

COMUNE DI ARZIGNANO**Provincia di Vicenza****INDAGINE GEOLOGICA-GEOTECNICA ED IDROGEOLOGICA SUI TERRENI INTERESSATI
DAL PROGETTO DI REALIZZAZIONE IMPIANTO DI RECUPERO DEGLI INERTI
SITO IN VIA CANOVE IN COMUNE DI ARZIGNANO (VI)****RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA ed IDROGEOLOGICA**

DATA:

Giugno 2014

Committente:

Faccio Silvio & figli snc

Via Canove, 12

36071 Arzignano (VI)

Il Legale Rappresentante	Il relatore DOTT. GEOL. GIUSEPPE FRANCO DARTENI 	Elaborato nr 6
-----------------------------	--	------------------------------

Commessa n. 015-14 A

PREMESSA

Su incarico della ditta **Faccio Silvio & figli snc**, di Arzignano (VI), questo studio ha predisposto un'indagine geologica-geotecnica ed idrogeologica del sito oggetto di un progetto di realizzazione di un impianto per il recupero di rifiuti non pericolosi, inerti da demolizione e terre da scavo, presso i terreni di proprietà in Via Canove, località Tezze di Arzignano (VI).

Il piano di indagine finalizzato ad una caratterizzazione geologica dell'area in studio, di cui alla Parte prima del presente elaborato, ha previsto l'esecuzione di:

- **n. 3 Prove Penetrometriche Dinamiche Medie (PDM)** spinte fino alla profondità massima di 3.6 m dal piano campagna attuale:

Tipo di prova	Prova n.	Profondità m	Falda (m)
PDM	1	2.1	n.r.
PDM	2	3.1	n.r.
PDM	3	3.6	n.r.

- **rilievo geologico di superficie**

La presente relazione si basa inoltre su numerose indagini dirette eseguite dalla Giara Engineering s.r.l. nel territorio limitrofo.

Il piano di indagine finalizzato ad una caratterizzazione idrogeologica dell'area in studio si è basato su studi e ricerche bibliografiche (cataloghi di terebrazioni di pozzi pubblici comunali e privati, pubblicazioni dell'Università degli Studi di Padova, ecc.), e su numerose campagne di misura freaticometrica presso i piezometri di monitoraggio della discarica autorizzata in gestione post operativa di località Canove.

Si sono inoltre utilizzati i seguenti dati:

- Raccolta e interpretazione dei dati storici e bibliografia tecnica sulle ricerche e studi idrogeologici nella zona di Arzignano - Montecchio Maggiore - Montorso Vicentino, e in generale nel contesto del fondovalle del fiume Agno-Guà allo sbocco della valle laterale del fiume Chiampo;
- Esame della documentazione geologica e idrogeologica creata per il PAT del Comune di Arzignano;
- Caratteristiche idrodinamiche della falda della Valle dell'Agno-Guà da studi universitari, dai Report del Progetto Giada e da dati forniti da Agno Chiampo Ambiente srl e Acque del Chiampo SpA;

Nella Parte seconda della presente relazione si illustrano le caratteristiche della falda presente nel substrato dell'area, riassumendo i dati noti.

Si tiene a precisare che la presente relazione tecnica è stata uniformata ai contenuti del **D.M. 14 gennaio 2008**: "Nuove norme tecniche per le costruzioni".

Figure in relazione:

1. Vista da satellite dell'area
2. Corografia su CTR
3. Estratto non in scala di Carta Geologica
4. Sezione stratigrafica della bassa Valle del Chiampo e Agno-Guà
5. Stratigrafia pozzo pubblico Via Canove e loro ubicazione
6. Planimetria di progetto con ubicazione delle prove in sito
7. Diagramma di distribuzione statistica della coesione non drenata, Litotipo A
8. Diagramma di distribuzione statistica dell'angolo di attrito, Litotipo B
9. Mappa sismica INGV
10. Parametri di pericolosità sismica
11. Tabella con dati pluviometrici e andamenti falda
12. Estratto Carta della permeabilità dei litotipi
13. Estratto Carta delle isofreatiche, Progetto Giada, 2010
14. Carta dell'andamento locale della falda
15. Estratto Carta Idrogeologica del PAT Comune di Arzignano
16. Ubicazione planimetrica piezometro Pozzo 1, Discarica per RNP Loc. Canove
17. Ubicazione piezometro Pozzo 1 su foto satellitare
18. Foto satellitare a febbraio 2014
19. Ingrandimento figura 18
20. Sezioni di progetto, estratto da Tav. 3, Studio Concato
21. Schema di rilevato, estratto da Tav. 3, Studio Concato
22. Schema bacino di raccolta, estratto da Tav. 3, Studio Concato
23. Pianta con quote teoriche di massima falda, estratto da Tav. 3, Studio Concato

ALLEGATI:

1. Grafici Prove Penetrometriche effettuate nel 2012
2. Tabella dati piezometrici e pluviometrici del piezometro Pozzo 1
3. Estratto dal Rapporto sulla risorsa idrica del Veneto al 28 febbraio 2014, ARPAV

PARTE PRIMA: RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E GEOLOGICO DELL'AREA

L'area di studio si colloca all'interno della Valle dell'Agno, sulla sinistra idrografica del Fiume Guà ad Est dell'abitato di Arzignano, a Nord-Ovest di Montecchio Maggiore e a Sud di Trissino. Più precisamente, il sito d'interesse si trova all'interno della pianura alluvionale costituente il fondovalle, ad una quota altimetrica di circa 86 m slm.



Figura 1 – Vista da satellite dell'area

Nella seguente Carta Tecnica Regionale derivante dall'unione degli elementi 125051 *Sant'Urbano*, 125052 *Montecchio Maggiore*, 125053 *Arzignano Est* e 125054 *Tezze* si evidenzia l'ubicazione dei terreni in studio, con linea rossa .

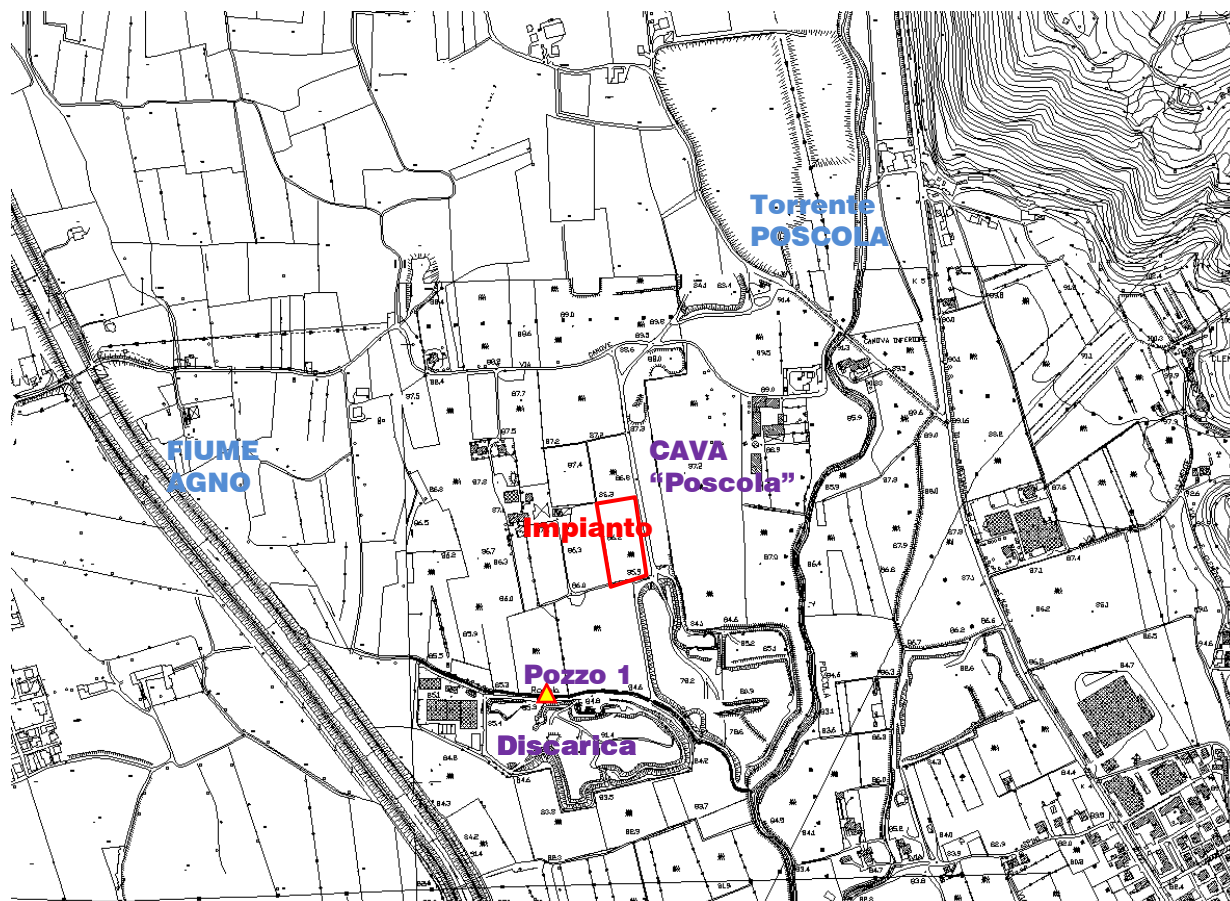


Figura 2 – Estratto dalla Carta Tecnica Regionale derivante dall'unione degli elementi 125051 Sant'Urbano, 125052 Montecchio Maggiore, 125053 Arzignano Est e 125054 Tezze; con triangolo l'ubicazione pozzo n. 1 di controllo Discarica Via Canove;

La zona in studio si situa nel territorio di fondovalle dell'Agno, all'interno dei Monti Lessini sudorientali. Questa valle ha un andamento grossomodo NNW –SSE e rispecchia i principali lineamenti tettonici dei Lessini orientali.

La pianura in oggetto si è formata per il riempimento dei fondovalle con sedimenti ad opera dei fiumi principali, il T. Agno-Guà e più a sud il T. Chiampo, e dei tributari T. Poscola, T. Arpega e T. Restena, con un substrato roccioso a profondità variabile, di natura prevalentemente vulcanica (tufi o lave basaltiche), preceduto da un cappellaccio di argille di alterazione impermeabile. Questo substrato è collegato alla serie montuosa collinare che forma i Monti Lessini orientali, data da una successione di rocce prevalentemente vulcaniche intercalate da rocce sedimentarie, di età terziaria.

Dal punto di vista geologico l'area in esame si colloca sulla piana di espansione del T. Agno, formatasi per la deposizione di sedimenti prevalentemente ghiaioso-sabbiosi, con locali lenti e strati di materiali più fini (livelli sabbiosi e sabbioso limosi, e lenti più o meno argillose). Al di sopra dei depositi alluvionali si è formata in tempi più recenti una coltre eluvio-colluviale principalmente argillosa, plastica, con sabbia e ciottoli sparsi, di spessore variabile, ma generalmente almeno metrico, rimaneggiata dallo sfruttamento agrario dei suoli e/o rimossa dall'edificazione.

Questo fondovalle ha pendenze variabili tra l'8 e il 2 per mille con direzione S o SE e con quota media variabile tra i 90,0 e 80,0 m s.l.m. Più precisamente, il sito d'interesse si trova ad una quota altimetrica di circa 86 m slm.

Sono note cave attive e dismesse di inerti ghiaiosi in questa zona di pianura, tra cui la cava Poscola, situata nei pressi dell'area.

Per ulteriori dettagli si rimanda all'estratto (non in scala) della Carta Geologica d'Italia fg. 49 Verona riportato di seguito.

L'azione erosiva dei fiumi nel post-glaciale e il successivo sovralluvionamento dei fondi vallivi con l'aumento del livello marino e la formazione della pianura padana ha portato ad avere spessori anche di 100 m di alluvioni in alcuni punti, come al centro della Valle dell'Agno, mentre cala nelle valli laterali e ai piedi dei versanti.

Dove l'azione erosiva dei fiumi alpini è stata minore o deviata sono rinvenibili "relitti" collinari emergenti (come nel caso della collina di Monticello di Fara a Sarego) o sommersi nel materasso alluvionale. Uno di questi rilievi sommersi di natura prevalentemente vulcanica (tufi o lave basaltiche), è noto da vari studi situarsi allo sbocco della Val Chiampo in Valle dell'Agno, in continuazione della dorsale che separa le due valli.

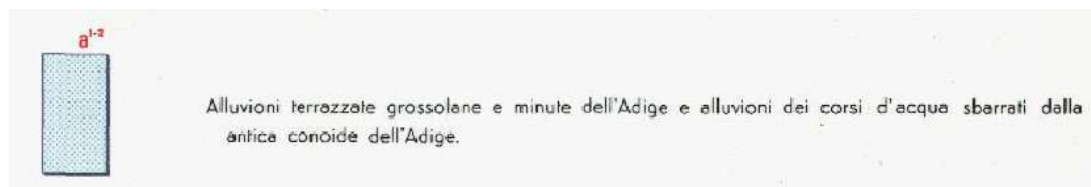
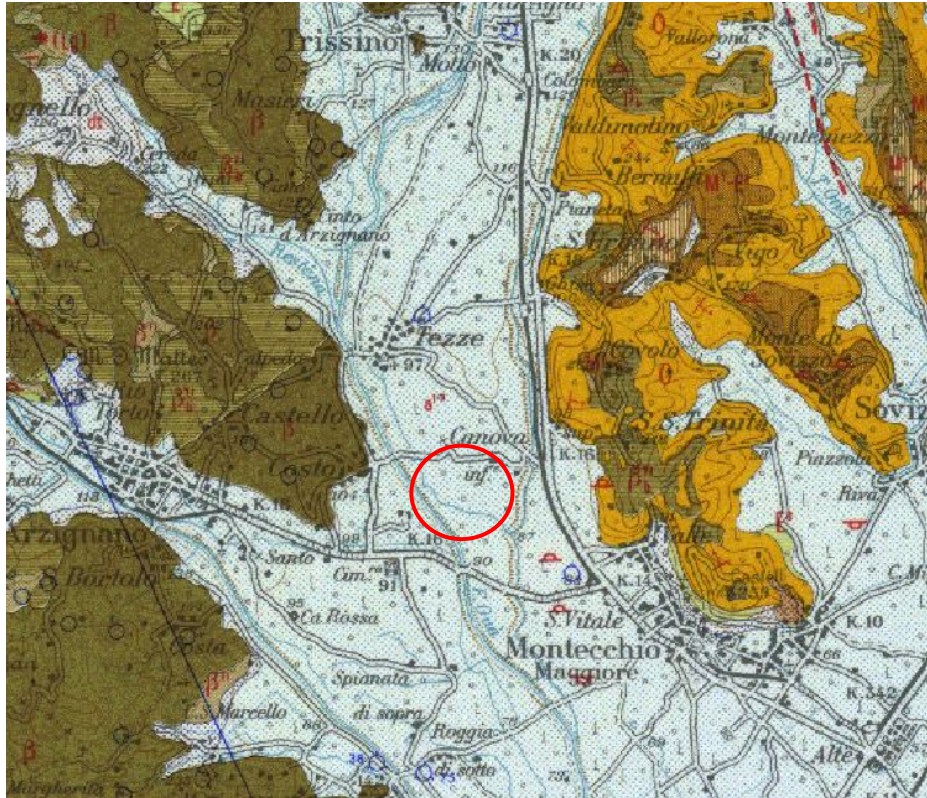


Figura 3 – Estratto dalla carta Geologica d'Italia Fg. 49 Verona e legenda

Infatti il materasso alluvionale originato dalle divagazioni del Torrente Agno, e dalle sue "rotte" avvenute sino al 1927, schematizzato nella seguente sezione stratigrafica della Valle dell'Agno-Guà, può variare da spessori di parecchie decine di metri a zone con substrato roccioso a bassa profondità, come è possibile osservare nella sezione stratigrafica riportata di seguito.

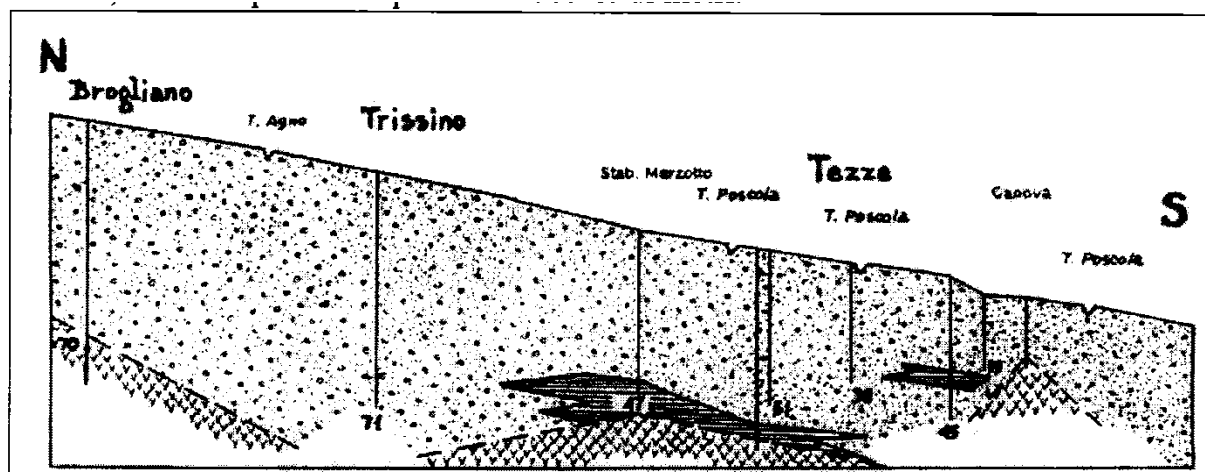


Figura 4 – Sezione stratigrafica longitudinale del fondovalle della Valle dell' Agno-Guà, tratta da CNR-GNDICI

Nella zona dell'area d'interesse lo spessore del materasso alluvionale è di almeno un centinaio di metri come risulta dai dati disponibili ottenuti durante la terebrazione dei pozzi acquedottistici di Acque del Chiampo SpA nell'area in prossimità di Via Canove (si veda Fig.5). Risultano particolarmente interessanti i dati riguardanti il pozzo comunale di località Canova che ha raggiunto i 96 metri di profondità senza incontrare il substrato roccioso.

Si riporta di seguito la stratigrafia del pozzo citato, tratta dalla pubblicazione del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche "Difesa degli acquiferi dell'alta pianura veneta: bassa valle dei fiumi Chiampo e Agno-Guà" del 1997.

cartografia scala 1:10.000 - 1 cm = 100 m

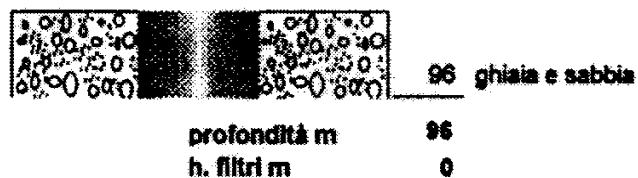
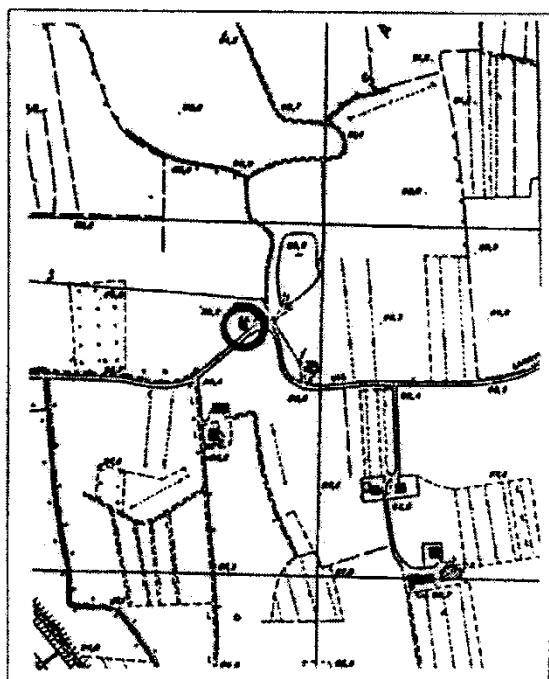


Figura 5 – Stratigrafia del pozzo dell'acquedotto di Via Canove ed ubicazione tratta da CNR-GNDICI

2. METODOLOGIA D'INDAGINE

Prove Penetrometriche Dinamiche Medie (PDM)

Il metodo utilizzato consiste nel misurare quanti colpi di maglio da 30 Kg di peso, lasciato cadere da 20 cm di altezza, sono necessari per infiggere nel terreno per 10 cm una batteria di aste aventi in testa una punta conica del diametro di 35.7 mm.

Il numero dei colpi rilevato viene caricato su un programma che esegue:

- a) il diagramma dei colpi in funzione della profondità;
- b) il diagramma della resistenza dinamica in funzione della profondità;
- c) la tabulazione dei valori della resistenza dinamica.

I valori di resistenza dinamica alla punta vengono valutati utilizzando la formula degli Olandesi.

$$R_{pd} = (M^2 \times H) / \{A_p \times e \times (M \times P)\}$$

Rpd= Resistenza dinamica alla punta (Kg/cm²)

M= Massa battente (Kg)

H= Altezza di caduta (cm)

A_p= Area della punta (cm²)

e= Infissione per colpo (s/Np) (cm)

P= Peso totale aste e sistema di battuta (Kg)

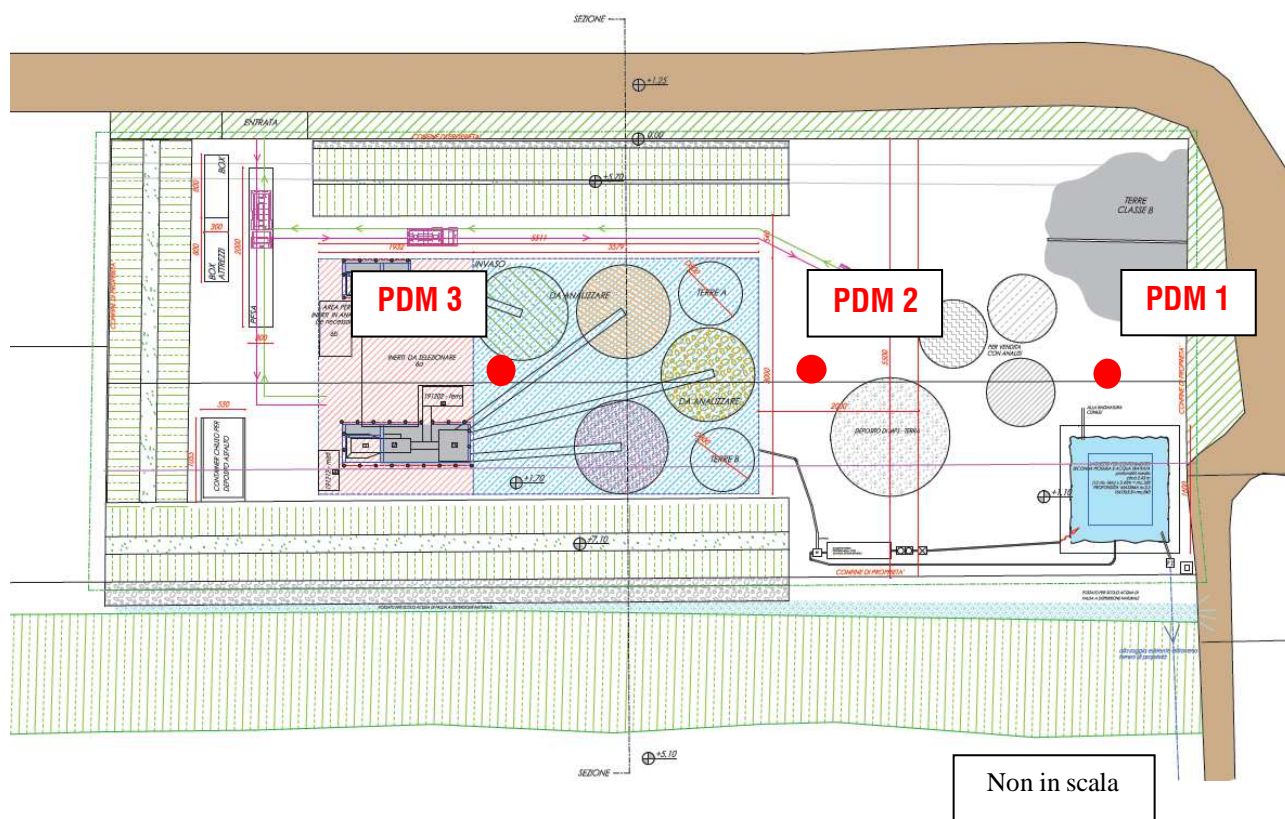
Dai valori della resistenza dinamica e dall'analisi dell'andamento della resistenza stessa in funzione della profondità si ottengono una serie di informazioni sui terreni attraversati.

Un'ampia casistica ha permesso di ottenere delle relazioni empiriche che legano i valori rilevati con i valori della capacità portante, con i valori di coesione o di angolo d'attrito del terreno attraversato.

L'interpretazione dei risultati è stata fatta sulla scorta delle esperienze riportate da Sanglerat in "*Le pénétromètre et la reconnaissance des sols*".

3. NATURA DEI TERRENI E SUDDIVISIONE STRATIGRAFICA

Al fine di determinare le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione dell'area, nel 2012 sono state effettuate n° **3 Prove Penetrometriche Dinamiche Medie (PDM)** nell'area di studio spintesi fino alla profondità massima di – 3.6 m dall'attuale piano campagna. Nella planimetria non in scala riportata di seguito sono indicate le ubicazioni in sito delle prove penetrometriche.



Legenda : ● Prova Penetrometrica Dinamica (PDM)

Figura 6 – Planimetria di progetto non in scala con ubicazione prove in sito e legenda

In base a quanto emerso dalla campagna geognostica effettuata si rileva la presenza in superficie di terreni limosi argillosi sabbiosi con alcune intercalazioni sabbiose ghiaiose limose dello spessore di circa 30-40 cm che ricoprono i depositi alluvionali grossolani rappresentati prima da terreni sabbiosi limosi e poi da terreni ghiaiosi sabbiosi debolmente limosi. I terreni che caratterizzano l'area si possono distinguere quindi in tre litotipi al di sotto dell'attuale piano campagna:

Litotipo A: da p.c. a – (1.9 ÷ 3.1) m:

Terreno limoso argilloso sabbioso con alcune intercalazioni sabbiose ghiaiose limose dello spessore di circa 30-40 cm

Litotipo B: da – (1.9 ÷ 3.1) m a – (2.0 ÷ 3.5) m:

Terreno sabbioso limoso

Litotipo C: da – (2.0 ÷ 3.5) m a – (2.1 ÷ 3.6) m massima profondità raggiunta:

Terreno ghiaioso con sabbia

Le prove penetrometriche effettuate presso l'area di intervento sono state interrotte per il raggiungimento di resistenze superiori al limite strumentale imputabili al contatto con il substrato alluvionale grossolano presente nell'area d'indagine. Gli scavi eseguiti per la coltivazione della vicina Cava Poscola, e protrattisi fino ad una profondità di almeno 6.00 m, hanno evidenziato che la successione stratigrafica dominata da ghiaia e ghiaia sabbiosa si estende in profondità anche al di sotto della quota raggiunta con l'esecuzione delle prove penetrometriche.

Data la natura geologica dell'area, si può ipotizzare quindi che la successione stratigrafica ottenuta dalle prove penetrometriche dinamiche sia estendibile alla zona d'intervento.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI (ANALISI STATISTICA)

In base a quanto riportato nel *NTU* per le costruzioni, per la caratterizzazione geotecnica dei litotipi individuati, è stata effettuata un'analisi statistica dei parametri geotecnici dei terreni. In particolare sono stati utilizzati dei fogli di calcolo in cui viene considerato il 5° percentile della distribuzione log normale dei parametri.

L'analisi statistica, con il foglio di calcolo precedentemente citato, ha permesso di attribuire ai depositi presenti nel substrato di indagine un valore caratteristico (X_k) e di progetto (X_d) di coesione non drenata (C_u) e di angolo d'attrito (ϕ).

Di seguito verranno riportati i parametri geotecnici considerando *grandi volumi di rottura* (resistenze compensate) in quanto le misure di resistenza dei terreni sono state effettuate all'interno del volume significativo come descritto nel *NTU* per le costruzioni.

Di seguito si riportano le elaborazioni dei parametri geotecnici relativi ai terreni del litotipo **A** e **B** in quanto l'intervento di progetto interagisce direttamente con tali terreni.

Si ottengono pertanto le seguenti schematizzazioni dei parametri geotecnici:

Litotipo A: da p.c. a – (1.9÷3.1) m:

Terreno limoso argilloso sabbioso con alcune intercalazioni sabbiose ghiaiose limose dello spessore di circa 30-40 cm

Coesione non drenata (C_u):

valore caratteristico ($C_{u,k}$) = **24 KPa**

valore di progetto ($C_{u,d}$) = **17 KPa**

peso di volume (γ) = **18 KN/m³**

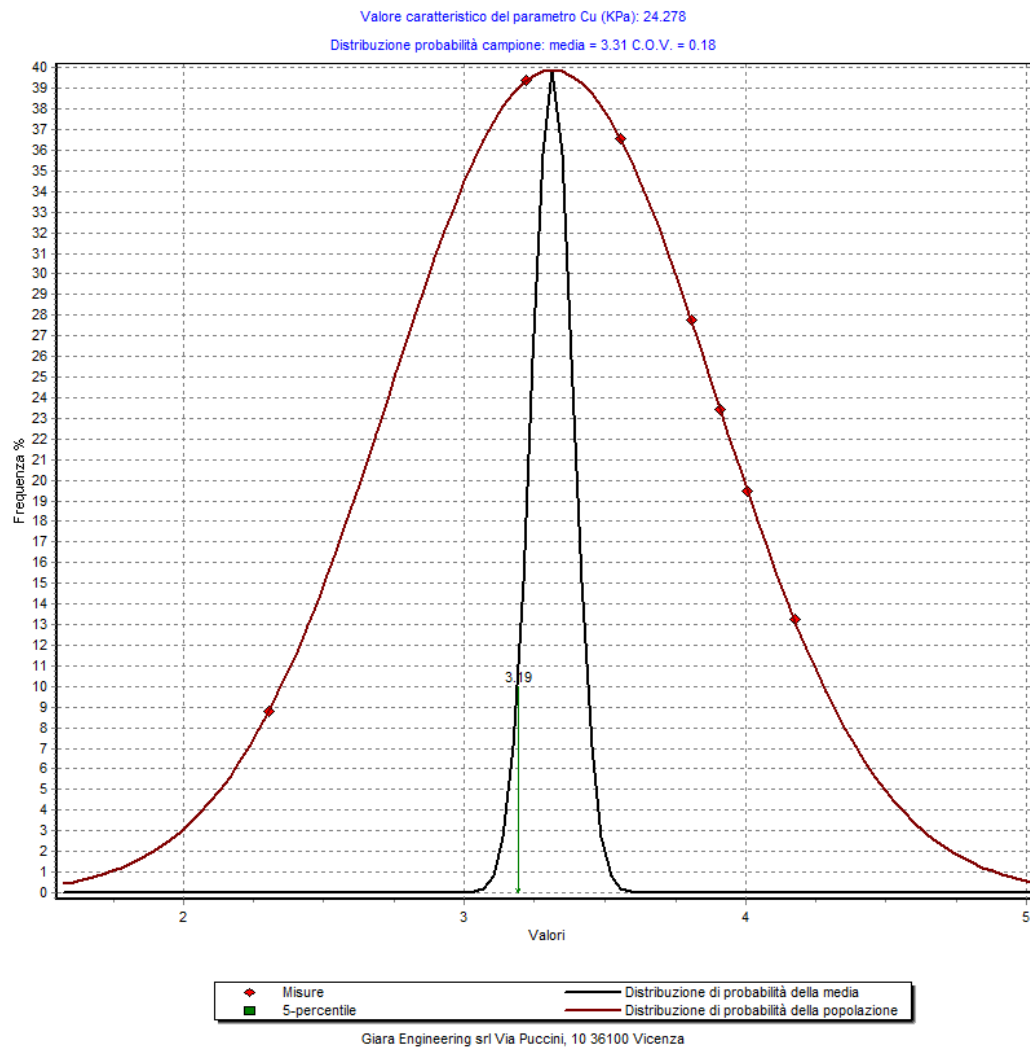


Figura 7 - Diagramma di distribuzione di probabilità della coesione non drenata (C_u) del livello stratigrafico A

Litotipo B: da $-(1.9 \div 3.1)$ m a $-(2.0 \div 3.5)$ m:

Terreno sabbioso limoso

Angolo d'attrito (φ):

valore caratteristico (φ_k) = **36°**

valore di progetto (φ_d) = **30°**

peso di volume (γ) = **19 kN/m³**

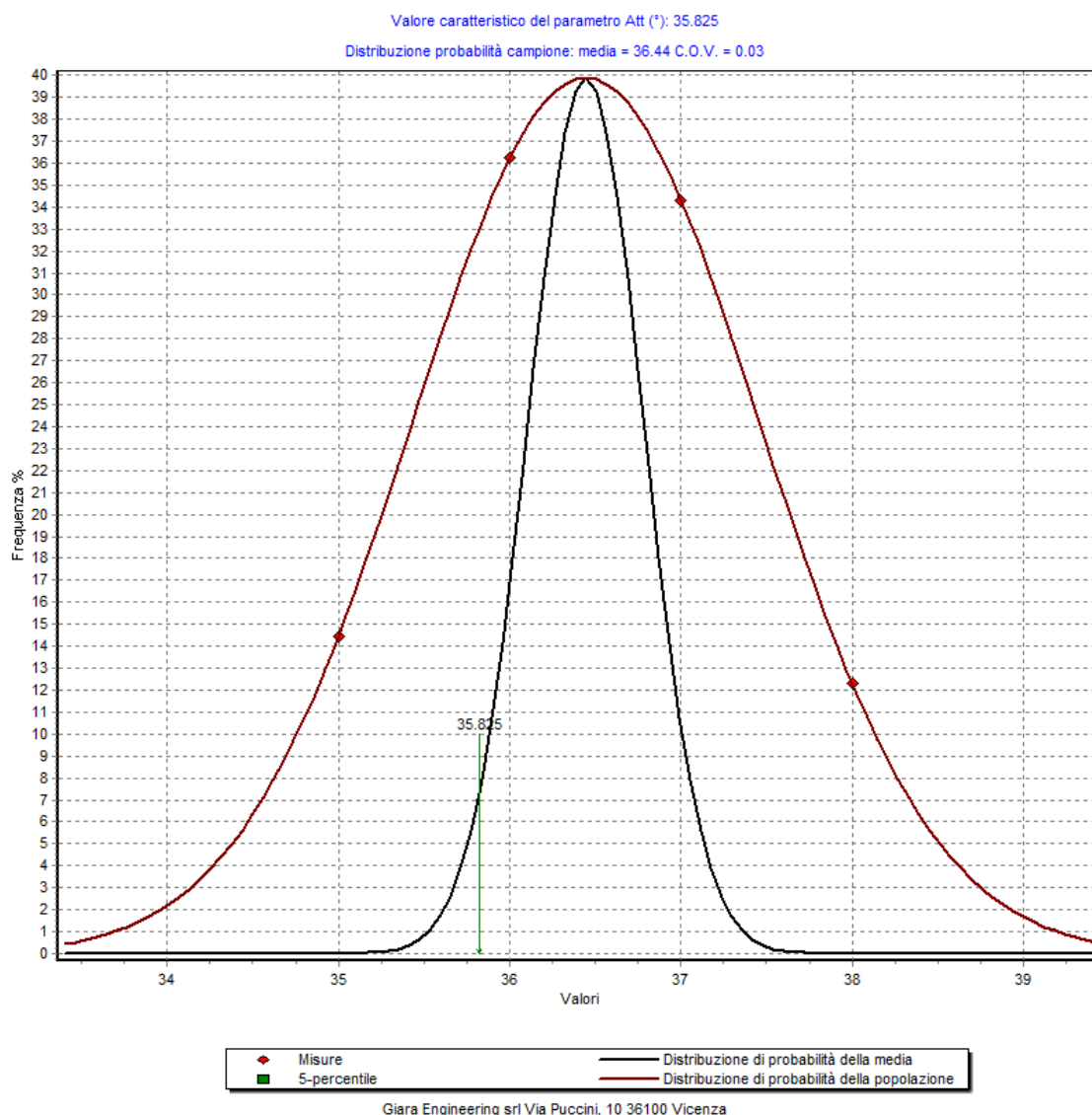


Figura 8 - Diagramma di distribuzione di probabilità dell'angolo d'attrito (ϕ) del livello stratigrafico B

5. PROPRIETÀ GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Il progetto prevede la realizzazione di un impianto per il recupero degli inerti. L'impianto verrà posto su un rilevato misto, di spessore totale 170 cm, ma composto nei primi 50 cm di terra, e ghiaione (tout venant) nello strato superficiale. Sono previsti terrapieni perimetrali all'impianto, il cui sottofondo è su rilevato di 170 cm composto di solo ghiaione costipato. E' prevista inoltre un'area di posa degli impianti di frantumazione su piazzale in calcestruzzo (30 x 20 m circa).

Le fondazioni del rilevato/piazzale andranno quindi ad impostarsi sui terreni limosi argillosi sabbiosi che caratterizzano la zona in superficie appartenenti al **litotipo A**. Tale litotipo risulta dagli apporti di terreno per la ricomposizione del sito di cava, ed è attualmente interessato dalle lavorazioni agrarie del lotto.

Ai fini del calcolo della capacità portante il rilevato in progetto può essere assimilato a una fondazione superficiale.

Si sono presi in considerazione in via cautelativa i parametri geotecnici relativi al livello stratigrafico **A** per una fondazione superficiale piana (tipo a platea).

Tali terreni presentano le seguenti caratteristiche geotecniche:

Litotipo A: da p.c. a – (1.9÷3.1) m:

Terreno limoso argilloso sabbioso con alcune intercalazioni sabbiose ghiaiose limose dello spessore di circa 30-40 cm

Coesione non drenata (Cu):

valore caratteristico (Cu_k) = **24 KPa**

valore di progetto (Cu_d) = **17 KPa**

peso di volume (γ) = **18 KN/m³**

5.1 Verifica del rilevato di fondazione

Nell'ambito del Nuovo Testo Unico per le Costruzioni D.M. 14.01.2008 e successiva Circolare esplicativa n. 617 del 2/02/2009 sono stati introdotti cinque stati limite ultimi e le loro sigle riportando la medesima dicitura presente negli Eurocodici (EC7 e EC8). Questi sono: **EQU, STR, GEO, UPL, HYD**.

Lo stato limite di competenza è “**GEO**” che prevede il - “*raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura, con lo sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura*”. Questo stato limite prevede, a puro titolo di esempio: il raggiungimento del carico limite dei terreni di fondazione e lo scorrimento del piano di posa di fondazioni superficiali e di muri di sostegno, la rotazione intorno ad un punto di una paratia, ecc.

Le suddette verifiche vengono effettuate generando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali di sicurezza definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici del terreno (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). “I diversi gruppi di coefficienti parziali di sicurezza sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti ed alternativi”.

Nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite ultimi (SLU) può essere, quindi, utilizzato l'Approccio 1 nelle combinazioni 1 e 2 o l'approccio 2. Tralasciando le specifiche dell'approccio 1 combinazione 2 e l'approccio 2, non di competenza, l'Approccio 1 combinazione 2 risulta in genere dimensionante per le verifiche di sicurezza e stabilità globale rispetto agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO).

Il carico di rottura non è una caratteristica intrinseca del terreno, ma è funzione delle sue caratteristiche meccaniche, del sistema terreno – fondazione, della profondità del piano di posa e non indica, invece, il massimo valore di resistenza al taglio del terreno di fondazione. Bisogna, infatti, verificare che tale valore sia compatibile con il tipo di struttura edilizia in progetto.

Per la valutazione della resistenza di progetto del terreno di fondazione, ci si è riferiti al metodo di Terzaghi (1943) con l'aggiunta di coefficienti correttivi (fattori di forma ecc...).

I termini dell'equazione sono stati ridotti mediante i coefficienti parziali relativi ai parametri geotecnici (M2) del terreno previsti da vigente normativa e consultabili nella tabella sottostante :

Parametro	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione
Coefficienti parziali	1,25	1,25	1,4	1

Da Tab. 6.2.II Coefficienti parziali dei parametri geotecnici del terreno (D.M. 14/01/2008).

Di seguito vengono riportati i dati e le caratteristiche generali della fondazione e dei terreni di progetto del sito di riferimento.

Approccio 1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE 2**A2 + M2 + R2**

Il calcolo è stato condotto utilizzando la formula di *Terzaghi* di seguito riportata:

$$Q_{ult} = (C_u N_c s_c + \gamma D N_q)$$



$$Q_{amm} = Q_{ult} / \gamma R$$

Dati della Fondazione

Coesione	$C_{u_d} = 17 \text{ KPa}$
peso di volume	$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
profondità scavo	$D = 0.5 \text{ m}$ (inteso come incastro della fondazione)
larghezza della fondazione area di influenza	$B = 1 \text{ m}$
coeff. di portata	$N_c = 5.14; N_q = 1$

Capacità portante ammissibile

$$Q_{ult} = (17 \times 5.14) + (18 \times 0.5 \times 1) = \underline{96 \text{ KPa}}$$

Applicando il *coefficiente parziale* (**$\gamma R2$**) previsto dalla normativa vigente, la capacità portante ammissibile risulta:

γR	$Q_{ult}(B)$ KPa	$Q_{amm}(B)$ KPa
1.8	96	53.5

$$Q_{amm} = R_d = 50 \text{ KPa}$$

Il rilevato di progetto che si svilupperà per uno spessore di 170 cm costituiti in parte da terreno (50 cm) ed in parte da ghiaione compattato (120 cm), eserciterà sui terreni naturali di fondazione un carico pari al suo peso, essendo costituito da terreni a diverso peso di volume il carico complessivo risulta dalla somma dei due strati che lo compongono:

$$E_d = 24.9 \text{ KPa}$$

in base alla normativa vigente i valori delle azioni di progetto **E_d** , devono risultare \leq alle resistenze di progetto **R_d** :

$$E_d \leq R_d$$

Le verifiche devono essere effettuate seguendo in primo luogo l'Approccio 1 Combinazione 2, che come precedentemente riportato risulta dimensionante dal punto di vista geotecnico, confrontando con gli altri approcci:

Approccio 1:

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

Combinazione(A1+M1+R3)

Verifica	Rd (KPa)
Approccio 1 Combinazione 1 (A1+M1+R1)	129
Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)	50
Approccio 2 (A1+M1+R3)	56

Confrontando le resistenze di progetto con le azioni di progetto relative al rilevato di spessore 170 cm si ottengono i seguenti risultati:

Verifica	Rd (KPa)	Ed (KPa)	Fattore di sicurezza Rd/Ed
(A1+M1+R1)	129	24.9	5.1
(A2+M2+R2)	50	24.9	2.0
(A1+M1+R3)	56	24.9	2.2

Nel caso specifico del rilevato di fondazione da realizzare sull'area di interesse le verifiche risultano soddisfatte.

Va considerato che sul rilevato di progetto andranno poi posizionati degli impianti che eserciteranno un carico su aree limitate del piazzale dovute al loro peso proprio. **Eventuali considerazioni in merito all'interazione con il terreno potranno essere effettuate sulla base dei carichi specifici una volta in possesso dei dati strutturali degli impianti forniti dal Progettista.**

5.2 Verifica dei Rilevati di mascheramento

Perimetralmente al piazzale ed in particolare su tre lati nella parte settentrionale verranno realizzati dei rilevati in terre armate con funzione di mascheramento e di barriera antirumore.

I rilevati saranno di due tipi:

4. Tomo 1 lato occidentale: altezza di 6 m con pendenza su entrambi i lati di 60° circa
5. Tomo 2 lato orientale: altezza di 4 m con pendenza su entrambi i lati di 45° circa

In corrispondenza dei tratti in cui sono presenti i rilevati il sovraccarico sui terreni (carico agente sui terreni di fondazione) sarà dovuto al carico del rilevato di base e dei tomi di mascheramento. Il carico dovuto ai tomi non agirà uniformemente su tutta la superficie di base dei tomi stessi in quanto il carico maggiore si ha centralmente dove il tomo è più alto e va via via diminuendo verso i lati dove il terreno è alla quota di imposta. In via del tutto cautelativa si considera il carico maggiore presente in corrispondenza della parte centrale;

6. Tomo 1 = 108 KPa
7. Tomo 2 = 72 KPa

Le azioni di progetto complessive determinate dal carico dei tomi e del rilevato agente sul terreno di fondazione risultano:

Tomo 1 Ed1 = 132.9 KPa
Tomo 2 Ed2 = 96.9 KPa

Confrontando le resistenze di progetto con le azioni di progetto relative ai tomi di mascheramento si ottengono i seguenti risultati:

Verifica	Rd (KPa)	Ed1 (KPa)	Ed2 (KPa)	Fattore di sicurezza Rd/Ed1	Fattore di sicurezza Rd/Ed2
(A1+M1+R1)	129	132.9	96.9	0.97	1.33
(A2+M2+R2)	50	132.9	96.9	0.37	0.51
(A1+M1+R3)	56	132.9	96.9	0.42	0.57

Nel caso specifico in corrispondenza dei rilevati o tomi di mascheramento i carichi applicati risultano superiori alle resistenze di progetto dei terreni di fondazione.

Le verifiche evidenziano infatti che il fattore di sicurezza risulta inferiore a 1 tranne nel caso del tomo 2 con la resistenza di progetto calcolata con l'approccio 1 combinazione1. Tale situazione andrà ad influire sull'entità dei cedimenti di consolidazione dei terreni di fondazione, calcolati nel paragrafo successivo.

Si tiene a precisare, in conclusione, che i dati raccolti e analizzati derivano da verifiche puntuali eseguite nell'area di intervento e pertanto eventuali eterogeneità dei terreni di fondazione, dovute ad anomalie del substrato, possono non essere state rilevate.

Qualora in fase di scavo il D.L. rinvenga difformità nella composizione o stratigrafia dei terreni rispetto a quanto descritto nella presente relazione, dovrà informare il relatore della presente per un sopralluogo.

Il presente studio è inoltre valido solo per il perimetro di terreno indagato e sopra descritto, ogni altra modifica di ubicazione necessita la realizzazione di un nuovo studio geotecnico.

5.3 Cedimenti di consolidazione per rilevato di fondazione

Secondo quanto previsto dalle Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni devono essere presi in considerazione gli stati limite di esercizio (SLE) di pertinenza, in questo caso i cedimenti di consolidazione dei terreni sottoposti al carico di esercizio.

Nel caso specifico si effettua una stima dei cedimenti di consolidazione che si innescherebbero nei terreni di fondazione del rilevato nel caso si applicasse il carico dovuto al peso proprio del rilevato pari a 24.9 KPa e nel caso si applicasse il carico ammissibile calcolato pari a 50 KPa.

I cedimenti di consolidazione sono stati calcolati utilizzando un software di calcolo che calcola il cedimento con il metodo di consolidazione monodimensionale di Terzaghi e il metodo della distribuzione delle tensioni verticali nel sottosuolo (Boussinesq).

In tale situazione si innescherebbero dei cedimenti di consolidazione dell'ordine di:

Pressione normale di progetto calcolata 50 KPa
 Cedimento totale **0,96 cm**

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1,55	27,9	15,227	Edometrico	0,96	--	0,96
2	4,85			Schmertmann	0	--	0

Pressione applicata dal rilevato 24.9 KPa
 Cedimento totale **0,48 cm**

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1,55	27,9	7,583	Edometrico	0,48	--	0,48
2	4,85			Schmertmann	0	--	0

5.4 Cedimenti di consolidazione in corrispondenza dei rilevati Tomo 1 e Tomo 2

In corrispondenza dei rilevati o tomi di mascheramento i cedimenti di consolidazione saranno maggiori dovuti al maggior carico applicato sulla larghezza dei tomi:

Tomo 1 132.9 KPa
 Cedimento totale **5,18 cm**

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1,55	27,9	64,496	Edometrico	4,08	--	4,08
2	4,85			Schmertmann	1,10	--	1,10

Tomo 2 96.9 KPa
 Cedimento totale **3,60 cm**

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1,55	27,9	44,652	Edometrico	2,82	--	2,82
2	4,85			Schmertmann	0,78	--	0,78

Si evidenzia come in corrispondenza dei tomi si innescino cedimenti di consolidazione superiori a quanto avviene in corrispondenza del solo rilevato del piazzale.

Per ovviare in parte all'innescarsi di tali cedimenti differenziali si consiglia di procedere ad una preventiva compattazione dei terreni di rilevato al momento della preparazione del piano di posa dei terrapieni.

Procedere alla stesura del rilevato di base del piazzale per strati successivi dello spessore massimo di 25÷30 cm con opportuna rullatura e compattazione e poi procedere alla realizzazione dei tomi secondo le procedure previste dalla tecnica realizzativa specifica (terre armate e/o rinforzate).

Va inoltre considerato che i cedimenti calcolati per i tomi sono i cedimenti massimi che si innescano in corrispondenza della parte centrale dei tomi stessi, l'entità dei cedimenti diminuisce verso i fianchi esterni dei tomi stessi.

Riassumendo, per evitare l'innescarsi di cedimenti di consolidamento eccessivi e differenziali dovuti alla possibile disomogeneità dei terreni di fondazione e dei pesi imposti si consiglia quindi di:

1. uniformare il piano di posa del rilevato e verificare che in corrispondenza del piano di fondazione non sussistano eterogeneità o sacche di materiale scadente ed eventualmente sostituirle con del terreno idoneo; **È importante far verificare da tecnico specializzato il piano di posa del rilevato una volta effettuato lo scotico iniziale per valutare eventuali azioni correttive.**
2. effettuare la stesa dei terreni di base del rilevato per strati non superiori a 25÷30 cm con successiva rullatura (rullo vibrante) a condizioni di umidità controllata (da verificare sul terreno effettivamente impiegato, ad esempio con prove di laboratorio come la prova Proctor);
3. sospendere i lavori in caso di piogge prolungate per evitare la saturazione dei terreni, ed eseguire la rullatura e compattazione solo a ristabilimento delle condizioni di umidità ottimale;
4. effettuare una verifica del grado di compattazione raggiunto sull'ultimo strato di terreno, prima della posa del tout-venant, con opportune prove su piastra secondo la CNR BU 146/92: il modulo di compattazione Me non dovrà essere inferiore a 400 kg/cmq.
5. Eseguire la compattazione per strati anche nell'area in cui il rilevato è composto di sola ghiaia e/o tout-venant, essendo la base di posa dei terrapieni.

N.B.: si ricorda che la presente è una relazione preliminare di caratterizzazione dei terreni di fondazione e che la verifica geotecnica agli stati limite ultimi (*SLU GEO*) dell'interazione tra fondazione e terreno e il calcolo dei cedimenti (*SLE*) sono stati effettuati sulla base dei dati a disposizione, altre considerazioni potranno essere effettuate una volta in possesso dei dati strutturali degli impianti forniti dal Progettista.

6. CLASSIFICAZIONE SISMICA

Secondo la classificazione di cui al D.M. 14/09/2005 e all'Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003 (*e s.m.i.*) il territorio comunale di Arzignano ricade completamente in **zona 3**.

Codice Istat 2001	Denominazione	Categoria secondo la classificazione precedente (Decreti fino al 198N.C.)	Categoria secondo la proposta del GdL del 1998	Zona ai sensi del presente documento (2003)
5024008	Arzignano	N.C.	III	3

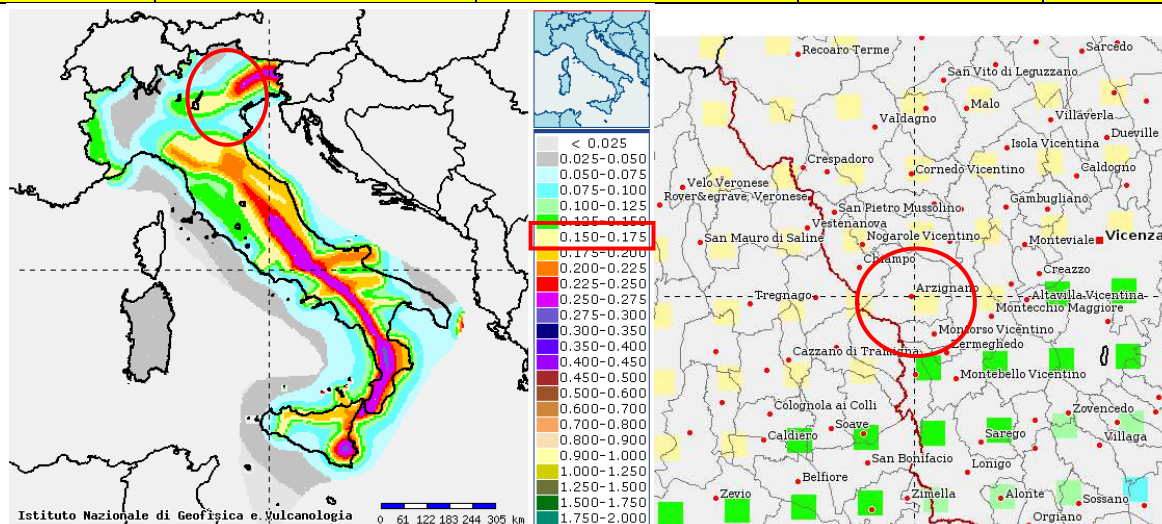


Figura 9 - Mappe sismiche tratte da sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)
Valori di pericolosità sismica



Figura 10 - Parametri di pericolosità sismica (ACCA Software EdilLus-ms)

Sisma

Accelerazione massima (a_{\max})	0.151
Coefficiente sismico orizzontale (K_h)	0.0037
Coefficiente sismico verticale (K_v)	± 0.0018

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Descrizione:	
Latitudine:	45.52
Longitudine:	11.38
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

PARTE SECONDA: RELAZIONE IDROGEOLOGICA

7. INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO GENERALE

L'area in studio è una pianura alluvionale formatasi alla confluenza di un importante sistema torrentizio ad andamento alpino: il Torrente Agno-Guà, che rappresenta l'idrologia principale, il Torrente Poscola, in sinistra idrografica, e l'immissario torrente Restena, in destra idrografica, mentre a sud dell'area si ha la confluenza con la valle del Chiampo.

Il sito oggetto di studio si pone circa a metà tra gli argini naturali del T. Poscola, ad est, e gli argini rettificati e antropizzati del T. Agno a ovest, ed è chiuso a sud dalla Roggia Camozza, roggia irrigua che si immette nel Poscola. Le portate di questi corsi d'acqua risentono degli apporti atmosferici e stagionali, e alternano periodi di secca a periodi di piena.

Sono presenti numerosi canali di scolo e canali irrigui. A sud dell'area è presente la Roggia Camozza, scolo irriguo con ampiezza di qualche metro e profondità di circa 1,5 m, che scorre da ovest ad est, e confluisce nel T. Poscola.

La natura sedimentaria alluvionale del substrato della Valle dell'Agno forma un unico acquifero poroso nel fondovalle principale (l'acquifero indifferenziato degli Autori) nelle ghiaie e sabbie alluvionali grossolane. L'acquifero indifferenziato è collegato lateralmente agli acquiferi in roccia presenti nelle rocce calcaree fratturate ed incarsite cretacee/eoceniche che affiorano lungo i fianchi vallivi del fondovalle.

Il passaggio dal sistema dell'acquifero indifferenziato agli acquiferi multistrato della bassa pianura si ha lungo una fascia posta fra Montebello e Montecchio Maggiore, poco oltre lo sbocco della valle dell'Agno-Guà in pianura, che rappresenta il limite settentrionale della fascia di ricarica degli acquiferi (o "fascia delle risorgive").

Come già descritto precedentemente il sottosuolo della zona interessata dal progetto di realizzazione di un impianto per il recupero degli inerti, posto a quota mediamente di 81 m slm (da 82,5 a nord a 80,7 m slm a sud), è costituito per almeno un centinaio di metri da terreni sciolti a granulometria prevalentemente grossolana, con presenza di frazione sottile e di livelli di materiale coerente, senza soluzione di continuità. La profondità dell'acquiclude è variabile da zona a zona del fondovalle ma nell'area in studio lo spessore si avvicina ai 100 m (si veda stratigrafia in Fig. 5).

L'area quindi è caratterizzata dalla presenza di un potente materasso alluvionale in cui è presente un acquifero permeabile ed idraulicamente indifferenziato, ospitante una ricca **falda freatica**.

7.1 Ricarica della falda freatica

Studi dell'Università di Padova¹ sulle caratteristiche idrogeologiche della zona hanno messo in evidenza l'attivo ricambio della falda freatica nella medio-bassa valle dell'Agno, assicurata soprattutto dalle forti dispersioni che si verificano dagli alvei dei fiumi principali e dai corsi d'acqua tributari (Poscola, Arpega, Restena, ...), con un massimo di 100 l/s * Km nell'Agno tra Cornedo Vic.no e Montebello, poi dalle precipitazioni dirette, dall'irrigazione, dal ruscellamento di versante, e da apporti laterali degli acquiferi rocciosi (rocce calcaree carsificate).

¹ Antonelli R. – Stella L. (1979) *Il chimismo delle acque freatiche nella media e bassa valle del fiume Agno-Guà (VI)* – Studi Trentini di Scienze Naturali, Vol. 56, p. 169 – 193;

L'alta piovosità della vallata costituisce il principale apporto alla ricarica della falda freatica a sud di Cornedo Vic.no, sia per infiltrazione diretta che per i deflussi dai rilievi collinari. Da misurazioni effettuate in centraline meteorologiche presso le discariche di Arzignano si ha una media > 1.000 mm/anno di precipitazione, a meno di anni di siccità straordinari (come il 2003), con periodi più piovosi a primavera e tardo autunno e periodi di bassa piovosità invernale ed estiva variabile, con una certa variabilità.

Lo studio congiunto degli istogrammi pluviometrici e delle variazioni piezometriche nei pozzi di controllo della discarica mostra che gli andamenti della falda libera seguono con un ritardo da uno a due mesi l'andamento delle precipitazioni, quindi l'alimentazione della falda dipende essenzialmente da questi apporti.

Si riporta per esemplificazione una tabella che indica le rilevazioni eseguite nel 2013 fino agli ultimi mesi del 2014 all'interno dei piezometri di controllo della discarica di Via Canove, in post-gestione, confinante a sud con l'area interessata dal progetto. In questa tabella vengono anche riportati i dati pluviometrici relativi allo stesso anno.

Benchè i rilievi freaticometrici siano solo bimensili, tali rilevamenti confermano le conclusioni accennate precedentemente, e cioè che la falda freatica presente nell'area di interesse risulta essere correlata in modo diretto con gli apporti meteorici, con uno scarto di circa un mese. Nel 2013, in cui il periodo di scarse precipitazioni estivo si è protratto fino all'autunno la diminuzione del livello della falda inizia a percepirsi a partire dal mese di luglio sino a raggiungere il minimo nel mese di novembre 2013. Nel febbraio 2014 è stato misurato il valore massimo del livello di falda con una soggiacenza pari a circa 3,8 m dalla quota del piano campagna del pozzo di misura. Rispetto al piano campagna dell'area su cui si realizzeranno le opere di progetto (quota media 81 m) la falda in questo periodo di massima si è approssimata al piano campagna, con locali emergenze nelle zone limitrofe più depresse (si veda documentazione fotografica al capitolo seguente).

Già dal mese di marzo i livelli hanno ripreso a scendere regolarmente su quote comparabili alle medie dei primi mesi del 2013.

Piovosità da centralina locale		Monitoraggio bimensile falda freatica a monte e valle discarica Via Canove				
anno	(mm)	pozzo 1 85,09 m slm		pozzo 9 84,92 m slm		
2013		mslm	sogg m	mslm	sogg m	
gennaio	115,00					
febbraio	51,60					
marzo	214,40					
aprile	55,4					
maggio	202,40					
giugno	0,00					
luglio	6					
agosto	28,40					
settembre	19,60					
ottobre	11,40					
novembre	8,80					
dicembre	58,20					
TOT mm	709,80					
2014						
gennaio	154,4					
febbraio	15,8					
marzo	28,8					
aprile	80,1					
maggio	42,0					
TOT mm	321,10					

data	pozzo 1 85,09 m slm		pozzo 9 84,92 m slm		
2013	mslm	sogg m	mslm	sogg m	
29/3	77,67	-7,42	76,82	-8,10	
23/4	77,61	-7,48	76,76	-8,16	
27/5	77,49	-7,60	76,72	-8,20	
12/6	77,34	-7,75	76,56	-8,36	
29/7	74,39	-10,70	73,72	-11,20	
30/8	71,39	-13,70	71,22	-13,70	
6/9	71,25	-13,84	71,12	-13,80	
15/10	68,69	-16,40	67,70	-17,22	
20/11	68,79	-16,30	67,72	-17,20	
30/12	73,59	-11,50	72,42	-12,50	
2014					
10/01	74,79	-10,30	73,97	-10,95	
7/2	81,29	-3,80	80,12	-4,80	
28/3	79,29	-5,80	78,12	-6,80	
16/4	78,59	-6,50	77,47	-7,45	
20/5	77,29	-7,80	76,62	-8,30	

Figura 11 – Tabella con valori delle precipitazioni e delle quote piezometriche all'interno di piezometri di controllo discarica per l'anno 2013-14

7.2 Permeabilità generale dei terreni

La permeabilità media dei sedimenti presenti nel sito in oggetto, in base ai test tecnici e a prove effettuate dallo scrivente, è valutata in:

- *terreni impermeabili e terreni con permeabilità molto bassa*: coltre superficiale (argille e limi)

$$K = 10^{-7} \div 10^{-10} \text{ m/sec}$$
- *terreni permeabili e mediamente permeabili*: ghiaie e ghiaie con sabbia, limi sabbiosi e sabbie limose

$$K = 10^{-3} \div 10^{-6} \text{ m/sec}$$

Le alluvioni, di buona permeabilità, possono presentare localmente strati pseudocementati che ne diminuiscono la permeabilità verticale. Il substrato roccioso è dato da rocce vulcaniche basaltiche (lave e vulcanoclastiti) con alterazione argillosa (spesso è presente un cappellaccio di alterazione completamente argillificato) che si possono considerare impermeabili.

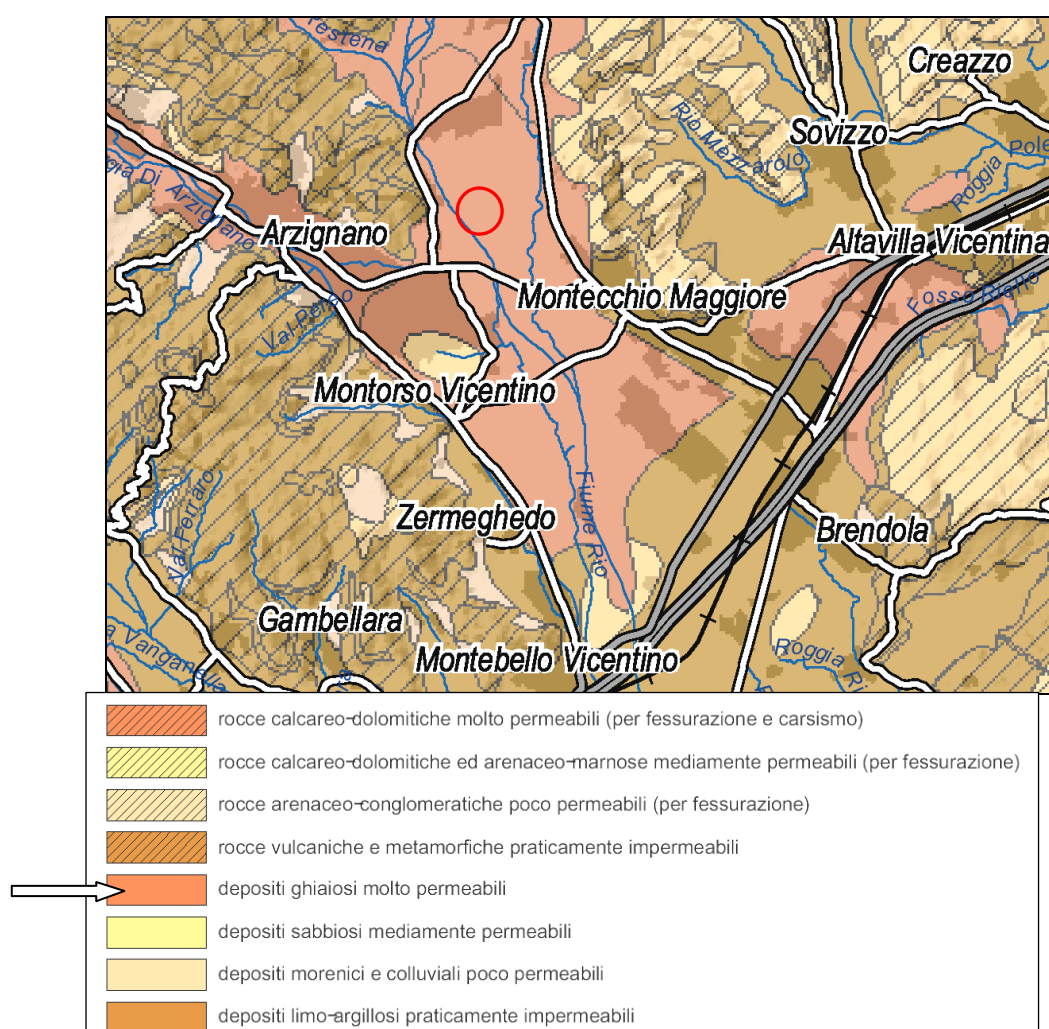


Figura 12 – Carta della permeabilità dei litotipi (Tav. 5 allegata al Piano di Tutela delle Acque Regione Veneto)

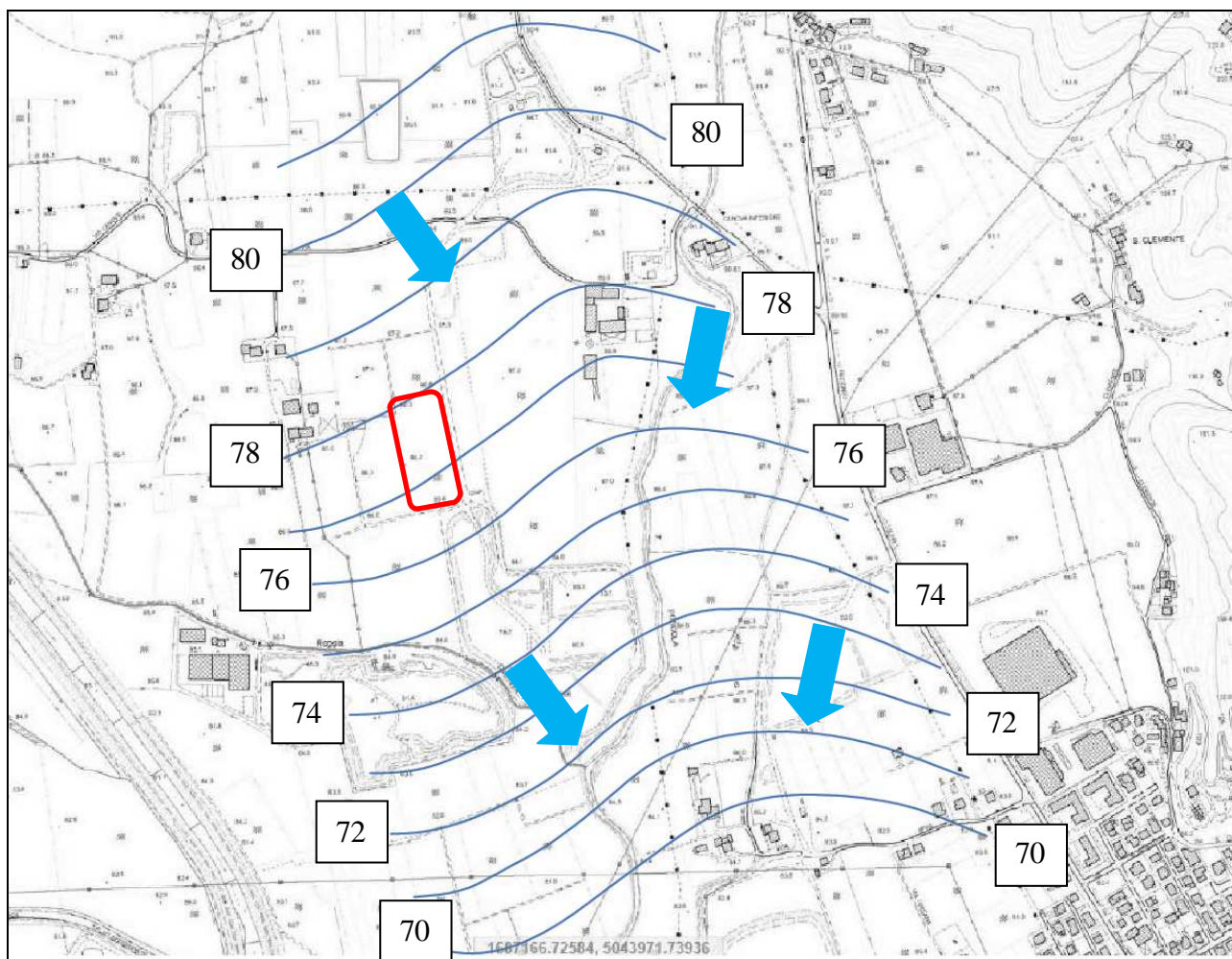


Figura 14 – Andamento locale della superficie freatica con direzione di deflusso

Le escursioni del livello freatico seguono l'andamento stagionale delle precipitazioni atmosferiche e dei periodi di piena fluviali, con valori anche di +/- 6 m nell'arco di pochi mesi.

7.4 Vincoli di tipo idrogeologici dell'area.

Il sito non è ricompreso in aree a vincolo idrogeologico o di pericolosità geologica/idrogeologica (P.A.I., Tavola n. 52 aggiornata ai decreti del 2014).

Nell'area sono presenti a monte dei pozzi ad uso idropotabile. Si allega estratto della Carta Idrogeologica (15 maggio 2007) del Quadro conoscitivo del PAT di Arzignano, in cui sono visibili quattro pozzi ad uso idropotabile (gestiti da Acque del Chiampo SpA di Arzignano) a nord del sito in studio, e a monte rispetto al deflusso della falda.

Il limite di rispetto dei pozzi è comunque esterno all'area.

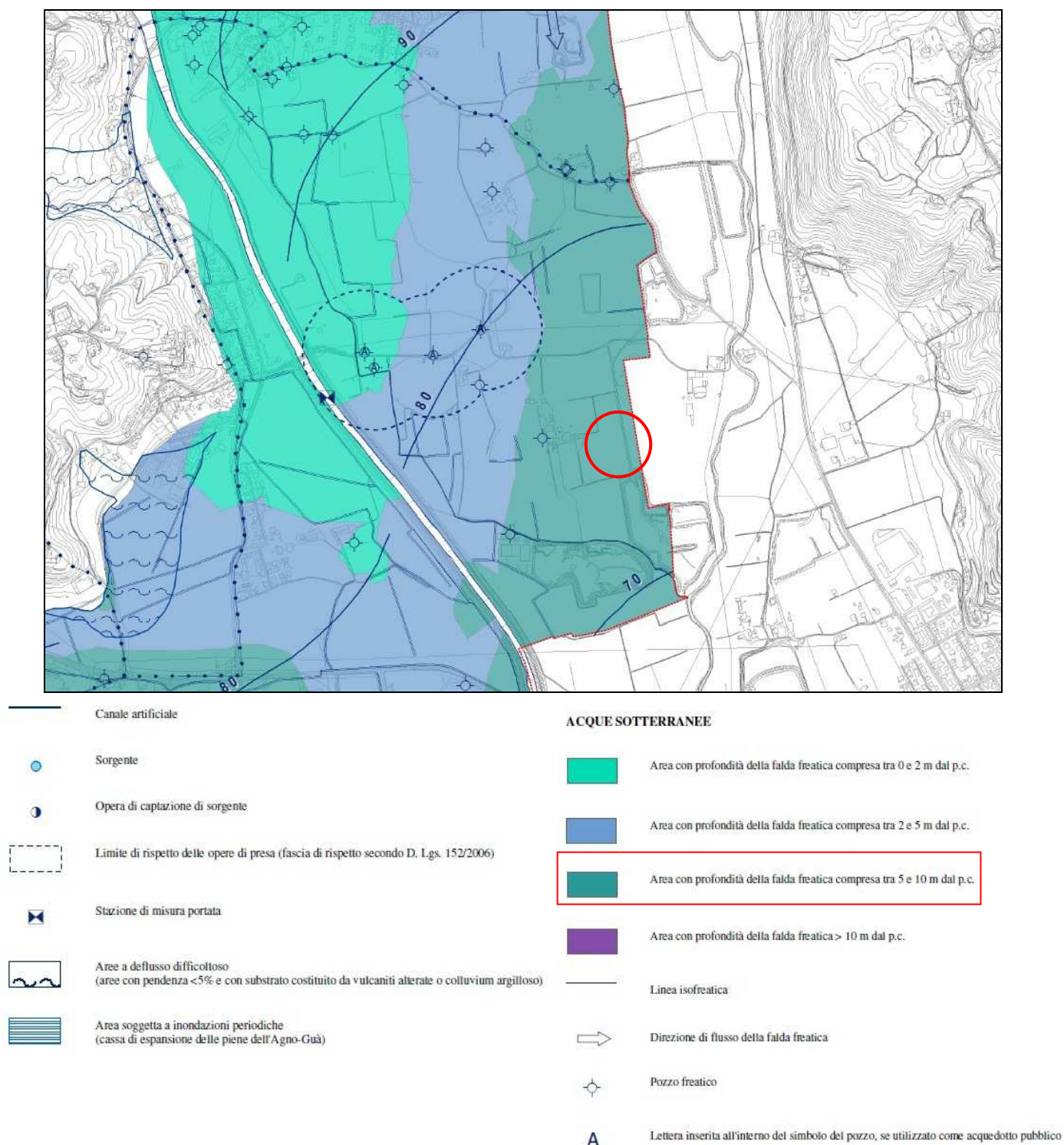


Figura 15 – Estratto dalla Carta Idrogeologica – PAT Comune di Arzignano

8. MASSIMO DI FALDA RILEVATO

Sulla base di queste rilevazioni idrogeologiche generali, posto che l'impianto in studio verrà posizionato in un lotto di cava esaurito e non sul piano campagna, si sono verificate le quote massime raggiungibili dalla falda in rapporto alle quote di progetto dell'impianto di trattamento di inerti della ditta Faccio Silvio & figli snc.

Per determinare la massima quota della falda si sono acquisiti i dati completi degli ultimi 10 anni e dei primi mesi del 2014 del rilievo freaticometrico periodico presso la Discarica di rifiuti non pericolosi (ex RSU) di Via Canove, in località Tezze di Arzignano (VI), riguardanti il piezometro di controllo posto a monte, all'interno della recinzione dell'impianto. Il gestore della discarica in post gestione dal 2009 è, come già dichiarato, la società Agno Chiampo Ambiente s.r.l.

Si allega l'ubicazione del pozzo in oggetto, dalle planimetrie di gestione della discarica (Nord verso il basso).

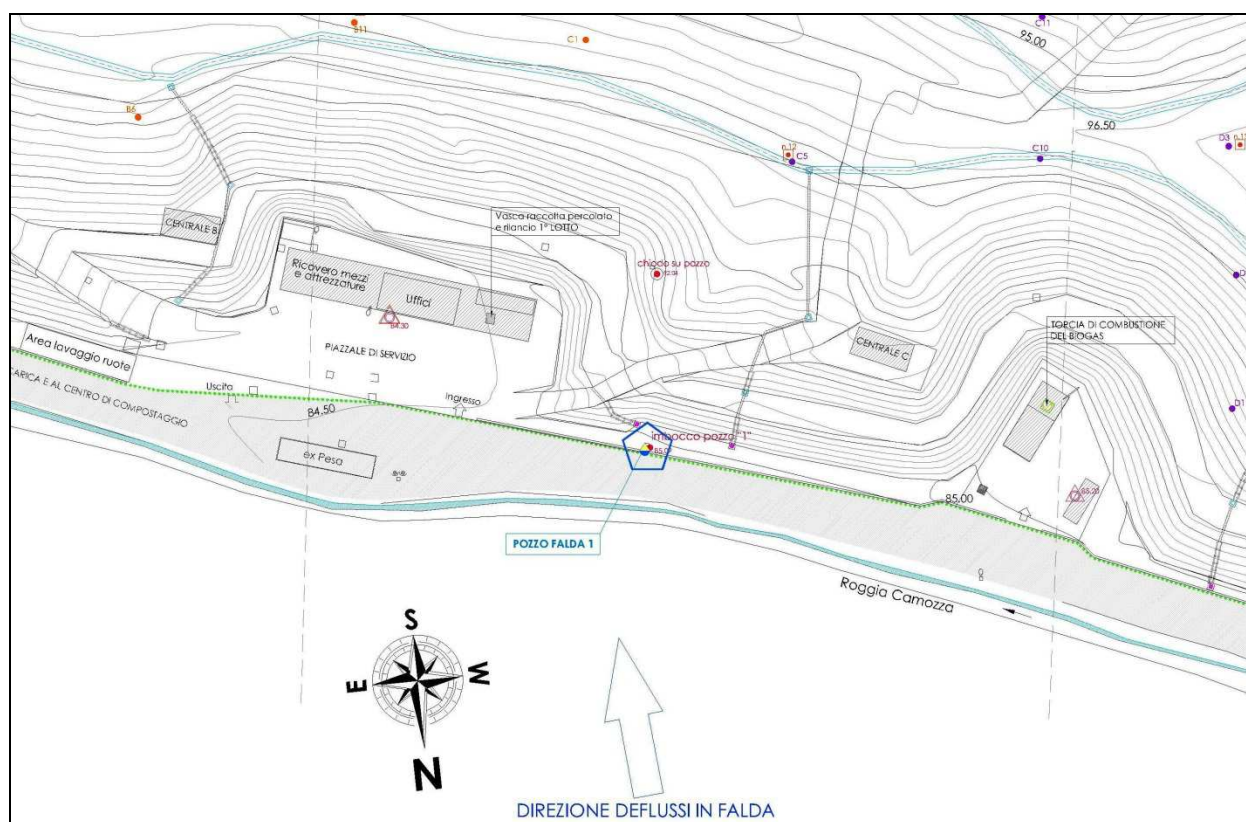


Figura 16 – Ubicazione del piezometro detto Pozzo 1, a monte della discarica di Via Canove

L'imbocco del pozzo, rispetto ai capisaldi quotati della discarica, si situa a 85,09 m s.l.m.

La stessa ubicazione del piezometro è indicata nella foto satellitare di Figura 18, con indicazione della distanza minima dall'impianto della ditta Faccio, e la principale direzione di deflusso della falda freatica in oggetto.



Figura 17 – Foto satellitare con ubicazione del piezometro di controllo a monte della Discarica di Via Canove rispetto all'impianto

Durante le verifiche si è prodotto un evento meteorologico straordinario a fine gennaio- inizio febbraio 2014 che a sua volta ha prodotto piene fluviali e aumenti eccezionali del livello freatico. In Allegato si riporta la serie completa dei dati piezometrici del pozzo in esame, a partire dal 2003 fino al 2014 compreso.

Da questi dati risulta:

- la massima quota assoluta di falda è pari a **+81,29 m s.l.m.**, raggiunta recentemente a febbraio 2014;
- la minima quota assoluta di falda è pari a **+58,50 m s.l.m.**, a dicembre 2003, dopo un intenso periodo di siccità;
- in questo intervallo di tempo la massima escursione di falda è stata quindi di $\Delta h = 22,79$ metri, tra l'anno con minori precipitazioni (2003) e l'inizio del 2014, dopo una serie di anni con periodi di alte precipitazioni atmosferiche che hanno portato ad un aumento medio generale della falda, valutato ad Arzignano sul metro e mezzo.

La massima quota di +81,29 m s.l.m. è la massima quota storica della falda freatica di quest'area.

Il massimo precedente si è verificato nel novembre 2010 con + 81,13 m slm, a causa di forti condizioni di piovosità (>1.400 mm/anno nella valle dell'Agno) per due anni consecutivi, invece nel caso dell'ultima piena si è trattato di un "evento eccezionale" concentrato su un periodo ristretto, come rilevato dall'allegato *Rapporto sulla risorsa idrica in Veneto al 28 febbraio 2014*, con piogge a febbraio che hanno superato del 397% la media del periodo 1994-2013.

Ovviamente la falda freatica di una valle alpina come quella dell'Agno, reagisce con tempi brevi ad afflussi meteorici di tale portata, che hanno influito direttamente anche sul regime idrografico e le dispersioni dal fiume Agno e affluenti. Da questi dati risulta però che pur con dati di piovosità così eccezionali, in base alle misure del 07/02/2014, il massimo della falda in quest'area è aumentato di solo +16 cm rispetto al dato di novembre 2010. Questo a fronte di rilevazioni della falda ad Arzignano di aumento di più di un metro rispetto alla piena di fine 2010.

La spiegazione risiede nell'orografia dell'area.

Dalle quote dei rilievi di fondo cava si ricava che a sud l'area raggiunge in alcuni punti i 78 metri s.l.m., si comprende quindi come nel periodo fine 2010 e inizio 2014 la falda sia affiorata presso la confluenza della Roggia Camozza nel Torrente Poscola.

Nel momento in cui la falda viene a giorno la sua superficie si orizzontalizza per adeguarsi alla pressione atmosferica, per cui la superficie freatica su un ampio intorno all'affioramento assume la stessa quota. Questo fenomeno ha mantenuto in quest'area la falda a livelli inferiori a quelli teorici, per livellamento di gradiente sia a monte che a valle dell'affioramento.

Al riguardo si allega una foto da satellite (da Google maps) dell'area esemplificativa della situazione al massimo di falda.

Come rilevato anche con sopralluogo diretto, durante la piena in falda c'è stato un esteso affioramento nell'area di cava più depressa, a sud.

Con ingrandimento successivo si vede quanto riportato anche nella documentazione fotografica allegata, ovvero come ci sia stato un modesto affioramento nell'area del futuro impianto alla base del versante di scavo dell'ex cava, con deflusso e scolo nell'area depressa più a sud attraverso il rilevato in ghiaia della strada di accesso al Centro di Compostaggio di Arzignano.

Prendendo spunto da questa situazione oggettiva nelle conclusioni al presente studio si suggerisce di creare sul lato ovest dell'impianto (in proprietà) una scolina, con quota di base sul piano campagna in modo da intercettare l'eventuale falda in aumento da monte una volta salita fino a circa +81 m slm, e scaricarla a valle con la pendenza naturale.

In questo caso oltre alle acque di ruscellamento dei versanti attuali anche eventuali affioramenti della falda alla base degli stessi verranno drenati e nell'area la superficie freatica resterà al massimo a +81 ÷ 81,5 m slm (che è la quota attuale del piano campagna a nord), al di sotto dei riporti in progetto.



Figura 18 – Foto satellitare con visione della piena di falda a febbraio 2014



Figura 19 – Ingrandimento della Figura 18



FOTO 1 – 03/02/2014

Vista dalla strada di accesso al Centro di compostaggio, da N a S, della falda affiorante nei terreni agrari verso Roggia Camozza.



FOTO 2 – 03/02/2014

Vista dalla curva della strada d'accesso S della falda affiorante nei terreni agrari direttamente a sud del lotto in cui si situerà l'impianto in studio.



FOTO 3 – 03/02/2014

Vista da S a N del terreno in cui si situerà l'impianto con il deflusso verso i terreni più depressi a sud.
In quest'area l'impianto verrà situato su un rilevato di altezza 1,70 metri dal piano campagna.

9. CONFRONTO TRA FALDA E QUOTE IMPIANTO

Dall'esame delle tavole di progetto per la sistemazione del futuro impianto di trattamento inerti della ditta Faccio, elaborate da Studio Tecnico Concato, si ricava che l'area di stoccaggio dei rifiuti inerti da trattare sarà posta su un rilevato rispetto al piano attuale, comprensivo di strato di drenaggio e di strato di fondazione in ghiaia costipata. Entro questo rilevato in tutta l'area di ubicazione della messa in riserva dei rifiuti, delle terre da scavo in ingresso e dei materiali lavorati (MPS) in attesa di risultati analitici del test di cessione, sarà posta una platea in cemento armato e, nell'area di MPS da analizzare, sarà posato un telo impermeabile in polietilene ad alta densità (HDPE).

La presenza del telo impermeabile e il peso della ghiaia (che costituisce la pavimentazione del rilevato) agente sul telo stesso consentono di isolare la superficie dei cumuli di rifiuti in messa in riserva da eventuali eccezionali risalite della falda, che verrà comunque richiamata dalle aree depresse limitrofe all'impianto a quota inferiore a +81 m slm.

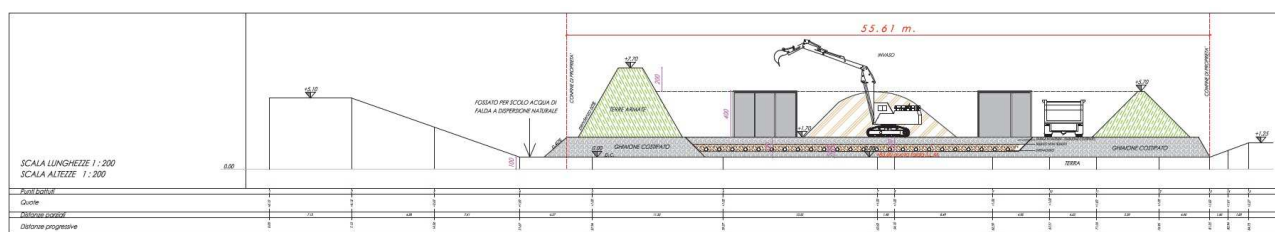


Figura 20 – Estratto da Sezione di progetto ricavata da Tav. 3 (Studio Geom. Concato)

Il progetto dello Studio Concato prevede che la quota finale dell'area degli impianti sia rialzata rispetto al piano campagna attuale di 1,70 m così suddivisi:

1. Spessore strato di terreno = **50 cm** (tranne alla base dei terrapieni)
2. Spessore strato di drenaggio (ghiaia) = **60 cm** (110 cm alla base dei terrapieni)
3. Spessore pavimentazione in ghiaia = **60 cm**

Spessore totale rilevato = 170 cm

Localmente è prevista una pavimentazione di cemento armato (area di accesso e pesatura e area di lavorazione, di circa 1.380 mq). A valle, l'area dove si poserà la MPS analizzata pronta per la vendita è priva di pavimento di c.a. e di telo HDPE

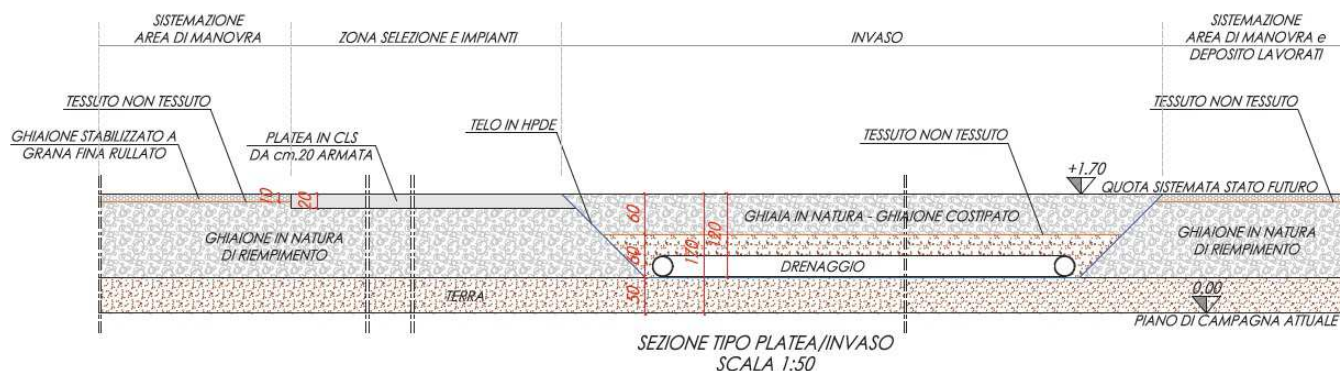


Figura 21 – Schema di rilevato ricavato da Tav. 3 di progetto

L'area così pavimentata, pari a 2.443 mq dei 7.443 mq dell'impianto (33% dell'area) è fornita di sistema di raccolta delle acque di dilavamento, ai sensi dell'art.39 delle N.A. del Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto.

Le acque di prima pioggia, verranno preventivamente trattate all'interno di vasca di prima pioggia da 40 mc (cautelativa rispetto ai volumi previsti, come esposto nella relazione idraulica dell'Ing. Massimiliano Soprana) per poi esser convogliate, attraverso un sistema di disoleatore/dissabbiatore, in un bacino di raccolta e laminazione a cui confluiscono direttamente le acque di seconda pioggia per una volumetria di invaso complessiva pari a circa 580 mc.

Queste acque sono in parte riutilizzate per il sistema di bagnatura dei cumuli di inerti, e le eccedenze sono avviate a scarico nella Roggia Camozza attraverso terreni in proprietà, con richiesta di concessione idraulica al Consorzio di Bonifica Alta Pianura Veneta.

In caso di innalzamento della falda, per evitare sottospinte alla base del bacino, profondo circa 3,5 m viene previsto di mantenere un battente sullo stesso con misurazione in continuo del livello della falda (in pozzo profondo 6 m) e modifica in continuo del livello minimo di spegnimento della pompa addetta allo scarico del bacino (livello minimo pari a riempimento di 330 mc).

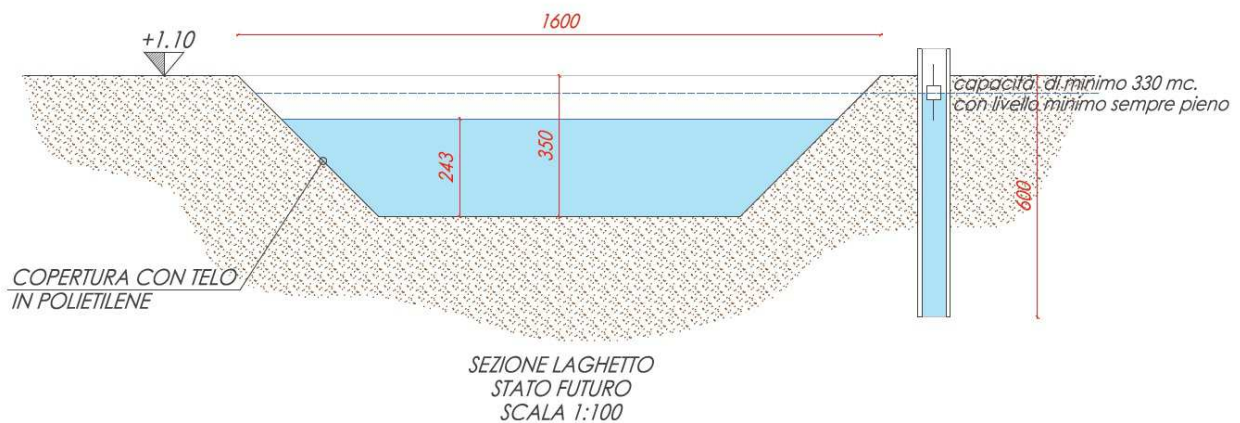


Figura 22 – Schema di bacino di raccolta acque di dilavamento ricavato da Tav. 3 di progetto

Sulla base delle caratteristiche di progetto dell'impianto si è eseguita una valutazione teorica dell'eventuale innalzamento di falda rapportato alla quota finale del rilevato su cui poggia l'impianto, allo scopo di verificare l'isolamento dei futuri cumuli di rifiuti inerti previsti nell'impianto.

Considerando l'andamento dei deflussi della falda, si ricava che il **gradiente idraulico locale** è di circa l'**0,8%** (confermato dalla media matematica dei dati dei piezometri di monte e di valle della discarica, che variano dal 0,6 % all'1,1 %).

L'area pavimentata dei rifiuti inerti all'interno dell'impianto si situa tra massimi 150 e minimi 90 metri a monte rispetto all'isopiezia teorica passante per il pozzo 1 di controllo della discarica, quindi in essa la superficie di massima piena della falda si situava teoricamente a febbraio 2014 tra le quote +82,49 m s.l.m. nell'angolo a nord-ovest dell'area e +82,01 m s.l.m. nell'angolo a sud-est.

Prendendo invece tutta la superficie dell'impianto la superficie di massima piena della falda teorica andava da quota **+82,65 m s.l.m.** nell'angolo a nord-ovest e **+81,49 m s.l.m.** nell'angolo a sud-est dell'area d'impianto.

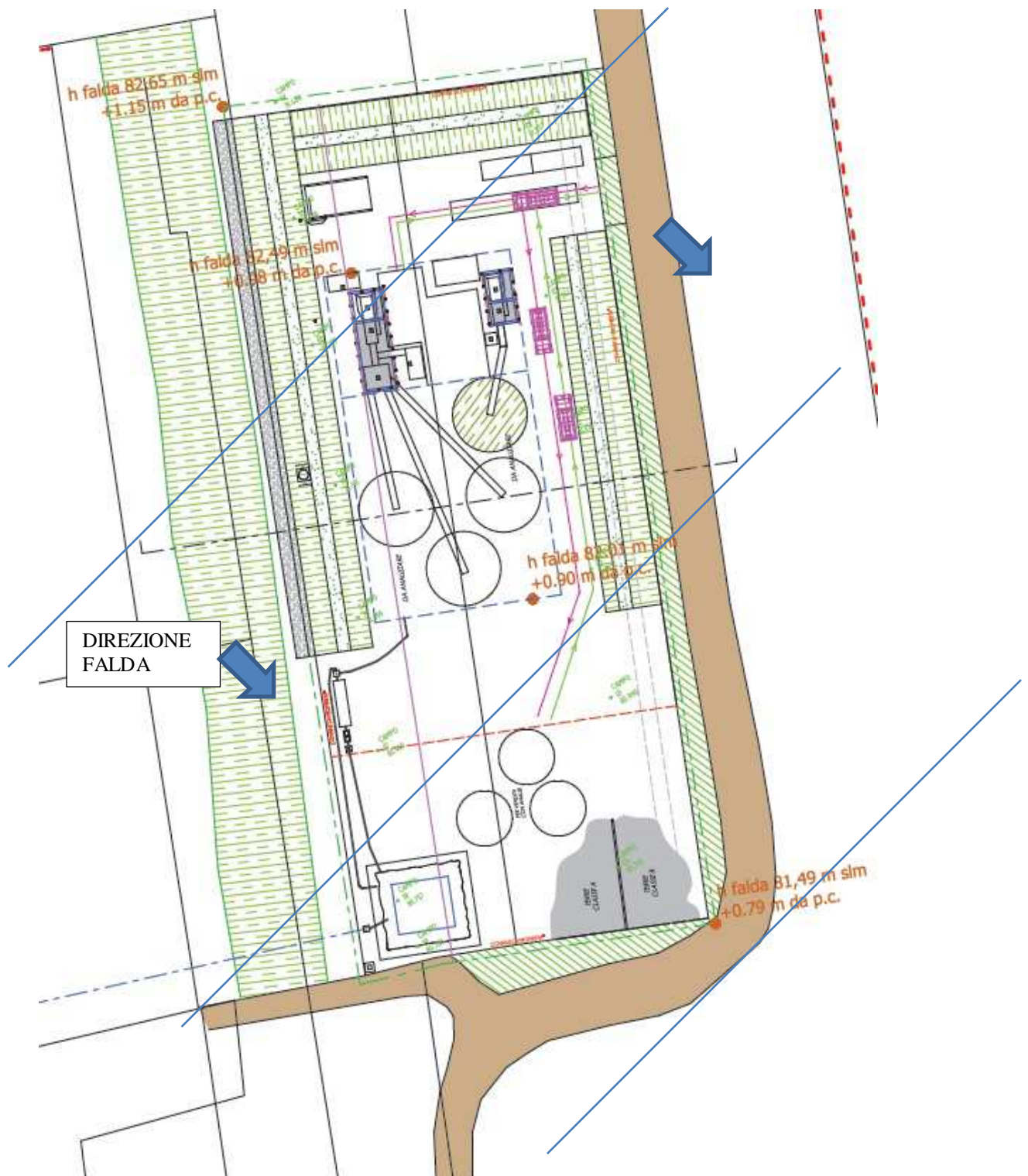


Figura 23 – Schema impianto con quote falda su Tav. 3 di progetto, e indicazione direzione di falda (con isofreatiche)

La quota del fondo attuale è degradante da nord verso sud, come il dislivello originario del piano campagna.

Dalle quote ricavate da rilievi a disposizione, l'area dove si posizionerà l'impianto è mediamente a quota + 81,47 m s.l.m., con $\pm 1,0$ m.

Questo permette di valutare che:

1. **con uno spessore di 1,7 m di rilevato nell'area di deposito dell'impianto in oggetto, in base ai dati esaminati, i rifiuti si situeranno in ogni caso a una quota superiore alle eventuali risalite eccezionali della falda freatica dell'area (sempre > 0,5 m).**
2. che in base ai dati teorici di ricostruzione della quota massima di falda a monte del punto di controllo del Pozzo 1 di Discarica Canove avrebbe dovuto esserci a febbraio 2014 un metro circa di acqua di falda sopra il piano campagna del sito dove è previsto l'impianto, come invece non si è verificato dalle evidenze documentali dirette (vedi Figure 18-19 e foto pag. 31).

Quest'ultima constatazione prova che nella situazione attuale dell'area dell'impianto il massimo di falda è mitigato dall'effetto drenante indotto dallo scavo della cava "Poscola". Il cavo di cava a circa 5 metri sotto piano campagna infatti drena la falda a monte quando questa raggiunge il livello di fondo scavo, abbassandone il livello, e influisce sulla quota della falda direttamente a monte e a valle modificandone il profilo e rendendo la superficie freatica suborizzontale.

Quindi l'eventuale risalita di falda al di sopra del piano campagna attuale andrà ad interessare principalmente le zone a sud più depresse con un effetto drenante che influirà sulla superficie piezometrica di tutto il sito.

La costruzione di un rilevato di 170 cm fuori terra nell'area non influisce sul gradiente idraulico essendo i terreni impiegati permeabili, ed essendo presenti nelle aree limitrofe delle zone depresse con quote inferiori a quella dell'area di studio.

Inoltre la presenza di un fossato sul lato ovest dell'impianto a quota del piano campagna attuale (circa +81 m slm), con funzione di scolo delle acque di ruscellamento, consente anche di intercettare l'eventuale falda in affioramento da monte e scaricarla più a valle nelle aree depresse.

Non è quindi prevedibile alcun contatto tra le acque sotterranee e i rifiuti inerti che verranno stoccati sulle aree pavimentate dell'impianto di progetto.

Si ricorda comunque che la presenza di un telo impermeabile entro lo spessore del rilevato, oltre allo spessore totale del rilevato stesso e alle verifiche normative obbligatorie sui rifiuti inerti oggetto di trattamento e recupero, sono sussidi atti ad eliminare qualsiasi pregiudizio ambientale per la matrice "acque sotterranee".

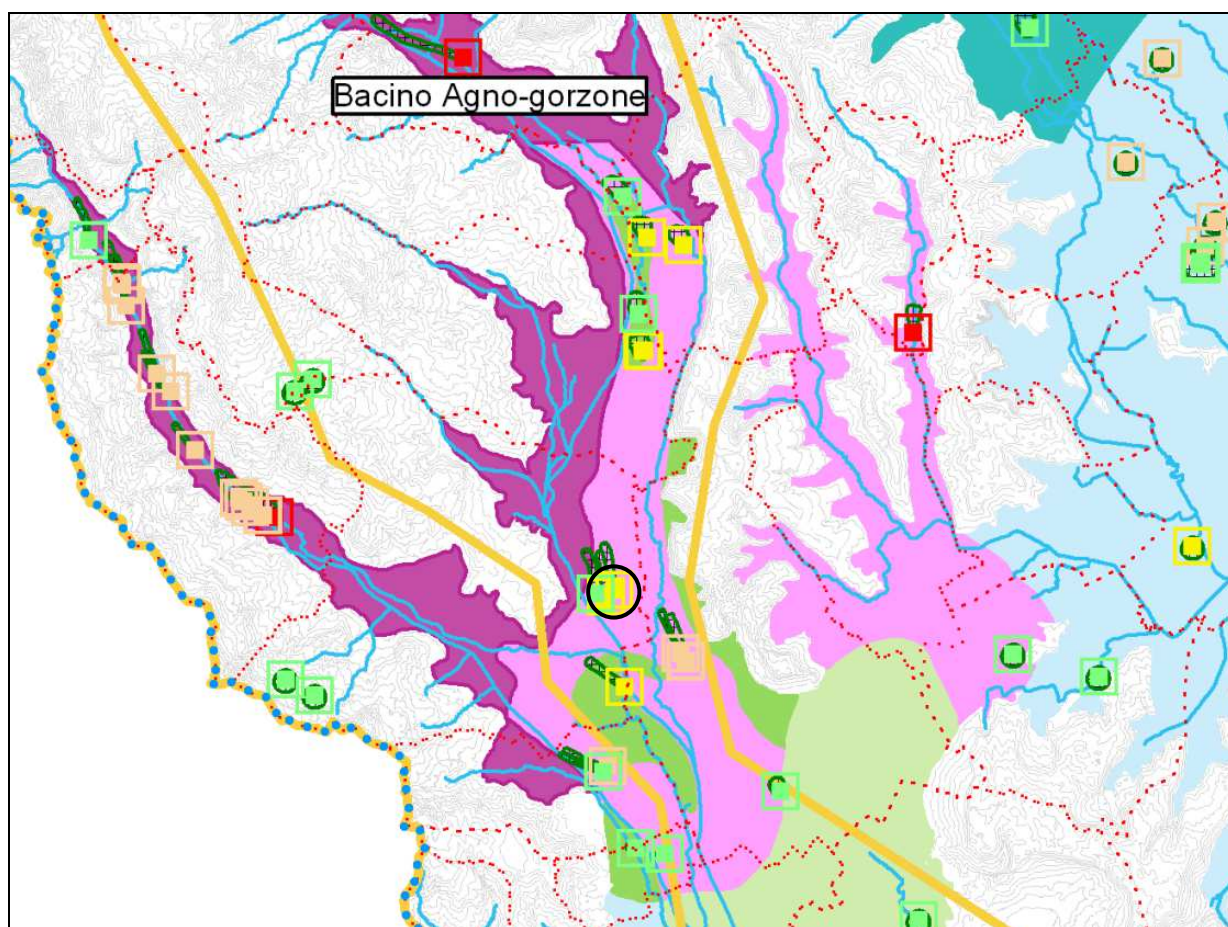
10. VULNERABILITÀ DELLA FALDA

La vulnerabilità della falda è legata essenzialmente all'alta permeabilità del materasso alluvionale dell'acquifero indifferenziato della Valle dell'Agno e della Valle del Chiampo, anche se le forti escursioni del pelo libero della falda fanno sì che in alcune zone e in certi periodi dell'anno la falda venga a trovarsi a bassa profondità (ad esempio nel centro di Arzignano e in località Tezze).

La formazione sulla superficie delle alluvioni di una coltre eluvio-colluviale di natura argillosa in gran parte della pianura e alla base dei versanti montuosi con rocce vulcaniche, di spessore metrico, è un fattore di protezione dell'acquifero, ma la forte urbanizzazione ha portato al progressivo smantellamento della coltre per la costruzione di fondazioni, manufatti, cave, pozzi disperdenti e pozzi di approvvigionamento. In particolare gli scavi profondi sono fattori di alta vulnerabilità per la falda, perchè favoriscono le infiltrazioni in vicinanza del pelo libero della falda.

L'area per la scarsa soggiacenza della falda è considerata a Vulnerabilità Elevata.

Si allega estratto da TAV. 7 allegata al P.T.C. 2006 della Provincia di Vicenza, con indicazioni della classe di vulnerabilità dell'area.



Legenda

Limite del PTCP

Confini comunali

Bacini idrografici

Pozzi con attribuzione di grado di rischio
(Fonte: Piano Protezione Civile, 2004)

Classe R1

Classe R2

Classe R3

Classe R4

Vulnerabilità degli acquiferi - acquifero indifferenziato
(Fonte: Piano Protezione Civile, 2004)

Molto elevata

Elevata

Media

Variabile

Figura 16 – Carta della vulnerabilità (estratto Tav. 7 del P.T.C.P. 2006)

Nel caso in oggetto si prevede di realizzare in una zona di ex cava di inerti un impianto per la messa in riserva ed il recupero di rifiuti inerti e asfalto derivante dalla scarifica stradale, presso la località Canove in Comune di Arzignano.

L'attività di recupero riguarderà rifiuti inerti da costruzione/demolizione costituiti da calcinacci, cemento, mattonelle, ecc. e, in seconda istanza da materiali naturali di scavo (terre e rocce). Si tratta di soli rifiuti non pericolosi.

I codici CER previsti sono riportati nella seguente tabella, estratta dalla relazione di progetto dell'Ing. Soprana.

RIFIUTI TRATTATI:

Codice CER	descrizione	Stato fisico	Quantitativi in ingresso max per giorno-ton/gg	Area a disposizione mq	Quantitativi max in stoccaggio in ton	Quantitativi lavorati in ton/gg	Quantitativi max annui in ton	Attività prevista
010399 010408 010410 010413 170101 170102 170103 170107 170202 170508 170802 170904 200301	Rifiuti inerti di costruzione/demolizione	solido	1000	200	600	400	30.000	R5
170302	Miscele bituminose diverse da quelle di cui alla voce 17 03 01* - Conglomerato bituminoso	solido	10	15	30	/	500	R 13
170504 – 200202	Terre e rocce – A	solido	100	50	75		10.000	R5
170504 – 200202	Terre e rocce - B	solido	100	50	75		10.000	R5
	totali		1.210		780	400*	50.500	

Per le terre da scavo, ricevute come rifiuti CER e non come sottoprodotti ex art. 184 bis D. lgs. 152/06, è prevista la sola fase di vagliatura al fine di separare la terra dall'inerte (roccia) e dalle impurità (plastica, metalli..) eventualmente presenti nel materiale. L'inerte separato può essere successivamente frantumato con il materiale da demolizione.

Si precisa che per le terre da scavo è previsto un trattamento separato (messa in riserva, vagliatura ed accumulo terre trattate) a seconda che il materiale sia classificato in Colonna A o B ai sensi della tab. 1 Allegato V alla Parte IV Titolo V del D.lgs. 152/2006.

Per quanto riguarda l'asfalto, sarà sottoposto a semplice messa in riserva su area pavimentata per il successivo invio ad altri centri di recupero.

E' previsto di utilizzare parte del sito per lo stoccaggio separato della materia prima secondaria (dopo analisi di controllo) da adibire alla vendita.

Dall'esame delle tavole e relazioni di progetto per la sistemazione del futuro impianto di trattamento inerti della ditta Faccio, elaborate da Studio Tecnico Concato, si ricava che:

- l'impianto tratterà solo rifiuti inerti non pericolosi;
- l'area degli impianti meccanici e della messa in riserva dei rifiuti inerti di demolizione sarà pavimentata in cemento armato, e le acque di dilavamento convoglieranno verso il sistema di raccolta e trattamento delle acque di dilavamento dell'area;
- l'area di stoccaggio dei cumuli lavorati da analizzare e delle terre da scavo (sia in colonna A che B) sarà posta su base pavimentata con telo HDPE e con sistema di raccolta e trattamento delle acque di dilavamento già citato;

- Non è inoltre possibile il contatto tra le acque di dilavamento trattate e stoccate nel bacino di raccolta posto a sud per la presenza del telo impermeabile che separa le acque e il terreno di base.
- E' previsto un sistema di controllo in continuo del riempimento del bacino di raccolta per contrastare eventuali sottospinte idrauliche;
- Lo spessore del rilevato in progetto, pari a 1,7 m dall'attuale piano campagna, elimina la possibilità di contatto tra la falda esistente e i cumuli in messa in riserva, anche in caso di piena eccezionale in falda;
- La presenza di una scolina/fossato tra l'impianto e il versante prospiciente costituisce via primaria di richiamo e scarico delle acque di falda che dovessero eccezionalmente emergere;
- I pozzi idropotabili presenti sono posti a distanza e a monte del sito, in senso di deflusso in falda, mentre a valle è presente una discarica, sottoposta a monitoraggi periodici della falda. L'area è quindi sottoposta a un controllo ambientale continuo per quanto riguarda la matrice "acque sotterranee".

Viste le caratteristiche di progetto citate si può dichiarare che questi accorgimenti tecnici, uniti alle verifiche normative obbligatorie sui rifiuti inerti oggetto di trattamento e recupero, sono presidi atti ad eliminare qualsiasi pregiudizio ambientale, in particolare per la matrice acque sotterranee.

Vicenza, 20 giugno 2014

ALLEGATI:

1. Grafici Prove Penetrometriche effettuate nel 2012
2. Tabella dati piezometrici e pluviometrici del piezometro Pozzo 1
3. Estratto dal Rapporto sulla risorsa idrica del Veneto al 28 febbraio 2014, ARPAV

COMUNE DI ARZIGNANO**Provincia di Vicenza****INDAGINE GEOLOGICA-GEOTECNICA ED IDROGEOLOGICA SUI TERRENI INTERESSATI
DAL PROGETTO DI REALIZZAZIONE IMPIANTO DI RECUPERO DEGLI INERTI
SITO IN VIA CANOVE IN COMUNE DI ARZIGNANO (VI)****RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA ed IDROGEOLOGICA**

DATA:

Giugno 2014

Committente:

Faccio Silvio & figli snc

Via Canove, 12

36071 Arzignano (VI)

Il Legale Rappresentante	Il relatore DOTT. GEOL. GIUSEPPE FRANCO DARTENI 	Elaborato nr 6
-----------------------------	--	------------------------------

Commessa n. 015-14 A

PREMESSA

Su incarico della ditta **Faccio Silvio & figli snc**, di Arzignano (VI), questo studio ha predisposto un'indagine geologica-geotecnica ed idrogeologica del sito oggetto di un progetto di realizzazione di un impianto per il recupero di rifiuti non pericolosi, inerti da demolizione e terre da scavo, presso i terreni di proprietà in Via Canove, località Tezze di Arzignano (VI).

Il piano di indagine finalizzato ad una caratterizzazione geologica dell'area in studio, di cui alla Parte prima del presente elaborato, ha previsto l'esecuzione di:

- **n. 3 Prove Penetrometriche Dinamiche Medie (PDM)** spinte fino alla profondità massima di 3.6 m dal piano campagna attuale:

Tipo di prova	Prova n.	Profondità m	Falda (m)
PDM	1	2.1	n.r.
PDM	2	3.1	n.r.
PDM	3	3.6	n.r.

- **rilievo geologico di superficie**

La presente relazione si basa inoltre su numerose indagini dirette eseguite dalla Giara Engineering s.r.l. nel territorio limitrofo.

Il piano di indagine finalizzato ad una caratterizzazione idrogeologica dell'area in studio si è basato su studi e ricerche bibliografiche (cataloghi di terebrazioni di pozzi pubblici comunali e privati, pubblicazioni dell'Università degli Studi di Padova, ecc.), e su numerose campagne di misura freaticometrica presso i piezometri di monitoraggio della discarica autorizzata in gestione post operativa di località Canove.

Si sono inoltre utilizzati i seguenti dati:

- Raccolta e interpretazione dei dati storici e bibliografia tecnica sulle ricerche e studi idrogeologici nella zona di Arzignano - Montecchio Maggiore - Montorso Vicentino, e in generale nel contesto del fondovalle del fiume Agno-Guà allo sbocco della valle laterale del fiume Chiampo;
- Esame della documentazione geologica e idrogeologica creata per il PAT del Comune di Arzignano;
- Caratteristiche idrodinamiche della falda della Valle dell'Agno-Guà da studi universitari, dai Report del Progetto Giada e da dati forniti da Agno Chiampo Ambiente srl e Acque del Chiampo SpA;

Nella Parte seconda della presente relazione si illustrano le caratteristiche della falda presente nel substrato dell'area, riassumendo i dati noti.

Si tiene a precisare che la presente relazione tecnica è stata uniformata ai contenuti del **D.M. 14 gennaio 2008**: "Nuove norme tecniche per le costruzioni".

Figure in relazione:

1. Vista da satellite dell'area
2. Corografia su CTR
3. Estratto non in scala di Carta Geologica
4. Sezione stratigrafica della bassa Valle del Chiampo e Agno-Guà
5. Stratigrafia pozzo pubblico Via Canove e loro ubicazione
6. Planimetria di progetto con ubicazione delle prove in sito
7. Diagramma di distribuzione statistica della coesione non drenata, Litotipo A
8. Diagramma di distribuzione statistica dell'angolo di attrito, Litotipo B
9. Mappa sismica INGV
10. Parametri di pericolosità sismica
11. Tabella con dati pluviometrici e andamenti falda
12. Estratto Carta della permeabilità dei litotipi
13. Estratto Carta delle isofreatiche, Progetto Giada, 2010
14. Carta dell'andamento locale della falda
15. Estratto Carta Idrogeologica del PAT Comune di Arzignano
16. Ubicazione planimetrica piezometro Pozzo 1, Discarica per RNP Loc. Canove
17. Ubicazione piezometro Pozzo 1 su foto satellitare
18. Foto satellitare a febbraio 2014
19. Ingrandimento figura 18
20. Sezioni di progetto, estratto da Tav. 3, Studio Concato
21. Schema di rilevato, estratto da Tav. 3, Studio Concato
22. Schema bacino di raccolta, estratto da Tav. 3, Studio Concato
23. Pianta con quote teoriche di massima falda, estratto da Tav. 3, Studio Concato

ALLEGATI:

1. Grafici Prove Penetrometriche effettuate nel 2012
2. Tabella dati piezometrici e pluviometrici del piezometro Pozzo 1
3. Estratto dal Rapporto sulla risorsa idrica del Veneto al 28 febbraio 2014, ARPAV

PARTE PRIMA: RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E GEOLOGICO DELL'AREA

L'area di studio si colloca all'interno della Valle dell'Agno, sulla sinistra idrografica del Fiume Guà ad Est dell'abitato di Arzignano, a Nord-Ovest di Montecchio Maggiore e a Sud di Trissino. Più precisamente, il sito d'interesse si trova all'interno della pianura alluvionale costituente il fondovalle, ad una quota altimetrica di circa 86 m slm.



Figura 1 – Vista da satellite dell'area

Nella seguente Carta Tecnica Regionale derivante dall'unione degli elementi 125051 *Sant'Urbano*, 125052 *Montecchio Maggiore*, 125053 *Arzignano Est* e 125054 *Tezze* si evidenzia l'ubicazione dei terreni in studio, con linea rossa .

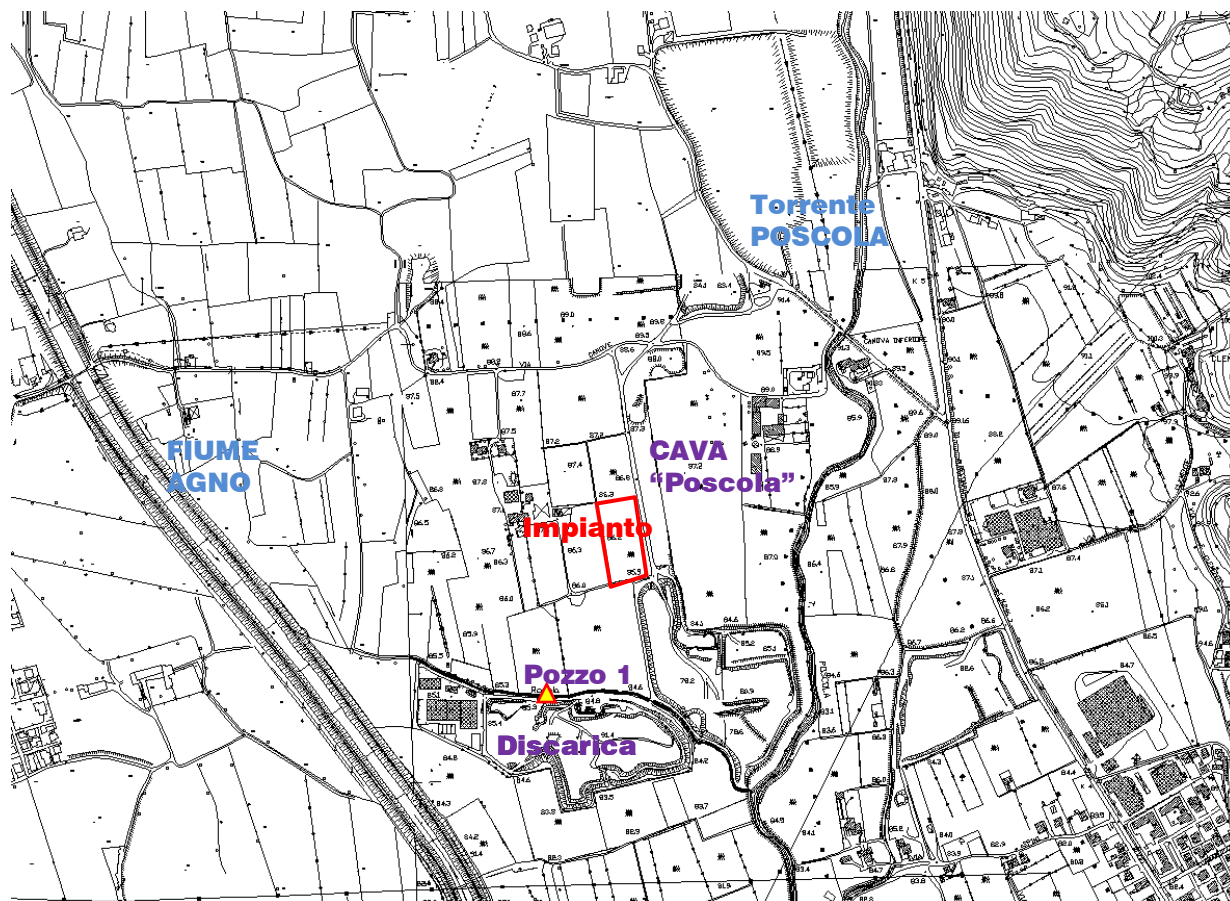


Figura 2 – Estratto dalla Carta Tecnica Regionale derivante dall'unione degli elementi 125051 Sant'Urbano, 125052 Montecchio Maggiore, 125053 Arzignano Est e 125054 Tezze; con triangolo l'ubicazione pozzo n. 1 di controllo Discarica Via Canove;

La zona in studio si situa nel territorio di fondovalle dell'Agno, all'interno dei Monti Lessini sudorientali. Questa valle ha un andamento grossomodo NNW –SSE e rispecchia i principali lineamenti tettonici dei Lessini orientali.

La pianura in oggetto si è formata per il riempimento dei fondovalle con sedimenti ad opera dei fiumi principali, il T. Agno-Guà e più a sud il T. Chiampo, e dei tributari T. Poscola, T. Arpega e T. Restena, con un substrato roccioso a profondità variabile, di natura prevalentemente vulcanica (tufi o lave basaltiche), preceduto da un cappellaccio di argille di alterazione impermeabile. Questo substrato è collegato alla serie montuosa collinare che forma i Monti Lessini orientali, data da una successione di rocce prevalentemente vulcaniche intercalate da rocce sedimentarie, di età terziaria.

Dal punto di vista geologico l'area in esame si colloca sulla piana di espansione del T. Agno, formatasi per la deposizione di sedimenti prevalentemente ghiaioso-sabbiosi, con locali lenti e strati di materiali più fini (livelli sabbiosi e sabbioso limosi, e lenti più o meno argillose). Al di sopra dei depositi alluvionali si è formata in tempi più recenti una coltre eluvio-colluviale principalmente argillosa, plastica, con sabbia e ciottoli sparsi, di spessore variabile, ma generalmente almeno metrico, rimaneggiata dallo sfruttamento agrario dei suoli e/o rimossa dall'edificazione.

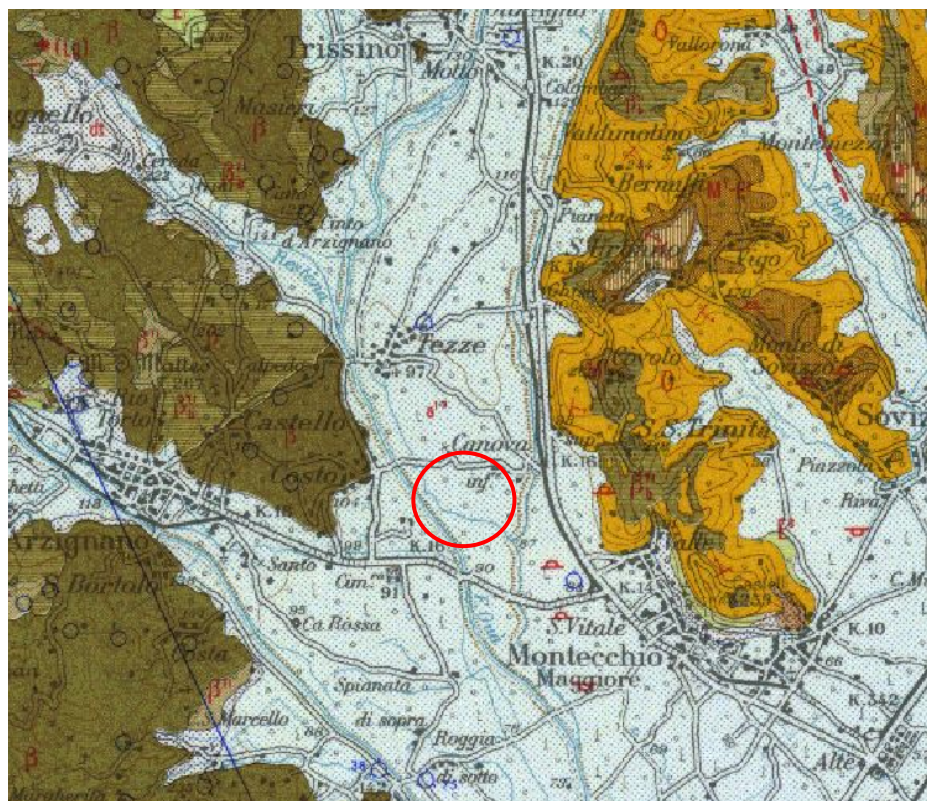
Questo fondovalle ha pendenze variabili tra l'8 e il 2 per mille con direzione S o SE e con quota media variabile tra i 90,0 e 80,0 m s.l.m. Più precisamente, il sito d'interesse si trova ad una quota altimetrica di circa 86 m slm.

Sono note cave attive e dismesse di inerti ghiaiosi in questa zona di pianura, tra cui la cava Poscola, situata nei pressi dell'area.

Per ulteriori dettagli si rimanda all'estratto (non in scala) della Carta Geologica d'Italia fg. 49 Verona riportato di seguito.

L'azione erosiva dei fiumi nel post-glaciale e il successivo sovralluvionamento dei fondi vallivi con l'aumento del livello marino e la formazione della pianura padana ha portato ad avere spessori anche di 100 m di alluvioni in alcuni punti, come al centro della Valle dell'Agno, mentre cala nelle valli laterali e ai piedi dei versanti.

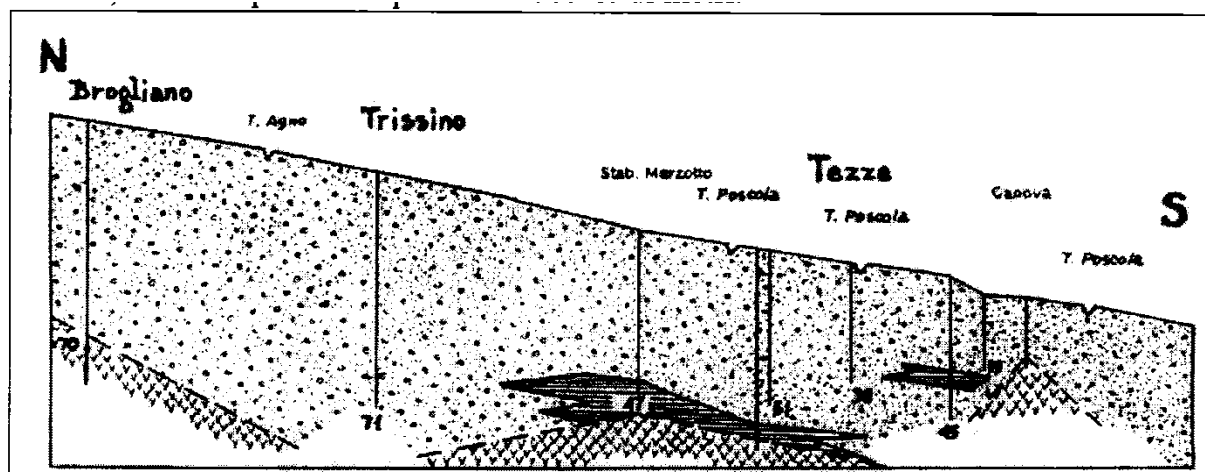
Dove l'azione erosiva dei fiumi alpini è stata minore o deviata sono rinvenibili "relitti" collinari emergenti (come nel caso della collina di Monticello di Fara a Sarego) o sommersi nel materasso alluvionale. Uno di questi rilievi sommersi di natura prevalentemente vulcanica (tufi o lave basaltiche), è noto da vari studi situarsi allo sbocco della Val Chiampo in Valle dell'Agno, in continuazione della dorsale che separa le due valli.



Alluvioni terrazzate grossolane e minute dell'Adige e alluvioni dei corsi d'acqua sbarrati dalla antica conoidi dell'Adige.

Figura 3 – Estratto dalla carta Geologica d'Italia Fg. 49 Verona e legenda

Infatti il materasso alluvionale originato dalle divagazioni del Torrente Agno, e dalle sue "rotte" avvenute sino al 1927, schematizzato nella seguente sezione stratigrafica della Valle dell'Agno-Guà, può variare da spessori di parecchie decine di metri a zone con substrato roccioso a bassa profondità, come è possibile osservare nella sezione stratigrafica riportata di seguito.



2. METODOLOGIA D'INDAGINE

Prove Penetrometriche Dinamiche Medie (PDM)

Il metodo utilizzato consiste nel misurare quanti colpi di maglio da 30 Kg di peso, lasciato cadere da 20 cm di altezza, sono necessari per infiggere nel terreno per 10 cm una batteria di aste aventi in testa una punta conica del diametro di 35.7 mm.

Il numero dei colpi rilevato viene caricato su un programma che esegue:

- a) il diagramma dei colpi in funzione della profondità;
- b) il diagramma della resistenza dinamica in funzione della profondità;
- c) la tabulazione dei valori della resistenza dinamica.

I valori di resistenza dinamica alla punta vengono valutati utilizzando la formula degli Olandesi.

$$R_{pd} = (M^2 \times H) / \{A_p \times e \times (M \times P)\}$$

R_{pd}= Resistenza dinamica alla punta (Kg/cm²)

M= Massa battente (Kg)

H= Altezza di caduta (cm)

A_p= Area della punta (cm²)

e= Infissione per colpo (s/Np) (cm)

P= Peso totale aste e sistema di battuta (Kg)

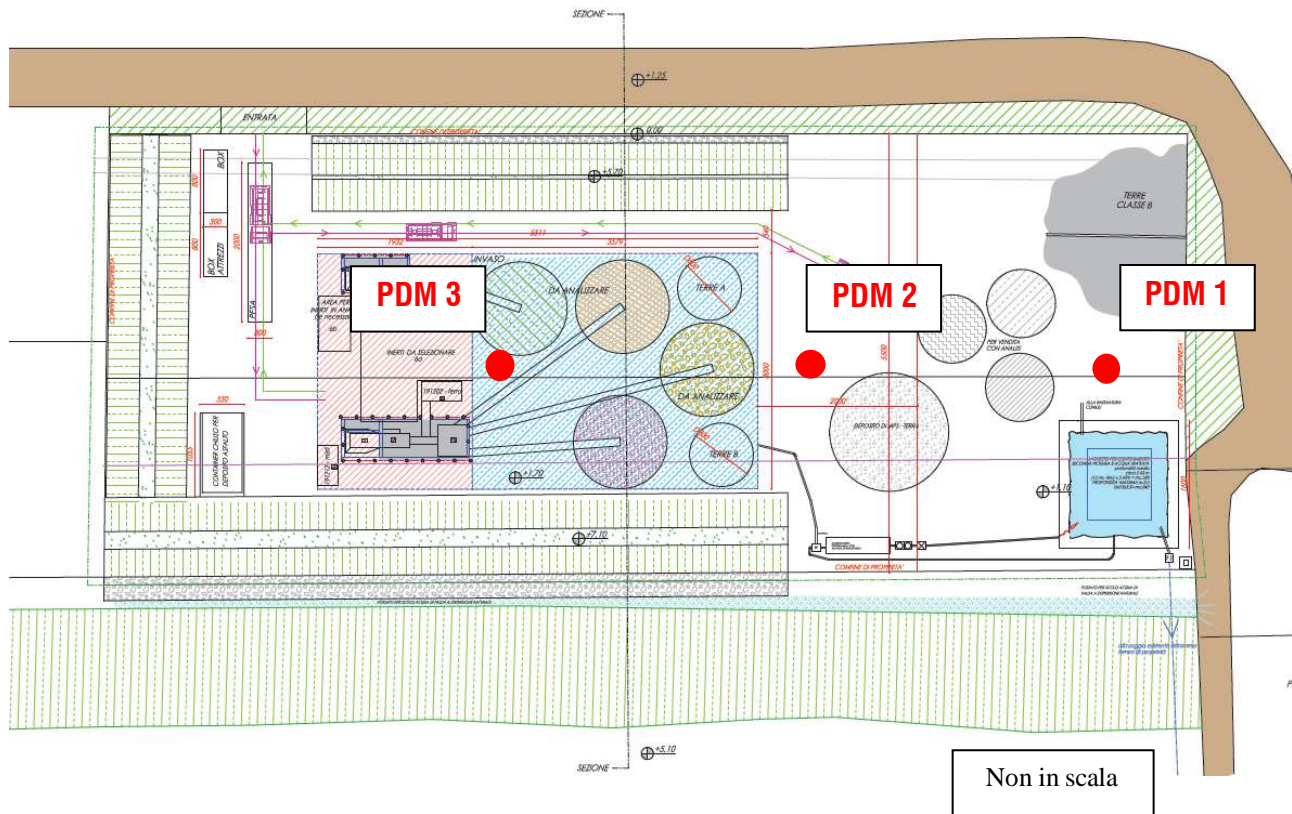
Dai valori della resistenza dinamica e dall'analisi dell'andamento della resistenza stessa in funzione della profondità si ottengono una serie di informazioni sui terreni attraversati.

Un'ampia casistica ha permesso di ottenere delle relazioni empiriche che legano i valori rilevati con i valori della capacità portante, con i valori di coesione o di angolo d'attrito del terreno attraversato.

L'interpretazione dei risultati è stata fatta sulla scorta delle esperienze riportate da Sanglerat in "*Le pénétromètre et la reconnaissance des sols*".

3. NATURA DEI TERRENI E SUDDIVISIONE STRATIGRAFICA

Al fine di determinare le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione dell'area, nel 2012 sono state effettuate n° **3 Prove Penetrometriche Dinamiche Medie (PDM)** nell'area di studio spintesi fino alla profondità massima di – 3.6 m dall'attuale piano campagna. Nella planimetria non in scala riportata di seguito sono indicate le ubicazioni in sito delle prove penetrometriche.



Legenda : ● Prova Penetrometrica Dinamica (PDM)

Figura 6 – Planimetria di progetto non in scala con ubicazione prove in sito e legenda

In base a quanto emerso dalla campagna geognostica effettuata si rileva la presenza in superficie di terreni limosi argillosi sabbiosi con alcune intercalazioni sabbiose ghiaiose limose dello spessore di circa 30-40 cm che ricoprono i depositi alluvionali grossolani rappresentati prima da terreni sabbiosi limosi e poi da terreni ghiaiosi sabbiosi debolmente limosi. I terreni che caratterizzano l'area si possono distinguere quindi in tre litotipi al di sotto dell' attuale piano campagna:

Litotipo A: da p.c. a – (1.9 ÷ 3.1) m:

Terreno limoso argilloso sabbioso con alcune intercalazioni sabbiose ghiaiose limose dello spessore di circa 30-40 cm

Litotipo B: da – (1.9 ÷ 3.1) m a – (2.0 ÷ 3.5) m:

Terreno sabbioso limoso

Litotipo C: da – (2.0 ÷ 3.5) m a – (2.1 ÷ 3.6) m massima profondità raggiunta:

Terreno ghiaioso con sabbia

Le prove penetrometriche effettuate presso l'area di intervento sono state interrotte per il raggiungimento di resistenze superiori al limite strumentale imputabili al contatto con il substrato alluvionale grossolano presente nell'area d'indagine. Gli scavi eseguiti per la coltivazione della vicina Cava Poscola, e protrattisi fino ad una profondità di almeno 6.00 m, hanno evidenziato che la successione stratigrafica dominata da ghiaia e ghiaia sabbiosa si estende in profondità anche al di sotto della quota raggiunta con l'esecuzione delle prove penetrometriche.

Data la natura geologica dell'area, si può ipotizzare quindi che la successione stratigrafica ottenuta dalle prove penetrometriche dinamiche sia estendibile alla zona d'intervento.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI (ANALISI STATISTICA)

In base a quanto riportato nel *NTU* per le costruzioni, per la caratterizzazione geotecnica dei litotipi individuati, è stata effettuata un'analisi statistica dei parametri geotecnici dei terreni. In particolare sono stati utilizzati dei fogli di calcolo in cui viene considerato il 5° percentile della distribuzione log normale dei parametri.

L'analisi statistica, con il foglio di calcolo precedentemente citato, ha permesso di attribuire ai depositi presenti nel substrato di indagine un valore caratteristico (X_k) e di progetto (X_d) di coesione non drenata (C_u) e di angolo d'attrito (ϕ).

Di seguito verranno riportati i parametri geotecnici considerando grandi volumi di rottura (resistenze compensate) in quanto le misure di resistenza dei terreni sono state effettuate all'interno del volume significativo come descritto nel *NTU* per le costruzioni.

Di seguito si riportano le elaborazioni dei parametri geotecnici relativi ai terreni del litotipo **A** e **B** in quanto l'intervento di progetto interagisce direttamente con tali terreni.

Si ottengono pertanto le seguenti schematizzazioni dei parametri geotecnici:

Litotipo A: da p.c. a – (1.9÷3.1) m:

Terreno limoso argilloso sabbioso con alcune intercalazioni sabbiose ghiaiose limose dello spessore di circa 30-40 cm

Coesione non drenata (C_u):

valore caratteristico ($C_{u,k}$) = **24 KPa**

valore di progetto ($C_{u,d}$) = **17 KPa**

peso di volume (γ) = **18 KN/m³**

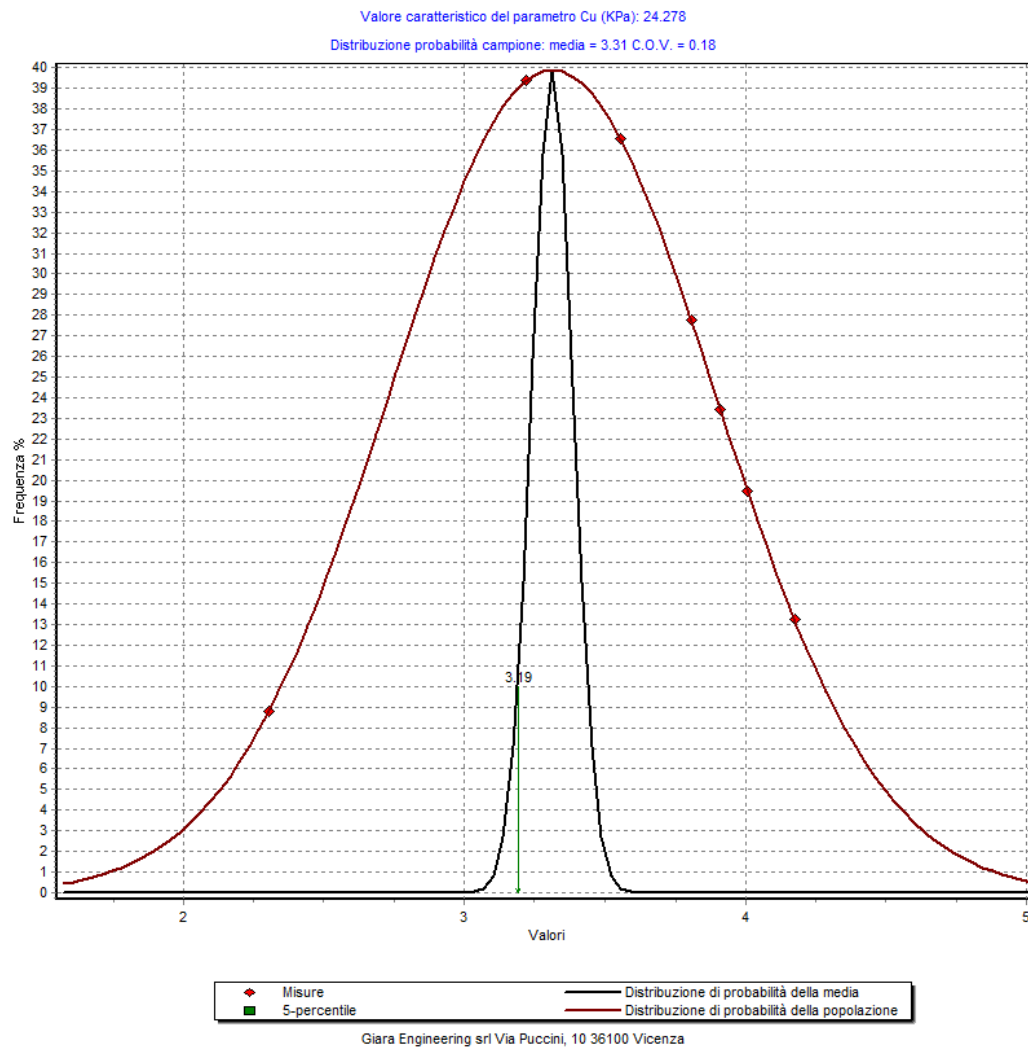


Figura 7 - Diagramma di distribuzione di probabilità della coesione non drenata (C_u) del livello stratigrafico A

Litotipo B: da $-(1.9 \div 3.1)$ m a $-(2.0 \div 3.5)$ m:

Terreno sabbioso limoso

Angolo d'attrito (φ):

valore caratteristico (φ_k) = **36°**

valore di progetto (φ_d) = **30°**

peso di volume (γ) = **19 kN/m³**

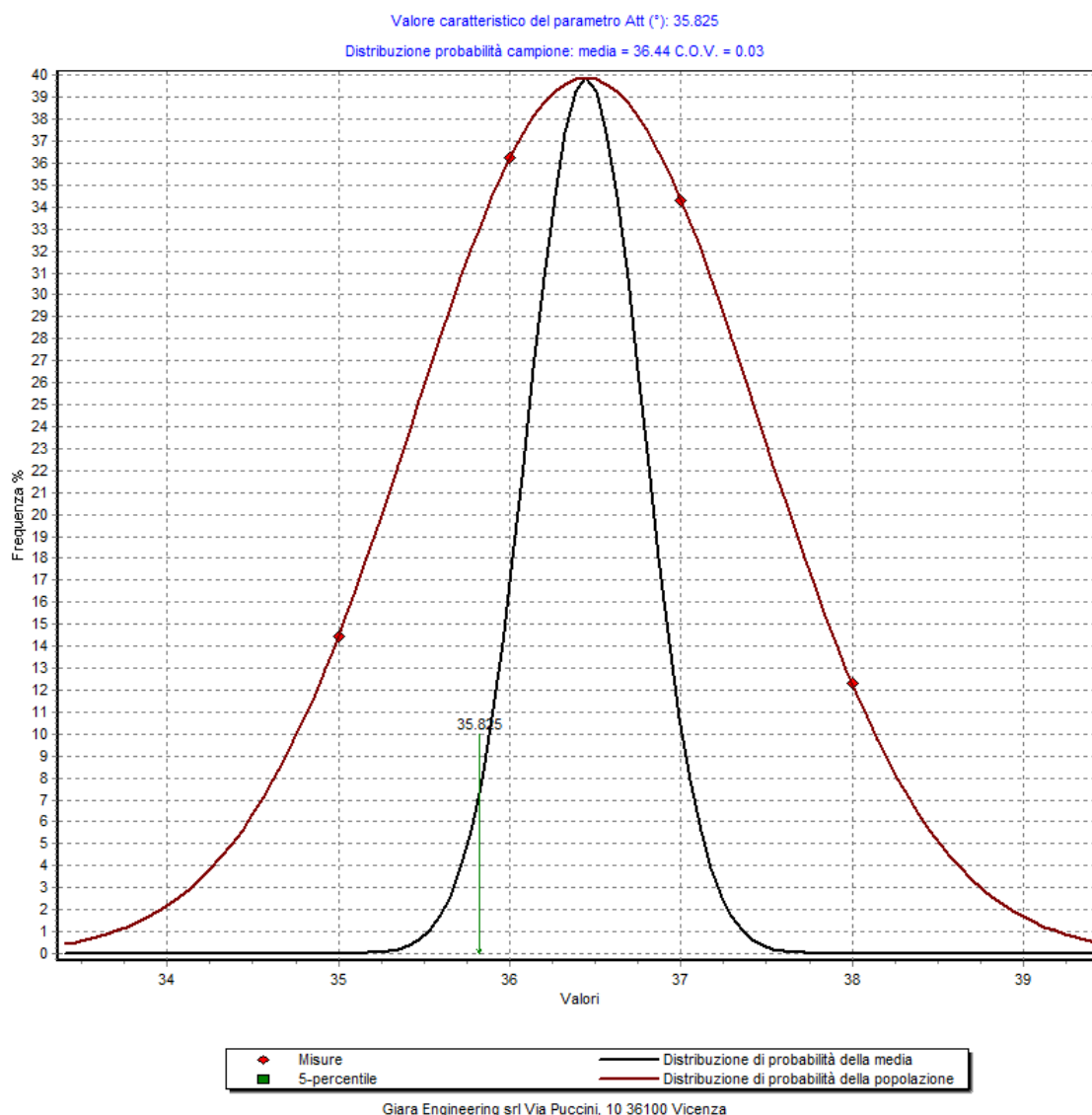


Figura 8 - Diagramma di distribuzione di probabilità dell'angolo d'attrito (ϕ) del livello stratigrafico B

5. PROPRIETÀ GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Il progetto prevede la realizzazione di un impianto per il recupero degli inerti. L'impianto verrà posto su un rilevato misto, di spessore totale 170 cm, ma composto nei primi 50 cm di terra, e ghiaione (tout venant) nello strato superficiale. Sono previsti terrapieni perimetrali all'impianto, il cui sottofondo è su rilevato di 170 cm composto di solo ghiaione costipato. E' prevista inoltre un'area di posa degli impianti di frantumazione su piazzale in calcestruzzo (30 x 20 m circa).

Le fondazioni del rilevato/piazzale andranno quindi ad impostarsi sui terreni limosi argillosi sabbiosi che caratterizzano la zona in superficie appartenenti al **litotipo A**. Tale litotipo risulta dagli apporti di terreno per la ricomposizione del sito di cava, ed è attualmente interessato dalle lavorazioni agrarie del lotto.

Ai fini del calcolo della capacità portante il rilevato in progetto può essere assimilato a una fondazione superficiale.

Si sono presi in considerazione in via cautelativa i parametri geotecnici relativi al livello stratigrafico **A** per una fondazione superficiale piana (tipo a platea).

Tali terreni presentano le seguenti caratteristiche geotecniche:

Litotipo A: da p.c. a – (1.9÷3.1) m:

Terreno limoso argilloso sabbioso con alcune intercalazioni sabbiose ghiaiose limose dello spessore di circa 30-40 cm

Coesione non drenata (Cu):

valore caratteristico (Cu_k) = **24 KPa**

valore di progetto (Cu_d) = **17 KPa**

peso di volume (γ) = **18 KN/m³**

5.1 Verifica del rilevato di fondazione

Nell'ambito del Nuovo Testo Unico per le Costruzioni D.M. 14.01.2008 e successiva Circolare esplicativa n. 617 del 2/02/2009 sono stati introdotti cinque stati limite ultimi e le loro sigle riportando la medesima dicitura presente negli Eurocodici (EC7 e EC8). Questi sono: **EQU, STR, GEO, UPL, HYD**.

Lo stato limite di competenza è “**GEO**” che prevede il - “*raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura, con lo sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura*”. Questo stato limite prevede, a puro titolo di esempio: il raggiungimento del carico limite dei terreni di fondazione e lo scorrimento del piano di posa di fondazioni superficiali e di muri di sostegno, la rotazione intorno ad un punto di una paratia, ecc.

Le suddette verifiche vengono effettuate generando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali di sicurezza definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici del terreno (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). “I diversi gruppi di coefficienti parziali di sicurezza sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti ed alternativi”.

Nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite ultimi (SLU) può essere, quindi, utilizzato l'Approccio 1 nelle combinazioni 1 e 2 o l'approccio 2. Tralasciando le specifiche dell'approccio 1 combinazione 2 e l'approccio 2, non di competenza, l'Approccio 1 combinazione 2 risulta in genere dimensionante per le verifiche di sicurezza e stabilità globale rispetto agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (GEO).

Il carico di rottura non è una caratteristica intrinseca del terreno, ma è funzione delle sue caratteristiche meccaniche, del sistema terreno – fondazione, della profondità del piano di posa e non indica, invece, il massimo valore di resistenza al taglio del terreno di fondazione. Bisogna, infatti, verificare che tale valore sia compatibile con il tipo di struttura edilizia in progetto.

Per la valutazione della resistenza di progetto del terreno di fondazione, ci si è riferiti al metodo di Terzaghi (1943) con l'aggiunta di coefficienti correttivi (fattori di forma ecc...).

I termini dell'equazione sono stati ridotti mediante i coefficienti parziali relativi ai parametri geotecnici (M2) del terreno previsti da vigente normativa e consultabili nella tabella sottostante :

Parametro	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione
Coefficienti parziali	1,25	1,25	1,4	1

Da Tab. 6.2.II Coefficienti parziali dei parametri geotecnici del terreno (D.M. 14/01/2008).

Di seguito vengono riportati i dati e le caratteristiche generali della fondazione e dei terreni di progetto del sito di riferimento.

Approccio 1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE 2**A2 + M2 + R2**

Il calcolo è stato condotto utilizzando la formula di *Terzaghi* di seguito riportata:

$$Q_{ult} = (C_u N_c s_c + \gamma D N_q)$$



$$Q_{amm} = Q_{ult} / \gamma_R$$

Dati della Fondazione

Coesione	$C_{u_d} = 17 \text{ KPa}$
peso di volume	$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
profondità scavo	$D = 0.5 \text{ m}$ (inteso come incastro della fondazione)
larghezza della fondazione area di influenza	$B = 1 \text{ m}$
coeff. di portata	$N_c = 5.14; N_q = 1$

Capacità portante ammissibile

$$Q_{ult} = (17 \times 5.14) + (18 \times 0.5 \times 1) = \underline{96 \text{ KPa}}$$

Applicando il *coefficiente parziale* (**γ_R**) previsto dalla normativa vigente, la capacità portante ammissibile risulta:

γ_R	$Q_{ult}(B)$ KPa	$Q_{amm}(B)$ KPa
1.8	96	53.5

$$Q_{amm} = R_d = 50 \text{ KPa}$$

Il rilevato di progetto che si svilupperà per uno spessore di 170 cm costituiti in parte da terreno (50 cm) ed in parte da ghiaione compattato (120 cm), eserciterà sui terreni naturali di fondazione un carico pari al suo peso, essendo costituito da terreni a diverso peso di volume il carico complessivo risulta dalla somma dei due strati che lo compongono:

$$E_d = 24.9 \text{ KPa}$$

in base alla normativa vigente i valori delle azioni di progetto **E_d** , devono risultare \leq alle resistenze di progetto **R_d** :

$$E_d \leq R_d$$

Le verifiche devono essere effettuate seguendo in primo luogo l'Approccio 1 Combinazione 2, che come precedentemente riportato risulta dimensionante dal punto di vista geotecnico, confrontando con gli altri approcci:

Approccio 1:

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

Combinazione (A1+M1+R3)

Verifica	Rd (KPa)
Approccio 1 Combinazione 1 (A1+M1+R1)	129
Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)	50
Approccio 2 (A1+M1+R3)	56

Confrontando le resistenze di progetto con le azioni di progetto relative al rilevato di spessore 170 cm si ottengono i seguenti risultati:

Verifica	Rd (KPa)	Ed (KPa)	Fattore di sicurezza Rd/Ed
(A1+M1+R1)	129	24.9	5.1
(A2+M2+R2)	50	24.9	2.0
(A1+M1+R3)	56	24.9	2.2

Nel caso specifico del rilevato di fondazione da realizzare sull'area di interesse le verifiche risultano soddisfatte.

Va considerato che sul rilevato di progetto andranno poi posizionati degli impianti che eserciteranno un carico su aree limitate del piazzale dovute al loro peso proprio. **Eventuali considerazioni in merito all'interazione con il terreno potranno essere effettuate sulla base dei carichi specifici una volta in possesso dei dati strutturali degli impianti forniti dal Progettista.**

5.2 Verifica dei Rilevati di mascheramento

Perimetralmente al piazzale ed in particolare su tre lati nella parte settentrionale verranno realizzati dei rilevati in terre armate con funzione di mascheramento e di barriera antirumore.

I rilevati saranno di due tipi:

4. Tomo 1 lato occidentale: altezza di 6 m con pendenza su entrambi i lati di 60° circa
5. Tomo 2 lato orientale: altezza di 4 m con pendenza su entrambi i lati di 45° circa

In corrispondenza dei tratti in cui sono presenti i rilevati il sovraccarico sui terreni (carico agente sui terreni di fondazione) sarà dovuto al carico del rilevato di base e dei tomi di mascheramento. Il carico dovuto ai tomi non agirà uniformemente su tutta la superficie di base dei tomi stessi in quanto il carico maggiore si ha centralmente dove il tomo è più alto e va via via diminuendo verso i lati dove il terreno è alla quota di imposta. In via del tutto cautelativa si considera il carico maggiore presente in corrispondenza della parte centrale;

6. Tomo 1 = 108 KPa
7. Tomo 2 = 72 KPa

Le azioni di progetto complessive determinate dal carico dei tomi e del rilevato agente sul terreno di fondazione risultano:

Tomo 1 Ed1 = 132.9 KPa
Tomo 2 Ed2 = 96.9 KPa

Confrontando le resistenze di progetto con le azioni di progetto relative ai tomi di mascheramento si ottengono i seguenti risultati:

Verifica	Rd (KPa)	Ed1 (KPa)	Ed2 (KPa)	Fattore di sicurezza Rd/Ed1	Fattore di sicurezza Rd/Ed2
(A1+M1+R1)	129	132.9	96.9	0.97	1.33
(A2+M2+R2)	50	132.9	96.9	0.37	0.51
(A1+M1+R3)	56	132.9	96.9	0.42	0.57

Nel caso specifico in corrispondenza dei rilevati o tomi di mascheramento i carichi applicati risultano superiori alle resistenze di progetto dei terreni di fondazione.

Le verifiche evidenziano infatti che il fattore di sicurezza risulta inferiore a 1 tranne nel caso del tomo 2 con la resistenza di progetto calcolata con l'approccio 1 combinazione1. Tale situazione andrà ad influire sull'entità dei cedimenti di consolidazione dei terreni di fondazione, calcolati nel paragrafo successivo.

Si tiene a precisare, in conclusione, che i dati raccolti e analizzati derivano da verifiche puntuali eseguite nell'area di intervento e pertanto eventuali eterogeneità dei terreni di fondazione, dovute ad anomalie del substrato, possono non essere state rilevate.

Qualora in fase di scavo il D.L. rinvenga difformità nella composizione o stratigrafia dei terreni rispetto a quanto descritto nella presente relazione, dovrà informare il relatore della presente per un sopralluogo.

Il presente studio è inoltre valido solo per il perimetro di terreno indagato e sopra descritto, ogni altra modifica di ubicazione necessita la realizzazione di un nuovo studio geotecnico.

5.3 Cedimenti di consolidazione per rilevato di fondazione

Secondo quanto previsto dalle Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni devono essere presi in considerazione gli stati limite di esercizio (SLE) di pertinenza, in questo caso i cedimenti di consolidazione dei terreni sottoposti al carico di esercizio.

Nel caso specifico si effettua una stima dei cedimenti di consolidazione che si innescherebbero nei terreni di fondazione del rilevato nel caso si applicasse il carico dovuto al peso proprio del rilevato pari a 24.9 KPa e nel caso si applicasse il carico ammissibile calcolato pari a 50 KPa.

I cedimenti di consolidazione sono stati calcolati utilizzando un software di calcolo che calcola il cedimento con il metodo di consolidazione monodimensionale di Terzaghi e il metodo della distribuzione delle tensioni verticali nel sottosuolo (Boussinesq).

In tale situazione si innescherebbero dei cedimenti di consolidazione dell'ordine di:

Pressione normale di progetto calcolata 50 KPa
 Cedimento totale **0,96 cm**

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1,55	27,9	15,227	Edometrico	0,96	--	0,96
2	4,85			Schmertmann	0	--	0

Pressione applicata dal rilevato 24.9 KPa
 Cedimento totale **0,48 cm**

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1,55	27,9	7,583	Edometrico	0,48	--	0,48
2	4,85			Schmertmann	0	--	0

5.4 Cedimenti di consolidazione in corrispondenza dei rilevati Tomo 1 e Tomo 2

In corrispondenza dei rilevati o tomi di mascheramento i cedimenti di consolidazione saranno maggiori dovuti al maggior carico applicato sulla larghezza dei tomi:

Tomo 1 132.9 KPa
 Cedimento totale **5,18 cm**

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1,55	27,9	64,496	Edometrico	4,08	--	4,08
2	4,85			Schmertmann	1,10	--	1,10

Tomo 2 96.9 KPa
 Cedimento totale **3,60 cm**

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1,55	27,9	44,652	Edometrico	2,82	--	2,82
2	4,85			Schmertmann	0,78	--	0,78

Si evidenzia come in corrispondenza dei tomi si innescino cedimenti di consolidazione superiori a quanto avviene in corrispondenza del solo rilevato del piazzale.

Per ovviare in parte all'innescarsi di tali cedimenti differenziali si consiglia di procedere ad una preventiva compattazione dei terreni di rilevato al momento della preparazione del piano di posa dei terrapieni.

Procedere alla stesura del rilevato di base del piazzale per strati successivi dello spessore massimo di 25÷30 cm con opportuna rullatura e compattazione e poi procedere alla realizzazione dei tomi secondo le procedure previste dalla tecnica realizzativa specifica (terre armate e/o rinforzate).

Va inoltre considerato che i cedimenti calcolati per i tomi sono i cedimenti massimi che si innescano in corrispondenza della parte centrale dei tomi stessi, l'entità dei cedimenti diminuisce verso i fianchi esterni dei tomi stessi.

Riassumendo, per evitare l'innescarsi di cedimenti di consolidamento eccessivi e differenziali dovuti alla possibile disomogeneità dei terreni di fondazione e dei pesi imposti si consiglia quindi di:

1. uniformare il piano di posa del rilevato e verificare che in corrispondenza del piano di fondazione non sussistano eterogeneità o sacche di materiale scadente ed eventualmente sostituirle con del terreno idoneo; **È importante far verificare da tecnico specializzato il piano di posa del rilevato una volta effettuato lo scotico iniziale per valutare eventuali azioni correttive.**
2. effettuare la stesa dei terreni di base del rilevato per strati non superiori a 25÷30 cm con successiva rullatura (rullo vibrante) a condizioni di umidità controllata (da verificare sul terreno effettivamente impiegato, ad esempio con prove di laboratorio come la prova Proctor);
3. sospendere i lavori in caso di piogge prolungate per evitare la saturazione dei terreni, ed eseguire la rullatura e compattazione solo a ristabilimento delle condizioni di umidità ottimale;
4. effettuare una verifica del grado di compattazione raggiunto sull'ultimo strato di terreno, prima della posa del tout-venant, con opportune prove su piastra secondo la CNR BU 146/92: il modulo di compattazione Me non dovrà essere inferiore a 400 kg/cmq.
5. Eseguire la compattazione per strati anche nell'area in cui il rilevato è composto di sola ghiaia e/o tout-venant, essendo la base di posa dei terrapieni.

N.B.: si ricorda che la presente è una relazione preliminare di caratterizzazione dei terreni di fondazione e che la verifica geotecnica agli stati limite ultimi (*SLU GEO*) dell'interazione tra fondazione e terreno e il calcolo dei cedimenti (*SLE*) sono stati effettuati sulla base dei dati a disposizione, altre considerazioni potranno essere effettuate una volta in possesso dei dati strutturali degli impianti forniti dal Progettista.

6. CLASSIFICAZIONE SISMICA

Secondo la classificazione di cui al D.M. 14/09/2005 e all'Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003 (*e s.m.i.*) il territorio comunale di Arzignano ricade completamente in **zona 3**.

Codice Istat 2001	Denominazione	Categoria secondo la classificazione precedente (Decreti fino al 198N.C.)	Categoria secondo la proposta del GdL del 1998	Zona ai sensi del presente documento (2003)
5024008	Arzignano	N.C.	III	3

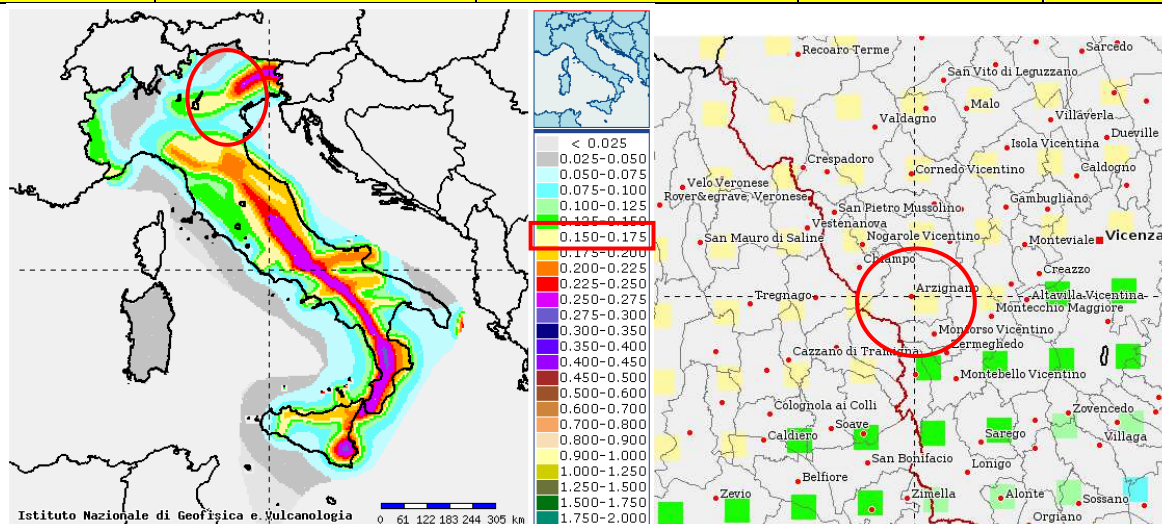


Figura 9 - Mappe sismiche tratte da sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)
Valori di pericolosità sismica



Figura 10 - Parametri di pericolosità sismica (ACCA Software EdilLus-ms)

Sisma

Accelerazione massima (a_{\max})	0.151
Coefficiente sismico orizzontale (K_h)	0.0037
Coefficiente sismico verticale (K_v)	± 0.0018

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Descrizione:	
Latitudine:	45.52
Longitudine:	11.38
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

PARTE SECONDA: RELAZIONE IDROGEOLOGICA

7. INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO GENERALE

L'area in studio è una pianura alluvionale formatasi alla confluenza di un importante sistema torrentizio ad andamento alpino: il Torrente Agno-Guà, che rappresenta l'idrologia principale, il Torrente Poscola, in sinistra idrografica, e l'immissario torrente Restena, in destra idrografica, mentre a sud dell'area si ha la confluenza con la valle del Chiampo.

Il sito oggetto di studio si pone circa a metà tra gli argini naturali del T. Poscola, ad est, e gli argini rettificati e antropizzati del T. Agno a ovest, ed è chiuso a sud dalla Roggia Camozza, roggia irrigua che si immette nel Poscola. Le portate di questi corsi d'acqua risentono degli apporti atmosferici e stagionali, e alternano periodi di secca a periodi di piena.

Sono presenti numerosi canali di scolo e canali irrigui. A sud dell'area è presente la Roggia Camozza, scolo irriguo con ampiezza di qualche metro e profondità di circa 1,5 m, che scorre da ovest ad est, e confluisce nel T. Poscola.

La natura sedimentaria alluvionale del substrato della Valle dell'Agno forma un unico acquifero poroso nel fondovalle principale (l'acquifero indifferenziato degli Autori) nelle ghiaie e sabbie alluvionali grossolane. L'acquifero indifferenziato è collegato lateralmente agli acquiferi in roccia presenti nelle rocce calcaree fratturate ed incarsite cretacee/eoceniche che affiorano lungo i fianchi vallivi del fondovalle.

Il passaggio dal sistema dell'acquifero indifferenziato agli acquiferi multistrato della bassa pianura si ha lungo una fascia posta fra Montebello e Montecchio Maggiore, poco oltre lo sbocco della valle dell'Agno-Guà in pianura, che rappresenta il limite settentrionale della fascia di ricarica degli acquiferi (o "fascia delle risorgive").

Come già descritto precedentemente il sottosuolo della zona interessata dal progetto di realizzazione di un impianto per il recupero degli inerti, posto a quota mediamente di 81 m slm (da 82,5 a nord a 80,7 m slm a sud), è costituito per almeno un centinaio di metri da terreni sciolti a granulometria prevalentemente grossolana, con presenza di frazione sottile e di livelli di materiale coerente, senza soluzione di continuità. La profondità dell'acquicludo è variabile da zona a zona del fondovalle ma nell'area in studio lo spessore si avvicina ai 100 m (si veda stratigrafia in Fig. 5).

L'area quindi è caratterizzata dalla presenza di un potente materasso alluvionale in cui è presente un acquifero permeabile ed idraulicamente indifferenziato, ospitante una ricca **falda freatica**.

7.1 Ricarica della falda freatica

Studi dell'Università di Padova¹ sulle caratteristiche idrogeologiche della zona hanno messo in evidenza l'attivo ricambio della falda freatica nella medio-bassa valle dell'Agno, assicurata soprattutto dalle forti dispersioni che si verificano dagli alvei dei fiumi principali e dai corsi d'acqua tributari (Poscola, Arpega, Restena, ...), con un massimo di 100 l/s * Km nell'Agno tra Cornedo Vic.no e Montebello, poi dalle precipitazioni dirette, dall'irrigazione, dal ruscellamento di versante, e da apporti laterali degli acquiferi rocciosi (rocce calcaree carsificate).

¹ Antonelli R. – Stella L. (1979) *Il chimismo delle acque freatiche nella media e bassa valle del fiume Agno-Guà (VI)* – Studi Trentini di Scienze Naturali, Vol. 56, p. 169 – 193;

L'alta piovosità della vallata costituisce il principale apporto alla ricarica della falda freatica a sud di Cornedo Vic.no, sia per infiltrazione diretta che per i deflussi dai rilievi collinari. Da misurazioni effettuate in centraline meteorologiche presso le discariche di Arzignano si ha una media > 1.000 mm/anno di precipitazione, a meno di anni di siccità straordinari (come il 2003), con periodi più piovosi a primavera e tardo autunno e periodi di bassa piovosità invernale ed estiva variabile, con una certa variabilità.

Lo studio congiunto degli istogrammi pluviometrici e delle variazioni piezometriche nei pozzi di controllo della discarica mostra che gli andamenti della falda libera seguono con un ritardo da uno a due mesi l'andamento delle precipitazioni, quindi l'alimentazione della falda dipende essenzialmente da questi apporti.

Si riporta per esemplificazione una tabella che indica le rilevazioni eseguite nel 2013 fino agli ultimi mesi del 2014 all'interno dei piezometri di controllo della discarica di Via Canove, in post-gestione, confinante a sud con l'area interessata dal progetto. In questa tabella vengono anche riportati i dati pluviometrici relativi allo stesso anno.

Benchè i rilievi freaticometrici siano solo bimensili, tali rilevamenti confermano le conclusioni accennate precedentemente, e cioè che la falda freatica presente nell'area di interesse risulta essere correlata in modo diretto con gli apporti meteorici, con uno scarto di circa un mese. Nel 2013, in cui il periodo di scarse precipitazioni estivo si è protratto fino all'autunno la diminuzione del livello della falda inizia a percepirsi a partire dal mese di luglio sino a raggiungere il minimo nel mese di novembre 2013. Nel febbraio 2014 è stato misurato il valore massimo del livello di falda con una soggiacenza pari a circa 3,8 m dalla quota del piano campagna del pozzo di misura. Rispetto al piano campagna dell'area su cui si realizzeranno le opere di progetto (quota media 81 m) la falda in questo periodo di massima si è approssimata al piano campagna, con locali emergenze nelle zone limitrofe più depresse (si veda documentazione fotografica al capitolo seguente).

Già dal mese di marzo i livelli hanno ripreso a scendere regolarmente su quote comparabili alle medie dei primi mesi del 2013.

Piovosità da centralina locale	
anno	(mm)
2013	
gennaio	115,00
febbraio	51,60
marzo	214,40
aprile	55,4
maggio	202,40
giugno	0,00
luglio	6
agosto	28,40
settembre	19,60
ottobre	11,40
novembre	8,80
dicembre	58,20
TOT mm	709,80
2014	
gennaio	154,4
febbraio	15,8
marzo	28,8
aprile	80,1
maggio	42,0
TOT mm	321,10

Monitoraggio bimensile falda freatica a monte e valle discarica Via Canove				
data	pozzo 1 85,09 m slm		pozzo 9 84,92 m slm	
	mslm	sogg m	mslm	sogg m
2013				
29/3	77,67	-7,42	76,82	-8,10
23/4	77,61	-7,48	76,76	-8,16
27/5	77,49	-7,60	76,72	-8,20
12/6	77,34	-7,75	76,56	-8,36
29/7	74,39	-10,70	73,72	-11,20
30/8	71,39	-13,70	71,22	-13,70
6/9	71,25	-13,84	71,12	-13,80
15/10	68,69	-16,40	67,70	-17,22
20/11	68,79	-16,30	67,72	-17,20
30/12	73,59	-11,50	72,42	-12,50
2014				
10/01	74,79	-10,30	73,97	-10,95
7/2	81,29	-3,80	80,12	-4,80
28/3	79,29	-5,80	78,12	-6,80
16/4	78,59	-6,50	77,47	-7,45
20/5	77,29	-7,80	76,62	-8,30

Figura 11 – Tabella con valori delle precipitazioni e delle quote piezometriche all'interno di piezometri di controllo discarica per l'anno 2013-14

7.2 Permeabilità generale dei terreni

La permeabilità media dei sedimenti presenti nel sito in oggetto, in base ai test tecnici e a prove effettuate dallo scrivente, è valutata in:

- *terreni impermeabili e terreni con permeabilità molto bassa*: coltre superficiale (argille e limi)

$$K = 10^{-7} \div 10^{-10} \text{ m/sec}$$
- *terreni permeabili e mediamente permeabili*: ghiaie e ghiaie con sabbia, limi sabbiosi e sabbie limose

$$K = 10^{-3} \div 10^{-6} \text{ m/sec}$$

Le alluvioni, di buona permeabilità, possono presentare localmente strati pseudocementati che ne diminuiscono la permeabilità verticale. Il substrato roccioso è dato da rocce vulcaniche basaltiche (lave e vulcanoclastiti) con alterazione argillosa (spesso è presente un cappellaccio di alterazione completamente argillificato) che si possono considerare impermeabili.

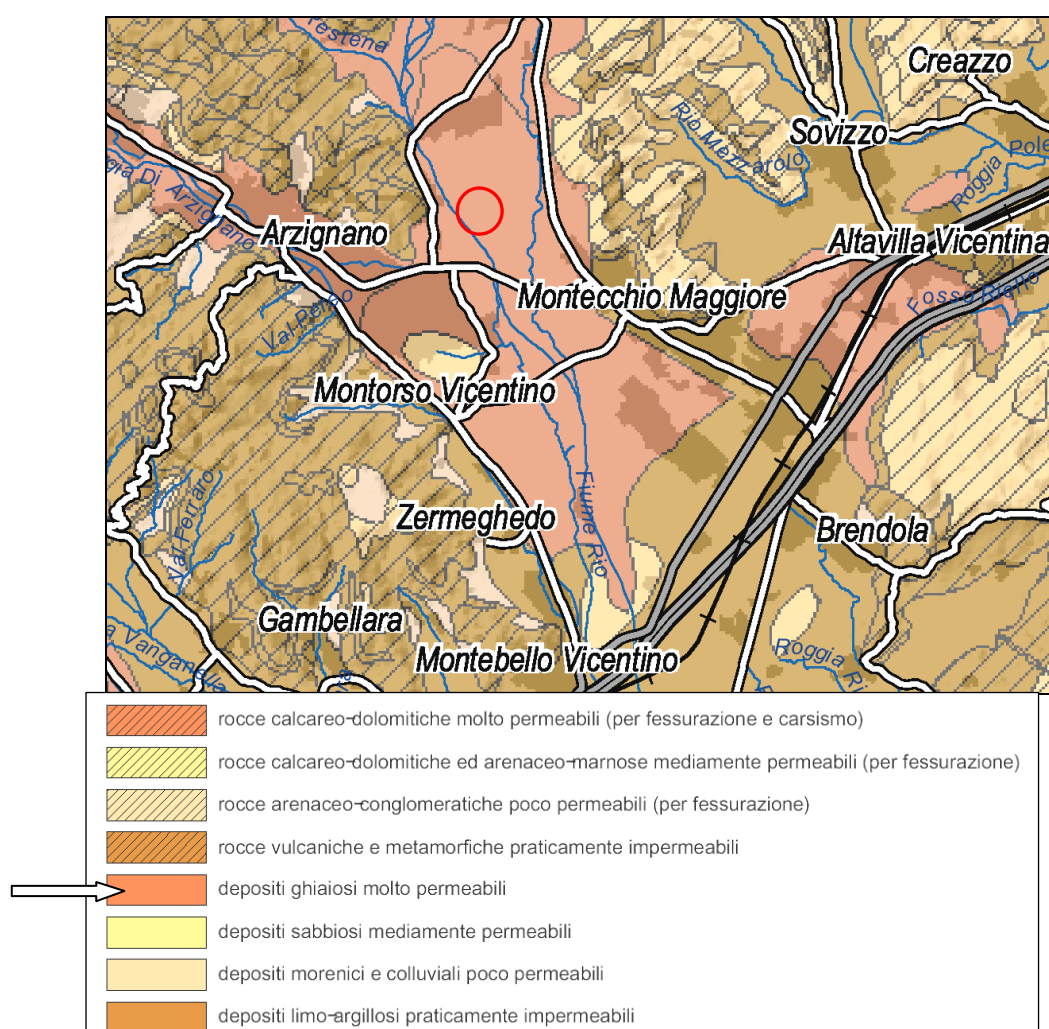


Figura 12 – Carta della permeabilità dei litotipi (Tav. 5 allegata al Piano di Tutela delle Acque Regione Veneto)

7.3 Andamento generale di deflusso della falda

Studi generali recenti riportati nella Carta delle Isofreatiche del Progetto Giada datata ottobre 2010, evidenziano che la quota della falda freatica in periodi normali risulta compresa tra 75 m e 70 m s.l.m., corrispondente ad una **soggiacenza media generale** rispetto al piano campagna odierno del sito del nuovo impianto in progetto di **-8 ÷ 9 m**.

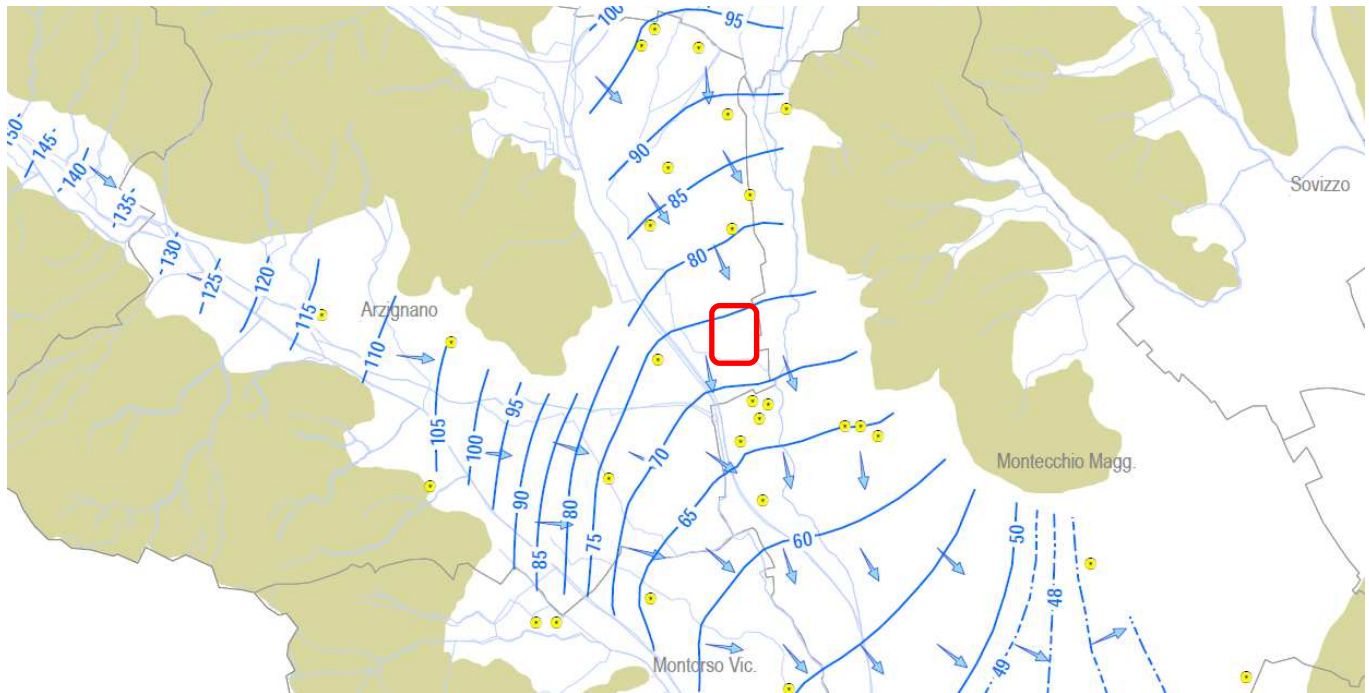


Figura 13 – Estratto dalla Carta delle isofreatiche – Progetto GIADA (Misure di ottobre 2010)

Dai dati bibliografici in possesso e dai monitoraggi della falda a sud del sito in studio, dove è presente la discarica comunale di Via Canove, la soggiacenza della falda freatica rispetto al piano campagna nell'area è variata negli anni rilevati da un minimo di -3,8 m, in base agli ultimi dati (massimo di falda), a un massimo di -19 m dal piano campagna.

Circa l'andamento generale della falda, nella Figura 14 è riportato l'andamento generale della superficie freatica (ricavata personalmente da rilievi freatimetrici di controllo dell'area) che mostra una direzione di deflusso sotterraneo influenzata dagli alvei disperdenti dell'Agno e del Retrone a ovest e del Poscola ad est, sub-parallelamente all'asse vallivo, orientata cioè **da NW a SE**. Il **gradiente idraulico** è grosso modo uguale alla pendenza del fondovalle stesso per l'alta permeabilità del materasso alluvionale.

Si stima, dai dati piezometrici in possesso, un gradiente idraulico dal **5 all'8 per mille**.

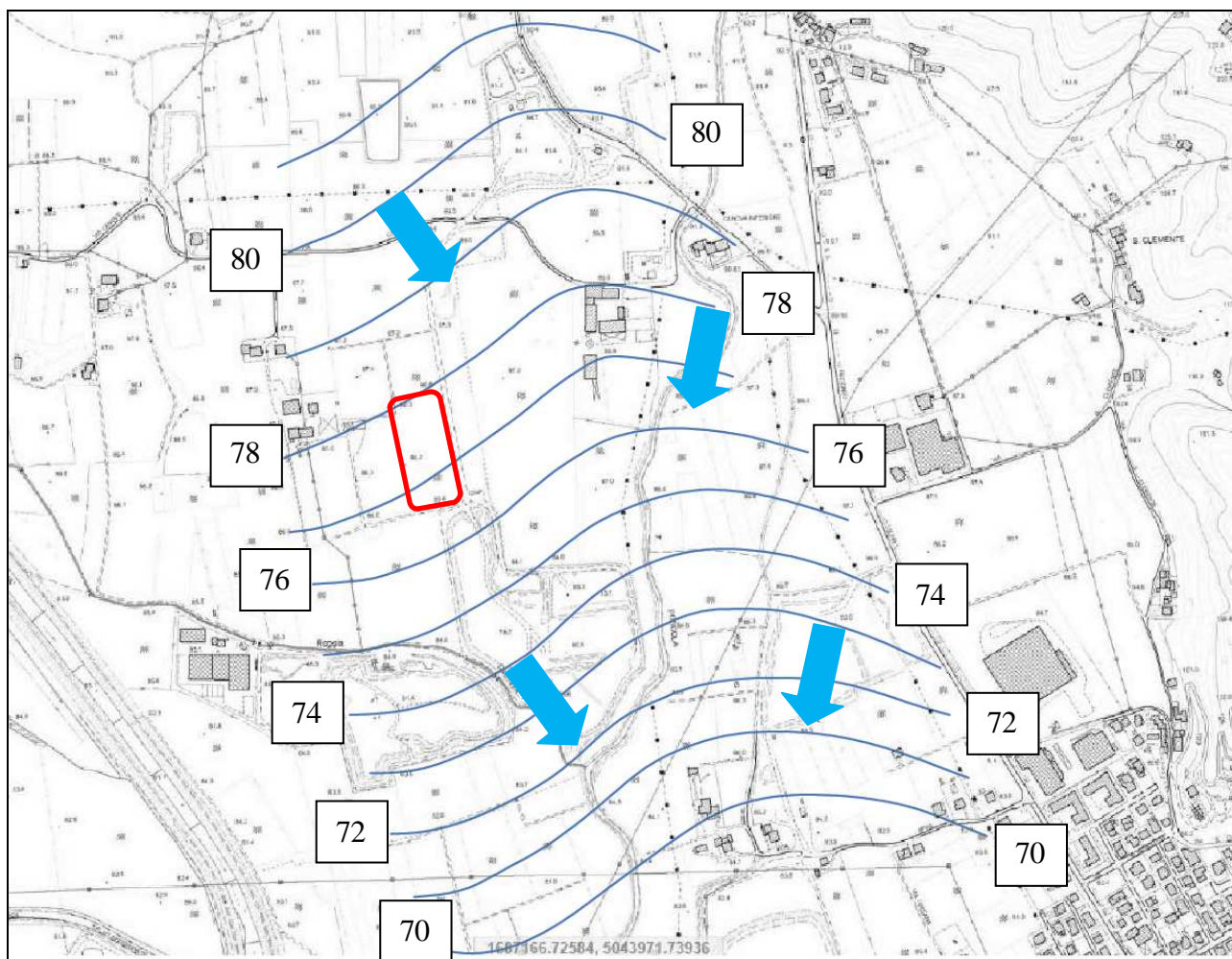


Figura 14 – Andamento locale della superficie freatica con direzione di deflusso

Le escursioni del livello freatico seguono l'andamento stagionale delle precipitazioni atmosferiche e dei periodi di piena fluviali, con valori anche di +/- 6 m nell'arco di pochi mesi.

7.4 Vincoli di tipo idrogeologici dell'area.

Il sito non è ricompreso in aree a vincolo idrogeologico o di pericolosità geologica/idrogeologica (P.A.I., Tavola n. 52 aggiornata ai decreti del 2014).

Nell'area sono presenti a monte dei pozzi ad uso idropotabile. Si allega estratto della Carta Idrogeologica (15 maggio 2007) del Quadro conoscitivo del PAT di Arzignano, in cui sono visibili quattro pozzi ad uso idropotabile (gestiti da Acque del Chiampo SpA di Arzignano) a nord del sito in studio, e a monte rispetto al deflusso della falda.

Il limite di rispetto dei pozzi è comunque esterno all'area.

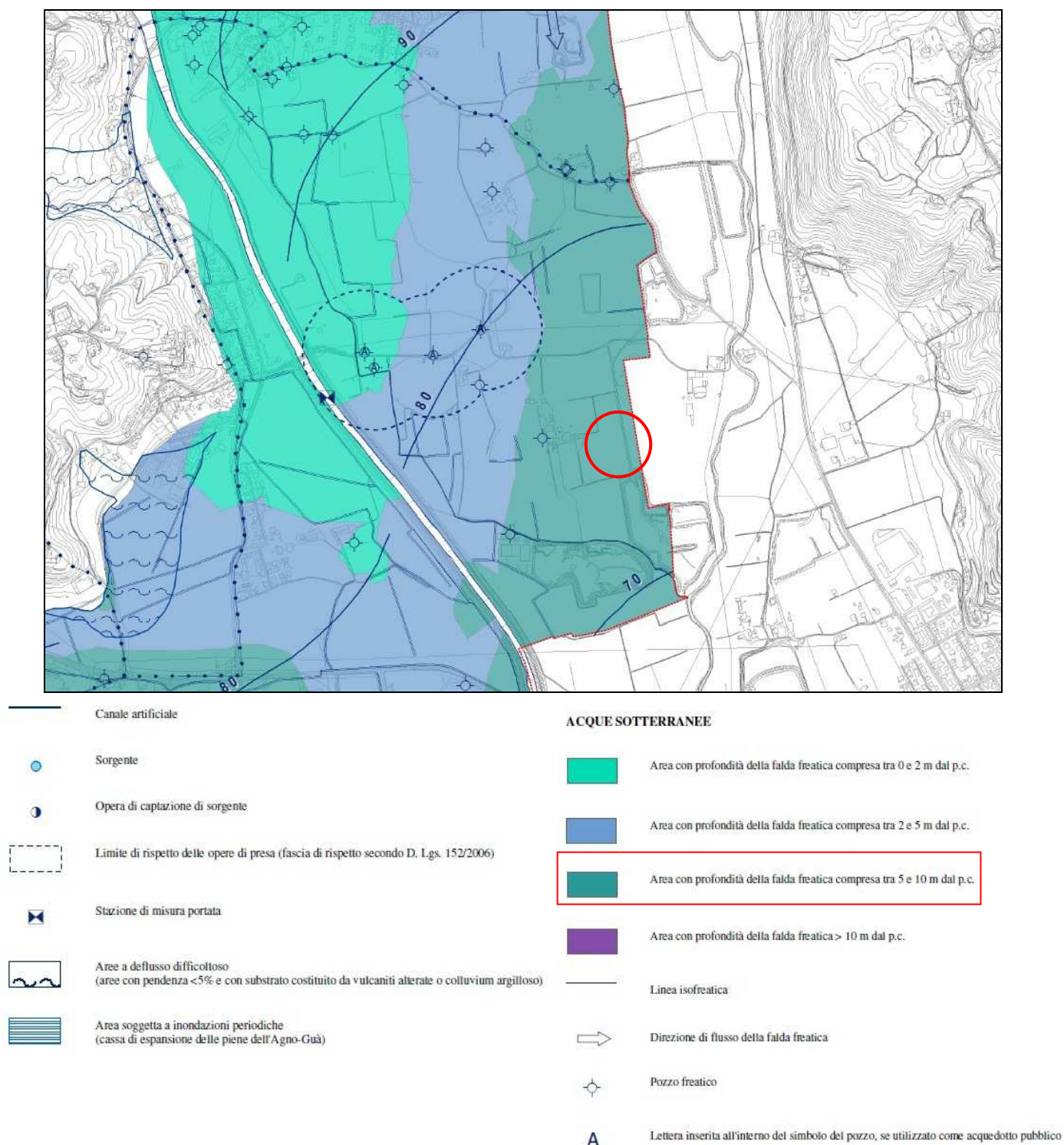


Figura 15 – Estratto dalla Carta Idrogeologica – PAT Comune di Arzignano

8. MASSIMO DI FALDA RILEVATO

Sulla base di queste rilevazioni idrogeologiche generali, posto che l'impianto in studio verrà posizionato in un lotto di cava esaurito e non sul piano campagna, si sono verificate le quote massime raggiungibili dalla falda in rapporto alle quote di progetto dell'impianto di trattamento di inerti della ditta Faccio Silvio & figli snc.

Per determinare la massima quota della falda si sono acquisiti i dati completi degli ultimi 10 anni e dei primi mesi del 2014 del rilievo freaticometrico periodico presso la Discarica di rifiuti non pericolosi (ex RSU) di Via Canove, in località Tezze di Arzignano (VI), riguardanti il piezometro di controllo posto a monte, all'interno della recinzione dell'impianto. Il gestore della discarica in post gestione dal 2009 è, come già dichiarato, la società Agno Chiampo Ambiente s.r.l.

Si allega l'ubicazione del pozzo in oggetto, dalle planimetrie di gestione della discarica (Nord verso il basso).

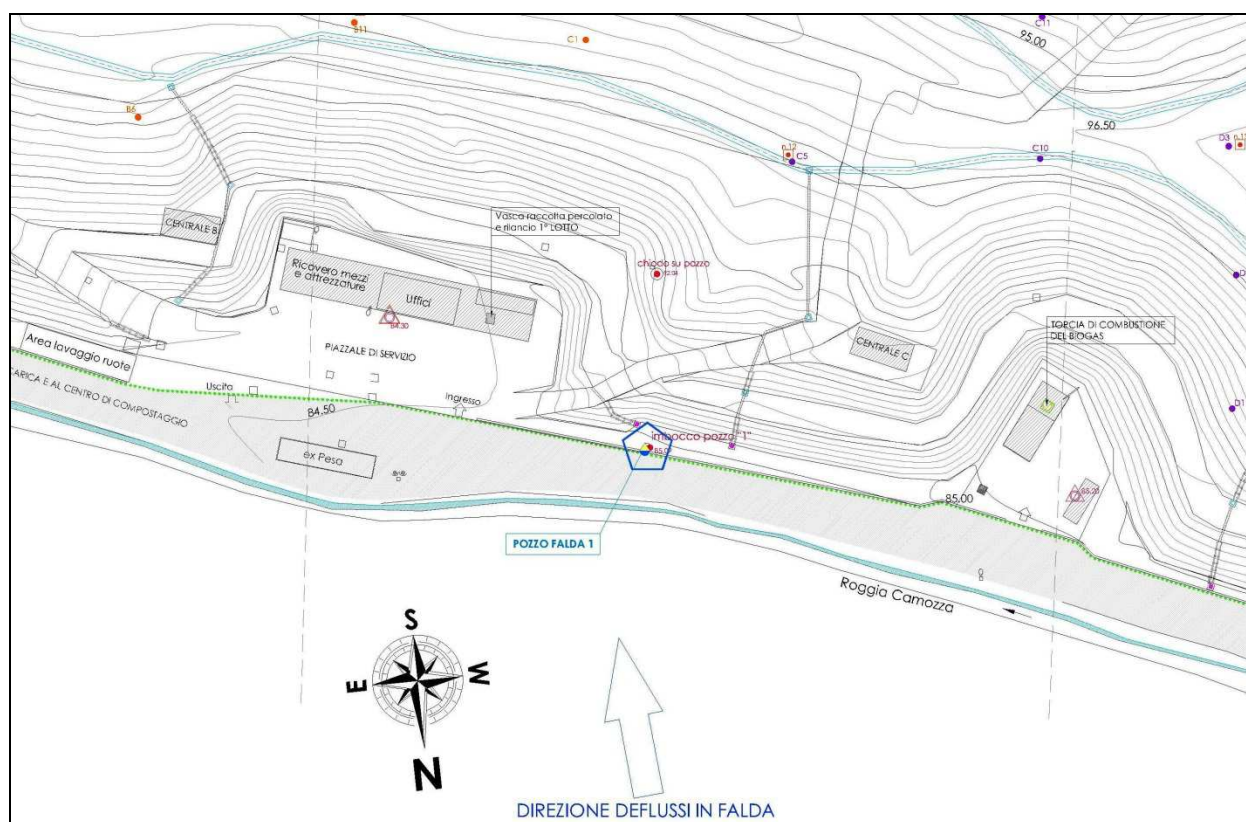


Figura 16 – Ubicazione del piezometro detto Pozzo 1, a monte della discarica di Via Canove

L'imbocco del pozzo, rispetto ai capisaldi quotati della discarica, si situa a 85,09 m s.l.m.

La stessa ubicazione del piezometro è indicata nella foto satellitare di Figura 18, con indicazione della distanza minima dall'impianto della ditta Faccio, e la principale direzione di deflusso della falda freatica in oggetto.

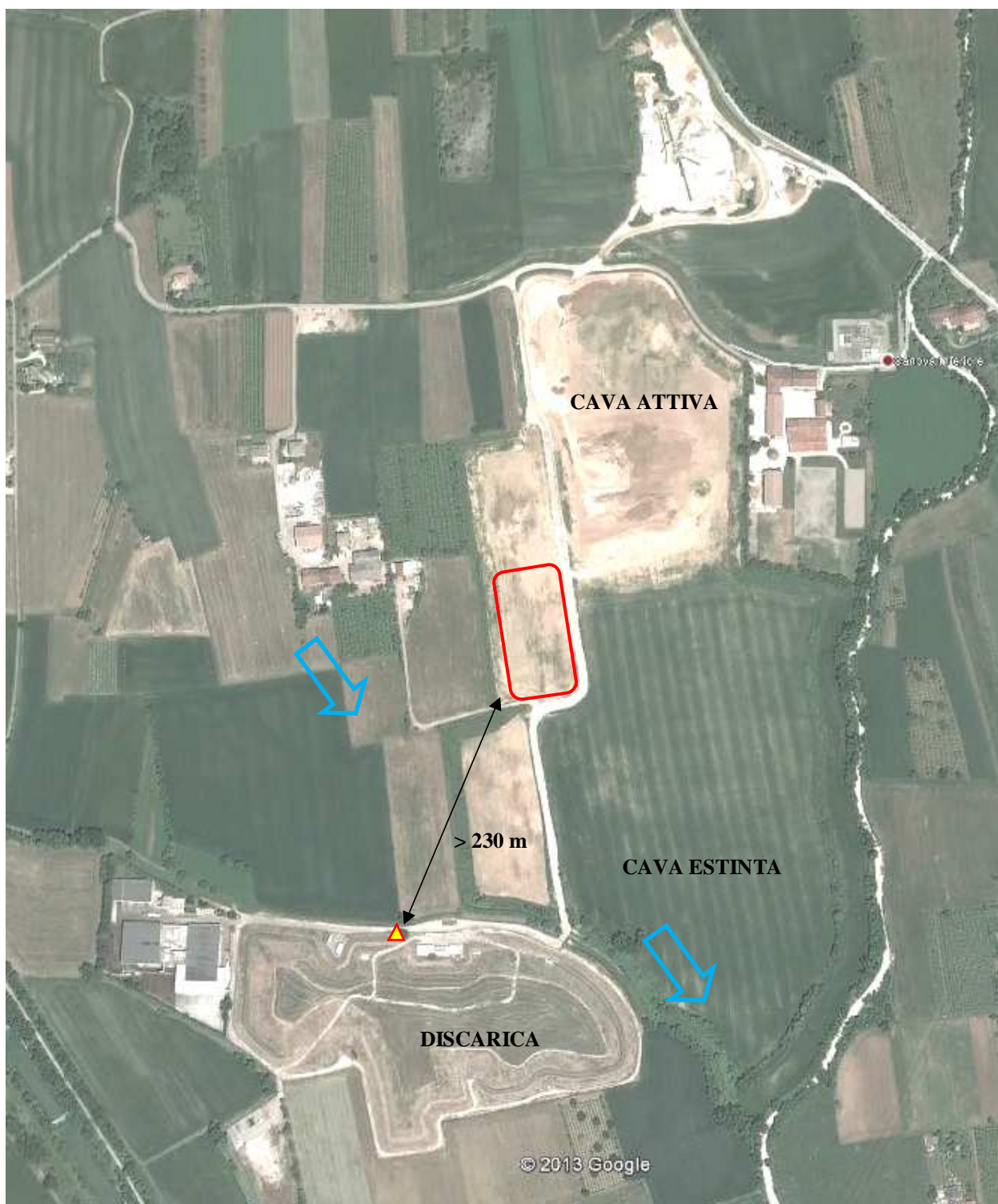


Figura 17 – Foto satellitare con ubicazione del piezometro di controllo a monte della Discarica di Via Canove rispetto all'impianto

Durante le verifiche si è prodotto un evento meteorologico straordinario a fine gennaio- inizio febbraio 2014 che a sua volta ha prodotto piene fluviali e aumenti eccezionali del livello freatico. In Allegato si riporta la serie completa dei dati piezometrici del pozzo in esame, a partire dal 2003 fino al 2014 compreso.

Da questi dati risulta:

- la massima quota assoluta di falda è pari a **+81,29 m s.l.m.**, raggiunta recentemente a febbraio 2014;
- la minima quota assoluta di falda è pari a **+58,50 m s.l.m.**, a dicembre 2003, dopo un intenso periodo di siccità;
- in questo intervallo di tempo la massima escursione di falda è stata quindi di $\Delta h = 22,79$ metri, tra l'anno con minori precipitazioni (2003) e l'inizio del 2014, dopo una serie di anni con periodi di alte precipitazioni atmosferiche che hanno portato ad un aumento medio generale della falda, valutato ad Arzignano sul metro e mezzo.

La massima quota di +81,29 m s.l.m. è la massima quota storica della falda freatica di quest'area.

Il massimo precedente si è verificato nel novembre 2010 con + 81,13 m slm, a causa di forti condizioni di piovosità (>1.400 mm/anno nella valle dell'Agno) per due anni consecutivi, invece nel caso dell'ultima piena si è trattato di un "evento eccezionale" concentrato su un periodo ristretto, come rilevato dall'allegato *Rapporto sulla risorsa idrica in Veneto al 28 febbraio 2014*, con piogge a febbraio che hanno superato del 397% la media del periodo 1994-2013.

Ovviamente la falda freatica di una valle alpina come quella dell'Agno, reagisce con tempi brevi ad afflussi meteorici di tale portata, che hanno influito direttamente anche sul regime idrografico e le dispersioni dal fiume Agno e affluenti. Da questi dati risulta però che pur con dati di piovosità così eccezionali, in base alle misure del 07/02/2014, il massimo della falda in quest'area è aumentato di solo +16 cm rispetto al dato di novembre 2010. Questo a fronte di rilevazioni della falda ad Arzignano di aumento di più di un metro rispetto alla piena di fine 2010.

La spiegazione risiede nell'orografia dell'area.

Dalle quote dei rilievi di fondo cava si ricava che a sud l'area raggiunge in alcuni punti i 78 metri s.l.m., si comprende quindi come nel periodo fine 2010 e inizio 2014 la falda sia affiorata presso la confluenza della Roggia Camozza nel Torrente Poscola.

Nel momento in cui la falda viene a giorno la sua superficie si orizzontalizza per adeguarsi alla pressione atmosferica, per cui la superficie freatica su un ampio intorno all'affioramento assume la stessa quota. Questo fenomeno ha mantenuto in quest'area la falda a livelli inferiori a quelli teorici, per livellamento di gradiente sia a monte che a valle dell'affioramento.

Al riguardo si allega una foto da satellite (da Google maps) dell'area esemplificativa della situazione al massimo di falda.

Come rilevato anche con sopralluogo diretto, durante la piena in falda c'è stato un esteso affioramento nell'area di cava più depressa, a sud.

Con ingrandimento successivo si vede quanto riportato anche nella documentazione fotografica allegata, ovvero come ci sia stato un modesto affioramento nell'area del futuro impianto alla base del versante di scavo dell'ex cava, con deflusso e scolo nell'area depressa più a sud attraverso il rilevato in ghiaia della strada di accesso al Centro di Compostaggio di Arzignano.

Prendendo spunto da questa situazione oggettiva nelle conclusioni al presente studio si suggerisce di creare sul lato ovest dell'impianto (in proprietà) una scolina, con quota di base sul piano campagna in modo da intercettare l'eventuale falda in aumento da monte una volta salita fino a circa +81 m slm, e scaricarla a valle con la pendenza naturale.

In questo caso oltre alle acque di ruscellamento dei versanti attuali anche eventuali affioramenti della falda alla base degli stessi verranno drenati e nell'area la superficie freatica resterà al massimo a +81 ÷ 81,5 m slm (che è la quota attuale del piano campagna a nord), al di sotto dei riporti in progetto.



Figura 18 – Foto satellitare con visione della piena di falda a febbraio 2014



Figura 19 – Ingrandimento della Figura 18



FOTO 1 – 03/02/2014

Vista dalla strada di accesso al Centro di compostaggio, da N a S, della falda affiorante nei terreni agrari verso Roggia Camozza.



FOTO 2 – 03/02/2014

Vista dalla curva della strada d'accesso S della falda affiorante nei terreni agrari direttamente a sud del lotto in cui si situerà l'impianto in studio.



FOTO 3 – 03/02/2014

Vista da S a N del terreno in cui si situerà l'impianto con il deflusso verso i terreni più depressi a sud.
In quest'area l'impianto verrà situato su un rilevato di altezza 1,70 metri dal piano campagna.

9. CONFRONTO TRA FALDA E QUOTE IMPIANTO

Dall'esame delle tavole di progetto per la sistemazione del futuro impianto di trattamento inerti della ditta Faccio, elaborate da Studio Tecnico Concato, si ricava che l'area di stoccaggio dei rifiuti inerti da trattare sarà posta su un rilevato rispetto al piano attuale, comprensivo di strato di drenaggio e di strato di fondazione in ghiaia costipata. Entro questo rilevato in tutta l'area di ubicazione della messa in riserva dei rifiuti, delle terre da scavo in ingresso e dei materiali lavorati (MPS) in attesa di risultati analitici del test di cessione, sarà posta una platea in cemento armato e, nell'area di MPS da analizzare, sarà posato un telo impermeabile in polietilene ad alta densità (HDPE).

La presenza del telo impermeabile e il peso della ghiaia (che costituisce la pavimentazione del rilevato) agente sul telo stesso consentono di isolare la superficie dei cumuli di rifiuti in messa in riserva da eventuali eccezionali risalite della falda, che verrà comunque richiamata dalle aree depresse limitrofe all'impianto a quota inferiore a +81 m slm.

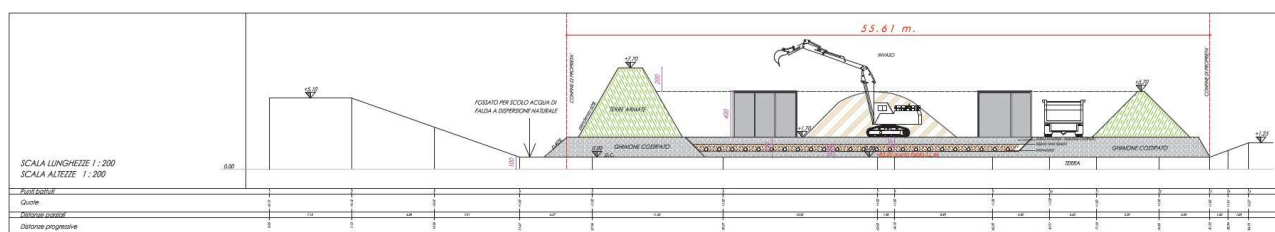


Figura 20 – Estratto da Sezione di progetto ricavata da Tav. 3 (Studio Geom. Concato)

Il progetto dello Studio Concato prevede che la quota finale dell'area degli impianti sia rialzata rispetto al piano campagna attuale di 1,70 m così suddivisi:

1. Spessore strato di terreno = **50 cm** (tranne alla base dei terrapieni)
2. Spessore strato di drenaggio (ghiaia) = **60 cm** (110 cm alla base dei terrapieni)
3. Spessore pavimentazione in ghiaia = **60 cm**

Spessore totale rilevato = 170 cm

Localmente è prevista una pavimentazione di cemento armato (area di accesso e pesatura e area di lavorazione, di circa 1.380 mq). A valle, l'area dove si poserà la MPS analizzata pronta per la vendita è priva di pavimento di c.a. e di telo HDPE

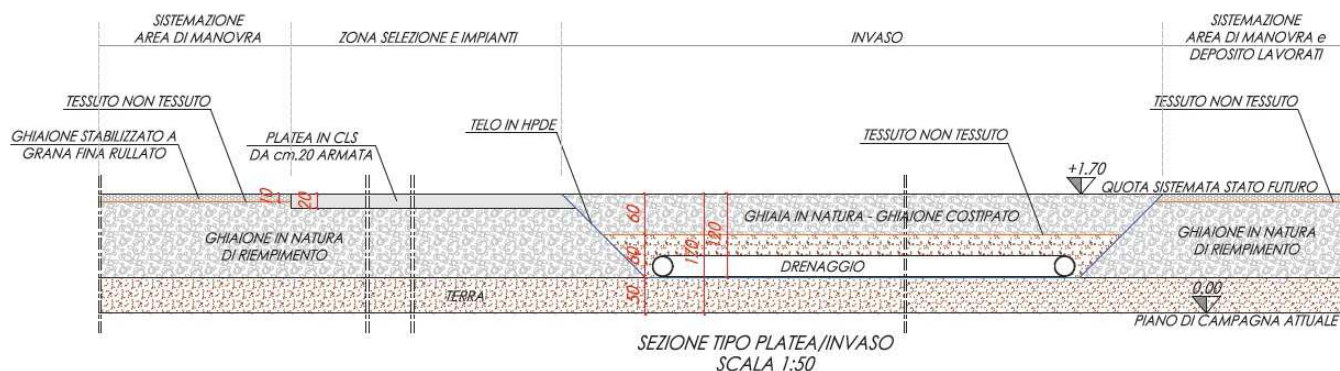


Figura 21 – Schema di rilevato ricavato da Tav. 3 di progetto

L'area così pavimentata, pari a 2.443 mq dei 7.443 mq dell'impianto (33% dell'area) è fornita di sistema di raccolta delle acque di dilavamento, ai sensi dell'art.39 delle N.A. del Piano di Tutela delle Acque della Regione Veneto.

Le acque di prima pioggia, verranno preventivamente trattate all'interno di vasca di prima pioggia da 40 mc (cautelativa rispetto ai volumi previsti, come esposto nella relazione idraulica dell'Ing. Massimiliano Soprana) per poi esser convogliate, attraverso un sistema di disoleatore/dissabbiatore, in un bacino di raccolta e laminazione a cui confluiscono direttamente le acque di seconda pioggia per una volumetria di invaso complessiva pari a circa 580 mc.

Queste acque sono in parte riutilizzate per il sistema di bagnatura dei cumuli di inerti, e le eccedenze sono avviate a scarico nella Roggia Camozza attraverso terreni in proprietà, con richiesta di concessione idraulica al Consorzio di Bonifica Alta Pianura Veneta.

In caso di innalzamento della falda, per evitare sottospinte alla base del bacino, profondo circa 3,5 m viene previsto di mantenere un battente sullo stesso con misurazione in continuo del livello della falda (in pozzo profondo 6 m) e modifica in continuo del livello minimo di spegnimento della pompa addetta allo scarico del bacino (livello minimo pari a riempimento di 330 mc).

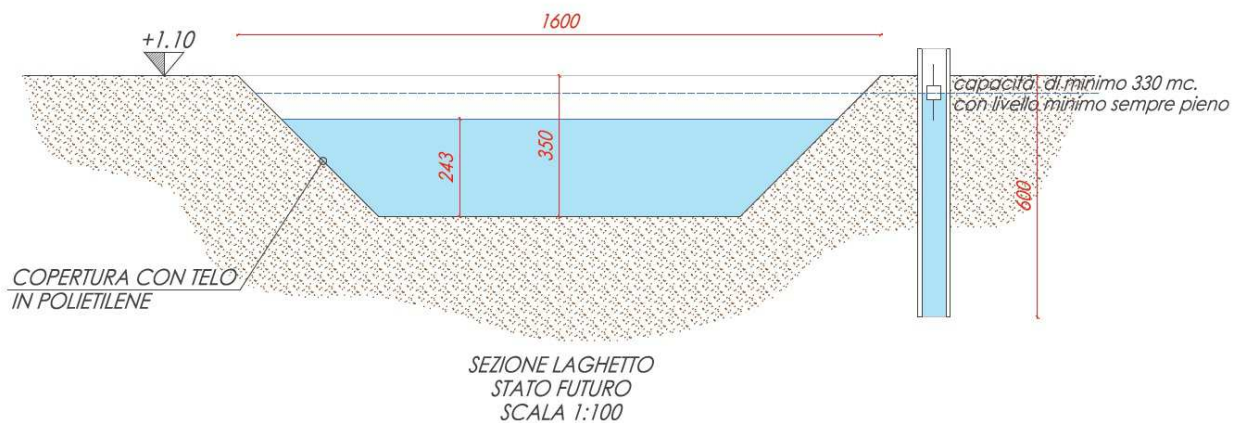


Figura 22 – Schema di bacino di raccolta acque di dilavamento ricavato da Tav. 3 di progetto

Sulla base delle caratteristiche di progetto dell'impianto si è eseguita una valutazione teorica dell'eventuale innalzamento di falda rapportato alla quota finale del rilevato su cui poggia l'impianto, allo scopo di verificare l'isolamento dei futuri cumuli di rifiuti inerti previsti nell'impianto.

Considerando l'andamento dei deflussi della falda, si ricava che il **gradiente idraulico locale** è di circa l'**0,8%** (confermato dalla media matematica dei dati dei piezometri di monte e di valle della discarica, che variano dal 0,6 % all'1,1 %).

L'area pavimentata dei rifiuti inerti all'interno dell'impianto si situa tra massimi 150 e minimi 90 metri a monte rispetto all'isopiezia teorica passante per il pozzo 1 di controllo della discarica, quindi in essa la superficie di massima piena della falda si situava teoricamente a febbraio 2014 tra le quote +82,49 m s.l.m. nell'angolo a nord-ovest dell'area e +82,01 m s.l.m. nell'angolo a sud-est.

Prendendo invece tutta la superficie dell'impianto la superficie di massima piena della falda teorica andava da quota **+82,65 m s.l.m.** nell'angolo a nord-ovest e **+81,49 m s.l.m.** nell'angolo a sud-est dell'area d'impianto.

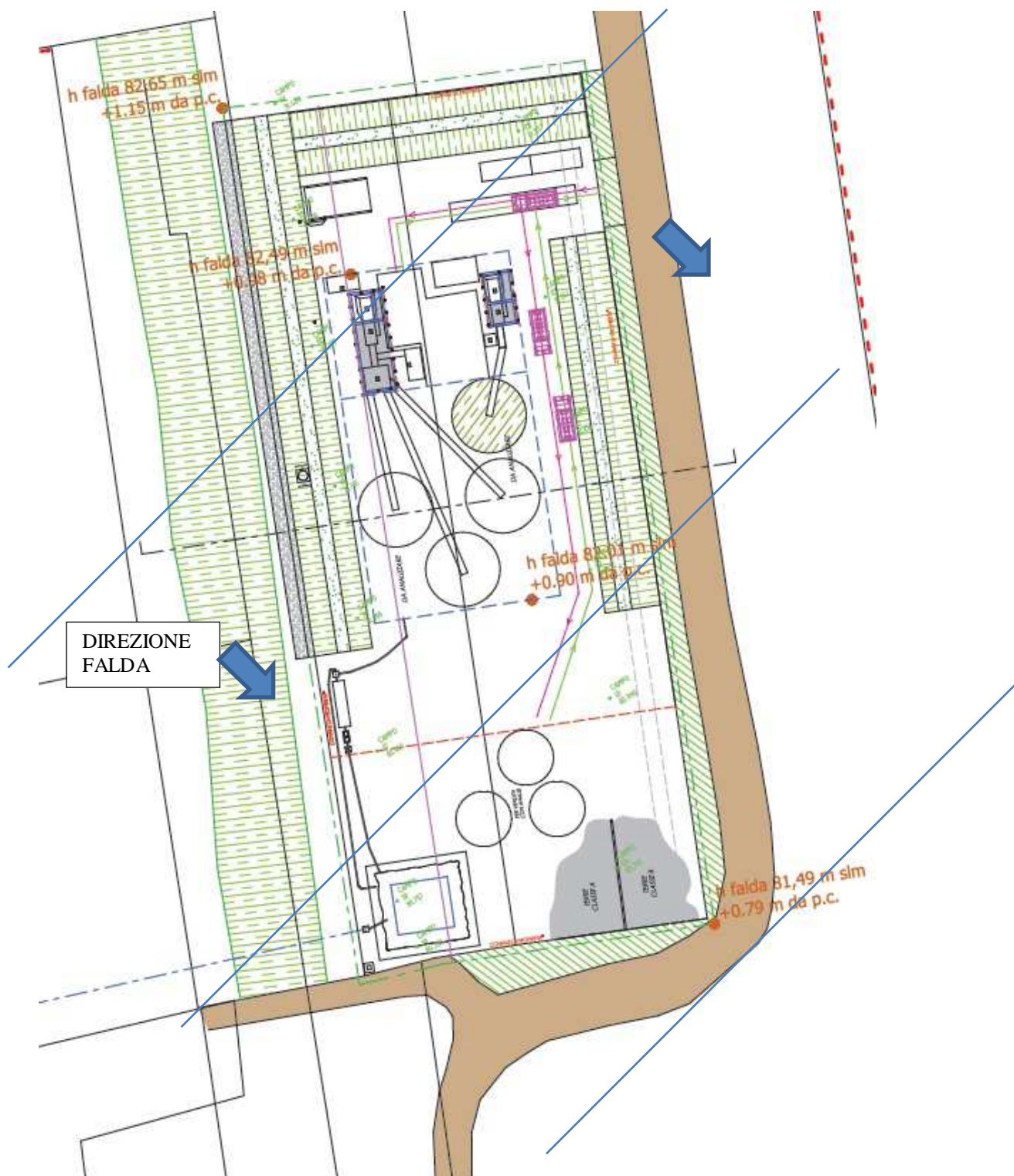


Figura 23 – Schema impianto con quote falda su Tav. 3 di progetto, e indicazione direzione di falda (con isofreatiche)

La quota del fondo attuale è degradante da nord verso sud, come il dislivello originario del piano campagna.

Dalle quote ricavate da rilievi a disposizione, l'area dove si posizionerà l'impianto è mediamente a quota + 81,47 m s.l.m., con $\pm 1,0$ m.

Questo permette di valutare che:

1. **con uno spessore di 1,7 m di rilevato nell'area di deposito dell'impianto in oggetto, in base ai dati esaminati, i rifiuti si situeranno in ogni caso a una quota superiore alle eventuali risalite eccezionali della falda freatica dell'area (sempre > 0,5 m).**
2. che in base ai dati teorici di ricostruzione della quota massima di falda a monte del punto di controllo del Pozzo 1 di Discarica Canove avrebbe dovuto esserci a febbraio 2014 un metro circa di acqua di falda sopra il piano campagna del sito dove è previsto l'impianto, come invece non si è verificato dalle evidenze documentali dirette (vedi Figure 18-19 e foto pag. 31).

Quest'ultima constatazione prova che nella situazione attuale dell'area dell'impianto il massimo di falda è mitigato dall'effetto drenante indotto dallo scavo della cava "Poscola". Il cavo di cava a circa 5 metri sotto piano campagna infatti drena la falda a monte quando questa raggiunge il livello di fondo scavo, abbassandone il livello, e influisce sulla quota della falda direttamente a monte e a valle modificandone il profilo e rendendo la superficie freatica suborizzontale.

Quindi l'eventuale risalita di falda al di sopra del piano campagna attuale andrà ad interessare principalmente le zone a sud più depresse con un effetto drenante che influirà sulla superficie piezometrica di tutto il sito.

La costruzione di un rilevato di 170 cm fuori terra nell'area non influisce sul gradiente idraulico essendo i terreni impiegati permeabili, ed essendo presenti nelle aree limitrofe delle zone depresse con quote inferiori a quella dell'area di studio.

Inoltre la presenza di un fossato sul lato ovest dell'impianto a quota del piano campagna attuale (circa +81 m slm), con funzione di scolo delle acque di ruscellamento, consente anche di intercettare l'eventuale falda in affioramento da monte e scaricarla più a valle nelle aree depresse.

Non è quindi prevedibile alcun contatto tra le acque sotterranee e i rifiuti inerti che verranno stoccati sulle aree pavimentate dell'impianto di progetto.

Si ricorda comunque che la presenza di un telo impermeabile entro lo spessore del rilevato, oltre allo spessore totale del rilevato stesso e alle verifiche normative obbligatorie sui rifiuti inerti oggetto di trattamento e recupero, sono sussidi atti ad eliminare qualsiasi pregiudizio ambientale per la matrice "acque sotterranee".

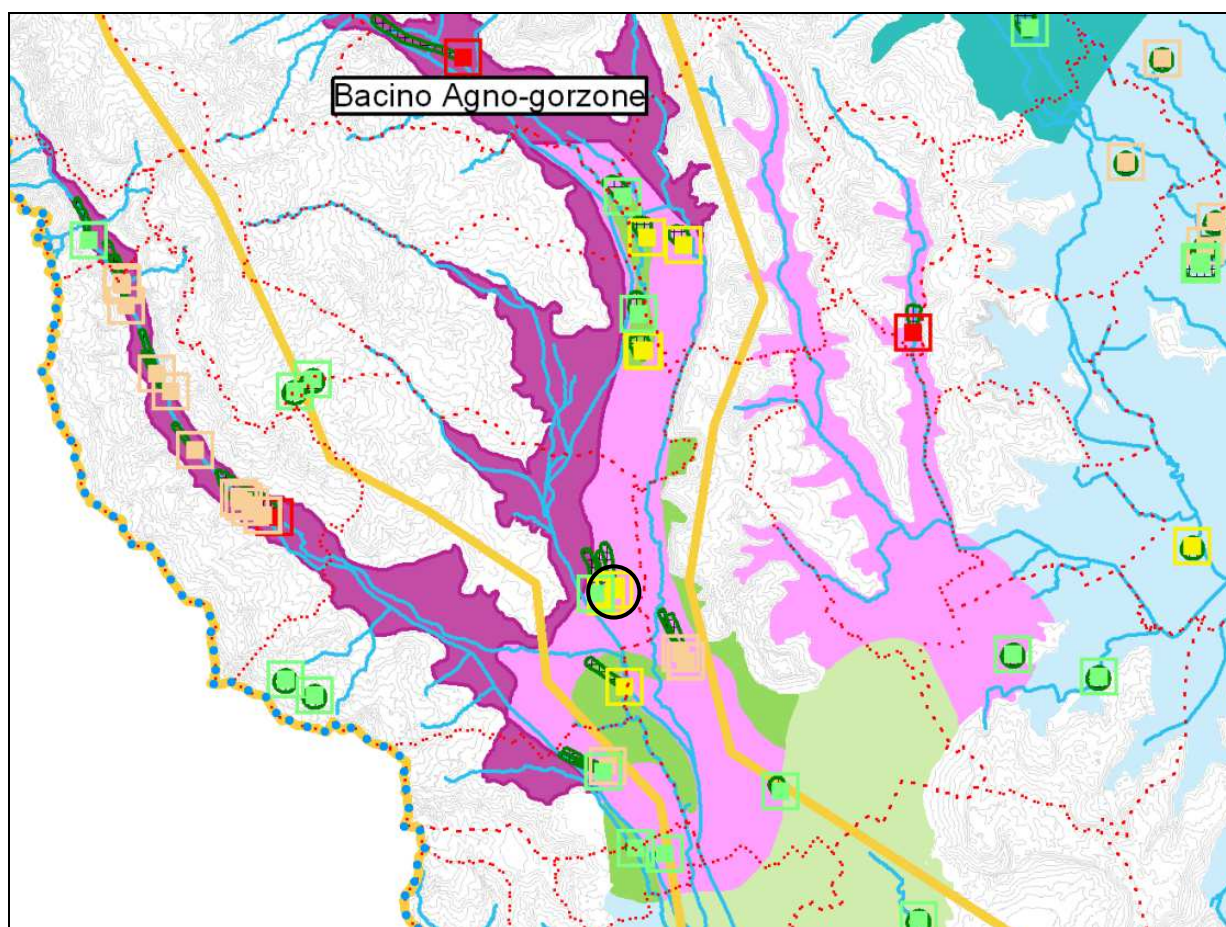
10. VULNERABILITÀ DELLA FALDA

La vulnerabilità della falda è legata essenzialmente all'alta permeabilità del materasso alluvionale dell'acquifero indifferenziato della Valle dell'Agno e della Valle del Chiampo, anche se le forti escursioni del pelo libero della falda fanno sì che in alcune zone e in certi periodi dell'anno la falda venga a trovarsi a bassa profondità (ad esempio nel centro di Arzignano e in località Tezze).

La formazione sulla superficie delle alluvioni di una coltre eluvio-colluviale di natura argillosa in gran parte della pianura e alla base dei versanti montuosi con rocce vulcaniche, di spessore metrico, è un fattore di protezione dell'acquifero, ma la forte urbanizzazione ha portato al progressivo smantellamento della coltre per la costruzione di fondazioni, manufatti, cave, pozzi disperdenti e pozzi di approvvigionamento. In particolare gli scavi profondi sono fattori di alta vulnerabilità per la falda, perchè favoriscono le infiltrazioni in vicinanza del pelo libero della falda.

L'area per la scarsa soggiacenza della falda è considerata a Vulnerabilità Elevata.

Si allega estratto da TAV. 7 allegata al P.T.C. 2006 della Provincia di Vicenza, con indicazioni della classe di vulnerabilità dell'area.



Legenda

Limite del PTCP

Confini comunali

Bacini idrografici

Pozzi con attribuzione di grado di rischio
(Fonte: Piano Protezione Civile, 2004)

Classe R1

Classe R2

Classe R3

Classe R4

Vulnerabilità degli acquiferi - acquifero indifferenziato
(Fonte: Piano Protezione Civile, 2004)

Molto elevata

Elevata

Media

Variabile

Figura 16 – Carta della vulnerabilità (estratto Tav. 7 del P.T.C.P. 2006)

Nel caso in oggetto si prevede di realizzare in una zona di ex cava di inerti un impianto per la messa in riserva ed il recupero di rifiuti inerti e asfalto derivante dalla scarifica stradale, presso la località Canove in Comune di Arzignano.

L'attività di recupero riguarderà rifiuti inerti da costruzione/demolizione costituiti da calcinacci, cemento, mattonelle, ecc. e, in seconda istanza da materiali naturali di scavo (terre e rocce). Si tratta di soli rifiuti non pericolosi.

I codici CER previsti sono riportati nella seguente tabella, estratta dalla relazione di progetto dell'Ing. Soprana.

RIFIUTI TRATTATI:

Codice CER	descrizione	Stato fisico	Quantitativi in ingresso max per giorno-ton/gg	Area a disposizione mq	Quantitativi max in stoccaggio in ton	Quantitativi lavorati in ton/gg	Quantitativi max annui in ton	Attività prevista
010399 010408 010410 010413 170101 170102 170103 170107 170202 170508 170802 170904 200301	Rifiuti inerti di costruzione/demolizione	solido	1000	200	600	400	30.000	R5
170302	Miscele bituminose diverse da quelle di cui alla voce 17 03 01* - Conglomerato bituminoso	solido	10	15	30	/	500	R 13
170504 – 200202	Terre e rocce – A	solido	100	50	75		10.000	R5
170504 – 200202	Terre e rocce - B	solido	100	50	75		10.000	R5
	totali		1.210		780	400*	50.500	

Per le terre da scavo, ricevute come rifiuti CER e non come sottoprodotti ex art. 184 bis D. lgs. 152/06, è prevista la sola fase di vagliatura al fine di separare la terra dall'inerte (roccia) e dalle impurità (plastica, metalli..) eventualmente presenti nel materiale. L'inerte separato può essere successivamente frantumato con il materiale da demolizione.

Si precisa che per le terre da scavo è previsto un trattamento separato (messa in riserva, vagliatura ed accumulo terre trattate) a seconda che il materiale sia classificato in Colonna A o B ai sensi della tab. 1 Allegato V alla Parte IV Titolo V del D.lgs. 152/2006.

Per quanto riguarda l'asfalto, sarà sottoposto a semplice messa in riserva su area pavimentata per il successivo invio ad altri centri di recupero.

E' previsto di utilizzare parte del sito per lo stoccaggio separato della materia prima secondaria (dopo analisi di controllo) da adibire alla vendita.

Dall'esame delle tavole e relazioni di progetto per la sistemazione del futuro impianto di trattamento inerti della ditta Faccio, elaborate da Studio Tecnico Concato, si ricava che:

- l'impianto tratterà solo rifiuti inerti non pericolosi;
- l'area degli impianti meccanici e della messa in riserva dei rifiuti inerti di demolizione sarà pavimentata in cemento armato, e le acque di dilavamento convoglieranno verso il sistema di raccolta e trattamento delle acque di dilavamento dell'area;
- l'area di stoccaggio dei cumuli lavorati da analizzare e delle terre da scavo (sia in colonna A che B) sarà posta su base pavimentata con telo HDPE e con sistema di raccolta e trattamento delle acque di dilavamento già citato;

- Non è inoltre possibile il contatto tra le acque di dilavamento trattate e stoccate nel bacino di raccolta posto a sud per la presenza del telo impermeabile che separa le acque e il terreno di base.
- E' previsto un sistema di controllo in continuo del riempimento del bacino di raccolta per contrastare eventuali sottospinte idrauliche;
- Lo spessore del rilevato in progetto, pari a 1,7 m dall'attuale piano campagna, elimina la possibilità di contatto tra la falda esistente e i cumuli in messa in riserva, anche in caso di piena eccezionale in falda;
- La presenza di una scolina/fossato tra l'impianto e il versante prospiciente costituisce via primaria di richiamo e scarico delle acque di falda che dovessero eccezionalmente emergere;
- I pozzi idropotabili presenti sono posti a distanza e a monte del sito, in senso di deflusso in falda, mentre a valle è presente una discarica, sottoposta a monitoraggi periodici della falda. L'area è quindi sottoposta a un controllo ambientale continuo per quanto riguarda la matrice "acque sotterranee".

Viste le caratteristiche di progetto citate si può dichiarare che questi accorgimenti tecnici, uniti alle verifiche normative obbligatorie sui rifiuti inerti oggetto di trattamento e recupero, sono presidi atti ad eliminare qualsiasi pregiudizio ambientale, in particolare per la matrice acque sotterranee.

Vicenza, 20 giugno 2014

ALLEGATI:

1. Grafici Prove Penetrometriche effettuate nel 2012
2. Tabella dati piezometrici e pluviometrici del piezometro Pozzo 1
3. Estratto dal Rapporto sulla risorsa idrica del Veneto al 28 febbraio 2014, ARPAV