

COMUNE DI BISEGLIE

Ufficio Tecnico Comunale

REGOLAMENTO REGIONALE n. 26 del 9/12/2013, "Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e di prima pioggia" (attuazione dell'art. 113 del Dl.gs. n. 152/06 e ss.mm. ed ii.)

"Progetto per l'insediamento di un impianto stradale di distribuzione carburanti con attività "non oil" su strada comunale Lama di Macina"

Foglio di Mappa n. 28 - p.lle 357, 535, 217, 52, 215, 693, 694, 487 e 677

Descrizione: Relazione Idrogeologica

PROGETTISTA:

Dott. Geol. Roberto Suzzi

COMMITTENTE:

Pluto immobiliare s.a.s. di

Ruggieri Carlo Alberto & C.

76011 Bisceglie (BT)

Data: maggio 2021

Elaborazioni cartografiche a cura dello "Studio Professionale Suzzi" - Via Marsala n.16 - 76125 Trani (BT)

Tel.: 0883.50.15.51 - Fax: 0883.50.15.51 - E-mail: studiosuzzi@tiscali.it

VIETATA LA RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE.

Sommario

PREMESSA	2
1. LINEE GUIDA: Il Regolamento Regionale 9/12/2013, n° 26.....	2
2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, URBANISTICO e VINCOLISTICO.....	4
3. CARATTERI GEOFISICI GENERALI DELL'AREA VASTA	4
3.1. Caratteri Geolitologici	5
3.2. Caratteri Tettonici.....	6
3.3. Caratteri Morfologici.....	7
3.4. Idrografia	8
3.5. Idrogeologia.....	8
4. MODELLO IDROGEOLOGICO DI DETTAGLIO	10
5. GESTIONE DELLE ACQUE METEORICHE	11
5.1. Le Superfici Scolanti.....	12
5.2. La Curva di Possibilità Pluviometrica	13
5.3. La Portata di Massima Piena di Progetto	17
5.4. Dimensionamento delle canalette	19
6. IL FUNZIONAMENTO DELL'IMPIANTO IN PROGETTO: RISCHIO IDROGEOLOGICO ...	20
6.1. L'Invarianza Idraulica	20
6.2. La portata ante-operam	21
6.3. La portata da laminare per garantire l'invarianza idraulica	23
6.4. Dimensionamento delle vasche del sistema di trattamento in funzione della laminazione della portata in eccesso.	23
7. RISCHIO IDROGEOLOGICO.....	24
7.1. Dimensionamento e struttura del sistema disperdente	25
7.2. Mitigazione del Rischio Idraulico in prospettiva ambientale	27
CONCLUSIONI	28

PREMESSA

La ditta Pluto Immobiliare S.a.s di Ruggieri Carlo Alberto & C. è proprietaria di un lotto di terreno in agro di Bisceglie prospiciente la via Lama di Macina, ove intende realizzare una stazione di servizio per autoveicoli, con varie aree funzionali destinate all'erogazione e stoccaggio dei carburanti, al lavaggio degli automezzi, al parcheggio e allo shop con bar ristoro.

In base alla normativa vigente le acque di lavaggio degli automezzi e quelle meteoriche di dilavamento delle superfici impermeabilizzate devono, prima dello scarico, essere trattate in modo da non arrecare danno ai corpi recettori.

Lo scarico deve essere preventivamente autorizzato dalla provincia competente per territorio.

La norma prevede che l'istanza di autorizzazione allo scarico deve essere corredata da una relazione illustrativa delle caratteristiche geologiche ed idrogeologiche del sito di scarico.

E' stato pertanto svolto uno specifico studio, con particolare riferimento ai seguenti aspetti:

- ✓ riconoscimento del contesto geologico ed idrogeologico dell'area di intervento;
- ✓ ricostruzione del modello idrogeologico di dettaglio dell'area di intervento;
- ✓ analisi del rischio idraulico, idrogeologico ed ambientale;
- ✓ valutazione della capacità di assorbimento e percolazione del sistema di smaltimento rispetto alle portate da smaltire.

La presente nota illustra quanto emerso dall'indagine.

Sulla scorta dei dati acquisiti sono stati inoltre approntati alcuni elaborati grafici tematici che integrano quanto esposto in narrativa.

1. LINEE GUIDA: Il Regolamento Regionale 9/12/2013, n° 26

Il trattamento e lo scarico delle acque di dilavamento e di lavaggio degli automezzi è disciplinato a livello nazionale dell'art. 113 del D.Lgs. 152/2006.

Tale disciplina è stata recepita dalla Regione Puglia con il Regolamento Regionale. n. 26 del 9/12/2013.

Il R.R. 26/2013 definisce acque meteoriche di dilavamento *“le acque di pioggia che precipitano sull'intera superficie impermeabilizzata scolante afferente allo scarico o all'immissione”* e, ove tecnicamente possibile, ne obbliga il riutilizzo.

Ove il riutilizzo delle acque non sia tecnicamente possibile o anche nel caso in cui, pur essendo possibile il riutilizzo, vi sia un'eccedenza rispetto ai fabbisogni, Il R.R. 26/2013 stabilisce che le acque non riutilizzate siano avviate ai recettori finali preventivamente autorizzati.

Per preservare le caratteristiche qualitative dei corpi recettori finali, il regolamento regionale indica e definisce inoltre le modalità più appropriate da utilizzare per il trattamento delle acque in funzione della loro provenienza e/o allorquando vi sia la possibilità le acque stesse possano aver dilavato sostanze pericolose.

In tal caso, il regolamento differenzia le acque di dilavamento tra acque di prima pioggia e acque di seconda pioggia, definisce all'art. 3 qual è la differenza tra le due tipologie e ai fini del trattamento e impone sia la separazione delle prime acque dalle seconde, sia la separazione dalle acque di dilavamento delle acque di lavaggio degli automezzi.

Più precisamente, ai sensi del regolamento, le acque di prima pioggia e di lavaggio, dopo la separazione e prima dello scarico, devono, entro 48 ore dal termine dell'evento meteorico essere sottoposte, possibilmente in loco, ad un trattamento depurativo, il più appropriato per il conseguimento dei valori limite di cui alla Tabella 3 dell'allegato 5 alla Parte III del D.Lgs. 152/2006, in modo da consentire o l'immissione in fogna nera, oppure lo scarico in acque superficiali o in corpi idrici artificiali delle acque trattate,

In alternativa, sempre ai sensi del regolamento e sempre entro 48 ore dal termine dell'evento meteorico, le acque di dilavamento possono essere sottoposte ad un trattamento depurativo che consenta il raggiungimento dei valori limite di cui alla Tabella 4, Allegato 5 alla Parte III del D.Lgs. 152/2006, nel rispetto dei quali è consentito lo scarico nei corsi d'acqua episodici, naturali ed artificiali, sul suolo e negli strati superficiali del sottosuolo.

Per quanto riguarda infine la limitazione del rischio idraulico scaturente dalla gestione dell'impianto, il R.R. n.26/2013 stabilisce che *“tutte le superfici scolanti*

delle attività di cui all'art. 8 (quali sono quelle oggetto del presente studio) devono essere impermeabilizzate e dotate di una apposita rete di raccolta e convogliamento, dimensionata sulla base di volumi di acqua relativi alla portata di piena calcolata, sulla base delle caratteristiche pluviometriche dell'area scolante, con un tempo di ritorno non inferiore ai 5 anni.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, URBANISTICO e VINCOLISTICO

L'area della stazione di servizio in progetto è ubicata nel comune di Bisceglie alla località "Lama di Macina".

Ricade nel settore Nord-orientale della tavoletta IGM 177 IV SO 'TORRE CALDERINO' (all. Tav. 1).

L'area in questione dista dalla zona periferica del centro abitato di Bisceglie circa 1,5 e dalla linea di costa 1.6 km circa; la quota sul livello del mare è di 35 metri (all. Tav. 1).

La destinazione urbanistica del lotto edificabile nel Piano Regolatore Generale vigente nella città di Bisceglie è "Zona Produttiva" (Art. 44 NTA PRG).

Il lotto ha una superficie totale di 11.100 mq ed è censito nel NCT del comune di Bisceglie alla particelle nn. 357, 535, 217, 52, 215, 693, 694, 487 e 677 del Foglio di Mappa n. 28.

In area vasta, la zona d'interesse si colloca così come nel seguito specificato:

- nell'ambito della pianificazione sovraordinata regionale
- a) nel Piano Paesaggistico Territoriale (PPTR) ricade nell'Ulteriore Contesto Paesaggistico "Parco Agricolo Multifunzionale di Valorizzazione delle Torri e dei Casali del Nord barese" facente parte delle Componenti Culturali ed Insediative 6.3.1
- b) nel Piano Stralcio per l'Assetto idrogeologico (PAI) non ricade in nessuna delle aree sottoposte a tutela dal Piano, quali le aree a pericolosità idrologica e geomorfologica (all. Tav. 2) né ricade in area dichiarate inedificabili dal piano stesso quali le aree golenali, le fasce di pertinenza fluviale e l'alveo in modellamento attivo (artt. 6 e 10 N.T.A. P.A.);
- c) nel Piano di Tutela delle Acque (PTA) ricade in area sottoposta a vincolo d'uso dell'acquifero carsico della Murgia (NTA PTA solo vietato emungimento)

3. CARATTERI GEOFISICI GENERALI DELL'AREA VASTA

L'ambito di contesto della città di Bisceglie è compreso nell'estremità Nord-Occidentale delle Murge, che degrada ad Ovest verso la Fossa Bradanica, a Nord-Ovest verso la valle dell'Ofanto e a Nord-Est verso il mare Adriatico e ricade

quindi nell'unità geolitologica della Murgia.

I terreni compresi in quest'area, costituiscono un'unità omogenea sia dal punto di vista geologico-idrogeologico che da quello morfologico.

L'intera area risulta infatti formata da rocce della stessa natura ed è stata interessata dalla medesima evoluzione tettonico-sedimentaria.

3.1. Caratteri Geolitologici

L'area d'interesse è costituita da rocce carbonatiche del Mesozoico, appartenenti al Gruppo dei Calcari delle Murge.

Ai suoi bordi si rinvengono in trasgressione depositi clastici plio-pleistocenici, che in piccoli lembi residuali occupano anche talune aree interne.

Il gruppo dei Calcari delle Murge comprende l'intera serie dei calcari cretacei affioranti nell'area.

Si tratta di un potente complesso sedimentario, prevalentemente detritico, in genere ben stratificato.

A fini stratigrafici questo complesso è stato suddiviso in varie unità.

L'unità lito-stratigrafica che affiora nella maggior parte del comprensorio d'interesse è denominata in letteratura "Calcarea di Bari" ed è costituita da una potente serie di strati o banchi calcarei in parte dolomitizzati: i calcari più frequenti sono detritici (talora si tratta di vere calcareniti a grana assai fine, biancastre o più raramente grigio-chiare, giallastre o rosate, con abbondanti microfaune).

Nel complesso l'unità mostra di essere stata deposta in ambiente di piattaforma, o addirittura costiero; in alcuni livelli si riconoscono anche facies salmastre.

Al "Calcarea di Bari" viene riferita la parte inferiore e media della serie Cretacea la cui base stratigrafica, stimata ad una profondità di circa 2.000 metri, non è nota in affioramento.

Nell'area in questione lo spessore dell'affioramento è dell'ordine di 1300 mt.

Lungo i margini del rilievo Murgiano poggia in trasgressione sul Calcarea di Bari una serie marina riferibile al Pliocene superiore ed al Calabriano.

La successione del "Calcarea di Bari" è infatti limitata al tetto da una superficie di erosione successivamente spianata dalla azione del mare a causa di una

trasgressione che portò alla sedimentazione all'interno della zona in esame di depositi del Quaternario.

Il più recente di tali depositi è costituito essenzialmente da termini calcareo-terrigeni.

Questa successione fa parte di un deposito di ambiente costiero con caratteri di facies diversi da luogo a luogo che affiora lungo tutta la fascia litoranea.

Essa è formata da un'alternanza di banchi di calcari detritici, clastici o microbici, di sabbie calcaree e di sabbie quarzoso-feldspatiche con argille.

In particolare questi depositi affiorano parallelamente alla costa Adriatica fino a Sud di Bari.

Nel territorio comunale di Bisceglie sono presenti anche lembi di depositi litorali di età post-calabrianiana che poggiano a volte anch'essi direttamente sul Calcarea di Bari oppure su termini della serie plio-pleistocenica.

In tali luoghi predominano sabbie fini e calcareniti grossolane spesso evidentemente disposte in terrazzi.

Il contatto trasgressivo è ben osservabile lungo la costa e mostra a tratti una netta discordanza angolare.

Lo spessore dell'intero deposito varia localmente da pochi a 15 metri.

La configurazione d'insieme è ben visualizzata nell'allegata carta geologica.

3.2. Caratteri Tettonici

Lo schema tettonico della zona della stazione di servizio in progetto, è caratterizzato dall'assetto monoclinale della successione cretacea delle rocce carbonatiche, con prevalente immersione degli strati a SW.

I depositi plio-pleistocenici hanno un prevalente andamento orizzontale.

La monoclinale è complicata da pieghe ad ampio raggio orientate in direzione NW-SE o WNW-ESE e da faglie dirette orientate a WNW-ESE, EW, SW-NE e NS.

Un'altra importante serie di faglie a gradinate a direzione EW ha dato poi luogo alla struttura a gradinata che prosegue in corrispondenza della Fossa Bradanica, del Tavoliere e nell'Adriatico.

Le faglie trasversali ed oblique stanno ad indicare un sollevamento del rilievo

murgiano, protrattosi nel Terziario e continuato sino a tempi recenti.

3.3. Caratteri Morfologici

Il motivo morfologico più importante è dato dalla serie di ripiani allungati quasi parallelamente alla costa che degradano a quote progressivamente più basse dal rilievo murgiano verso l'Adriatico e verso la valle dell'Ofanto.

Corrispondono ad altrettanti terrazzi marini formatisi durante il Plio-pleistocene mentre le Murge andavano sollevandosi.

Un evidente rapporto di dipendenza lega gli elementi morfologici a quelli strutturali: le scarpate coincidono quasi sempre con i gradini di faglia, talora più o meno elaborati dal mare, i dossi con le strutture positive e le depressioni vallive con le sinclinali.

In superficie la tettonica del Calcarea di Bari risulta plicativa e disgiuntiva mentre quella dei depositi plio-pleistocenici è almeno parzialmente attribuibile ad una ripresa di faglie che in passato avevano già interessato il substrato calcareo.

Le scarpate di abrasione incise nel calcarea sono numerose ed hanno un andamento pressoché parallelo alla attuale costa Adriatica.

Le forme del terreno offrono buone indicazioni sull'evoluzione morfologica della zona di interesse in quanto risentono in modo evidente delle condizioni litologiche e di quelle strutturali.

Soprattutto nei calcari vi è spesso una corrispondenza pressoché univoca fra strutture tettoniche e forme del terreno.

Gli elementi morfologici quali incisioni, depressioni o tratti in rilievo risultano infatti collegati rispettivamente a faglie, allineamenti di fratture e/o anticlinali e a pieghe sinclinali.

L'assetto predominante del territorio è pianeggiante.

Risulta interrotto da cime collinari, per lo più arrotondate cui si alternano pianori ed ampie depressioni.

Notevole rilevanza assume anche la morfologia carsica data dalla presenza di doline, inghiottitoi e solchi d'erosione soprattutto sui pianori della parte centro-meridionale del rilievo ove queste forme carsiche sono particolarmente sviluppate.

Nella parte restante del territorio d'interesse l'attività carsica non ha ovunque

la stessa intensità: ad aree interessate da un macrocarsismo si affiancano aree manifestanti un microcarsismo, così come non mancano zone dove il fenomeno carsico è pressoché assente.

Nell'area in questione sono presenti solo forme carsiche superficiali costituite da numerose doline ad imbuto o a fondo piatto, di norma a contorno subcircolare.

3.4. Idrografia

Nella zona interessata dalle opere in progetto, non vi sono corsi d'acqua perenni.

Nel versante adriatico, infatti, l'idrografia è caratterizzata da una serie cospicua di bacini stretti e di modesto sviluppo che quasi mai riescono a riversare acqua nel mare per l'elevata permeabilità dell'alveo a substrato calcareo.

Numerosi sono invece i solchi di erosione che costituiscono un reticolo assai denso a volte con evidente gerarchizzazione.

Nelle parti più elevate della zona si notano piccole aree a drenaggio endoreico.

Il sito oggetto di studio è ubicato in corrispondenza di uno spartiacque nel tratto terminale del bacino di Lama Macina, in posizione intermedia tra l'asta principale ed il suo tributario di primo ordine (figura 1).

Stante tale conformazione le acque meteoriche provenienti da monte si distribuiscono lungo le due aste, seguendo le pendenze naturali dell'area.

3.5. Idrogeologia

Le calcareniti e le sabbie di copertura non ospitano accumuli idrici degni di nota.

L'acquifero più importante della zona è impostato nel substrato calcareo regionale (*quello murgiano*) senza soluzione di continuità.

Nelle aree più interne, esso consta di più livelli, a volte comunicanti tra loro.

Questa falda è generalmente in pressione e la sua superficie superiore (piezometrica¹) può trovarsi anche a profondità notevoli (oltre 300 m dal p.c.).

¹ La superficie piezometrica è un orizzonte fisico di separazione tra la pressione idrostatica e quella atmosferica. Nel caso di falde freatiche, la superficie libera della falda coincide con quella piezometrica, mentre nelle falde confinate (o in pressione), la superficie piezometrica rappresenta il livello al quale arriverebbe l'acqua se non fosse confinata più in profondità.

I calcari mesozoici sono caratterizzati da valori molto alti di permeabilità secondaria (cioè per fessurazione-carsismo).

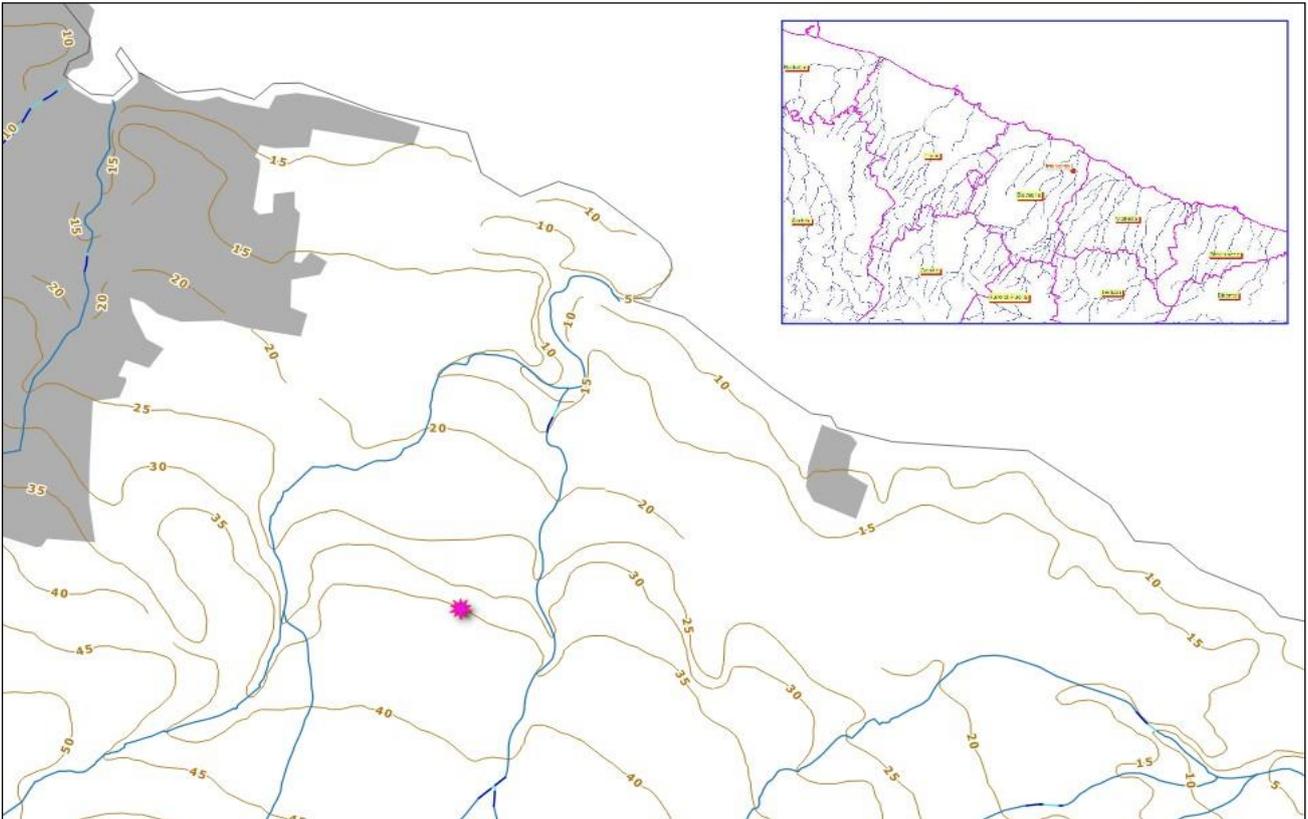


Figura 1: Idrografia dell'area di studio.

La conducibilità idraulica d'insieme del Calcare di Bari, risulta comunque minore rispetto a quella dei livelli in cui l'acqua circola al suo interno, in quanto è influenzata da settori a scarsa fratturazione o comunque interessati da cavità secondarie intasate da depositi residuali (*terre rosse*).

Lo stato di fratturazione e carsismo rende inoltre la circolazione idrica anisotropa rispetto ai valori d'insieme dell'ammasso e ciò anche in prossimità della costa.

Il meccanismo prevalente del deflusso sotterraneo è quello tipico degli acquiferi carsici epi-costieri.

In condizioni regolari, il deflusso di queste acque verso il mare avviene con un gradiente idraulico dello **0,1-0,5 %**.

Nella **Tavola 4** sono state rappresentate le curve isopieziche dell'acquifero presente nella zona considerata (*fonte PTA – aggiornamento 2015-21*) dalle quali si evince l'entità del gradiente idraulico a cui prima accennato e da cui si vede

che, il pelo libero della falda, se non confinata, si attesterebbe circa **6 metri** sul livello del mare, ad una profondità cioè di circa **29 metri** dal piano campagna.

4. MODELLO IDROGEOLOGICO DI DETTAGLIO

L'area della stazione di servizio in progetto si trova ad una quota di + 35 m s.l.m.

La più probabile profondità della superficie piezometrica è di **29 mt** dal p.c. e la massima escursione stagionale della falda nella zona considerata non supera **il metro**.

Conseguentemente, la profondità media dal p.c. del livello saturo, è di circa **30 mt**.

Tale profondità media trova peraltro conferma nei dati riportati nell'Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo **ISPRA** (Legge 434/1984).

I livelli statici misurati durante le perforazioni dei pozzi ivi registrati sono, infatti, coerenti con la profondità di **30 mt** prima indicata.

Sulla scorta dei dati rilevati, è stata ricostruita la stratigrafia di dettaglio che nel sito di interesse consiste, a partire dal piano campagna, in un livello di calcareniti fini mediamente cementate, dello spessore di circa un metro, cui segue, a diretto contatto, una successione di strati e banchi rocciosi di natura calcarea, molto fratturati e/o carsificati nei loro tratti più superficiali, il cui grado di fratturazione e carsismo diminuisce con la profondità.

In genere, la copertura calcarenitica è dotata di media permeabilità, mentre il sottostante ammasso roccioso carbonatico è caratterizzato da una permeabilità molto elevata nei suoi primi **25 metri** di spessore, che diminuisce fino ad azzerarsi nei successivi **10 mt**, al di sotto dei quali si trova il tetto dell'acquifero.

Stante dunque tale configurazione del complesso roccioso, l'acquifero è confinato e si trova quindi in condizioni di leggera pressione (**figura 2**).

Pertanto, all'atto pratico, il modello idrogeologico nel sito della stazione di servizio in progetto, può essere assimilato ad un triplo strato in cui il livello più superficiale (*il primo metro*) è costituito da un litotipo detritico (*le calcareniti*) caratterizzato da una permeabilità primaria per porosità media, con valori di conducibilità idraulica (k) compresi nell'intervallo $10^{-3} \div 10^{-5}$ m/s. che sotto

l'aspetto idrogeologico si configura come acquifero a media capacità trasmissiva, solo potenziale però perché non contiene acqua al suo interno.

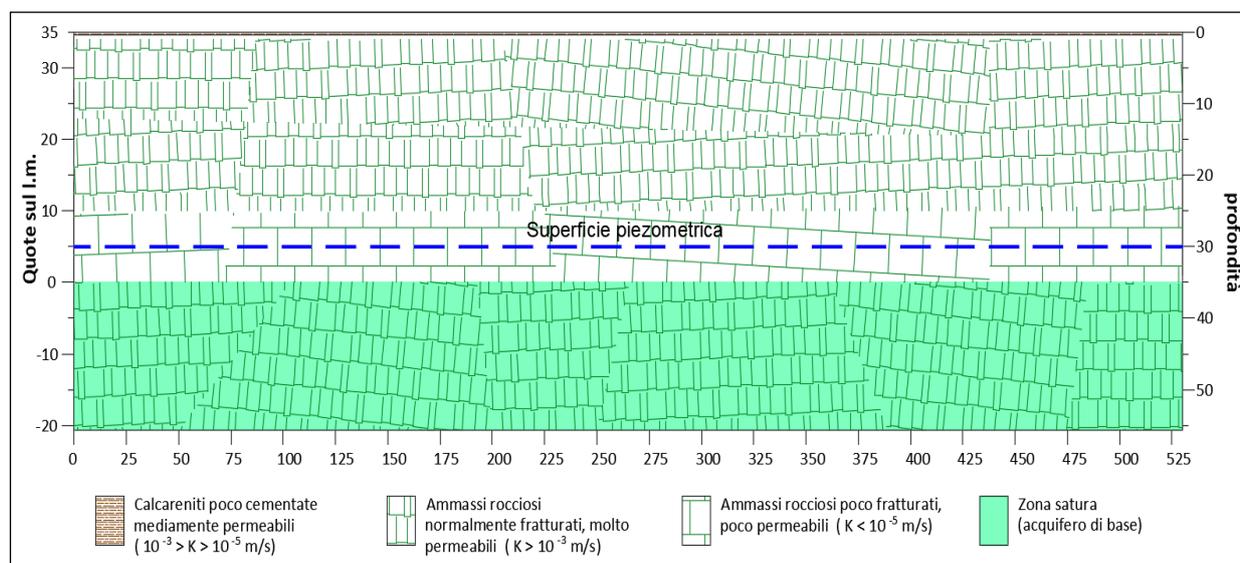


Figura 2: Sezione idrogeologica schematica del modello idrogeologico.

Il livello immediatamente sottostante è invece costituito da un litotipo roccioso (*i calcari*) molto fratturato e carsificato nelle prime decine di metri, caratterizzato quindi da una permeabilità secondaria per fratturazione e carsismo con valori di $k > 10^{-3}$ m/s, che sotto l'aspetto idrogeologico si configura come un acquifero ad alta trasmissività idraulica non saturo.

Più in basso l'ammasso roccioso diventa compatto.

Pertanto, pur essendo il litotipo che lo compone lo stesso (*il calcare*), la permeabilità cambia fino a raggiungere valori di $k < 10^{-5}$, tanto da configurare un livello distinto rispetto a quello sovrastante che può essere considerato sotto l'aspetto idrogeologico come come "acquitardo" ovvero come un mezzo che ai fini della trasmissività può essere attraversato dall'acqua, ma molto lentamente.

5. GESTIONE DELLE ACQUE METEORICHE

in progetto il modello di gestione delle acque meteoriche prospettato per la stazione di servizio, prevede che tutte le acque ricadenti sulle aree impermeabilizzate vengano convogliate in una rete di raccolta.

Nel rispetto delle norme regolamentari di cui al R.R. 26/2013, tale modello di gestione, prevede per ciascun punto di scarico la separazione delle acque di prima pioggia, il loro trattamento e il conseguente scarico nel corpo riceettore unitamente a quelle di dilavamento successive.

Questo corpo ricevitore può essere, come innanzi detto, la rete idrica territoriale, ovvero un corpo idrico superficiale, oppure sotterraneo.

Pertanto, secondo il modello di gestione nella specie adottato, il complesso delle opere idrauliche a realizzarsi deve essere in grado di svolgere le seguenti funzioni:

- drenare le acque meteoriche afferenti alle aree pavimentate;
- garantire che le acque meteoriche di "prima pioggia" (*caratterizzate dalla presenza di sabbie, oltre che di liquidi leggeri quali olii, idrocarburi, grassi, ecc.*) vengano sottoposte a trattamento di grigliatura, dissabbiatura, disoleatura prima di essere convogliate al recapito finale;
- convogliare le acque meteoriche al recapito finale;
- garantire l'invaso e la dispersione nel terreno delle acque raccolte.

5.1. Le Superfici Scolanti

Tutte le superfici della stazione di servizio afferenti l'impianto di trattamento (*piazzali, viabilità, etc.*) vanno considerate come bacini di generazione delle acque di prima e seconda pioggia.

Tutte, si configurano, infatti, come superfici scolanti ai fini del calcolo della portata fluente da trattare.

Solo le acque meteoriche raccolte dalle coperture non vanno considerate ai fini del calcolo della superficie scolante, perché non scorreranno sulle superfici carrabili: saranno, infatti, raccolte a parte e non soggette a trattamento.

Nello specifico, la superficie dei piazzali della futura stazione di servizio che saranno resi impermeabili, sarà di **4.500 mq**; l'area della stazione sarà inoltre dotata di una superficie verde di **1900 mq**.

I piazzali impermeabili saranno dotati di apposite pendenze che convoglieranno le acque di dilavamento ad un sistema di collettamento e a dei pozzetti di smistamento, in modo da separare le acque di prima pioggia (*i primi 5 mm*) da quelle successive.

Per la stima dei deflussi generati dalle acque meteoriche che cadranno sui piazzali, rappresentativi delle portate idriche da trattare con l'impianto in progetto, è stata seguita la procedura analitica indicata dal R.R. 26/2013.

5.2. La Curva di Possibilità Pluviometrica

Il metodo V.A.P.I. (*tarato sulla situazione idrologica pugliese*) suddivide il territorio regionale in **6 aree** pluviometriche omogenee, per ognuna delle quali è stata definita una particolare Curva di Possibilità Pluviometrica, quale risultato dell'equazione che pone in relazione le altezze di pioggia (h) con la durata dell'evento piovoso (t) per un determinato tempo di ritorno (**Figura 3**).

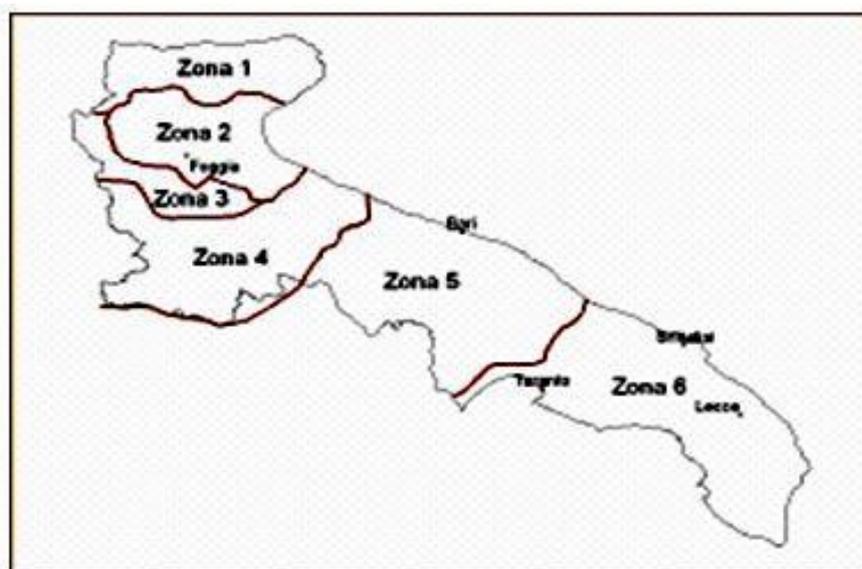


Figura 3: zonazione pluviometrica del territorio pugliese

In generale, tale equazione ha la seguente forma:

$$(h = a \times t^n)$$

dove :

h = altezza di pioggia in mm

t = durata di pioggia in ore

a = fattore caratteristico della stazione pluviometrica, funzione del tempo di ritorno

n = parametro caratteristico della stazione pluviometrica

In particolare, le equazioni caratteristiche della Curva di Possibilità Pluviometrica, riferite alle **6 zone** omogenee in cui è stata suddiviso il territorio pugliese, sono le seguenti:

Zona 1: $h(t,z) = 26.8 t^{[(0.720+0.00503 z)/3.178]}$

Zona 2: $h(t) = 22.23 t^{0.247}$

Zona 3: $h(t,z) = 25.325 t^{[(0.0696+0.00531 z)/3.178]}$

Zona 4: $h(t) = 24.70 t^{0.256}$

Zona 5: $h(t,z) = 28.2 t^{[(0.628+0.0002 z)/3.178]}$

Zona 6: $h(t,z) = 33.7 t^{[(0.488+0.0022 z)/3.178]}$

Il territorio comunale di Bisceglie rientra nella zona omogenea **n° 5**, per cui la curva di possibilità pluviometrica che lo rappresenta è:

$$h(t) = 28.2 + [(0.628 + 0.0002 z) / 3.178]$$

dove z è la quota sul livello del mare del sito d'interesse che nel caso di specie è di **+ 35 mt.**

Per una rete di raccolta, qual è quella in argomento, l'altezza di pioggia critica corrisponde a quell'evento meteorico che ha una durata pari al tempo di corrivazione (t_c).

Il tempo di corrivazione, che è il tempo che impiega l'acqua meteorica caduta sui piazzali per spostarsi lungo il percorso più lungo della rete di raccolta, può essere valutato sulla base della dimensione del bacino idrografico.

Diverse sono le formule indicate nella letteratura scientifica che ne consentono il calcolo, tra cui però, la più indicata è quella del metodo cinematico (o della velocità) che valuta il tempo di corrivazione come somma dei due seguenti contributi:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove t_a è il tempo di accesso alla rete di raccolta, ovvero il tempo di percorrenza di una particella d'acqua dalle aree scolanti sino al punto di immissione nella rete e t_r è il tempo di rete, cioè il tempo di percorrenza dell'acqua nelle canalizzazioni previste lungo il percorso idraulicamente più lungo.

Il tempo di rete è dato dalla seguente formula:

$$t_r = \frac{L}{v}$$

dove;

L = percorso idraulico più lungo della rete

v = velocità dell'acqua incanalata

Quando il bacino idrografico è di piccole dimensioni, come nel caso dei piazzali della stazione di servizio in esame, il tempo di accesso alla rete può essere espresso mediante una costante, anche perché nel caso specifico la rete di raccolta è stata prevista in modo da servire tutte le superfici scolanti in maniera uniforme.

In questi casi può essere preso a riferimento un tempo di accesso di **10 minuti (600 secondi)**.

Il valore di v è connesso al valore della portata di massima piena ed è

calcolabile anche con la formula di Chezy:

$$v = \chi \times \sqrt{R \times j}$$

dove:

χ = coefficiente di scabrezza;

R = raggio idraulico;

J = pendenza massima della condotta.

Il coefficiente di scabrezza è dato dalla formula di Gauckler-Strickler:

$$\chi = c \times R^{\frac{1}{6}}$$

dove "c" è una costante che dipende del materiale di cui è composta la condotta, che nel caso di cemento liscio, qual è il materiale di cui saranno costituite la canaletta di raccolta nel caso in esame, è pari a **90** (tabella 1 - colonna k).

Tabella 1: costanti dei materiali e dei rivestimenti.

Materiale dei tubi e loro specificazioni: tipo di rivestimento e stato delle pareti	γ [m ^{1/2}]	m [m ^{1/2}]	k [m ^{1/3} ·s ⁻¹]	ϵ [mm]
<i>Vetro</i>	—	—	—	0,001 + 0,002
<i>Materie plastiche</i> polivinil cloruro - polietilene - polipropilene	—	—	—	0,002 + 0,004
<i>Metalli colorati</i> rame - ottone - piombo alluminio	— —	— —	— —	0,004 + 0,01 0,015 + 0,05
<i>Cemento amianto</i> vecchi e nuovi	0,06	0,10	110 + 100	0,10 + 0,15
<i>Acciaio (tubi trafilati)</i> tipo Mannesmann, nuovi tipo Mannesmann, in servizio corrente bitumati, nuovi bitumati, centrifugati, nuovi, giunti Gibault, d < 350 mm	0,10 0,16 0,10 —	0,16 0,23 0,16 —	95 83 95 —	0,2 + 0,5 0,6 + 1,2 0,2 + 0,5 0,01
<i>Acciaio (tubi saldati)</i> non rivestiti, nuovi bitumati o catramati a freddo, nuovi bitumati a caldo catramati, in servizio corrente	0,06 0,10 — 0,16	0,10 0,16 — 0,23	110 + 100 95 — 83	0,10 + 0,15 0,2 + 0,5 0,025 + 0,04 0,6 + 1,2
<i>Lamiere (tubi chiodati)</i> chiodatura long. doppia, giunti conici chiodatura long. doppia, trasv. semplice, giunto ci- lindrico in servizio corrente chiodatura long. tripla o quadrupla, trasversale doppia	0,16 0,20 0,29	0,23 0,275 0,375	83 75 65	0,6 + 1,2 1,5 + 2,0 3,5 + 6
<i>Ghisa</i> nuovi in servizio corrente, qualunque diametro in servizio da diversi anni in servizio da molti anni, fortemente incrostati e tuberculizzati centrifugata fusa verticalmente bitum. o catram. per immersione, d < 400 mm in servizio corren- te	0,16 0,23 0,29 0,36 0,23	0,23 0,29 0,375 0,45 0,29	83 73 65 60 73	0,6 + 1,2 2 + 4 3,5 + 0,6 6 + 10 2 + 4
<i>Cemento</i> liscio accuratamente, d < 200 mm ben liscio (acqua limpida), d > 400 mm ben liscio curve strette (acqua non limpida), d < 400 mm centrifugato armato costruito fuori opera, in servizio corrente, d > 600 mm armato costruito fuori opera, in servizio corrente, 400 < d < 600 mm	0,12 0,18 0,23 — 0,10 0,12	0,175 0,25 0,29 — 0,16 0,175	90 80 73 — 95 90	0,4 + 0,7 1,2 + 1,8 2 + 4 0,16 0,2 + 0,5 0,4 + 0,7
<i>Gres</i> nuovi in servizio da anni	0,18 0,25	0,25 0,35	80 68	1,2 + 1,8 2,5 + 4,5

Il raggio idraulico è dato dal rapporto tra la sezione della canaletta e il perimetro, quindi per una canaletta rettangolare di **0,30 m x 0,35 m**, esso assume il valore **0,111mt**.

Sostituendo tutti i valori nelle varie formule, considerando una pendenza **j = 0,3%**, si ottiene una velocità pari a **v = 1,135 m/s**, che rapportata ad una lunghezza di percorso di **L = 105 mt**, così come prevista in progetto, dà un tempo di rete pari a **t_r = 92 sec**.

Il tempo di corrivazione del bacino scolante sarà quindi:

$$t_c = t_a + t_r = 600 \text{ sec} + 92 \text{ sec} = \underline{\underline{692 \text{ sec} \approx 0.192 \text{ ore}}}$$

Dalla curva di possibilità pluviometrica caratteristica della **Zona 5**, risulta dunque che a un tempo di precipitazione pari a **0,192 ore**, corrisponde un'altezza di pioggia critica pari a **20,28 mm**.

Al questo valore vanno applicati tuttavia dei fattori correttivi che tengono conto del tempo di ritorno nella zona considerata (*fattore di crescita K_t*) e della superficie da gestire (*fattore di riduzione areale K_a*).

Nelle zone omogenee di cui innanzi detto, questi fattori assumono i seguenti valori:

$$K_T = 0,5648 + 0,415 \ln T \quad \text{per le zone 1-2-3-4 (Puglia Settentrionale)}$$

$$K_T = 0,1599 + 0,5166 \ln T \quad \text{per le zone 5-6 (Puglia Centro-Meridionale)}$$

$$K_a = 1 - (1 - e^{(-0,0021A)})e^{(-0,053t^{0,25})}$$

dove **A** è l'area del bacino in km².

Adottando il tempo di ritorno **T = 5 anni** (art. 9, punto 1, R.R. 26/2013) e la durata critica dell'evento piovoso di progetto, l'altezza di pioggia critica h_c prima determinata, si riduce a **20,10 mm**.

La curva di possibilità pluviometrica con il metodo **Va.Pi.** è stata però ricavata per durate di pioggia superiori o uguali a **un'ora**.

Il suo utilizzo per durate di molto inferiori, porta pertanto ad una sovrastima delle altezze di precipitazione.

Nel caso in esame, in cui la durata critica della pioggia è sensibilmente inferiore all'ora, è quindi opportuno introdurre un ulteriore fattore correttivo proposto da Bell, applicando la relazione che segue.

$$\frac{h_{t,T}}{h_{60,T}} = 0,54 \times t^{0,25} - 0,5$$

dove:

$h_{t,T}$ = altezza di pioggia espressa in mm di una durata t e tempo di ritorno T ;

$h_{60,T}$ = altezza di pioggia di durata 1 ora con determinato tempo di ritorno T ;

t = durata della precipitazione espressa in minuti.

che nel caso di studio assume valore pari a 0,5.

Con questo ulteriore adattamento, l'altezza di pioggia critica diventa nel caso di specie:

$$h = 20,10 \times 0,5 = \mathbf{10,05 \text{ mm.}}$$

5.3. La Portata di Massima Piena di Progetto

Per dimensionare il sistema di trattamento, va determinata la portata di massima piena al colmo.

E' stato a tale scopo impiegato il metodo cinematico che come innanzi detto, si basa sulla stima del tempo di corrivazione del bacino che, ripetendo per maggiore chiarezza, è il tempo necessario affinché le acque di afflusso meteorico del bacino, partendo dai suoi punti più lontani, raggiungano la sezione di chiusura rispetto alla quale viene eseguito il calcolo della portata di massima piena,

Nel caso di specie, il bacino è costituito dal piazzale della stazione di servizio , la cui superficie scolante complessiva è di **4.500 mq** circa.

Il tempo di corrivazione è stato già prima calcolato nella misura di **0,192 ore**

Per la determinazione della portata massima (*portata di piena*) del bacino idrografico, essendo nella specie il bacino scolante (*rappresentato dal piazzale della stazione*) molto piccolo per estensione, è stata adottata l'espressione del metodo razionale (Q_{max}):

$$Q_{max} \text{ (mc / s)} = 0,278 \frac{k_f c_a h A}{\tau_c}$$

dove:

Q_{max} (mc/s) = portata di massima piena al colmo per un dato tempo di ritorno;

c_a = coefficiente di afflusso, variabile da 0 a 1;

S_b (kmq) = area del bacino;

h (mm) = altezza di precipitazione raggugliata riferita a τ_c per un dato tempo di ritorno;

k_f = fattore di frequenza funzione del tempo di ritorno.

τ_c (h) = tempo di corrivazione.

Il fattore di frequenza consente di tenere in considerazione nel calcolo la variazione del coefficiente di afflusso del bacino con il variare dell'altezza meteorica.

La grandezza del coefficiente di afflusso dipende, infatti, da fenomeni come l'infiltrazione nel terreno e l'evapotraspirazione, che sono a loro volta funzione del volume d'acqua precipitato e dell'intensità della pioggia.

Vale a dire che a una maggiore altezza di precipitazione (*maggiore intensità meteorica e quindi anche maggior volume d'afflusso*) corrisponde una minore quantità d'acqua trattenuta dal bacino.

Poiché ad altezze meteoriche più elevate corrispondono tempi di ritorno maggiori, anche il coefficiente di afflusso c_a , deve essere valutato in funzione del tempo di ritorno dell'evento piovoso.

Il fattore di frequenza K_f è stato ricavato dalla seguente **tabella 2** dove il valore di detto fattore è stato correlato a vari tempi di ritorno:

tabella 2

Tempo di ritorno	k_f
10	1,23
20	1,33
30	1,38
50	1,42
100	1,47
200	1,50
500	1,52

mentre Il parametro c_a è stato ricavato con il metodo semplificato di Schaake et Alii, mediante la relazione:

$$c_a = 0.14 + 0.65A_{imp} + 0.05i_c$$

dove:

A_{imp} = rapporto fra l'area impermeabile del bacino e quella totale;

i_c = pendenza media, in %, della via d'acqua principale.

Il tempo di ritorno previsto dalla normativa vigente per il calcolo della portata massima con cui le acque possono attraversare il sistema di trattamento è di **5 anni**.

La portata massima relativa a tale tempo di ritorno è di $Q_{\max} = 0,056 \text{ mc/s}$ (**56 l/s**), ottenuta considerando, quale contributo al deflusso superficiale, un coefficiente **0,85** pari all' **85%** dell'acqua effettivamente caduta sul bacino che tiene conto dell'assorbimento (*per quanto minimo*) delle superfici impermeabilizzate e dell'evaporazione.

5.4. Dimensionamento delle canalette

Le canalette di raccolta delle acque sono state dimensionate in funzione della portata di massima piena prima calcolata, in modo da consentire il libero deflusso delle acque rivenienti dal bacino scolante (*nella fattispecie il piazzale della stazione di servizio*) attraverso l'impianto di collettamento.

Con riferimento alla canaletta di $h = 0,30 \text{ m}$ e di $a = 0,35$ (**Figura 4**), dimensioni già prima considerata (*paragrafo 5.b.*) la velocità di deflusso all'interno della canaletta è risultata essere pari a: $v = 1,135 \text{ m/s}$,

La portata massima di esercizio della condotta è data da:

$$Q_{es} = v \times A$$

dove A rappresenta la sezione bagnata ($A = h \times a$).

Sostituendo nella formula i valori di v ed A prima considerati, la portata massima fluente all'interno della canaletta in esame, sarebbe di:

$$Q_{es} = 1,135 \times 0,30 \times 0,35 = \mathbf{0,119 \text{ mc/s.}}$$

Questa portata è maggiore di quella della massima piena possibile nel sito della stazione in progetto, prima calcolata in funzione della superficie scolante, nella misura di $Q_{\max} = 0,056 \text{ mc/s}$.

Essendo $Q_{es} > Q_{\max}$ risulta quindi che con le canalette così dimensionate, la rete di raccolta sarà perfettamente in grado di smaltire le acque di dilavamento del piazzale, anche nel caso della massima portata di piena possibile .

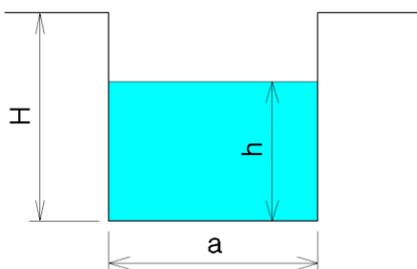


Figura 4: sezione schematica delle canalette in progetto

6. IL FUNZIONAMENTO DELL'IMPIANTO IN PROGETTO: RISCHIO IDROGEOLOGICO

6.1. L'Invarianza Idraulica

In condizioni naturali, durante gli eventi di piena, non tutta l'acqua raccolta in un bacino scorre in superficie.

Inizialmente, infatti, una parte dell'acqua proveniente dal bacino si infiltra nel sottosuolo, per poi scorrere in superficie quando il suolo raggiunge la saturazione.

Pertanto, in condizioni normali, solo una parte dell'acqua meteorica caduta sul suolo defluisce in superficie.

Quando invece nel bacino stesso vengono realizzate delle opere, i deflussi vengono di norma regolarizzati e canalizzati e buona parte delle superfici viene anche impermeabilizzata.

L'impermeabilizzazione dei suoli determina un aumento dei volumi che scorrono in superficie, l'accelerazione dei deflussi sulla superficie stessa e quindi l'aumento della velocità di corrivazione, con conseguente aumento dei picchi di piena e delle condizioni di rischio idraulico ed idrogeologico.

Per questo, quando a corredo e servizio delle opere di nuova realizzazione, si rende necessario realizzare dei sistemi di raccolta-trattamento-scarico delle acque meteoriche di dilavamento, è buona norma tenere conto nella progettazione del principio della "**Invarianza Idraulica**".

Tale principio presuppone che la portata di ingresso al corpo recettore finale dello scarico, sia in condizioni post-operam, la stessa di quella ante-operam.

E' pertanto necessario prevedere a tal fine delle azioni correttive tendenti a mantenere inalterati i colmi di piena prima e dopo la trasformazione.

Ciò può ottenersi mediante la laminazione della piena di progetto

La laminazione si opera generalmente, realizzando delle vasche di raccolta che trattengano temporaneamente le acque di dilavamento in eccesso, per poi rilasciarle gradualmente con una portata prestabilita, minore o uguale a quella propria dell'area prima dell'intervento.

Nel caso di specie questa funzione è stata assegnata in progetto sia alla vasca prevista a monte dell'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia

e sia alla vasca di accumulo posta a valle dell'impianto di trattamento delle acque meteoriche di seconda pioggia.

Questo sistema di trattamento-accumulo, garantirà una portata in uscita minore e/o uguale a quella esistente nel sito della stazione di servizio prima della realizzazione dell'opera.

Per ottenere questo risultato, le vasche devono essere dimensionate in modo tale da trattenerne le portate in eccesso.

Nel caso in esame è stato a tale scopo impiegato il cosiddetto "metodo delle sole piogge" che consiste nel considerare costante in uscita dal sistema di raccolta e scarico, la portata di massima piena ante-operam.

Questo metodo parte quindi dal presupposto che contemporaneamente all'inizio dell'evento meteorico si abbia la massima portata di deflusso.

Si tratta, ovviamente, di un'ipotesi semplicistica, basata su portate in ingresso al sistema di invaso sovrastimate che, qualora si riesca a garantire la costanza della portata massima allo scarico, porta però anche ad ottenere dei volumi di laminazione più elevati e quindi cautelativi.

Nello specifico, il dimensionamento dell'impianto è stato eseguito calcolando la portata massima caratteristica dell'area d'intervento, quando essa era ancora allo stato naturale (*ante-operam*), e ponendola poi a confronto con la portata di progetto riveniente dai piazzali della stazione di servizio dopo la sua realizzazione (*post-operam*), già calcolata nel paragrafo **5.3**.

6.2. La portata ante-operam

La portata ante-operam (cioè quella da imporre in uscita all'impianto) è stata calcolata utilizzando la formula del Turazza, già utilizzata in una forma leggermente diversa per il calcolo della portata di progetto, considerando però questa volta quelle che erano le caratteristiche naturali della zona in assenza della stazione di servizio in progetto.

Per il calcolo della portata è stata quindi utilizzata la formula:

$$Q_{out} = 0,278 \times \frac{c_{d^{\circ}} \times h \times S_b}{t_c^{\circ}} \text{ (Turazza)}$$

dove:

$c_{d^{\circ}}$ = coefficiente di deflusso dell'area;

h = altezza di pioggia critica;

S_b = Superficie del bacino di raccolta in Km²,

t_c^o = tempo di corrivazione in ore.

Come innanzi detto, i suddetti parametri devono essere rapportati a quelle che erano le condizioni dell'area quando era ancora allo stato naturale, per cui:

- c_d^o , il coefficiente di deflusso dell'area prima dell'impermeabilizzazione può essere considerato pari a **0,20**;
- h , l'altezza della pioggia critica è sempre la stessa anche in assenza di opere; perciò, anche in assenza di opere essa è sempre uguale a quella già prima determinata con il metodo VA.Pi, pari a **10,55 mm** (§. 5.b);
- S_b , la superficie del bacino di raccolta nelle sue condizioni naturali era, prima della realizzazione delle opere in progetto, di **6.900 mq**, che espressa in **Kmq** corrisponde a **0,0069 Kmq**;
- t_c^o Il tempo di corrivazione dell'area è, anche nelle sue condizioni naturali, sempre espresso dalla somma tra tempo di accesso alla rete e il tempo di rete (*rete di drenaggio in condizioni naturali*). In questo caso però, in assenza della rete di collettamento artificiale, il tempo di accesso alla rete da considerare sarebbe quello riferito alla rete di drenaggio naturale esistente ante-operam. Non conoscendo tuttavia quali erano le vie d'acqua preferenziali del sito allo stato naturale e per semplicità di calcolo, il tempo di accesso è stato considerato anche in condizioni naturali uguale a quello di accesso alla rete idrica post-operam, pari cioè a **600 secondi**; ciò va comunque a favore della sicurezza perché tale condizione è cautelativa. Il tempo di rete è invece il tempo che una particella di acqua, scorrendo su superficie naturale, impiega per arrivare al punto più lontano del bacino (*che nella fattispecie, coincide con l'area in cui sono previsti i sistemi di scarico*). In condizioni naturali il tempo di rete è dunque dato dal rapporto tra la lunghezza (L) del percorso, assunto pari a **105 metri**, e la velocità di deflusso in condizioni naturali, che per bacini pianeggianti e di ridotte dimensioni, qual è quello in esame, è, normalmente dell'ordine di **0,20 m/s**. Con queste condizioni al contorno, il tempo di corrivazione ante-operam era: $t_c = 600 + (105/0,2) = 1.125 \text{ sec} \approx \mathbf{0,31 \text{ h}}$.

Sostituendo i valori suddetti nella formula di Turazza, si ottiene una portata pari a :

$$Q_{out} = \mathbf{0,012 \text{ mc/s}}$$

Era dunque questa l'entità della portata ante-operam, quando l'area in cui è stata previsto di realizzare la stazione di servizio in progetto era ancora allo stato naturale.

6.3. La portata da laminare per garantire l'invarianza idraulica

Il volume idrico da sottrarre a quello relativo alla portata di progetto è dato dalla differenza tra il volume in entrata nel sistema e quello in uscita:

$$V_L = V_{in} - V_{out}$$

Il volume in ingresso è pari alla somma dei contributi dei deflussi di tutte le superfici in base tenendo conto del coefficiente di deflusso:

$$V_{in} = (h \times S_{imp} \times C_d) + (h \times S_{per} \times C_d^{\circ})$$

dove:

h = altezza di pioggia critica (par. 5.a);

S_{imp} = totale delle superfici impermeabili (nel caso di specie pari 5000 mq);

S_{per} = totale superfici permeabili (1900 mq)

C_d = coefficiente di deflusso superfici impermeabili (0,85)

C_d[°] = coefficiente di deflusso superfici permeabili (0,20)

Sostituendo, si ha **V_{in} = 46,53 mc.**

Il volume in uscita dall'impianto e da scaricare sarà dato dalla portata in uscita, moltiplicata per la durata della pioggia critica, ovvero per il tempo di corrivazione post intervento, per cui:

$$V_{out} = Q_{out} \times t_c = 0,012 \times 692 = \mathbf{8,30 mc}$$

e quindi:

$$V_L = 46,53 - 8,30 \approx \mathbf{38 mc}$$

E' questo dunque il volume che deve essere laminato nel caso dell'impianto in esame, non solo per assicurare l'invarianza idraulica ma anche per non determinare con la dispersione alcun problema di saturazione e quindi di rischio idraulico-idrogeologico.

6.4. Dimensionamento delle vasche del sistema di trattamento in funzione della laminazione della portata in eccesso.

Nell'ambito del sistema di trattamento previsto a servizio della stazione di servizio in argomento, la funzione di laminazione delle portate in eccesso, può essere assolta dalle tre vasche così come previste in progetto, di cui la prima è stata destinata alla raccolta delle acque di dilavamento delle coperture mentre

le altre due sono state dedicate alla raccolta delle acque di dilavamento dei piazzali.

Il volume di laminazione prima determinato nella misura complessiva di **38 mc**, andrà dunque ripartito sulle tre vasche dell'impianto, così come indicato nella seguente relazione:

$$V_L = V_c + V_{pp} + V_{sp}$$

dove:

V_L = volume idrico da laminare, pari a **38 mc**;

V_c = capacità d'invaso vasca acque delle coperture;

V_{pp} = capacità d'invaso vasca acque di prima pioggia;

V_{sp} = capacità d'invaso vasca delle acque successive a quelle di prima pioggia.

La vasca dedicata alle acque delle coperture deve contenere una quantità di acqua pari alla superficie delle coperture, che è di **500 mq**.

Stante tale superficie e l'altezza di pioggia critica **h**, prima calcolata nella misura di **10,05 mm**, la quantità di acqua che la vasca dedicata alle coperture dovrà contenere, sarà di **5,00 mc** ed è dunque questo il volume idrico minimo in base al quale la vasca suddetta sarà dimensionata.

La vasca dedicata alla raccolta delle acque di prima pioggia, deve essere invece dimensionata in modo da contenere la quantità di acqua che corrisponde ai primi **5 mm** di pioggia caduti sull'intera superficie scolante: nella specie tale quantità corrisponde a **22,50 mc** ed è dunque questo il volume idrico minimo che la vasca di prima pioggia dovrà contenere.

Ne consegue dunque che, con riferimento al volume idrico di **38 mc** che nel caso dell'impianto di trattamento in esame dovrà essere laminato dalle vasche rispetto alla portata in ingresso, per garantire l'invarianza idraulica, l'ultima vasca, quella cioè destinata alla raccolta delle piogge successive a quelle di prima pioggia, dovrà essere in grado di contenere una quantità di acqua pari ad almeno **10,50 mc**, così come, infatti, risulta dalla seguente relazione:

$$V_{sp} = V_L - (V_c + V_{pp}) = 38 \text{ mc} - (5 \text{ mc} + 22,50) = \mathbf{10,5 \text{ mc}}$$

7. RISCHIO IDROGEOLOGICO

Perché possa essere scongiurato il rischio idrogeologico derivante dalla messa a regime dell'impianto, deve essere garantita la capacità di dispersione del sistema di scarico adottato per le acque meteoriche raccolte e trattate.

L'area della stazione di servizio in progetto è servita da fogna comunale separata, per cui l'effluente dell'impianto di trattamento delle acque di seconda pioggia sarà immesso nella fogna comunale.

Solo l'effluente dell'impianto di trattamento delle acque di prima pioggia sarà quindi disperso mediante sub-irrigazione ed è quindi di quest'ultimo sistema di scarico che va verificata la capacità di dispersione.

Ai fini del rischio idrogeologico nei confronti delle acque sotterranee, va inoltre verificata la distanza intercorrente tra la superficie dell'acquifero e la superficie di fondo del sistema disperdente.

7.1. Dimensionamento e struttura del sistema disperdente

Per funzionare in modo ottimale, il sistema disperdente mediante sub-irrigazione deve essere dimensionato in funzione della portata in uscita dall'impianto di trattamento delle acque (Q_{out}).

L'impianto di trattamento sarà collegato al sistema disperdente con una tubazione, dimensionata anch'essa sulla base della portata uscente dall'impianto (**figura 5**).

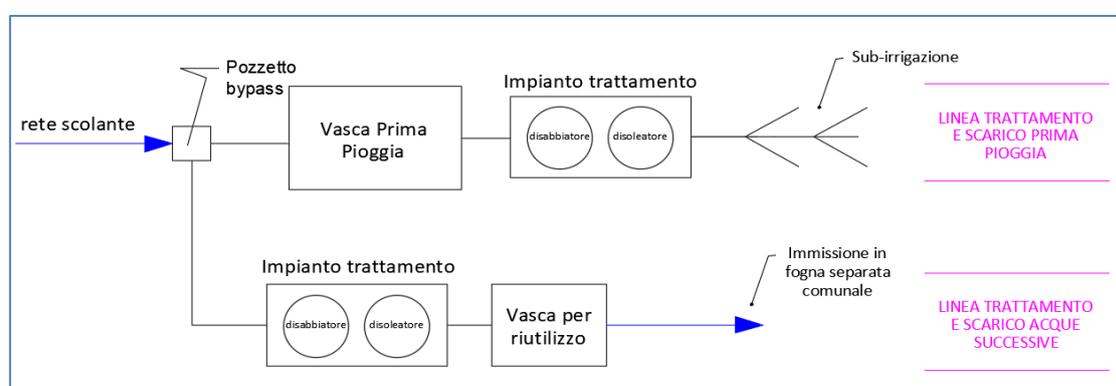


Figura 5: schema del sistema di trattamento, accumulo e scarico.

Per il dimensionamento della tubazione di collegamento, è stato fatto riferimento alla relazione empirica in questi casi generalmente utilizzata, che è la seguente

$$\varnothing = \left[\frac{Q * 4^{\frac{5}{3}} * (\pi - 0.9272952)^{\frac{2}{3}}}{\left(\frac{\pi}{2} + 1.1235\right)^{\frac{5}{3}} * i^{0.5} * k_s} \right]^{\frac{3}{8}}$$

dove:

Q = portata in ingresso da smaltire

i = pendenza della condotta

Ks = coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler (vedasi tabella 1)

Sostituendo nella formula precedente, il valore prima calcolato della portata in uscita dall'impianto di trattamento pari a **0,012mc/s**, (così ridotta con la laminazione rispetto dall'originaria portata di progetto di 0,056 mc/s), tenendo inoltre conto della scabrezza caratteristica delle condotte in acciaio, pari a **Ks = 95** e di una pendenza **i = 0,3%**, si ottiene per la tubazione di collegamento un diametro utile pari a **Φ = 0,10 mt.**

Per quanto riguarda poi il sistema disperdente vero e proprio, a realizzarsi mediante sub-irrigazione, esso deve essere in grado di smaltire senza problemi, la portata in uscita dall'impianto di trattamento, pari, per garantire l'invarianza idraulica del sito, a **0,012mc/s**.

Ciò non è però sempre sufficiente ad assicurare l'efficienza del sistema di dispersione nel tempo.

E' pertanto sempre opportuno e consigliabile impostare il sistema di dispersione in modo che sia in grado di smaltire portate anche maggiori di quella in uscita.

La sub-irrigazione avviene attraverso un'aiuola realizzata sul suolo e la capacità disperdente del sistema dipende sia dalla superficie dell'aiuola, sia dalla permeabilità del suolo che la compone.

Per far sì che il sistema di dispersione possa smaltire portate maggiori di quella in uscita dall'impianto di trattamento, bisogna quindi intervenire sulle due suddette componenti del sistema, in modo che l'acqua arrivi all'aiuola con una velocità minore di quella di filtrazione del sottofondo dell'aiuola stessa.

Per ridurre la velocità dell'acqua in arrivo rispetto alla velocità di filtrazione, la superficie terminale dell'aiuola deve essere dimensionata in modo da soddisfare la seguente condizione:

$$\frac{Q_{out}}{A} < k$$

dove:

A = superficie aiuola;

K = coefficiente di permeabilità del terreno che costituisce la superficie di fondo dell'aiuola

Dal modello idrogeologico prima individuato per l'area della stazione di servizio in progetto, risulta che la stratigrafia di dettaglio del sito dove è stata prevista la dispersione, consiste in un primo strato di natura prevalentemente calcarenitica, dello spessore di circa un metro e con permeabilità dell'ordine di 10^{-5} m/s, che poggia a sua volta direttamente sul "tetto" del substrato roccioso carbonatico.

La permeabilità del substrato, che nei suoi tratti più superficiali è disconnesso e fratturato, è molto più elevata di quella del livello detritico di copertura: in tali tratti, infatti, il valore del coefficiente di permeabilità è generalmente di **$k \geq 10^{-3}$ m/s.**

Essendo la conducibilità idraulica del primo strato sabbioso-calcarenitico piuttosto bassa, stante che il suo spessore di solo un metro non è eccessivo, sarà conveniente rimuovere nella zona di dispersione il livello detritico di copertura e sostituirlo con del terreno vegetale idoneo alla piantumazione di essenze vegetali.

Così facendo, la superficie di fondo dell'aiuola disperdente non sarà più costituita dai termini incoerenti oggi presenti, ma consisterà invece nei termini rocciosi del substrato calcareo, la cui permeabilità per fessurazione e fratturazione, pari come visto a **10^{-3} m/s.**, è molto più elevata di quella del deposito calcarenitico di copertura.

Introducendo nella relazione precedente, il coefficiente di permeabilità dell'ammasso roccioso, diminuito di un ordine di grandezza per una ancora maggiore sicurezza (10^{-4} m/s), risulta che la superficie (*minima*) dell'aiuola disperdente, dovrà essere di almeno **120 mq.**

Rimuovendo i termini detritici e dimensionando in tal modo l'aiuola, il sistema drenante sarà sicuramente più efficiente, in grado quindi di assicurare la dispersione nell'immediato sottosuolo di portate idriche anche maggiori di quella in uscita dall'impianto di trattamento e ciò senza alcun rischio di impaludamento.

7.2. Mitigazione del Rischio Idraulico in prospettiva ambientale

Ai fini della sicurezza nei confronti del rischio idraulico, visto anche in prospettiva ambientale, in funzione cioè della salvaguardia del corpo idrico recettore finale, va innanzitutto verificato quale livello di massima escursione della falda presente nel sito della stazione di Servizio e se tale livello possa interferire

direttamente con quella parte di sottosuolo che sarà interessata dalla dispersione dell'effluente.

Al riguardo il Regolamento **26/2013** stabilisce che, nel caso di scarichi nel sottosuolo, deve essere rispettata, quale franco di sicurezza minimo, una distanza dalla zona satura di almeno **1.5 mt.**

Realizzando il sistema di dispersione in sub-irrigazione così come prima indicato direttamente sulla roccia, tale condizione è ampiamente rispettata.

Trovandosi, infatti, la superficie di fondo del sistema disperdente, così come prima dimensionato in funzione della permeabilità del substrato, alla profondità di un metro circa ed essendo stato inoltre verificato che nel sito della stazione di servizio in progetto, il livello di massima escursione della falda ivi presente non è mai superiore ai **30 m** di profondità, il franco di sicurezza nel caso di specie sarà di ben **29 m.**

Un'altra condizione da verificare ai fini della sicurezza nei confronti del rischio idraulico, visto anche in questo caso in prospettiva ambientale, è la distanza intercorrente tra i punti di scarico dell'effluente e i punti di emungimento idrico per consumo umano, eventualmente presenti nella stessa zona.

A tal proposito, il Regolamento Regionale **26/2013** impone una distanza minima tra i punti suddetti di almeno **500 m.**

Per verificare questo aspetto è stato consultato il database **ISPRA** dove, in base alla Legge **434/1984**, vanno registrati i dati relativi a tutte le perforazioni realizzate sul territorio nazionale, per scopi di ricerca idrica e per la realizzazione di pozzi.

Da tale database, non risulta esserci nel raggio di **500 mt** dallo scarico in questione, alcuna opera di captazione destinata al consumo umano, come peraltro risulta peraltro dalla **figura 7**, stralcio cartografico del data base **ISPRA**, che rappresenta la zona d'interesse con l'ubicazione dell'area dello scarico.

CONCLUSIONI

Da quanto sopra esposto, emerge la piena compatibilità ed aderenza dell'impianto di trattamento delle acque meteoriche di dilavamento del piazzale della Stazione di Servizio in progetto in agro di Bisceglie (BT) alla località Lama di

Macina, rispetto alle norme, alle disposizioni e ai regolamenti in materia di scarichi nel sottosuolo ad oggi vigenti nella Regione Puglia.

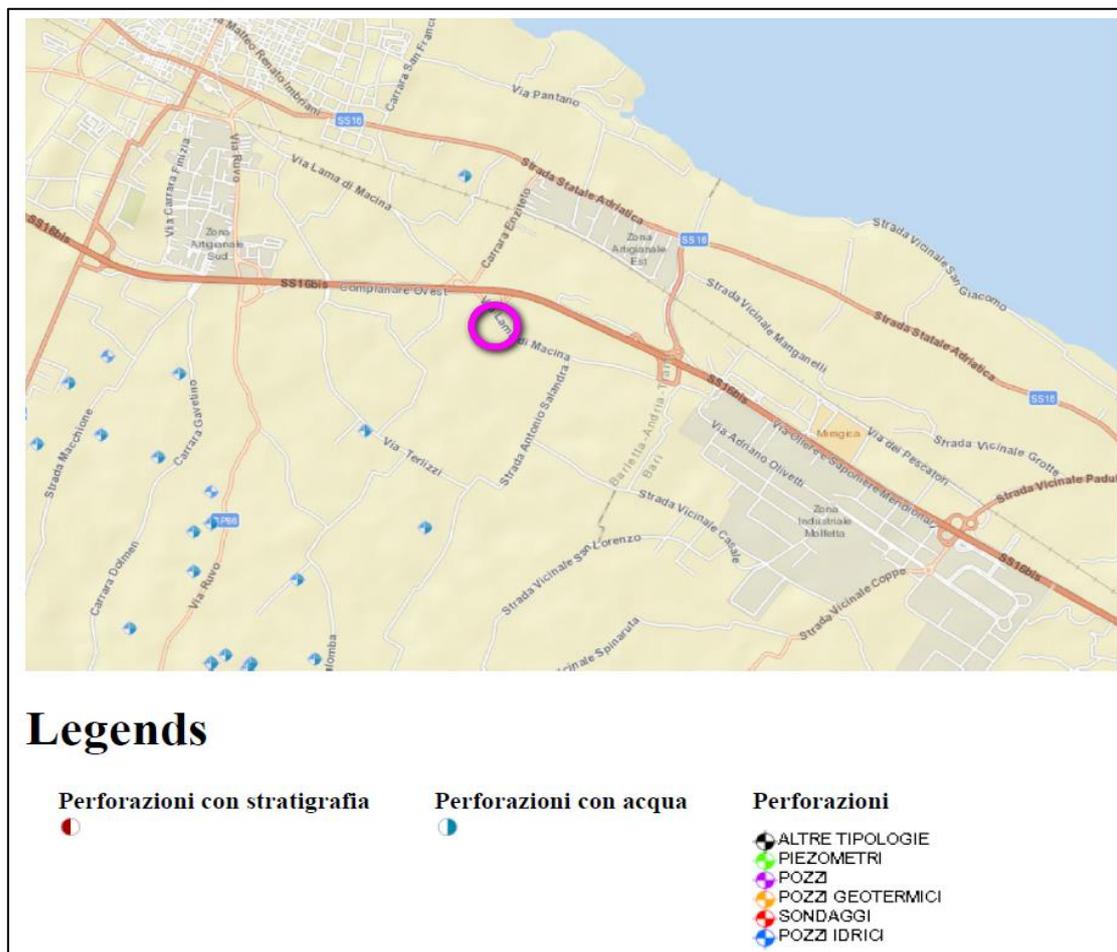


Figura 7: Mappa del database ISPRA con ubicazione dell'area della nuova stazione di servizio in 0progetto, che indica le perforazioni eseguite nell'intorno dell'area dello scarico.

Parimenti appropriato e compatibile è risultato anche l'intervento di dispersione mediante sub-irrigazione che sarà realizzato a servizio dell'impianto.

In esito a tali considerazioni, appare opportuno riepilogare sinteticamente i passaggi che hanno condotto alla formulazione del giudizio positivo per la fattibilità dell'impianto di trattamento e dispersione, così come previsti in progetto.

E' stato innanzitutto riconosciuto e ricostruito il modello idrogeologico del sito e poi verificata l'esistenza e la profondità dell'acqua di falda e valutata la sua massima escursione.

E' stata poi stabilita la quantità di pioggia caratteristica del sito, la quantità di acqua in entrata e la portata idrica in uscita in funzione del mantenimento dell'invarianza idraulica.

Su tali basi, sono stati inoltre dimensionati gli impianti di trattamento e di sub-irrigazione e le modalità di smaltimento più appropriate per lo scarico nel suolo delle acque di dilavamento.

E' stata infine verificata fattibilità del sistema in funzione delle caratteristiche del sito.

Dagli accertamenti effettuati è risultato che:

- ai fini del mantenimento dell'invarianza idraulica la portata da smaltire in uscita deve essere di **0,012 mc/s**;

- ai fini della sicurezza nei confronti del rischio idraulico, il fondo del sistema disperdente in sub-irrigazione deve essere attestato direttamente sul substrato calcareo fratturato e la superficie dell'aiuola disperdente deve essere di almeno **120 mq**;

- la falda presente nel sito di smaltimento è parzialmente in pressione; la profondità della superficie dell'acquifero è di **29 mt** e la massima risalita dell'acqua rispetto a tale profondità è di un metro;

- Il franco di sicurezza tra il fondo dell'aiuola drenante il livello di massima escursione della falda è quindi di **29 metri**;

- dal censimento dei pozzi presenti nella zona, risulta che nel raggio di **500 mt.** dal punto di scarico non c'è alcun pozzo di acqua destinata al consumo umano.

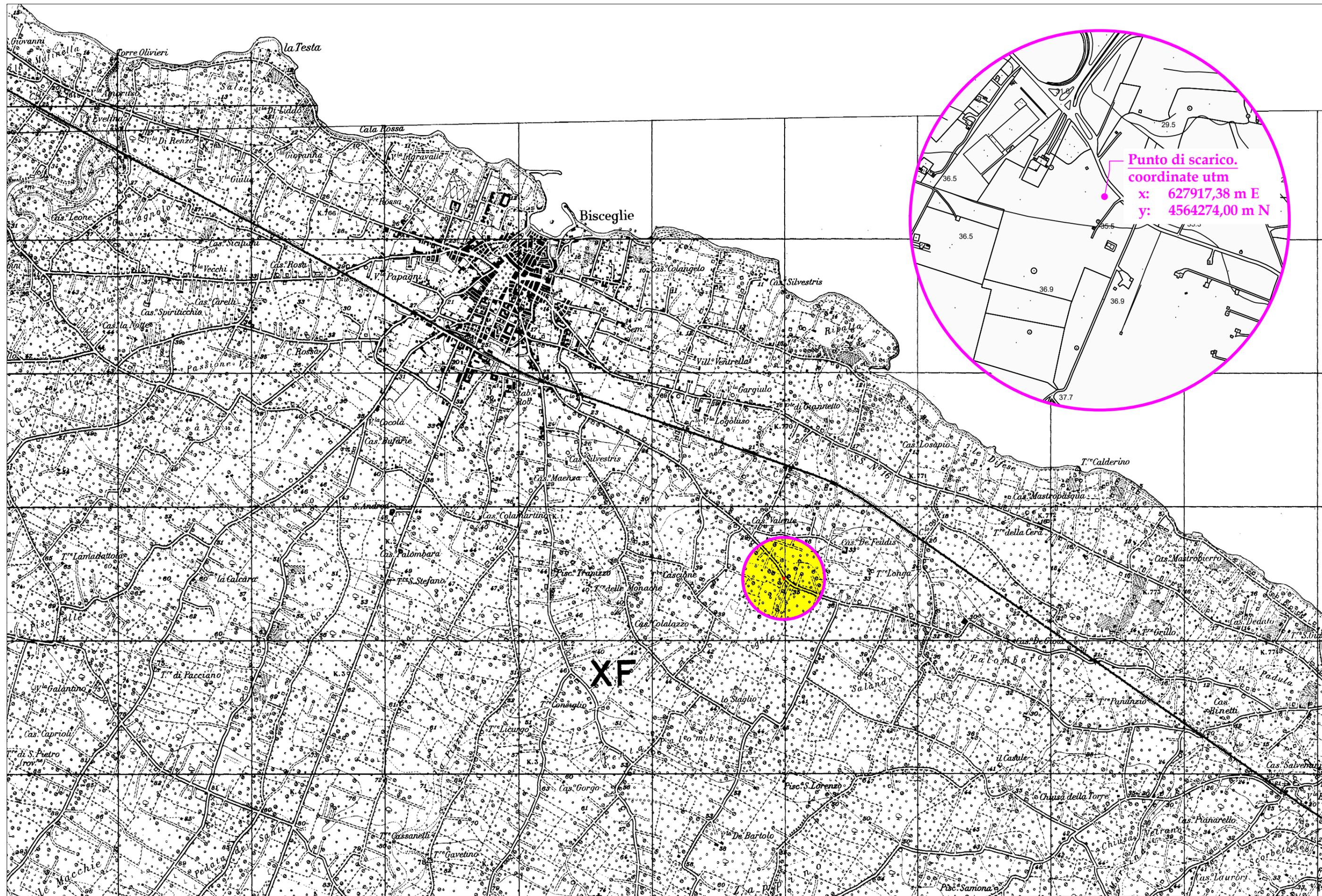
Si può dunque in conclusione affermare che il sistema di trattamento e smaltimento, così come previsto in progetto, non presenta alcun problema di natura idraulica-idrogeologica-ambientale ai fini della sua fattibilità.

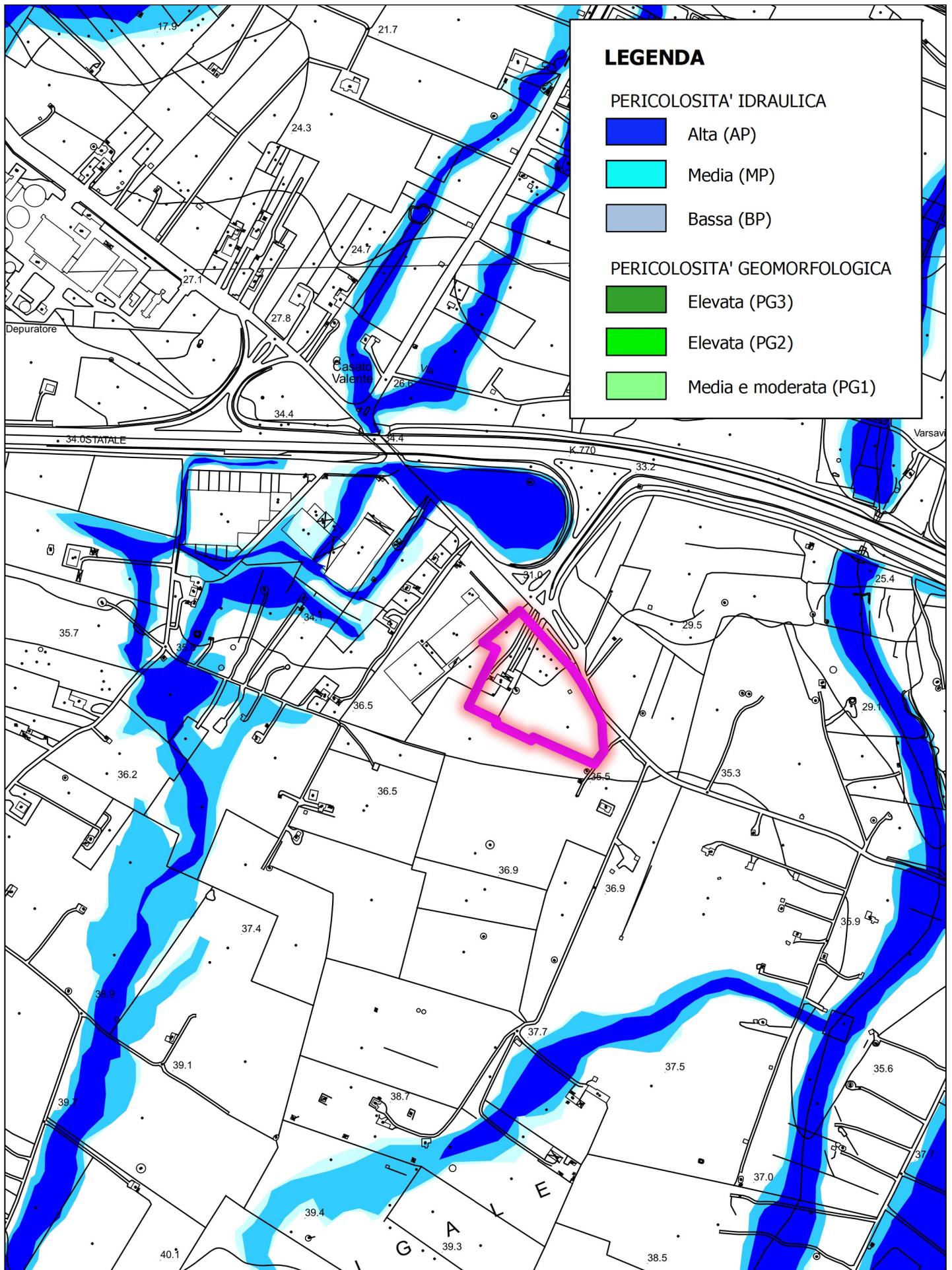
Nulla osta quindi alla sua realizzazione.

Trani, giugno 2021

(*dr. geol. Roberto SUZZI*)



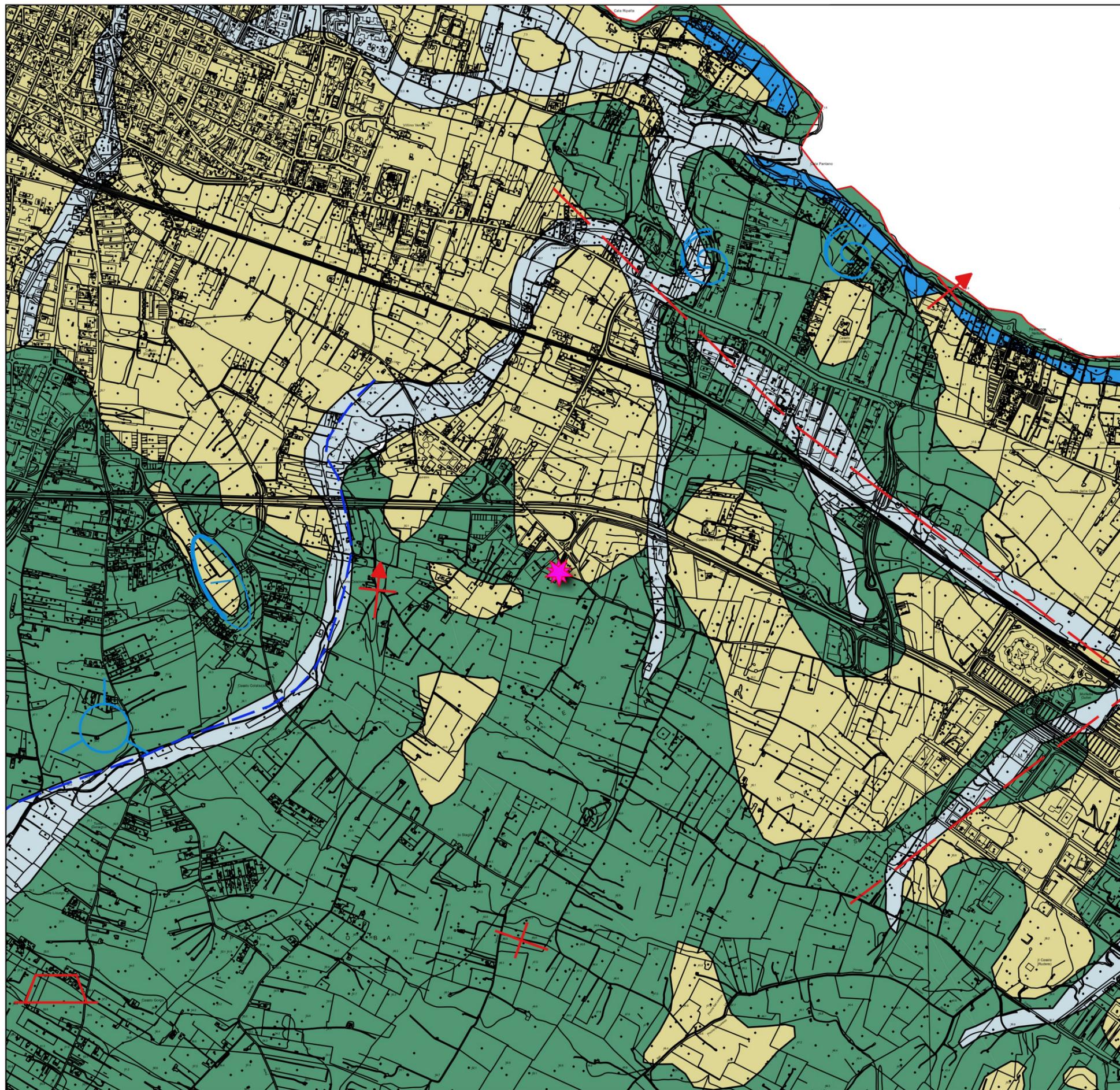




Studio SUZZI - Via Marsala 16 - 76125 TRANI - tel/fax: 0883 501551 - mail: studiosuzzi@tiscali.it

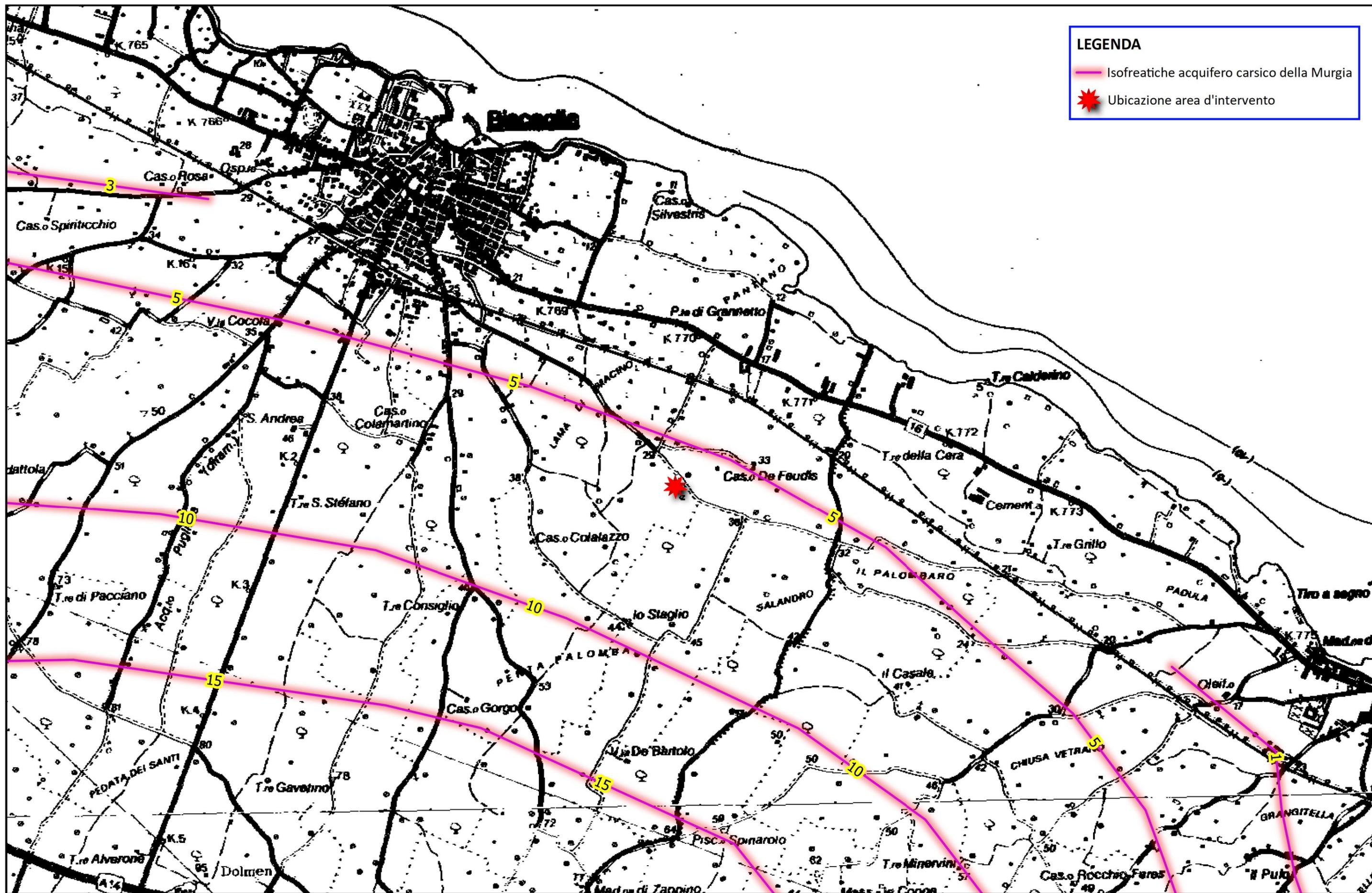
Vietata la riproduzione

Tavola 2: Stralcio del Piano Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino della Puglia, con ubicazione dell'area di intervento - scala 1:5.000



LEGENDA

- s** ■ Depositi costieri. Calcari travertinoidi spessi intorno al metro (Olocene).
 - af** ■ Depositi alluvionali
Depositi ciottolosi e terrosi sul fondo di solchi erosivi, costituiti da ciottoli calcarei frammistati a materiali terrosi. Permeabili (Pleistocene superiore – Olocene)
 - Q^c_{ca}** ■ Tufi delle Murge
Calcari arenacei od arenaceo-argillosi, bianchi o giallastri. Permeabile anche se talvolta le parti pelitiche possono costituire delle marne argillose impermeabili (Pleistocene).
 - C⁶** ■ Calcare di Mola
Breccie calcaree e calcari detritici, di moderato spessore (max 5 metri). Permeabile (Cenomaniano superiore – Turoniano inferiore).
 - C⁷⁻⁶** ■ Calcare di Bari
Costituito da una potente serie di strati e banchi calcarei di colore biancastro o grigiastri in parte dolomitizzato. Permeabile per fessurazione e carsismo (Barremiano-Turoniano).
-
- + Strati orizzontali
 - ↗ Strati con pendenza fino a 10°
 - ↘ Strati con pendenza da 10° a 35°
 - ∧ Asse di anticlinale
 - ∨ Asse di sinclinale
 - Faglia (i trattini, ove presenti indicano la parte ribassata)
 - - - Faglia presunta (i trattini, ove presenti indicano la parte ribassata)
 - Orlo di terrazzo marino
 - ⊗ Breccie
 - ⊙ Località fossilifera
 - ⚡ Giacimento preistorico
 - Bx Presenza di bauxite
 - F Presenza di fosfati
 - * Località fossilifera del livello "Toritto"
 - * Località fossilifera del livello "Palese"
 - * Località fossilifera del livello "Corato"
 - ⊖ Dolina
 - ⚡ Coni di deiezione antichi
 - ⊗ Frana
 - ⊙ Pozzo per acqua
 - ▭ Cava attiva o abbandonata



LEGENDA

- Isofreatiche acquifero carsico della Murgia
- ★ Ubicazione area d'intervento