrito stabilizzante sulle pareti esterne delle paratie			Verifica al sollevamento			
B	L+2D	Base	H _w	γ _w	γ _{inst}	V _{inst,d}	J	T	γ _{sat}	γ _{sat jet}	γ _{stab}	G _{stab,d}	Td	γ _{stab}	R _d	Vd Inst.	<	Vd Stab. +R _d
[m]	[m]	[m lm.m.]	[m]	[kN/m³]	[-]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m³]	[kN/m³]	[-]	[kN/m]	KN	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	16,4	-19,0	19	9,81	1,1	3362	5,0	3,0	19,5	20	0,9	1997	260	0,9	520	3362	<	3543
							Pesi stabilizzanti Diaframma											
							sp	H	n.	γ _{sat jet}	γ _{stab}	G _{stab,d}						
							[m]	[m]		[kN/m³]	[-]	[kN/m]						
							1,2	19,0	2	25	0,9	1026						

Figura 22 – Verifiche nei confronti del sollevamento (paratie + tappo) zona 4B con tappo di fondo in Jet Grouting di spessore 5 m e paratie con base a -19m l.m.m.)

Tutte le verifiche di sicurezza risultano soddisfatte.

Zona 5 (con tappo di fondo in Jet Grouting di spessore 5 m con base a -25m l.m.m.)

In corrispondenza della zona 5 sono previste paratie a pozzo con sezione ellittica con assi di dimensioni 22.3 m e 26.4 m, che ricoprono una superficie di base pari a 463 m² e hanno uno sviluppo di 77 m.; la massima profondità di scavo raggiunta è -13.3 m l.m.m. e sono previste paratie spinte sino a -25 m l.m.m. Anche in questa zona è prevista la realizzazione di un tappo di fondo in jet grouting di spessore 5 m alla base delle paratie.

Le verifiche del sollevamento del fondo scavo sono riportate nella seguente figura, tenendo conto della resistenza tra tappo e paratie.

$$V_{inst,d} = \gamma_{gl} \times (\gamma_w \times h_a \times A_{base}) = 1.1 \times (9.81 \text{ kN/m}^3 \times 25 \text{ m} \times 500 \text{ m}^2) = 134888 \text{ kN}$$

$$V_{stad,d} + R_d = \gamma_{g1} \times (A_{base} \times \sum_i H_{ti} \times \gamma_{ti} + \tau_{attrito} \times H_{tappo} \times L_{paratia}) =$$

$$0.9 \times (500m^2 \times 6.7m \times 19.5kN/m^3 + 500m^2 \times 5m \times 20kN/m^3 + 100kPa \times 5m \times 80m) = 139792kN$$

Ovvero $V_{inst,d} < V_{stad,d} + R_d$ e quindi ai sensi delle NTC 08 la verifica risulta soddisfatta.

Le verifiche nei confronti del sollevamento del blocco rigido paratie – tappo sono riportate di seguito:

$$V_{inst,d} = \gamma_{g1} \times (\gamma_w \times h_a \times A_{base}) = 1.1 \times (9.81kN/m^3 \times 25m \times 637m^2) = 171846kN$$

$$V_{stad,d} pesotappo+terreno = \gamma_{g1} \times (A_{base} \times \sum_i H_{ti} \times \gamma_{ti}) =$$

$$0.9 \times (500m^2 \times 6.7m \times 19.5kN/m^3 + 500m^2 \times 5m \times 20kN/m^3) = 103792kN$$

$$V_{stad,d} coronella internacis = \gamma_{g1} \times (A_{cls} \times 13.3 \times \gamma_{cls}) =$$

$$0.9 \times (30m^2 \times 13.3m \times 25kN/m^3) = 8997kN$$

$$V_{stad,d} pali+jet = \gamma_{g1} \times (A_{pali+jet} \times 25 \times \gamma_{mediocls-jet}) =$$

$$0.9 \times (137m^2 \times 25m \times 22kN/m^3) = 67815kN$$

Da cui risulta $V_{istsd} = 171846 \text{ kN} < V_{stabd} = 180607$, ovvero la verifica è soddisfatta anche trascurando cautelativamente l'attrito T_d tra il terreno naturale e l'esterno delle paratie.

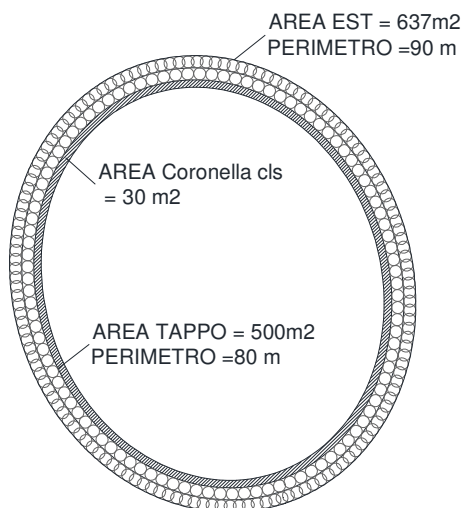


Figura 23 – Geometria pozzi

7.2 DIMENSIONAMENTO DEI POZZI DI SFIORO

7.2.1 MODELLO DI CALCOLO

La stima del numero di pozzi di sfioro e della portata da emungere al fine di ottenere gli abbassamenti della quota piezometrica sopra calcolati, è stata condotta con l'ausilio del codice di calcolo FEFLOW 6.0 (Finite Element Flow), sviluppato dalla WASY GmbH.

FEFLOW 6.0 è uno dei più sofisticati pacchetti di modellazione di acque sotterranee attualmente disponibile in commercio.

Si tratta di un codice di calcolo avanzato dal punto di vista numerico-computazionale, dotato di diversi algoritmi di soluzione numerica, tra cui risolutori iterativi veloci e diretti.

Dispone inoltre di avanzati algoritmi per la generazione della mesh di calcolo, in grado di garantirne il controllo in termini di dimensioni, orientamento e densità degli elementi, in funzione dell' "alleggerimento" del modello dal punto di vista numerico-computazionale.

Il modello di calcolo è stato predisposto con riferimento alla stratigrafia riportata in Figura 3, schematizzata come indicato nella seguente Figura 24.

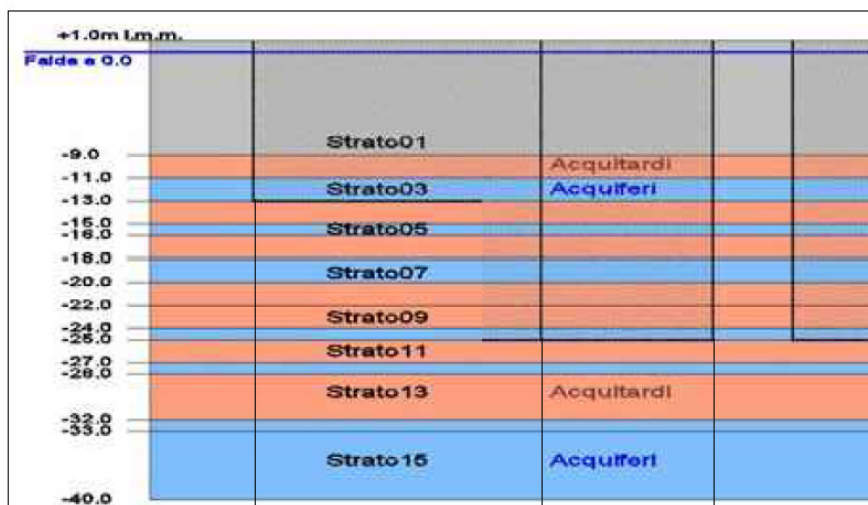


Figura 24 – Stratigrafia di calcolo modello di flusso

Gli strati coesivi (acquitardi) sono stati associati ad un coefficiente di permeabilità $k=1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$, mentre per gli acquiferi si è assunta la permeabilità $k=5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$, ad eccezione dello strato superficiale, più permeabile, associato a $k=1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$.

Le paratie, i diaframmi plastici ed il tappo di fondo sono stati associati alla permeabilità $k=1 \times 10^{-10} \text{ m/s}$: ai fini dei risultati risultano dunque praticamente impermeabili.

Le caratteristiche di permeabilità sono state considerate isotrope per tutti i terreni ed i materiali modellati.

Il raggio idraulico R (ovvero la distanza alla quale l'abbassamento della linea piezometrica, a seguito dell'aggettamento, diventa trascurabile) è stato dapprima valutato con la teoria di Sichardt (1930) $R=3000 \cdot \Delta H \cdot K^{1/2}$, dove ΔH è l'abbassamento della falda previsto e K è la permeabilità media dell'acquifero: risulta $R \approx 50m$, valore confermato dai risultati della prova di pompaggio condotta come di seguito riportato.

La condizione iniziale, imposta a tutti gli strati, è quella di falda indisturbata a 0 m lm.m.. Le analisi sono state svolte in condizioni di regime stazionario.

Il modello predisposto è descritto nelle seguenti figure.

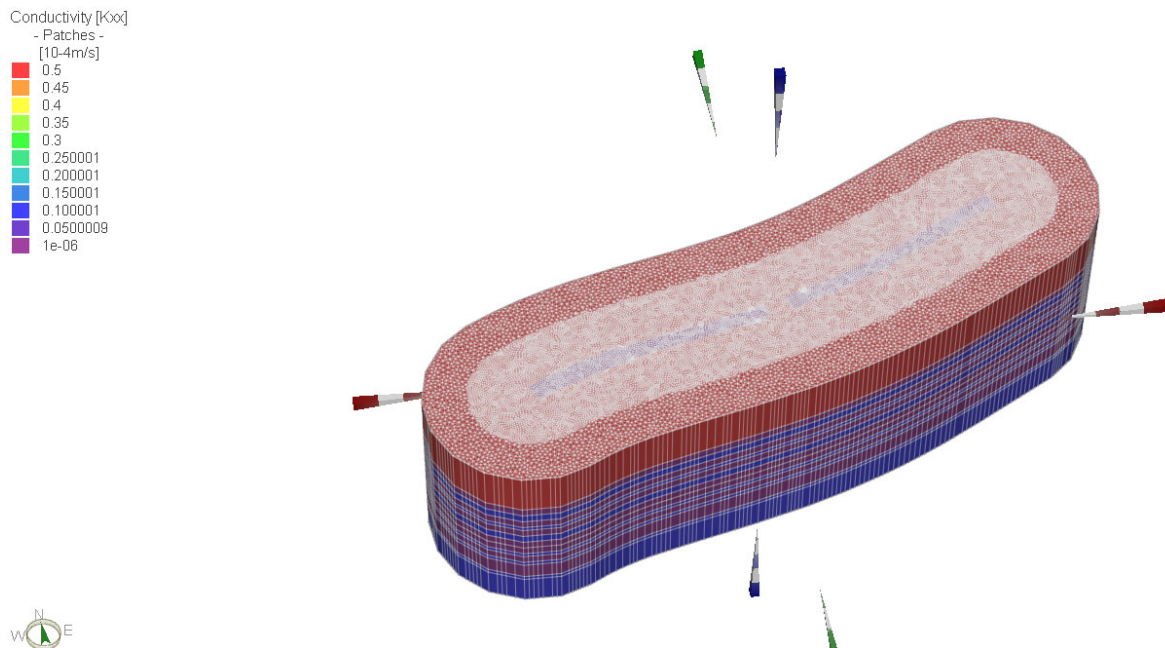


Figura 25 - Vista della mesh 3D di calcolo con differenziazione degli strati a bassa permeabilità (acquitardi rossi) ed alta permeabilità (acquiferi blu)



Figura 26 - Ubicazione delle aree di scavo (sezione superficiale)



Figura 27 - Vista bidimensionale in pianta della mesh di calcolo con ubicazione dei nodi cui sono state assegnate le condizioni al contorno di carico idraulico costante

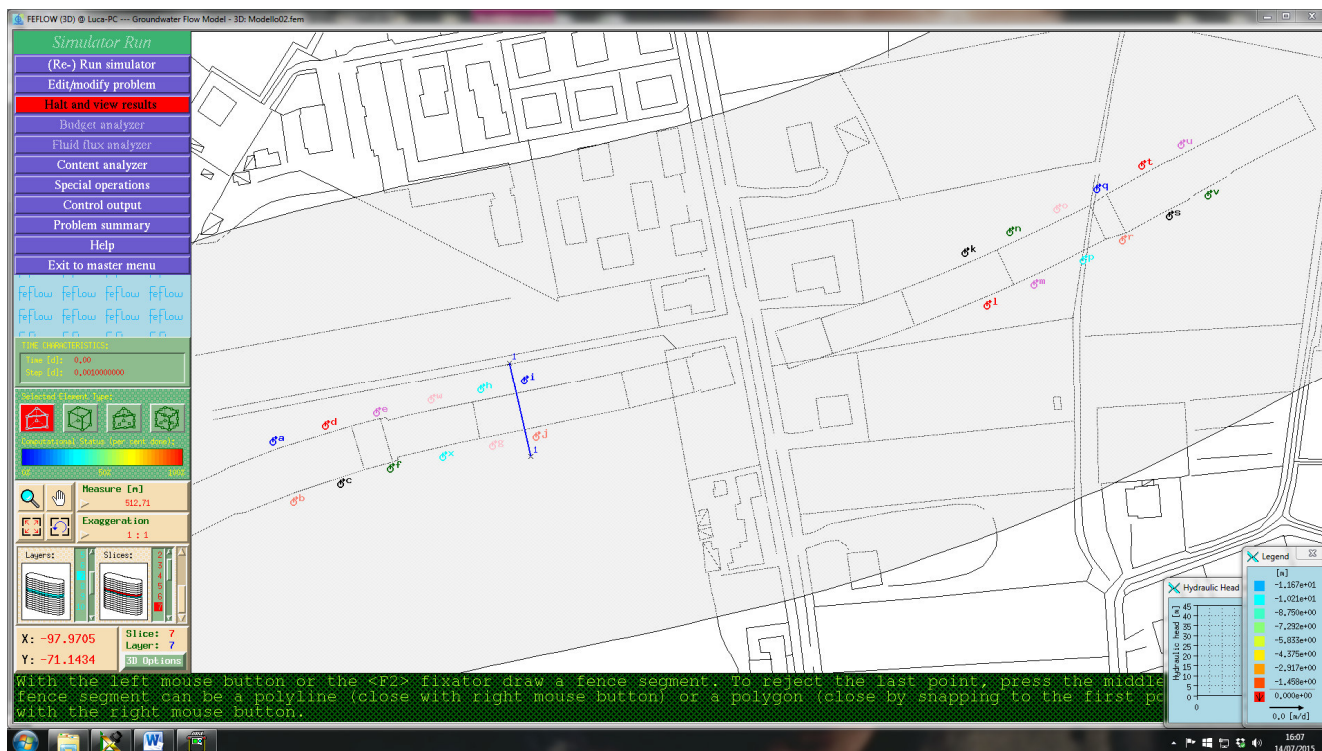


Figura 28 - Ubicazione dei nodi in cui sono stati ubicati i pozzi di aggottamento (Vedi anche allegato 4)

Per ottenere gli abbassamenti della quota piezometrica necessari al fine di garantire la stabilità nei confronti del sollevamento del fondo scavo risulta necessario emungere la portata $q=0.75 \div 1$ l/s dai pozzi più centrali con tratto finestrato tra la -15 e la -25 e di $0.4 \div 0.5$ l/s per quelli più esterni con tratto finestrato tra la -12 e la -22. I risultati del calcolo svolto sono riportati nelle seguenti figure dove vengono riportati gli abbassamenti in corrispondenza dei principali livelli acquiferi rilevati e modellati come riportato in Figura 24.



Figura 29 – Abbassamenti del livello piezometrico nel livello acquifero 3

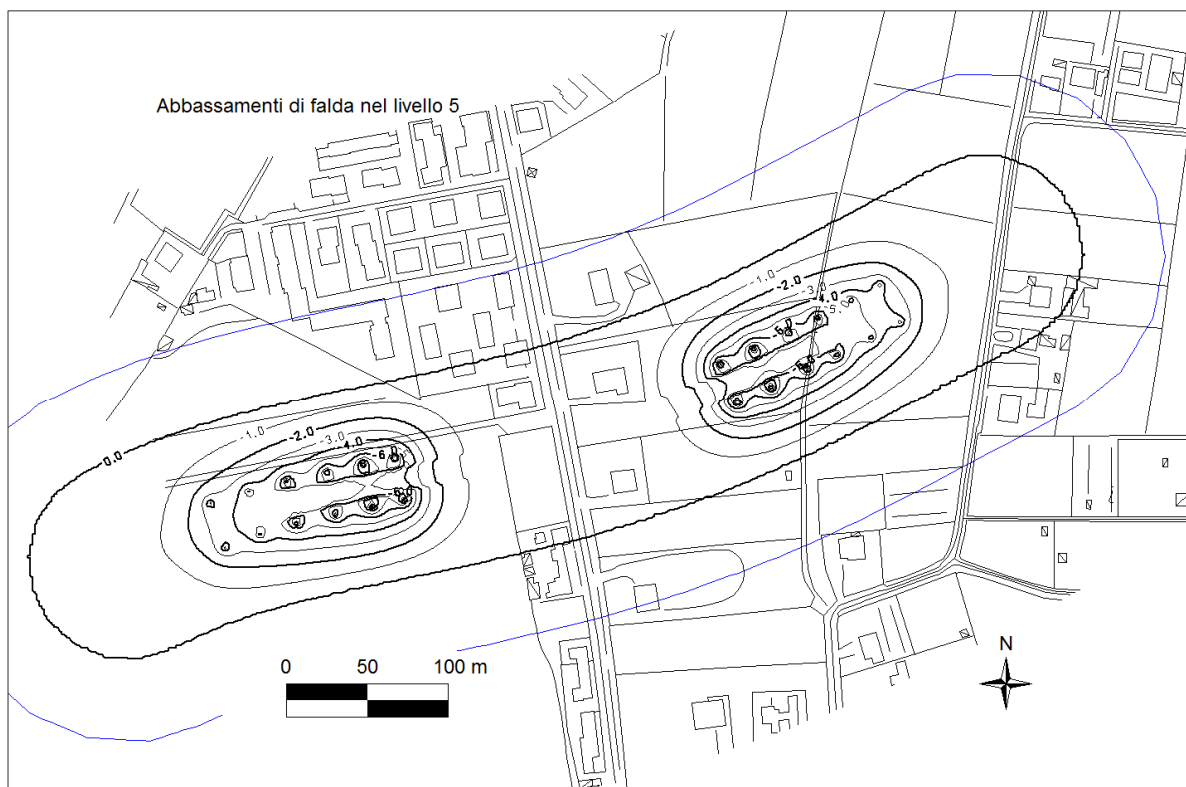


Figura 30 – Abbassamenti del livello piezometrico nel livello acquifero 5

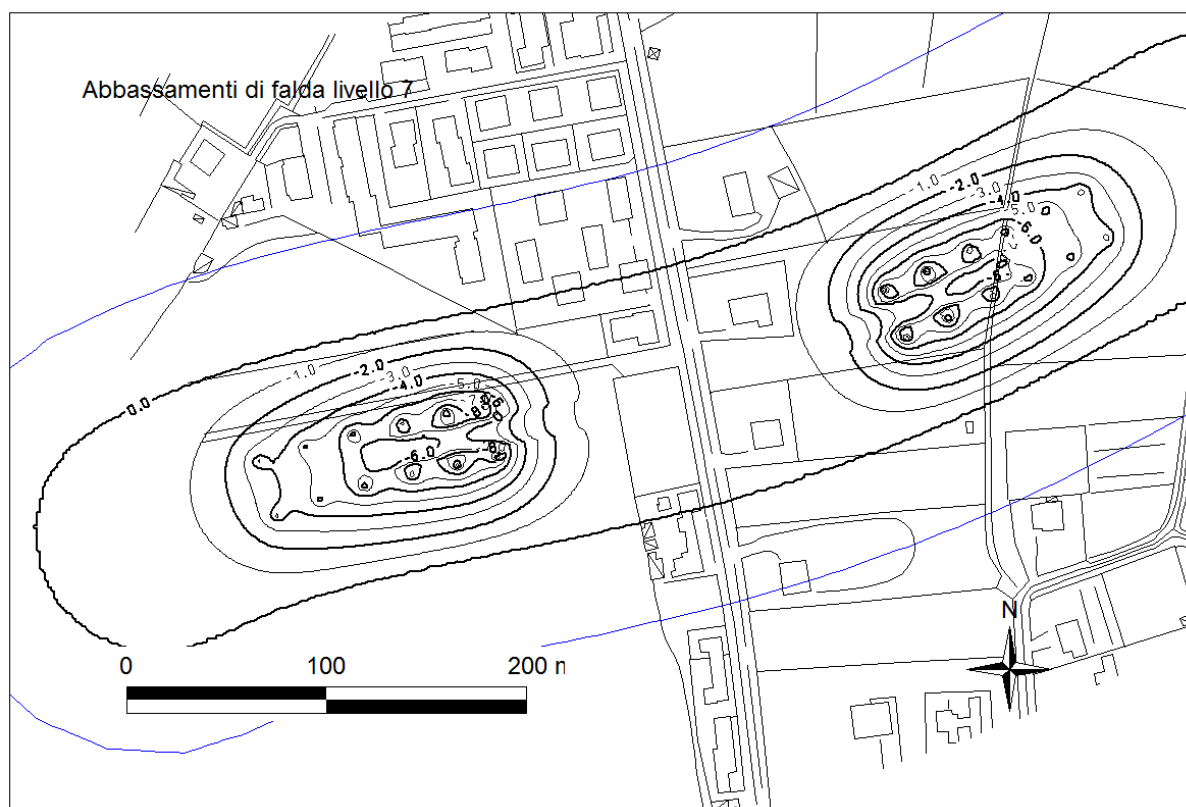


Figura 31 – Abbassamenti del livello piezometrico nel livello acquifero 7

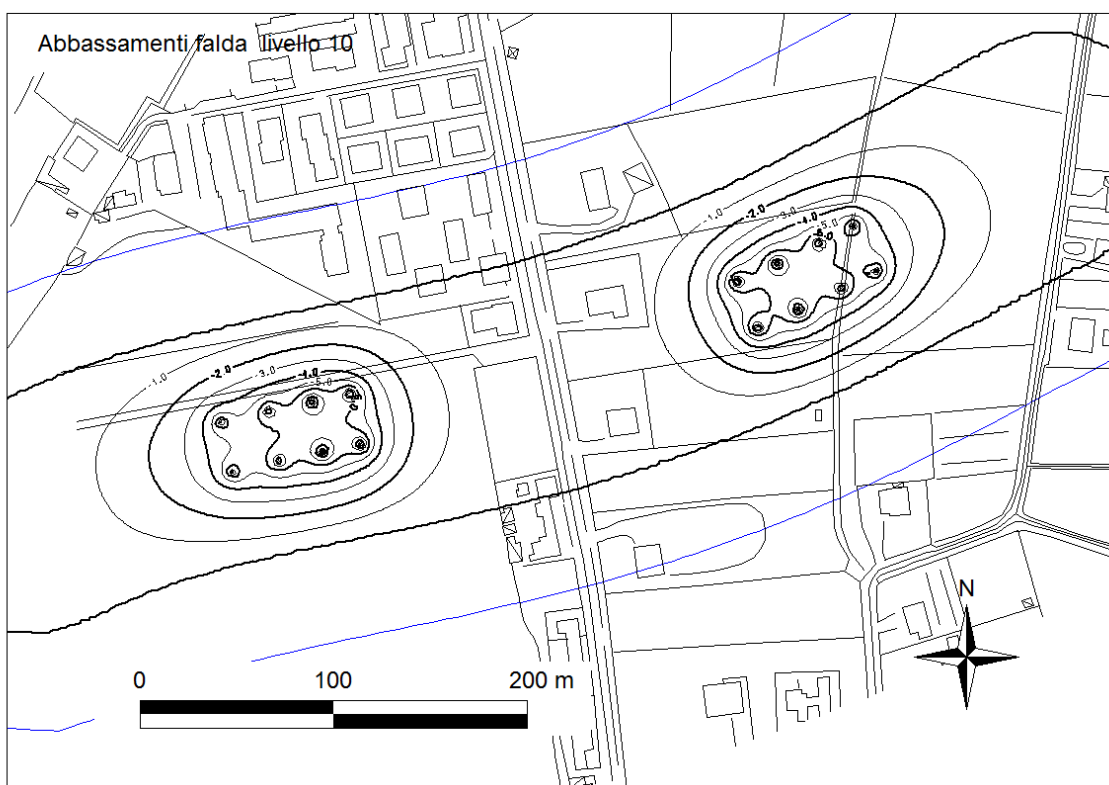


Figura 32 – Abbassamenti del livello piezometrico nel livello acquifero 10

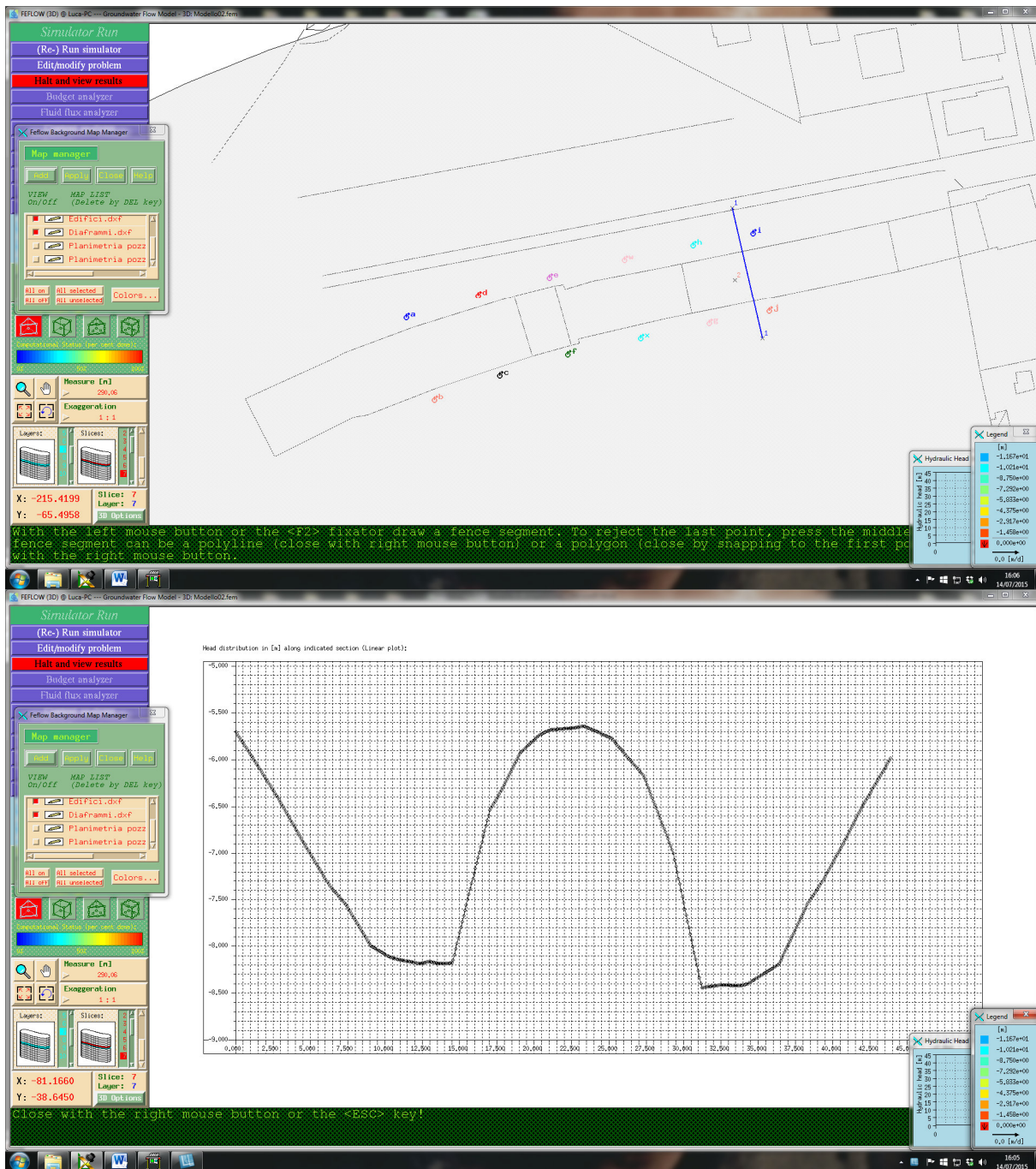


Figura 33 – Sezione di dettaglio con abbassamenti del livello piezometrico nel livello acquifero 7 che si trova alla base delle paratie immersate alla -19.

7.2.2 CARATTERISTICHE DEI POZZI

Di seguito vengono riportate le caratteristiche dei pozzi per ciascuna delle zone previste.

Zona	Diam. est. pozzi [mm]	Tratto filtrante da/a m l.m.m.	i pozzi [m]	Portata massima pompe [l/s]
2	400	-12/-22	20	3
3° e 3B	400	-15/-25	20	3

Tabella VII – Caratteristiche pozzi di sfioro

I pozzi sono previsti con diametro esterno di perforazione minimo pari a 400 mm con filtro di diametro minimo pari a 250 mm e fessure di apertura pari a $0.5 \div 1.5$ mm. L'intercapedine tra il foro e il filtro verrà riempita con dreno in sabbia con curva granulometrica indicata nella seguente figura. L'ubicazione dei pozzi è riportata in Allegato 4.

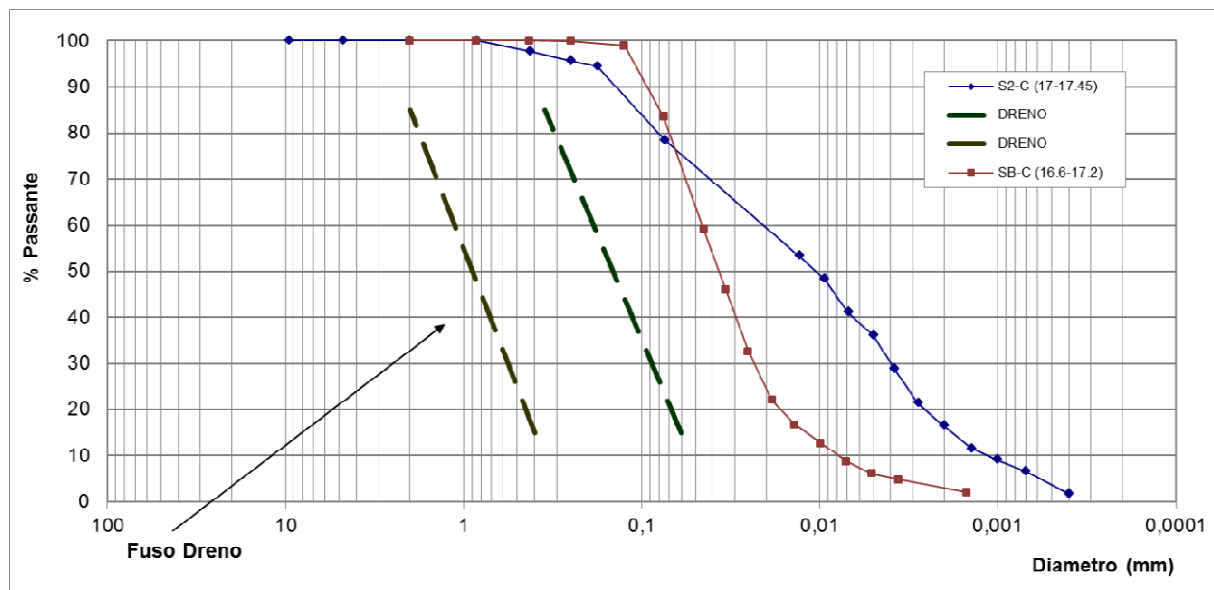


Figura 34 – Granulometria dreno per pozzi di sfioro

Per verificare il sistema di aggotamento di fase esecutiva verranno messi in opera una serie di piezometri di monitoraggio indicati anch'essi in Allegato 4.

In corrispondenza della zona 1, ovvero con scavi a quote superiori alla -3 m l.m.m lato Venezia e -2 m l.m.m. lato Tessera, è previsto lo scavo in scarpata con aggotamento della falda, in questo caso sono sufficienti pozzi spinti sino a 10-12 m di profondità all'interno dell'acquifero sabbioso superficiale. I pozzi sono previsti di diametro pari a 400 mm, sempre disposti ad interasse di 20 m con filtro di diametro minimo pari a 250 mm e

fessure di apertura pari a $1 \div 2$ mm e dreno in sabbia con curva granulometrica indicata nella seguente figura. La portata massima dei pozzi è di $5 \div 10$ l/s.

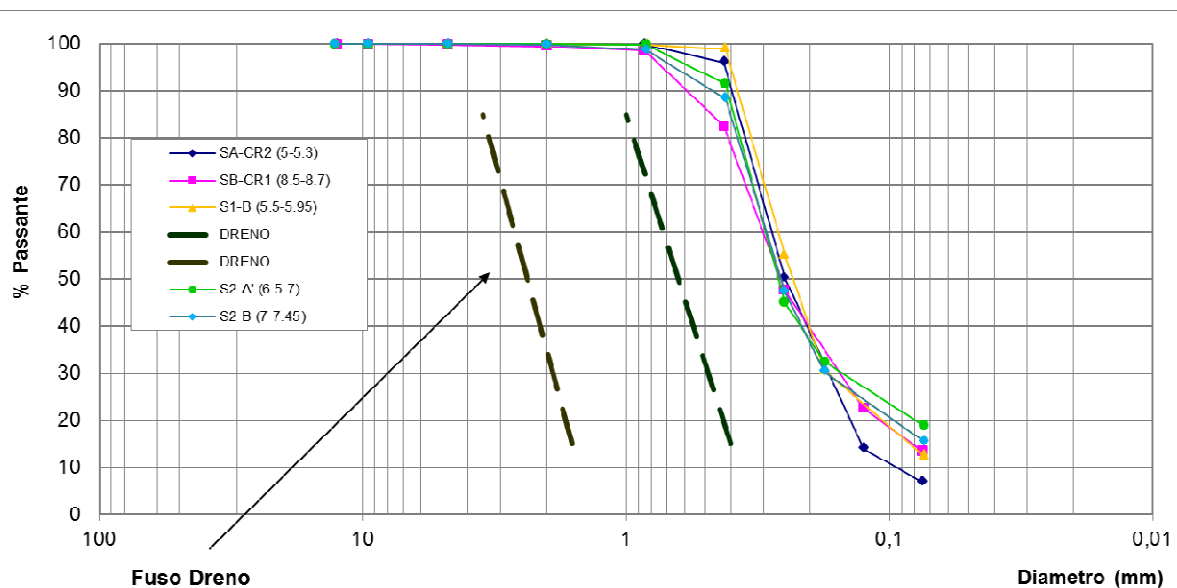


Figura 35 – Granulometria dreno per pozzi zona 1

E' stata prevista una prova di pompaggio preliminare al fine di una:

- verifica diretta dei parametri idrodinamici dei terreni di fondazione;
- verifica su scale reale delle caratteristiche e modalità esecutive del pozzo (diametro, dreno, filtro, pompe etc.);
- verifica dell'influenza degli abbassamenti piezometri negli acquifere profondi sul livello freatico di quello superficiale.

I risultati della prova di pompaggio, condotta nel marzo 2015, sono riportati in allegato 5 e confermano la validità delle ipotesi assunte.

7.2.3 IMPATTO DEGLI EMUNGIMENTI SUGLI EDIFICI ADIACENTI ALLO SCAVO

I pozzi sono previsti ad una distanza minima di 60 m circa dalle abitazioni in prossimità dell'area di scavo. I pozzi non interessano l'acquifero superficiale, ma solo quelli profondi. Gli abbassamenti dei livelli piezometrici indotti in corrispondenza degli edifici più vicini sono inferiori al metro.

In considerazione del fatto che:

- gli abbassamenti interessano solo gli strati profondi;
- gli abbassamenti in corrispondenza degli edifici più vicini sono inferiori al metro, ovvero minori delle oscillazioni stagionali dei livelli naturali di falda e di conseguenza con cedimenti dei terreni di fondazione non significativi e apprezzabili:

si può concludere che i fabbricati in prossimità dell'area di scavo non risentono degli effetti del pompaggio.

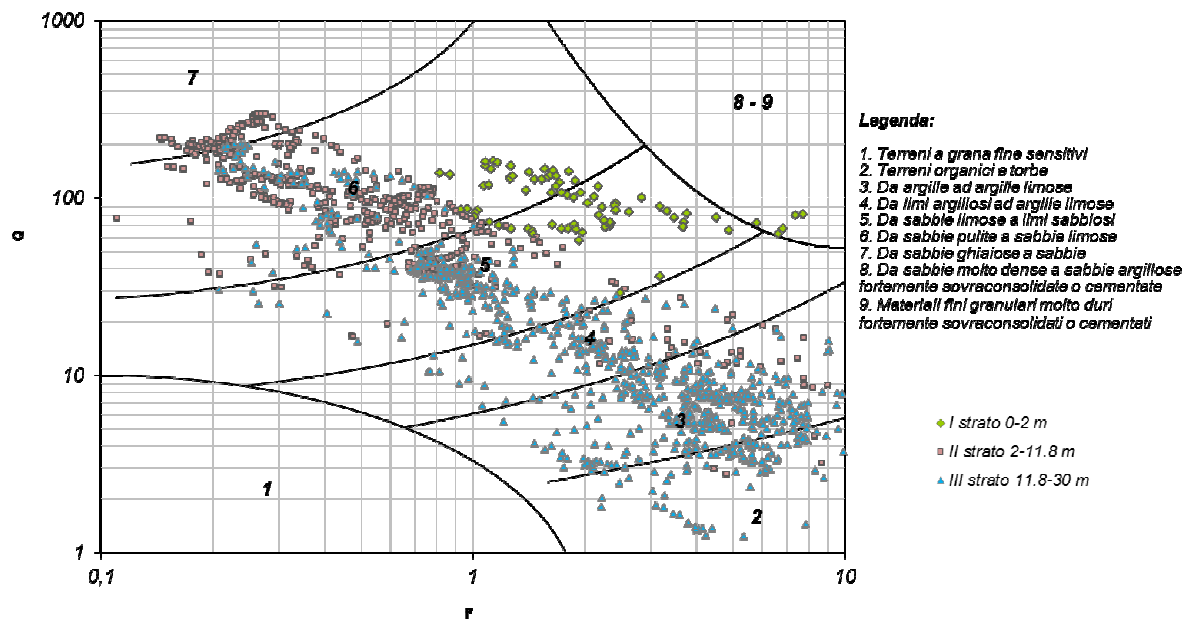
7.2.3 IMPATTO DEGLI EMUNGIMENTI LUNGO VIA GOBBI

Vale quanto già detto per gli edifici al paragrafo precedente.

ALLEGATO 1: INTERPRETAZIONE PROVE CPTU: CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI SECONDO IL CRITERIO DI ROBERTSON & WRIDE (1998)

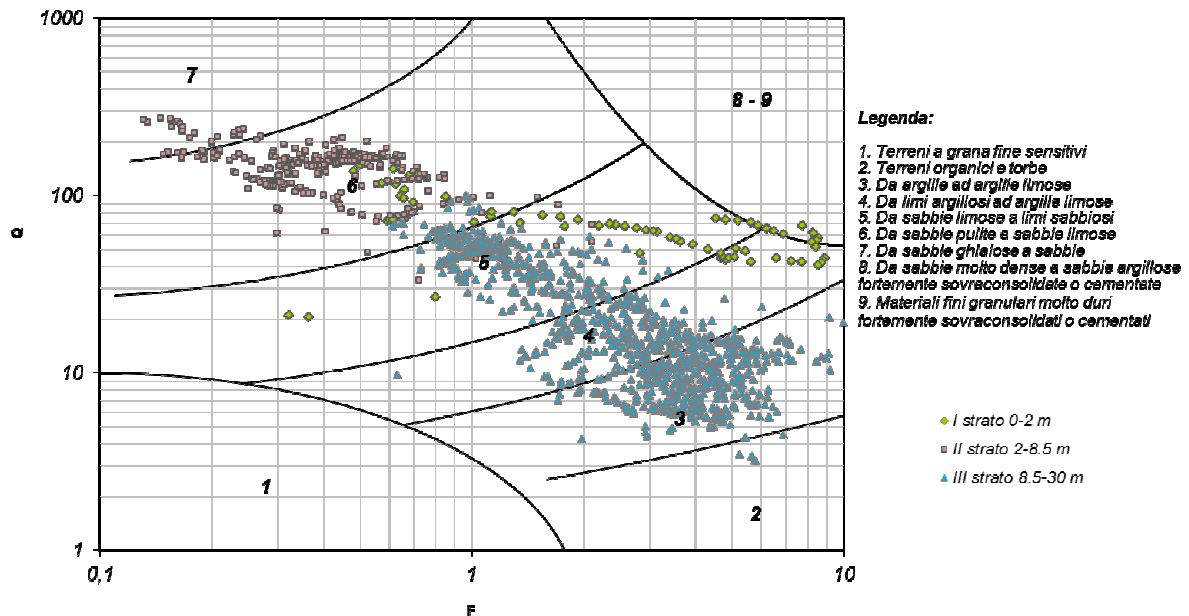
CPTU 1

Classificazione dei terreni secondo il criterio di Robertson e Wride (1998)



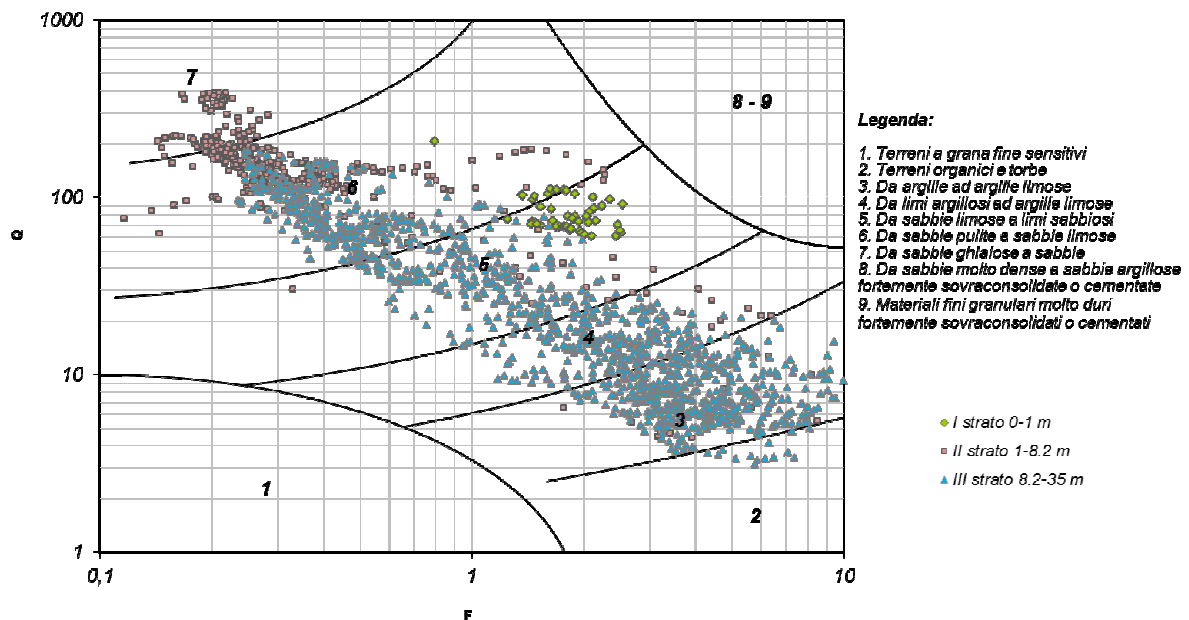
CPTU 2

Classificazione dei terreni secondo il criterio di Robertson e Wride (1998)



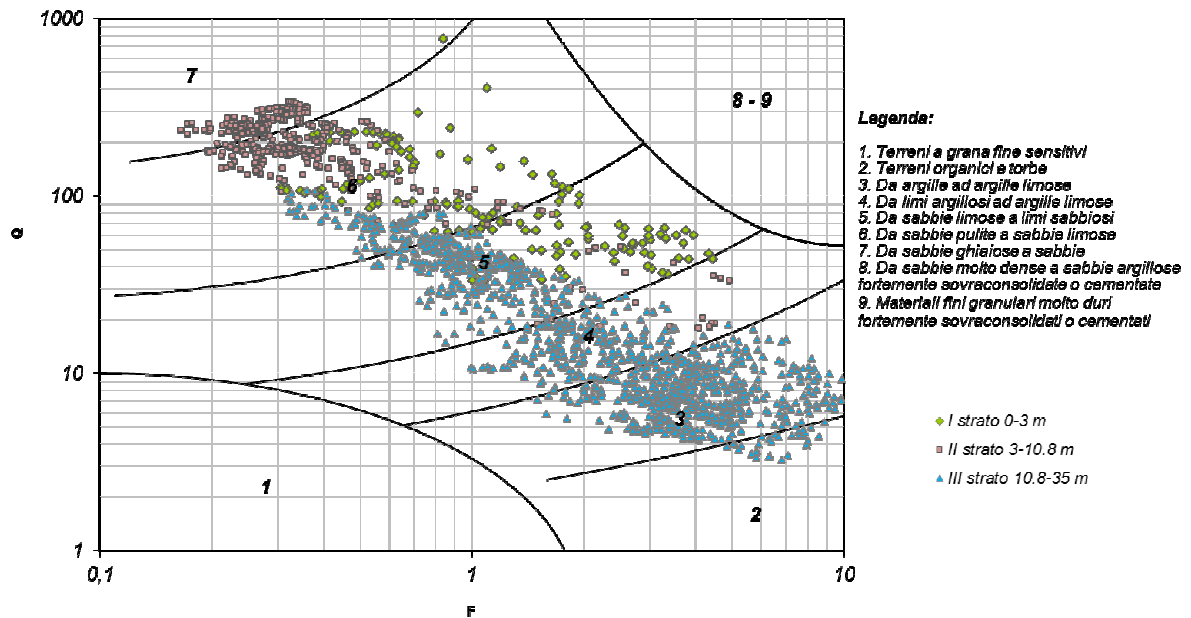
CPTU A

Classificazione dei terreni secondo il criterio di Robertson e Wride (1998)



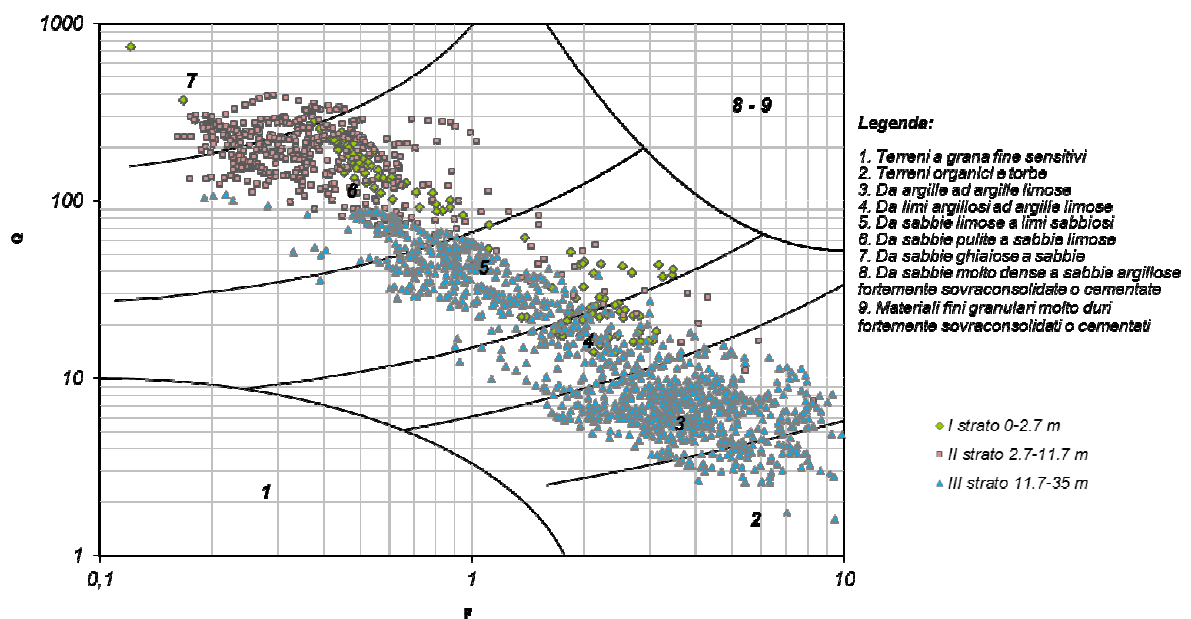
CPTU B

Classificazione dei terreni secondo il criterio di Robertson e Wride (1998)



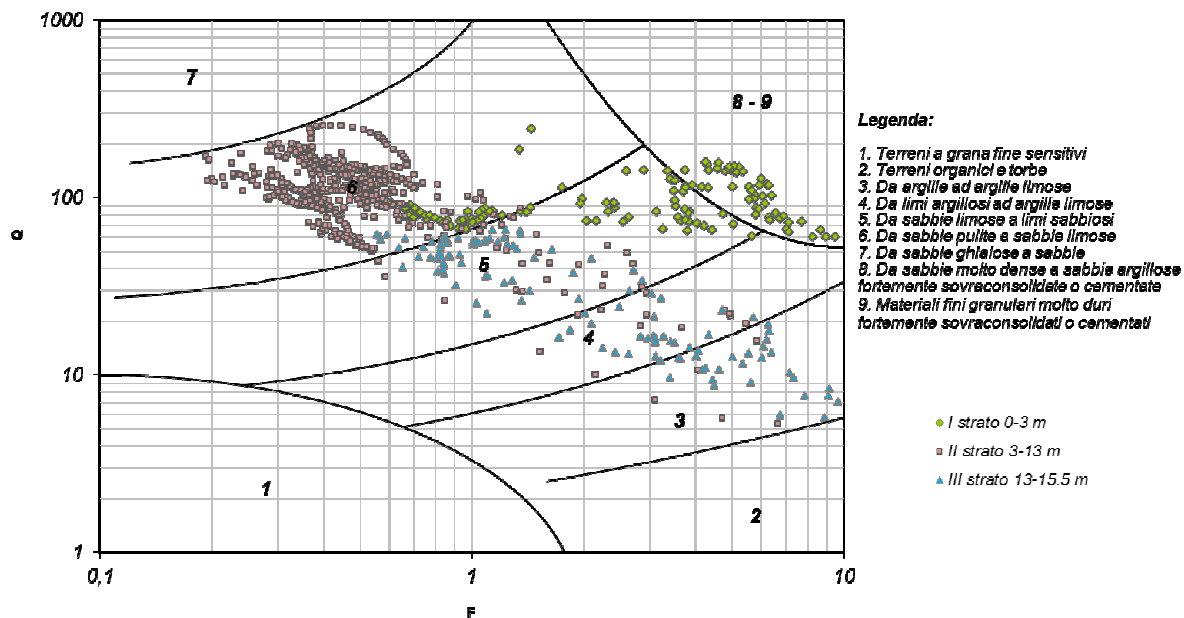
CPTU C

Classificazione dei terreni secondo il criterio di Robertson e Wride (1998)

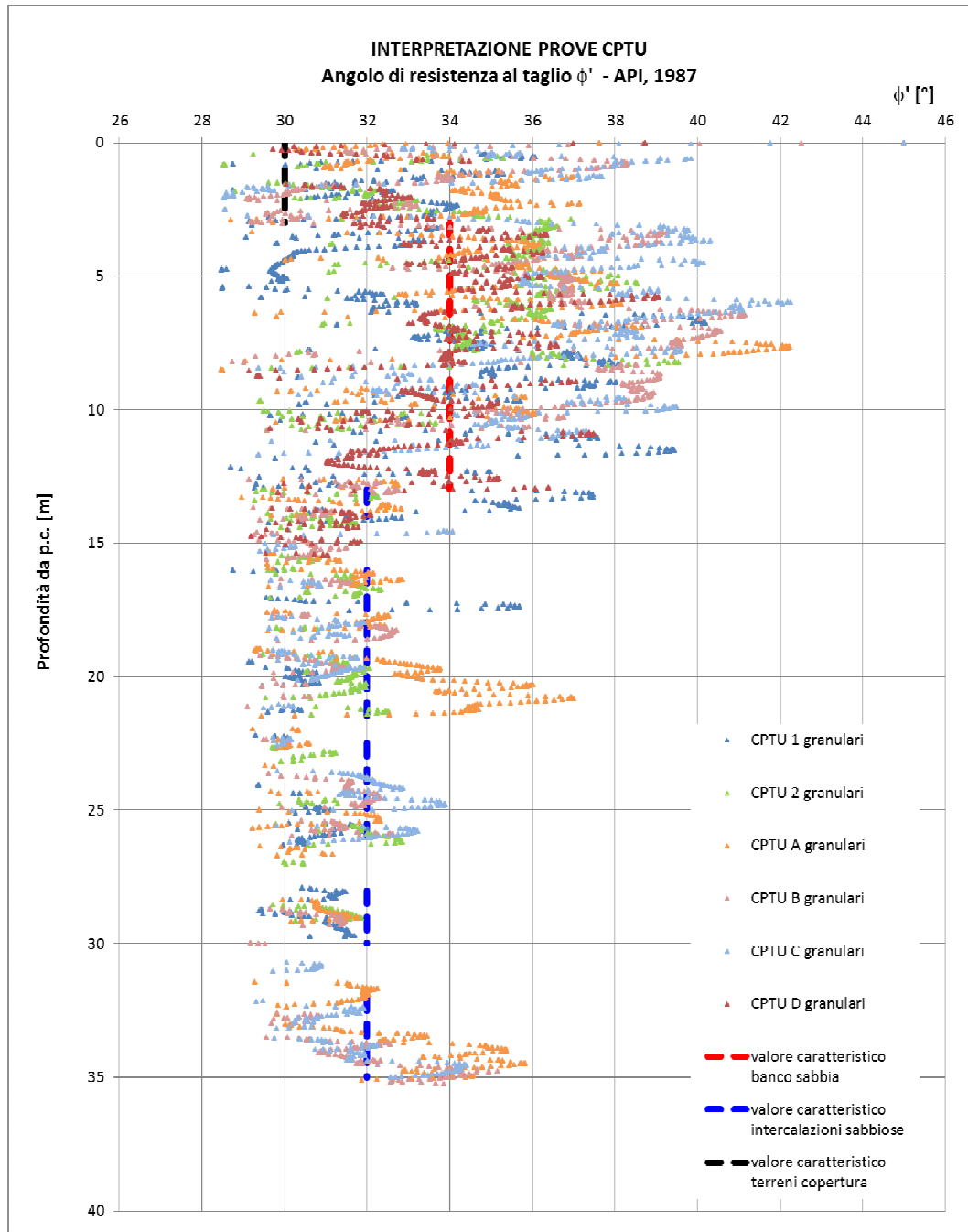


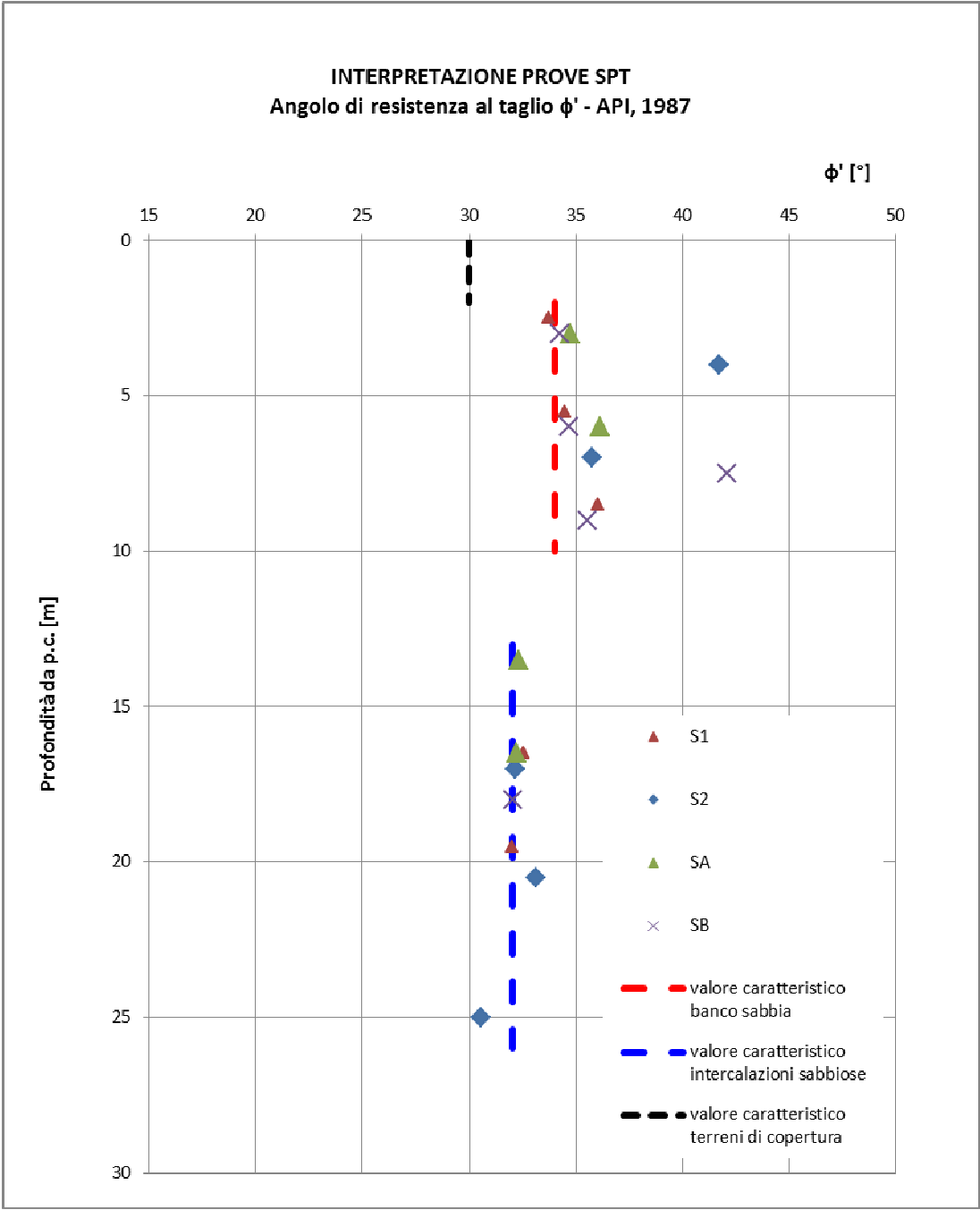
CPTU D

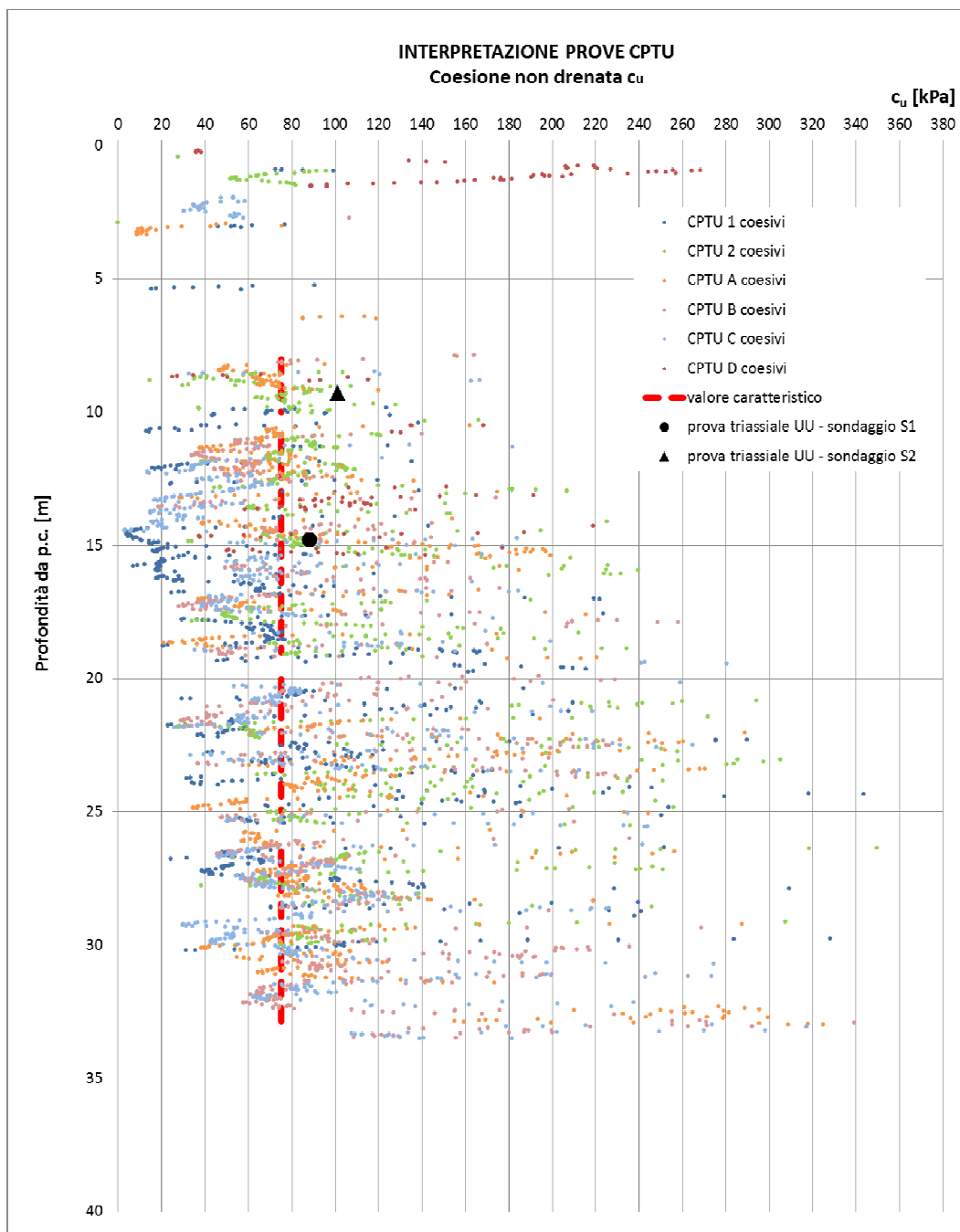
Classificazione dei terreni secondo il criterio di Robertson e Wride (1998)

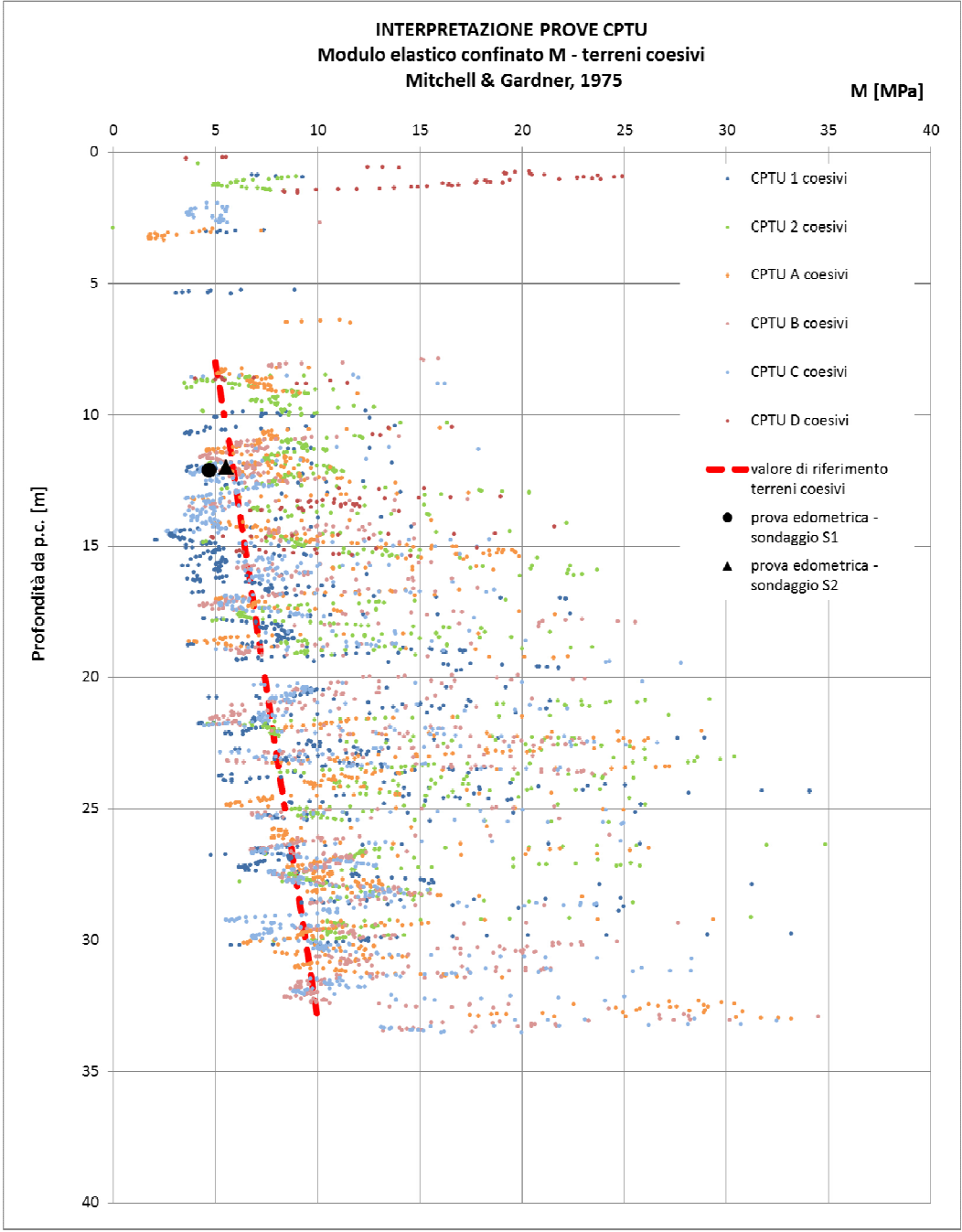


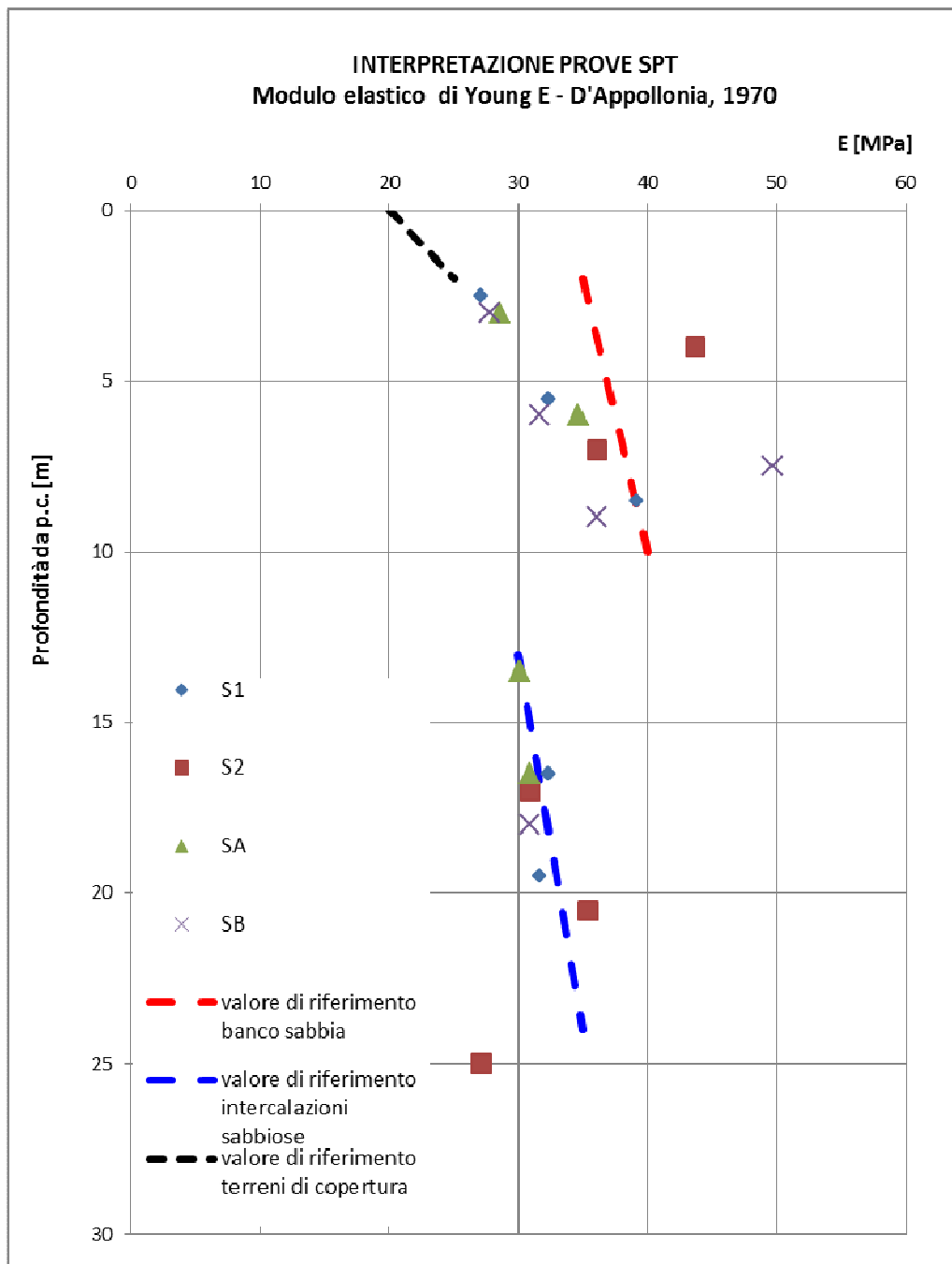
ALLEGATO 2: INTERPRETAZIONE PROVE CPTU E SPT: VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO E VALORI DI RIFERIMENTO DEI PARAMETRI DI DEFORMABILITA'

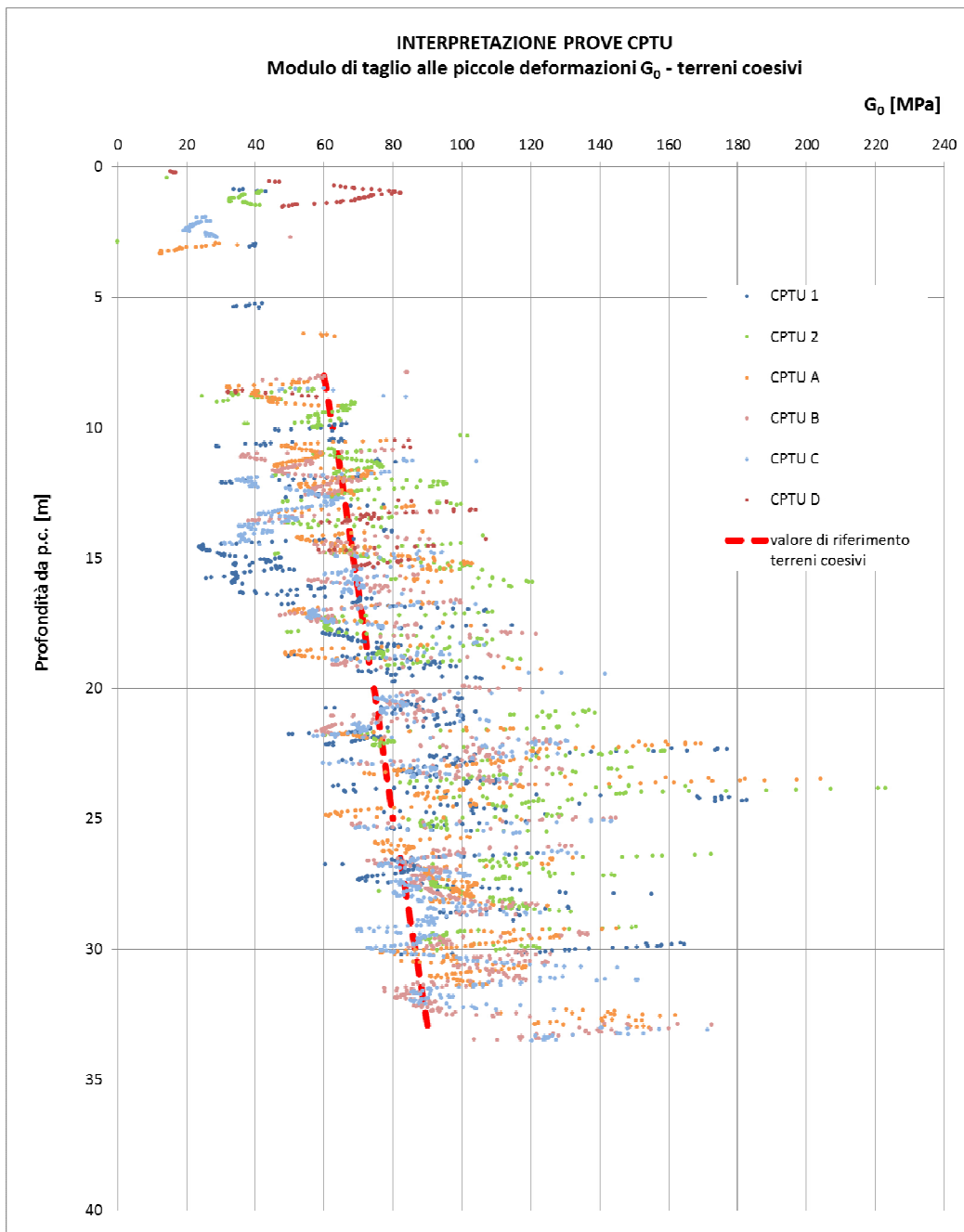


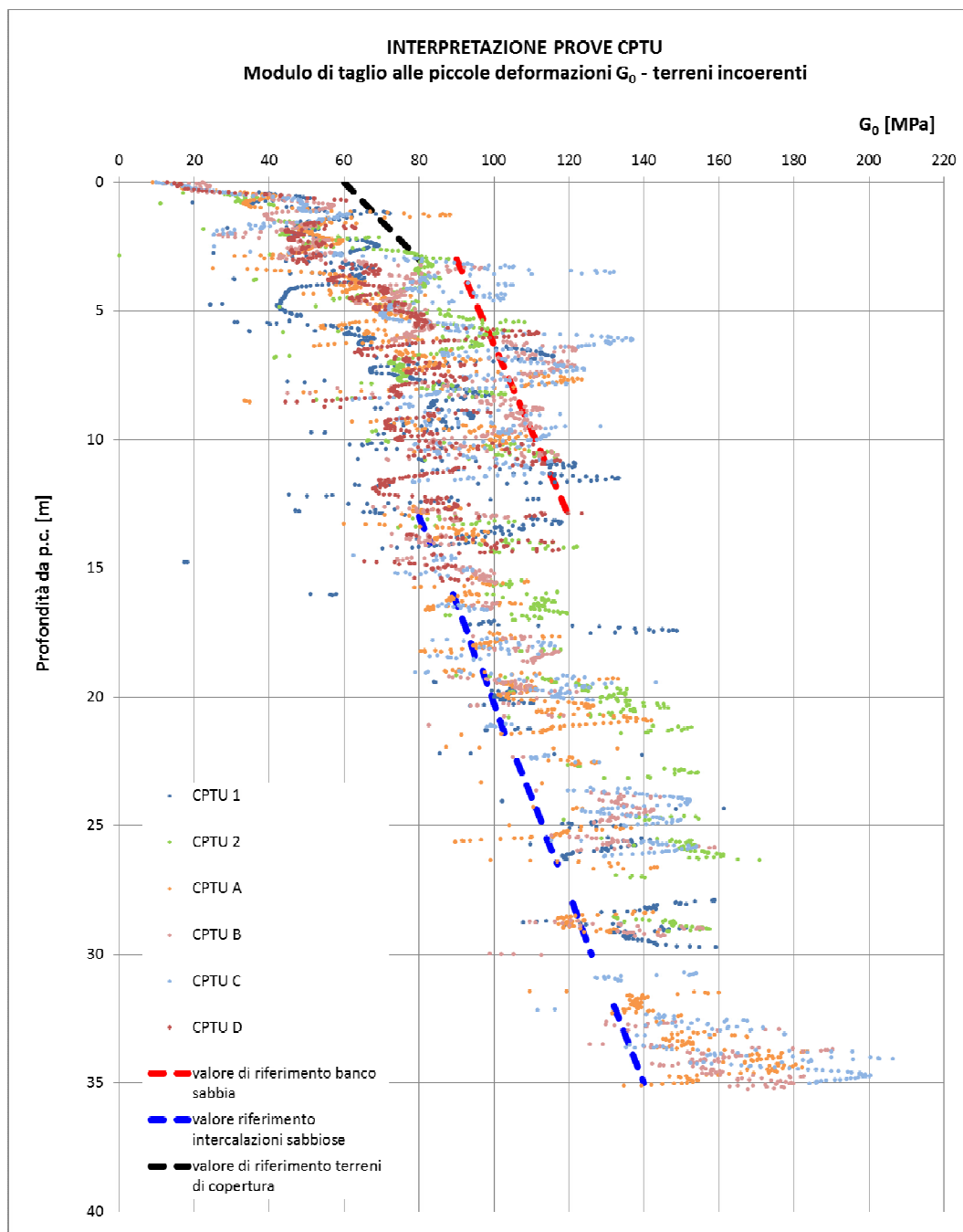


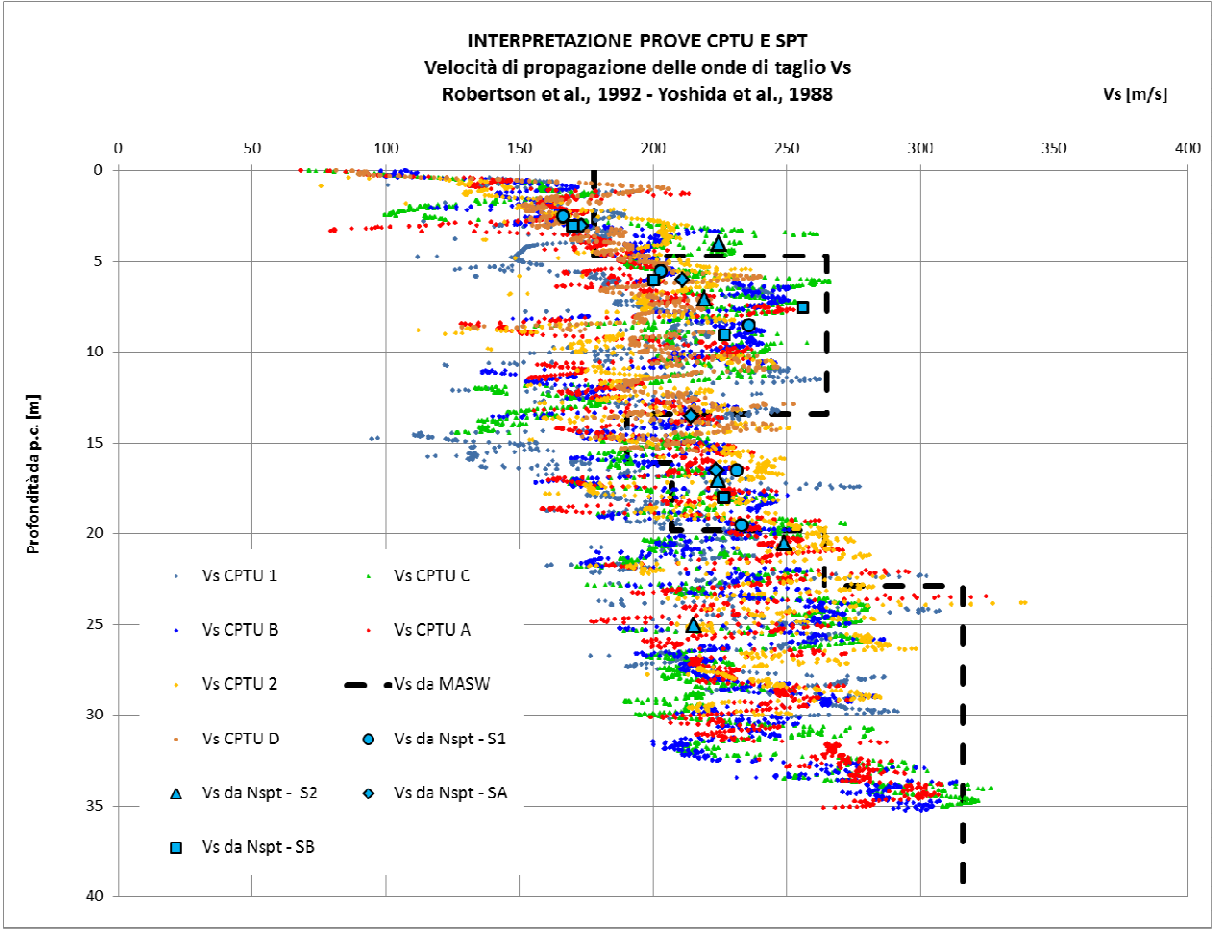






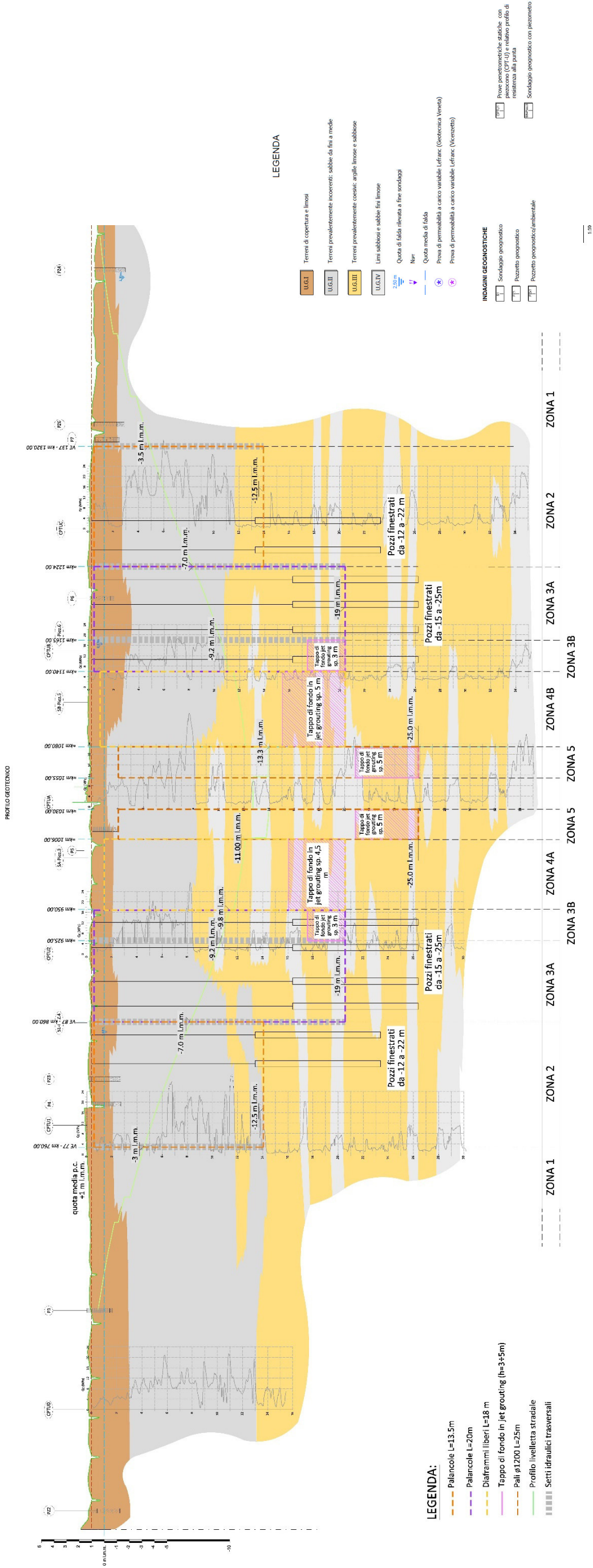




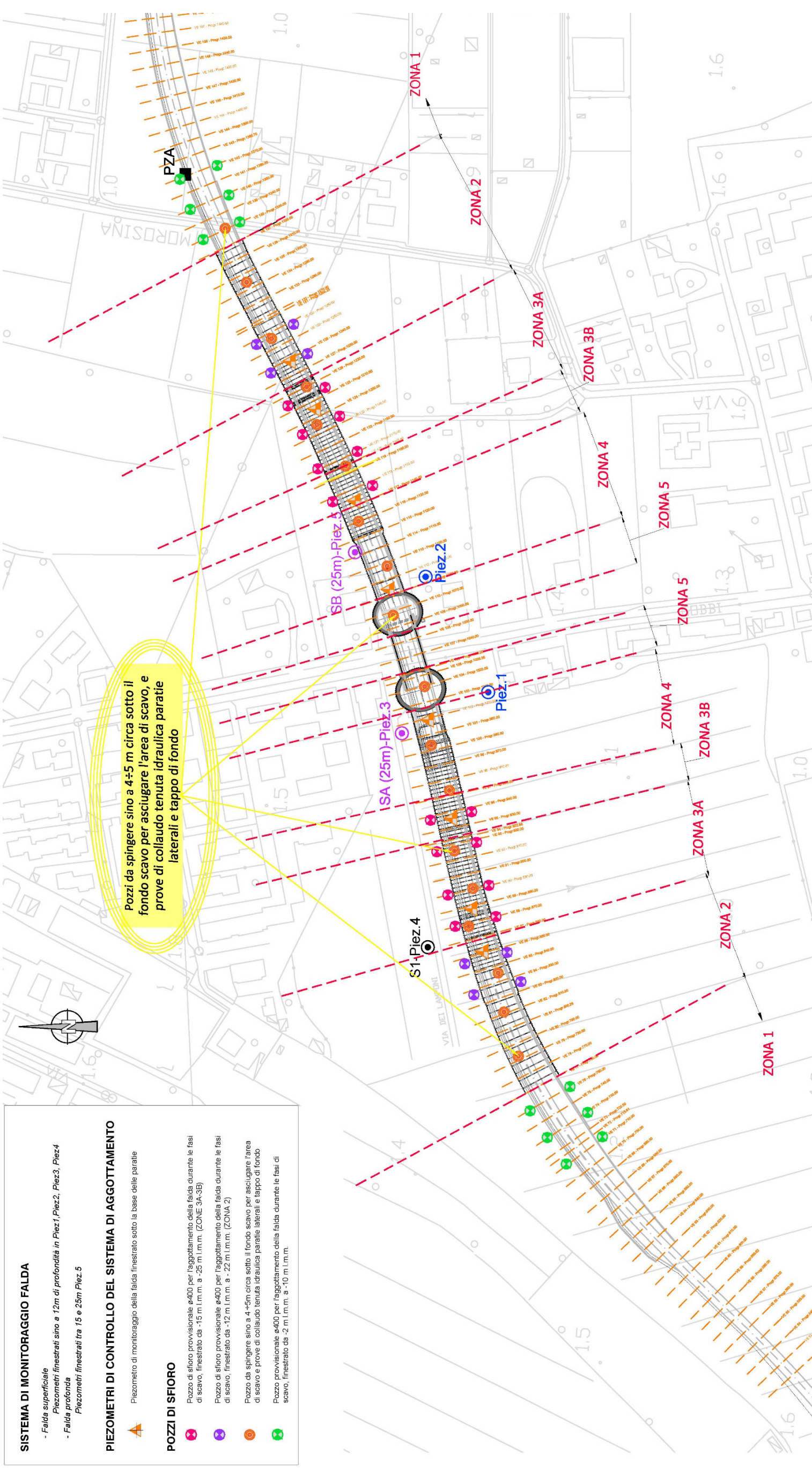
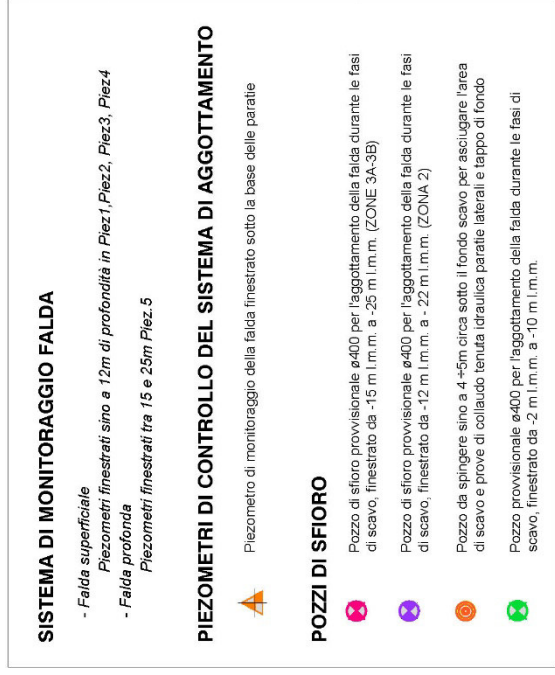


RELAZIONE GEOTECNICA

ALLEGATO 3: PROFONDITA' MINIMA DI IMMERSAMENTO DELLE PARATIE



ALLEGATO 4: PLANIMETRIA CON UBICAZIONE POZZI



ALLEGATO 5: ANALISI E RISULTATI PROVA DI EMUNGIMENTO

Spett.le

PROGEVI

Via Pierobon, 46,

Limena Padova

c.a. ingg. Fiorenzo Rosso e Alberto Levorato

mail: rosso.f@progevi.it

levorato.a@progevi.it

Oggetto: Progetto Esecutivo Lavori di “Varianti alla ss. 14 Triestina dei centri abitati di Campalto e Tessera in Comune di Venezia CUP F71B070000490001”

Analisi risultati prova preliminare di pompaggio

Nel periodo compreso tra il 9-3-2015 e il 16-3-2015 è stata condotta la prova di pompaggio preliminare concordata con tecnici ANAS

Per la prova sono stati eseguiti:

- pozzo prova spinto sino a -23 m l.m.m. con tratto finestrato tra la -15 e la -22, diametro esterno di perforazione pari a 400 mm e filtro di diametro minimo pari a 250 mm e fessure di apertura pari a 1 mm. L'intercapedine tra il foro e il filtro è stata riempita con dreno in sabbia diametro 1÷2 mm;
- n.3 piezometri di controllo (Pz5 (già esistente), PzA e PzB) del tipo a tubo aperto per il monitoraggio dei livelli piezometrici nelle falde profonde finestrati la -15 e la -23, posizionati rispettivamente a 8, 15 e 22 m di distanza dal pozzo prova;
- n.1 piezometro di controllo (Pz2 già esistente) del tipo a tubo aperto per i monitoraggio del livello freatico nella falda superficiale;

Il pozzo e i piezometri, la cui ubicazione è riportata nella seguente planimetria, sono stati attrezzati con trasduttori per la misura in continuo dei livelli di falda.

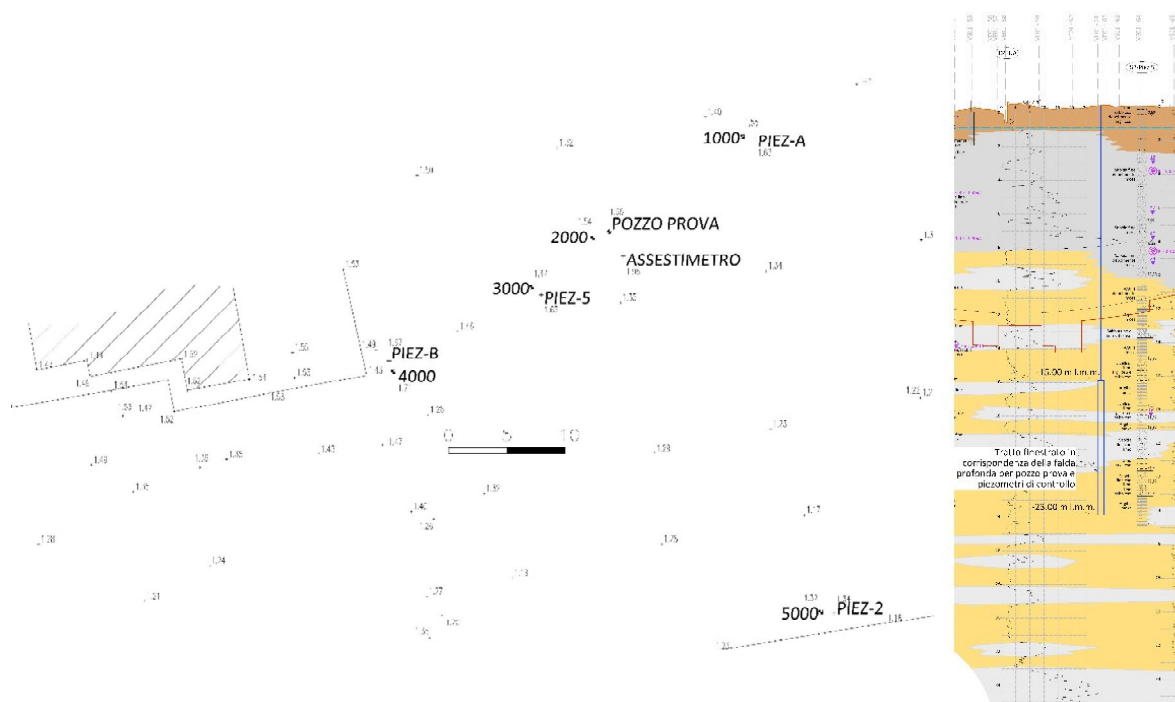


Figura 1: Planimetria con ubicazione del pozzo e dei piezometri di controllo e posizionamento dei tratti finestrati rispetto alla stratigrafia di progetto

La fase di pompaggio è durata dalla ore 12 del 9-3-2015 alle ore 14 del 12-3-2015, la portata costante della pompa è stata regolata a 0.5 l/s.

Nel corso della prima notte di pompaggio si è rotta la valvola di regolazione della portata che dalle ore 19 del 9-3-2015 alle 7 del 10-3-2015, è salita a 1 l/s circa, come evidente dagli abbassamenti registrati nel pozzo; successivamente la valvola è stata riparata e la portata regolata a 0.5 l/s.

Per questa ragione la fase di pompaggio è stata prolungata sino alle ore 14 del 12-3-2015 al raggiungimento di condizioni di flusso stazionario e garantendo un periodo di osservazione a portata costante superiore a 48 ore.

Nella seguente figura si riportano gli abbassamenti dei livelli piezometrici negli acquiferi profondi registrati nel corso della prova: in condizioni di regime il piezometro 5, a 8 m di distanza dal pozzo, ha registrato un abbassamento del livello piezometrico di 2 m circa, il piezometro A a 15 m di 1.15 m e il C a 22 m di 0.75 m.

Il piezometro 2, finestrato in corrispondenza della sola falda superficiale, non ha rilevato alcuna variazione a conferma dell'ipotesi progettuale della presenza di un sistema di acquiferi confinati e separati.

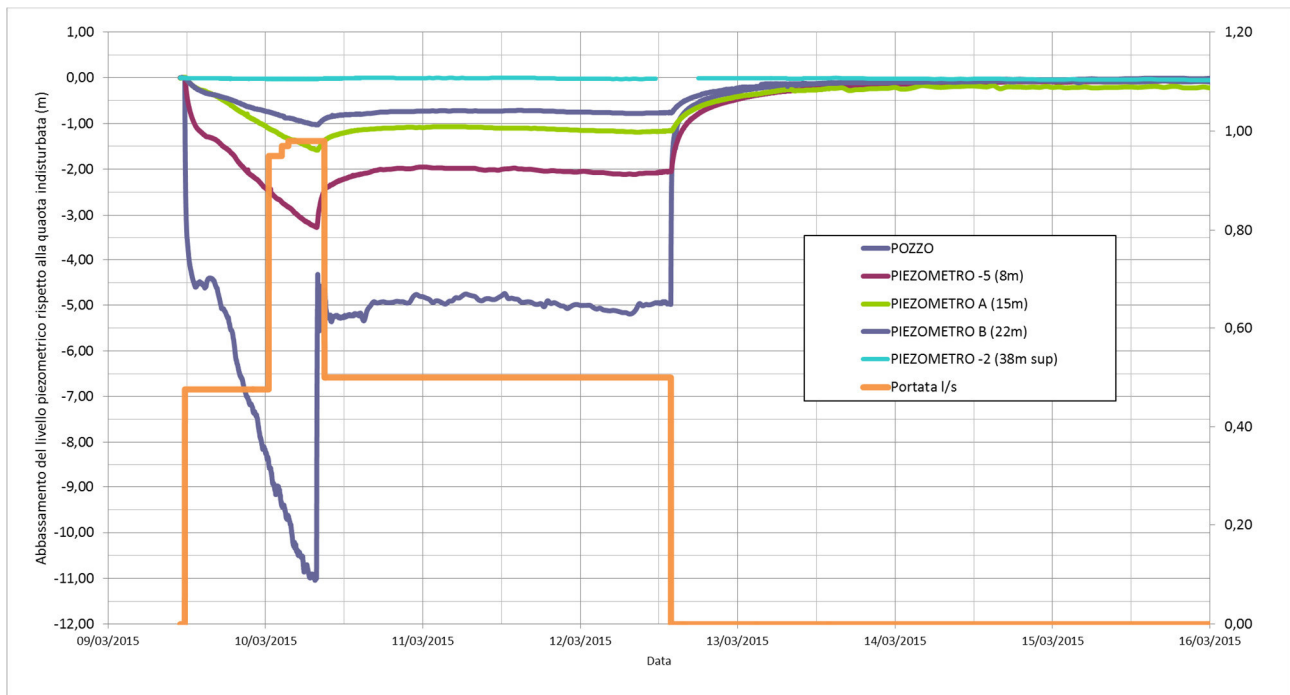


Figura 2: Risultati prova di pompaggio

Con riferimento allo schema di Figura 3, valido per acquiferi di tipo artesiano, il coefficiente di permeabilità k si può determinare, in base ai risultati della prova di pompaggio in condizioni di flusso stazionario con la seguente relazione:

$$k = \frac{q}{2\pi D} \frac{\ln \frac{r_1}{r_2}}{(h_2 - h_1)}$$

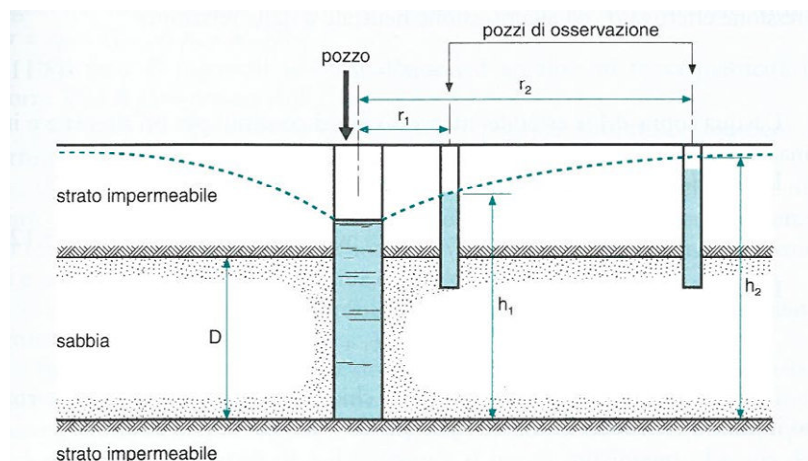


Figura 3: Schema prova di pompaggio in acquifero artesiano.

Considerando nel caso in esame uno spessore complessivo D dell'acquifero artesiano (somma di fatto di tutti i singoli livelli permeabili in corrispondenza del tratto filtrante) dell'ordine di 4 m, si ottengono valori del coefficiente di permeabilità k compresi tra 1 e 3 x 10⁻⁵ m/s, confermando la

validità delle ipotesi assunte nel progetto esecutivo dove, in via cautelativa, era stato assunto un valore k pari a 5×10^{-5} m/s.

In Figura 4 si riporta l'andamento teorico degli abbassamenti delle quote piezometriche in funzione della distanza dal pozzo definito in base alle seguenti ipotesi:

- portata q di 0.5 l/s;
- spessore D di 4 m;
- coefficiente di permeabilità k di 2×10^{-5} m/s;
- raggio di influenza R pari a 50 m.

Gli abbassamenti registrati nel corso della prova confermano che il raggio di influenza per gli acquiferi in esame sia dell'ordine di 50 m ovvero pari a quello assunto nel progetto esecutivo.

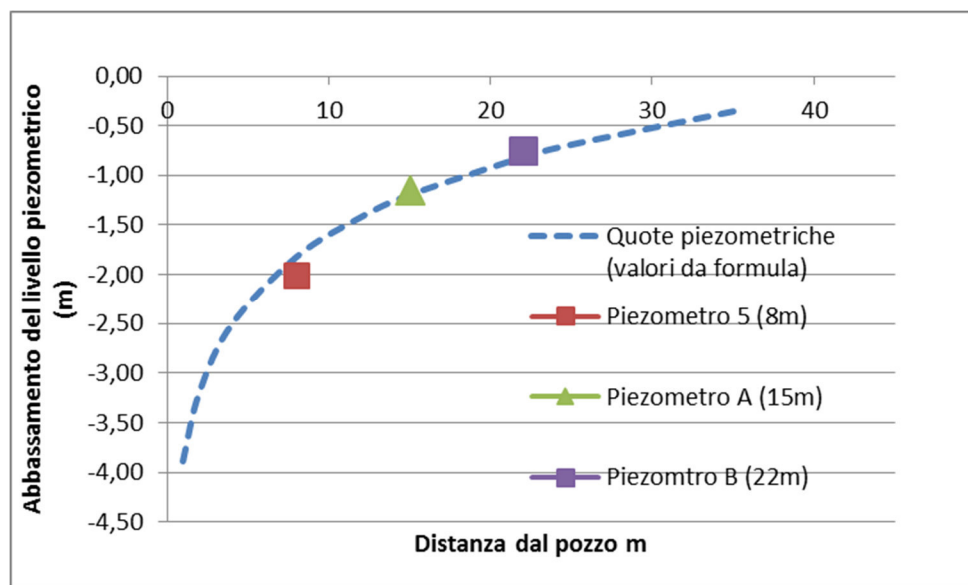


Figura 4: Abbassamenti delle quote piezometriche in funzione della distanza dal pozzo assumendo un raggio di influenza R pari a 50 m.

I risultati della prova di pompaggio confermano quindi le ipotesi sui parametri idrogeologici utilizzati nel progetto esecutivo.

Come richiesto dai tecnici ANAS nel corso della prova di pompaggio sono stati misurati i cedimenti dei terreni di fondazione. Sono stati monitorati n.5 capisaldi (1000, 2000, 3000, 4000 e 5000) posizionati in corrispondenza del pozzo e dei piezometri (vedi Figura 1), prendendo a riferimento i capisaldi CS07 e CS09 rispettivamente a nord e a sud del pozzo prova e ad una distanza superiore ai 100m. In prossimità del pozzo è stato posto un assestometro tipo BRS per misurare i cedimenti indotti nel terreno anche in profondità.

I capisaldi non hanno rilevato alcun cedimento correlabile con gli effetti della prova di pompaggio: le livellazioni hanno infatti rilevato variazioni verso il basso e verso l'altro dei capisaldi, dell'ordine massimo pari a 1 mm, che non trovano però alcuna correlazione né con la distanza dal pozzo prova né col tempo dall'inizio della prova, ma sono, a parere dello scrivente, legati alle sole variazioni termiche giornaliere.

L'assenza di cedimenti viene confermata anche dai risultati del monitoraggio assestimetrico, riportati in dettaglio in allegato.

Durante la prova di pompaggio è stato condotto, in via cautelativa, anche il monitoraggio dell'edificio residenziale sito a 35-40 m di distanza dal pozzo prova. I risultati del monitoraggio, riportati in dettaglio nell'allegato 3, hanno rilevato, nel corso della prova, spostamenti orizzontali e verticali inferiori al millimetro, prossimi alla precisione dello strumento e da ritenersi trascurabili.

Ing. Giuseppe Colleselli

Padova, 23 marzo 2015

ALLEGATO 1: RELAZIONE TECNICA RILIEVI TOPOGRAFICI

RELAZIONE TECNICA

RETE DI APPOGGIO

Le livellazioni sono state eseguite appoggiandosi a due caposaldi della rete di raffittimento (CS07 e CS09).

Orario delle livellazioni

- Livellazione 00: Lunedì 09/03/2015 ore 10:45
- Livellazione 01: Lunedì 09/03/2015 ore 17:00
- Livellazione 02: Martedì 10/03/2015 ore 09:30
- Livellazione 03: Martedì 10/03/2015 ore 16:30
- Livellazione 04: Mercoledì 11/03/2015 ore 10:30
- Livellazione 05: Mercoledì 11/03/2015 ore 17:45
- Livellazione 06: Giovedì 12/03/2015 ore 10:00
- Livellazione 07: Giovedì 12/03/2015 ore 17:00
- Livellazione 08: Venerdì 13/03/2015 ore 10:30

STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Le rilevazioni sono state effettuate con l'utilizzo della seguente strumentazione:

- Livello Leica NA2002

IN ALLEGATO:

- Planimetria generale
- Monografie dei Capisaldi
- Monografie punti di misura prova di pompaggio
- Elaborazione livellazioni


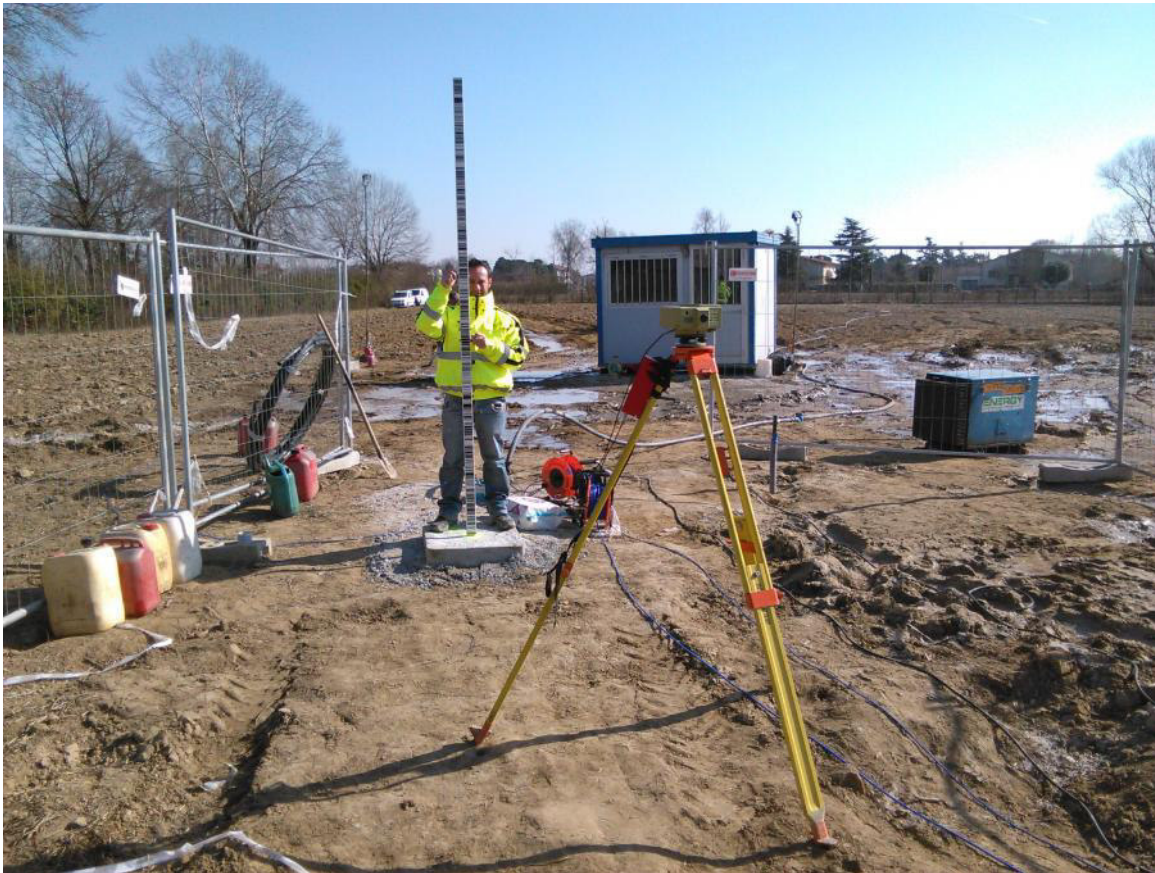
S.S. 14 TRIESTINA

VARIANTE AI CENTRI ABITATI DI CAMPALTO E TESSERA

Riferimenti per PROVA DI POMPAGGIO		PUNTO N° : 1000
Fotografia 	Descrizione Borchia infissa su testa manufatto in cemento posto a 14 m dal pozzo di pompaggio (posto in prossimità del PIEZOMETRO A)	
	Coordinate WGS84 Lat. = 45°29'26.85197" Long. = 12°17'43.11229"	
	Coordinate Rettilinee E = 2308661.869 N = 5041052.506	
	PP (piano di paragone) Sommità borchia	
		

S.S. 14 TRIESTINA

VARIANTE AI CENTRI ABITATI DI CAMPALTO E TESSERA


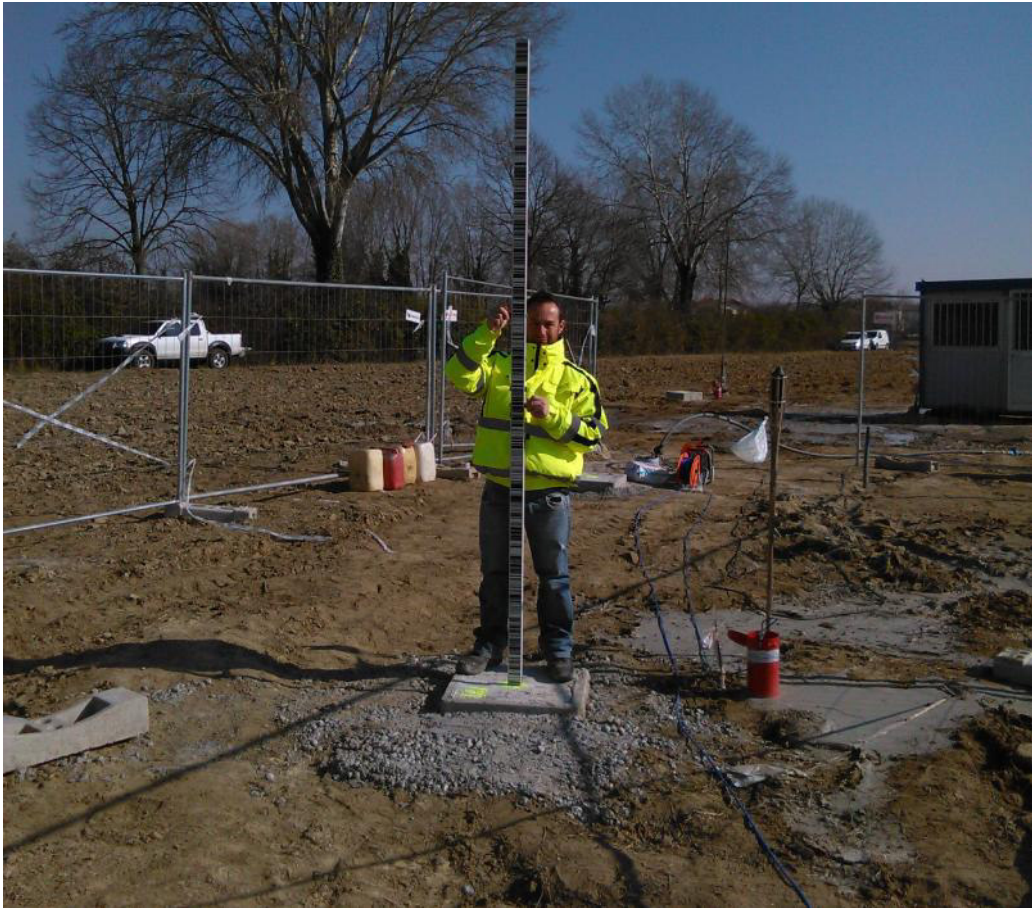
Riferimenti per PROVA DI POMPAGGIO		PUNTO N° : 2000
Fotografia 	Descrizione Borchia infissa su testa manufatto in cemento posto a 1,50 m dal pozzo di pompaggio.	
	Coordinate WGS84 Lat. = 45°29'26.55690" Long. = 12°17'42.53570"	
	Coordinate Rettilinee E = 2308649.049 N = 5041043.823	
	PP (piano di paragone) Sommità borchia	
		

Realizzazione: Digitop S.A.S.

Intercantieri VITTADELLO



S.S. 14 TRIESTINA

VARIANTE AI CENTRI ABITATI DI CAMPALTO E TESSERA

Riferimenti per PROVA DI POMPAGGIO		PUNTO N° : 3000
Fotografia 	Descrizione Borchia infissa su testa manufatto in cemento posto a 8 m dal pozzo di pompaggio (posto in prossimità del PIEZOMETRO 5)	
	Coordinate WGS84 Lat. = 45°29'26.41398" Long. = 12°17'42.30125"	
	Coordinate Rettilinee E = 2308643.813 N = 5041039.585	
	PP (piano di paragone) Sommità borchia	
		


S.S. 14 TRIESTINA

VARIANTE AI CENTRI ABITATI DI CAMPALTO E TESSERA

Riferimenti per PROVA DI POMPAGGIO		PUNTO N° : 4000
Fotografia 	Descrizione Borchia infissa su testa manufatto in cemento posto a 22 m dal pozzo di pompaggio (posto in prossimità del PIEZOMETRO B)	
	Coordinate WGS84 Lat. = 45°29'26.16717" Long. = 12°17'41.76590"	
	Coordinate Rettilinee E = 2308631.938 N = 5041032.361	
	PP (piano di paragone) Sommità borchia	
		

S.S. 14 TRIESTINA

VARIANTE AI CENTRI ABITATI DI CAMPALTO E TESSERA

Riferimenti per PROVA DI POMPAGGIO		PUNTO N° : 5000
Fotografia 	Descrizione Borchia infissa su testa manufatto in cemento posto a 37 m dal pozzo di pompaggio (posto in prossimità del PIEZOMETRO 2)	
	Coordinate WGS84 Lat. = 45°29'25.54012" Long. = 12°17'43.48380"	
	Coordinate Rettilinee E = 2308668.568 N = 5041011.758	
	PP (piano di paragone) Sommità borchia	
		

CONFRONTO LIVELLAZIONE 00 - LIVELLAZIONE 01			
NOME PUNTO	QUOTA LIVELLAZIONE 00	QUOTA LIVELLAZIONE 01	DIFFERENZA DI QUOTA
1000	-0.1353	-0.1349	-0.0005
2000	-0.1502	-0.1497	-0.0006
3000	-0.2164	-0.2158	-0.0007
4000	0.0327	0.0332	-0.0005
5000	-0.3690	-0.3685	-0.0005
CS07	-0.1295	-0.1307	0.0013
CS09	0.0000	0.0000	0.0000

CONFRONTO LIVELLAZIONE 00 - LIVELLAZIONE 02			
NOME PUNTO	QUOTA LIVELLAZIONE 00	QUOTA LIVELLAZIONE 02	DIFFERENZA DI QUOTA
1000	-0.1353	-0.1359	0.0006
2000	-0.1502	-0.1514	0.0011
3000	-0.2164	-0.2174	0.0010
4000	0.0327	0.0320	0.0008
5000	-0.3690	-0.3696	0.0006
CS07	-0.1295	-0.1310	0.0015
CS09	0.0000	0.0000	0.0000

CONFRONTO LIVELLAZIONE 00 - LIVELLAZIONE 03			
NOME PUNTO	QUOTA LIVELLAZIONE 00	QUOTA LIVELLAZIONE 03	DIFFERENZA DI QUOTA
1000	-0.1353	-0.1353	-0.0001
2000	-0.1502	-0.1505	0.0002
3000	-0.2164	-0.2162	-0.0002
4000	0.0327	0.0333	-0.0005
5000	-0.3690	-0.3690	0.0000
CS07	-0.1295	-	-
CS09	0.0000	0.0000	0.0000

CONFRONTO LIVELLAZIONE 00 - LIVELLAZIONE 04			
NOME PUNTO	QUOTA LIVELLAZIONE 00	QUOTA LIVELLAZIONE 04	DIFFERENZA DI QUOTA
1000	-0.1353	-0.1341	-0.0012
2000	-0.1502	-0.1493	-0.0009
3000	-0.2164	-0.2153	-0.0011
4000	0.0327	0.0337	-0.0010
5000	-0.3690	-0.3683	-0.0008
CS07	-0.1295	-0.1297	0.0002
CS09	0.0000	0.0000	0.0000

CONFRONTO LIVELLAZIONE 00 - LIVELLAZIONE 05			
NOME PUNTO	QUOTA LIVELLAZIONE 00	QUOTA LIVELLAZIONE 05	DIFFERENZA DI QUOTA
1000	-0.1353	-0.1353	-0.0001
2000	-0.1502	-0.1506	0.0003
3000	-0.2164	-0.2165	0.0001
4000	0.0327	0.0328	0.0000
5000	-0.3690	-0.3695	0.0004
CS07	-0.1295	-	-
CS09	0.0000	0.0000	0.0000

CONFRONTO LIVELLAZIONE 00 - LIVELLAZIONE 06			
NOME PUNTO	QUOTA LIVELLAZIONE 00	QUOTA LIVELLAZIONE 06	DIFFERENZA DI QUOTA
1000	-0.1353	-0,1340	-0,0013
2000	-0.1502	-0,1491	-0,0011
3000	-0.2164	-0,2152	-0,0012
4000	0.0327	0,0339	-0,0012
5000	-0.3690	-0,3679	-0,0011
CS07	-0.1295	-0,1284	-0,0011
CS09	0.0000	0.0000	0.0000

CONFRONTO LIVELLAZIONE 00 - LIVELLAZIONE 07			
NOME PUNTO	QUOTA LIVELLAZIONE 00	QUOTA LIVELLAZIONE 07	DIFFERENZA DI QUOTA
1000	-0.1353	-0.1347	-0.0006
2000	-0.1502	-0.1497	-0.0005
3000	-0.2164	-0.2158	-0.0006
4000	0.0327	0.0333	-0.0006
5000	-0.3690	-0.3686	-0.0004
CS07	-0.1295	-0.1310	0.0015
CS09	0.0000	0.0000	0.0000

CONFRONTO LIVELLAZIONE 00 - LIVELLAZIONE 08			
NOME PUNTO	QUOTA LIVELLAZIONE 00	QUOTA LIVELLAZIONE 08	DIFFERENZA DI QUOTA
1000	-0.1353	-0.1341	-0.0012
2000	-0.1502	-0.1493	-0.0009
3000	-0.2164	-0.2153	-0.0011
4000	0.0327	0.0337	-0.0010
5000	-0.3690	-0.3683	-0.0008
CS07	-0.1295	-0.1297	0.0002
CS09	0.0000	0.0000	0.0000

RELAZIONE TECNICA

RETE DI GEOREFERENZIAZIONE

La rete di georeferenziazione plano-altimetrica per le operazioni di inquadramento e raffittimento, è stata attestata sui seguenti vertici appartenenti alla rete IGM95 – FAVARO VENETO n° 051707 e PONTE DELLA LIBERTA 051704 (caposaldo di livellazione)

RETE DI INQUADRAMENTO

Con riferimento alla rete di cui al paragrafo precedente, si è provveduto alla determinazione di n. 15 punti di inquadramento (dal CS01 al CS15) propedeutici all'attestazione delle reti di raffittimento che è poi stata utilizzata per le operazioni di rilievo topografico.

Il rilievo per il collegamento dei vertici IGM95 e la determinazione dei punti sopra è stato effettuato in modalità statica con tempi di stazionamento per base sempre superiori a 15 minuti, epoca d'acquisizione 15 secondi e cut-off 12°.

La trasformazione delle coordinate derivate dal sistema WGS 84, nel sistema di coordinate Nazionale Gauss-Boaga è stata effettuata mediante l'utilizzo del software del Istituto geografico Militare Verto 3 ed i grigliati della zona. Stessa cosa dicasi per la trasformazione delle quote da ellissoidiche ad ortometriche. Si precisa inoltre che tutti i vertici sono stati livellati fissando come quota iniziale quella determinata con i grigliati IGM del caposaldo CS01.

La determinazione delle coordinate dei vertici di inquadramento è stata effettuata in primis come sopra specificato, ed in seguito trattandosi di un rilievo topografico finalizzato ad una progettazione esecutiva, si sono scalate le coordinate per annullare il fattore di contrazione della cartografia stessa (pari a 0.9996) sommato al modulo di deformazione lineare puntuale in modo da fornire un rilievo in coordinate rettilinee. Il calcolo della compensazione della rete GPS è stato eseguito imponendo come vertice di emanazione il punto CS01 e successivamente i vertici sono stati rototraslati rigidamente sui rispettivi punti omologhi in coordinate GAUS BOAGA.

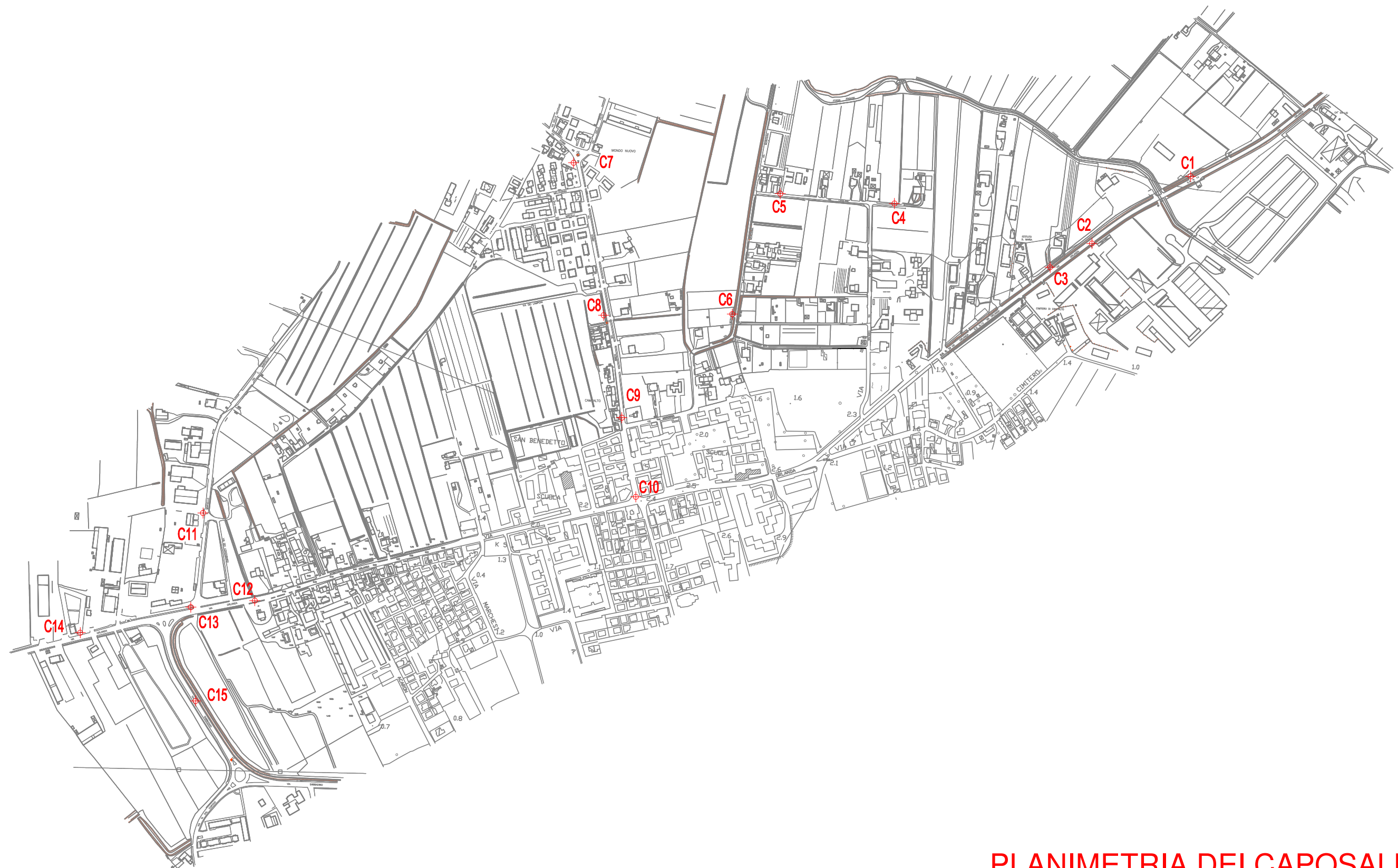
STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Le rilevazioni sono state effettuate con l'utilizzo della seguente strumentazione:

- Ricevitori GPS LEICA 1250 a doppia frequenza;
- Stazioni totali elettroniche LEICA TCRA1202+.

IN ALLEGATO:


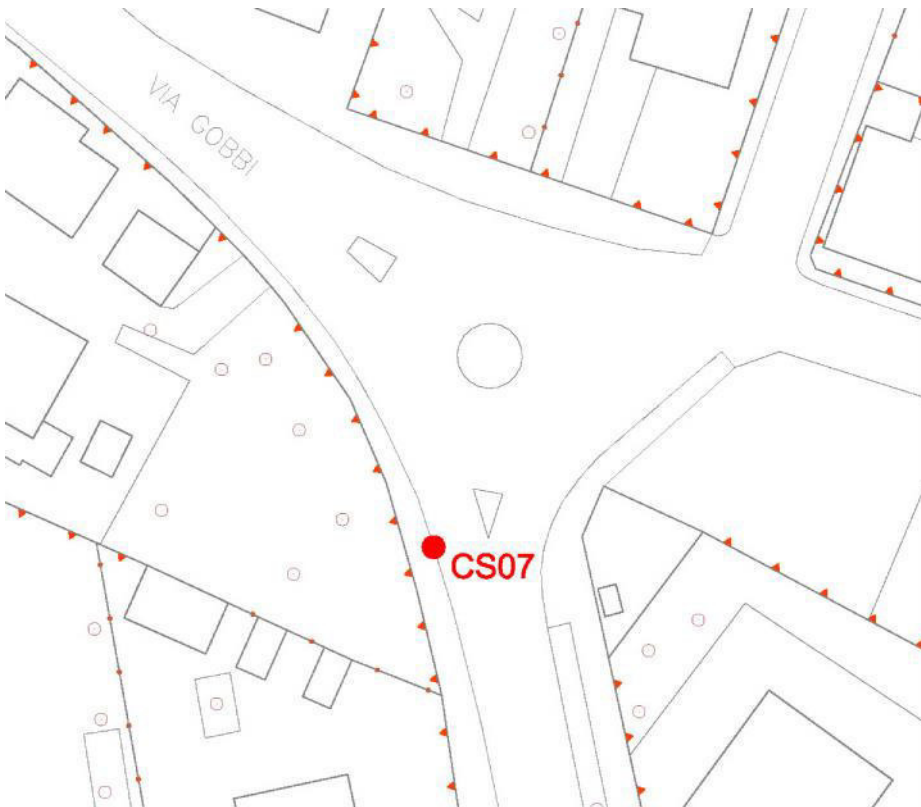
- Planimetria generale d'insieme dei Capisaldi (COROGRAFIA)
- Monografie dei Capisaldi
- Monografia punto IGM 95 FAVARO VENETO n° 051707
- Monografia punto IGM 95 PONTE DELLA LIBERTA 051704 (caposaldo di livellazione)



PLANIMETRIA DEI CAPOSALDI
SCALA 1:7500

S.S. 14 TRIESTINA

VARIANTE AI CENTRI ABITATI DI CAMPALTO E TESSERA

Rete dei CAPISALDI		PUNTO N° : CS07
<div>Fotografia</div> <div></div>		<div>Descrizione</div> <div>Borchia infissa su cordolo marciapiede esistente. Via Gobbi – Campalto (VE)</div> <div>Coordinate WGS84</div> <div>Lat. = 45°29'33.24687" Long. = 12°17'36.57204"</div> <div>Coordinate Rettilinee</div> <div>E = 2308526.584 N = 5041254.603</div> <div>Quota ortometrica</div> <div>PP = 1.514 Livellata</div> <div>PP (piano di paragone)</div> <div>Sommità borchia</div>
<div>Schizzo Monografico</div> <div></div>		

S.S. 14 TRIESTINA

VARIANTE AI CENTRI ABITATI DI CAMPALTO E TESSERA

Rete dei CAPISALDI		PUNTO N° : CS09
<div>Fotografia</div> 		<div>Descrizione</div> <p>Borchia infissa su cordolo marciapiede esistente. Via Gobbi – Campalto (VE)</p>
		<div>Coordinate WGS84</div> <p>Lat. = 45°29'17.81293" Long. = 12°17'41.48715"</p>
		<div>Coordinate Rettilinee</div> <p>E = 2308617.205 N = 5040774.794</p>
		<div>Quota ortometrica</div> <p>PP = 1.660 Livellata</p>
		<div>PP (piano di paragone)</div> <p>Sommità borchia</p>
<div>Schizzo Monografico</div> 		

ALLEGATO 2: MONITORAGGIO ASSESTIMETRICO

COLONNA ASSESTIMETRICA BRS-1

ANELLO 1

DATA	Lettura discesa	Lettura risalita	ΔH (m)
------	--------------------	---------------------	-------------------

09/03/2015	5,923	5,915	5,974
	5,968	5,965	
	5,983	5,980	
	6,033	6,025	

12/03/2015	5,920	5,919	5,975
	5,965	5,969	
	5,981	5,985	
	6,031	6,030	

13/03/2015	5,930	5,917	5,975
	5,969	5,965	
	5,986	5,982	
	6,030	6,017	

ANELLO 2

Lettura discesa	Lettura risalita	ΔH (m)
--------------------	---------------------	-------------------

10,464	10,455	10,515
10,509	10,505	
10,524	10,520	
10,574	10,565	

10,460	10,465	10,515
10,510	10,504	
10,520	10,517	
10,570	10,575	

10,470	10,459	10,515
10,509	10,504	
10,525	10,520	
10,570	10,559	

ANELLO 3

Lettura discesa	Lettura risalita	ΔH (m)
--------------------	---------------------	-------------------

13,855	13,848	13,907
13,900	13,898	
13,915	13,913	
13,965	13,958	

13,855	13,842	13,907
13,904	13,900	
13,92	13,916	
13,965	13,952	

13,864	13,848	13,906
13,903	13,893	
13,919	13,909	
13,964	13,948	

ANELLO 4

DATA	Lettura discesa	Lettura risalita	ΔH (m)
09/03/2015	15,605	15,601	15,650
	15,646	15,638	
	15,664	15,655	
	15,699	15,695	

12/03/2015	15,601	15,598	15,650
	15,643	15,641	
	15,659	15,654	
	15,701	15,699	

13/03/2015	15,607	15,591	15,650
	15,652	15,635	
	15,668	15,651	
	15,707	15,691	

ANELLO 5

Lettura discesa	Lettura risalita	ΔH (m)
24,056	24,048	24,113
24,114	24,101	
24,133	24,123	
24,169	24,161	

24,072	24,065	24,113
24,108	24,096	
24,122	24,113	
24,167	24,159	

24,061	24,051	24,113
24,109	24,101	
24,126	24,118	
24,173	24,163	

Lettura discesa	Lettura risalita	ΔH (m)

ALLEGATO 3: MONITORAGGIO EDIFICIO

MONITORAGGIO TOPOGRAFICO PLANO ALTIMETRICO

Committente: <i>Intercantieri VITTADELLO</i>	Fabbricato prova di pompaggio
Progetto: S.S. 14	CAMPALTO



MONITORAGGIO TOPOGRAFICO PLANO ALTIMETRICO

Committente: <i>Intercantieri VITTADELLO</i>	Fabbricato prova di pompaggio
Progetto: S.S. 14	CAMPALTO



GIORNI	PUNTI	EST	NORD	QUOTA	DIFF. EST	DIFF. NORD	DIFF. LONG	DIFF. TRASV	RISULTANTE	DIFF. QUOTA
10/3/15	1	2308601,526	5041032,534	3,878	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
11/3/15	1	2308601,526	5041032,534	3,878	-0,001	0,000	0,000	0,000	0,001	-0,001
12/3/15	1	2308601,525	5041032,534	3,877	-0,001	0,000	-0,001	0,000	0,001	-0,001
13/3/15	1	2308601,525	5041032,535	3,878	-0,001	0,001	-0,001	-0,001	0,001	0,000

GIORNI	PUNTI	EST	NORD	QUOTA	DIFF. EST	DIFF. NORD	DIFF. LONG	DIFF. TRASV	RISULTANTE	DIFF. QUOTA
10/3/15	2	2308606,102	5041032,012	4,167	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
11/3/15	2	2308606,102	5041032,012	4,167	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
12/3/15	2	2308606,102	5041032,012	4,167	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
13/3/15	2	2308606,102	5041032,013	4,167	0,000	0,001	0,000	-0,001	0,001	0,000

GIORNI	PUNTI	EST	NORD	QUOTA	DIFF. EST	DIFF. NORD	DIFF. LONG	DIFF. TRASV	RISULTANTE	DIFF. QUOTA
10/3/15	3	2308614,460	5041030,790	3,837	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
11/3/15	3	2308614,460	5041030,790	3,837	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
12/3/15	3	2308614,460	5041030,790	3,837	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
13/3/15	3	2308614,459	5041030,791	3,837	-0,001	0,001	-0,001	-0,001	0,001	0,000

GIORNI	PUNTI	EST	NORD	QUOTA	DIFF. EST	DIFF. NORD	DIFF. LONG	DIFF. TRASV	RISULTANTE	DIFF. QUOTA
10/3/15	4	2308619,574	5041031,708	3,740	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
11/3/15	4	2308619,574	5041031,708	3,740	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
12/3/15	4	2308619,574	5041031,708	3,740	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
13/3/15	4	2308619,574	5041031,708	3,741	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001

GIORNI	PUNTI	EST	NORD	QUOTA	DIFF. EST	DIFF. NORD	DIFF. LONG	DIFF. TRASV	RISULTANTE	DIFF. QUOTA
10/3/15	5	2308619,614	5041031,781	3,786	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
11/3/15	5	2308619,615	5041031,781	3,786	0,001	0,000	0,000	0,000	0,001	0,000
12/3/15	5	2308619,615	5041031,781	3,786	0,001	0,000	0,001	0,000	0,001	0,000
13/3/15	5	2308619,615	5041031,782	3,786	0,001	0,001	0,001	-0,001	0,001	0,000

GIORNI	PUNTI	EST	NORD	QUOTA	DIFF. EST	DIFF. NORD	DIFF. LONG	DIFF. TRASV	RISULTANTE	DIFF. QUOTA
10/3/15	6	2308618,305	5041038,819	3,819	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
11/3/15	6	2308618,306	5041038,819	3,819	0,000	-0,001	0,001	0,000	0,001	0,000
12/3/15	6	2308618,306	5041038,818	3,819	0,001	-0,001	0,001	0,001	0,001	0,000
13/3/15	6	2308618,306	5041038,818	3,819	0,001	-0,001	0,001	0,001	0,001	0,000

GIORNI	PUNTI	EST	NORD	QUOTA	DIFF. EST	DIFF. NORD	DIFF. LONG	DIFF. TRASV	RISULTANTE	DIFF. QUOTA
10/3/15	7	2308616,991	5041045,903	3,844	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
11/3/15	7	2308616,991	5041045,903	3,844	0,000	-0,001	0,000	0,000	0,001	0,000
12/3/15	7	2308616,991	5041045,902	3,844	0,000	-0,001	0,000	0,001	0,001	0,000
13/3/15	7	2308616,991	5041045,903	3,844	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

GIORNI	PUNTI	EST	NORD	QUOTA	DIFF. EST	DIFF. NORD	DIFF. LONG	DIFF. TRASV	RISULTANTE	DIFF. QUOTA
10/3/15	8	2308616,863	5041045,922	4,075	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
11/3/15	8	2308616,863	5041045,922	4,075	-0,001	-0,001	0,000	0,001	0,001	0,000
12/3/15	8	2308616,862	5041045,921	4,074	-0,001	-0,001	-0,001	0,001	0,001	-0,001
13/3/15	8	2308616,862	5041045,922	4,074	-0,001	0,000	-0,001	0,000	0,001	-0,001

GIORNI	PUNTI	EST	NORD	QUOTA	DIFF. EST	DIFF. NORD	DIFF. LONG	DIFF. TRASV	RISULTANTE	DIFF. QUOTA
10/3/15	9	2308609,184	5041044,488	4,039	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
11/3/15	9	2308609,184	5041044,489	4,039	0,000	0,001	0,000	0,000	0,001	0,000
12/3/15	9	2308609,184	5041044,489	4,039	0,000	0,001	0,000	-0,001	0,001	0,000
13/3/15	9	2308609,184	5041044,488	4,039	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

GIORNI	PUNTI	EST	NORD	QUOTA	DIFF. EST	DIFF. NORD	DIFF. LONG	DIFF. TRASV	RISULTANTE	DIFF. QUOTA
10/3/15	10	2308604,343	5041043,586	3,906	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
11/3/15	10	2308604,344	5041043,587	3,906	0,001	0,001	0,000	-0,001	0,001	0,000
12/3/15	10	2308604,344	5041043,587	3,906	0,001	0,001	0,001	-0,001	0,001	0,000
13/3/15	10	2308604,343	5041043,586	3,906	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

GIORNI	PUNTI	EST	NORD	QUOTA	DIFF. EST	DIFF. NORD	DIFF. LONG	DIFF. TRASV	RISULTANTE	DIFF. QUOTA
10/3/15	11	2308599,803	5041041,990	3,850	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
11/3/15	11	2308599,803	5041041,990	3,850	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
12/3/15	11	2308599,803	5041041,990	3,850	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
13/3/15	11	2308599,802	5041041,989	3,850	-0,001	-0,001	-0,001	0,001	0,001	0,000

GIORNI	PUNTI	EST	NORD	QUOTA	DIFF. EST	DIFF. NORD	DIFF. LONG	DIFF. TRASV	RISULTANTE	DIFF. QUOTA
10/3/15	12	2308599,752	5041041,890	3,963	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
11/3/15	12	2308599,753	5041041,890	3,963	0,001	-0,001	0,001	0,000	0,001	0,000
12/3/15	12	2308599,753	5041041,889	3,963	0,001	-0,001	0,001	0,001	0,001	0,000
13/3/15	12	2308599,752	5041041,890	3,963	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

GIORNI	PUNTI	EST	NORD	QUOTA	DIFF. EST	DIFF. NORD	DIFF. LONG	DIFF. TRASV	RISULTANTE	DIFF. QUOTA
10/3/15	13	2308601,423	5041032,671	3,881	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
11/3/15	13	2308601,424	5041032,671	3,881	0,001	-0,001	0,001	0,000	0,001	0,000
12/3/15	13	2308601,424	5041032,670	3,881	0,001	-0,001	0,001	0,001	0,001	0,000
13/3/15	13	2308601,424	5041032,671	3,881	0,001	0,000	0,001	0,000	0,001	0,000