

**REGIONE  
FRIULI - VENEZIA GIULIA**

COMUNE DI MARTIGNACCO (UD)

ATLAS SOLAR 2 s.r.l.  
Via Cino Del Duca, 5  
20122 MILANO (MI)  
P.IVA 03045640301

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO  
AGRIVOLTAICO CON FOTOVOLTAICO AD INSEGUITORI MONOASSIALI  
PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA, COMPRESIVO DI  
IMPIANTO AGRICOLO CON ANNESSO APIARIO, SITO NEL COMUNE DI  
MARTIGNACCO (UD), FORMATO DA DUE SEZIONI CIASCUNO PER UNA  
POTENZA NOMINALE MASSIMA DI 9006 KW E POTENZA IN A.C. DI 8250  
KW, ALLA TENSIONE RETE DI 20 KV E DELLE RELATIVE OPERE DI RETE  
RICADENTI NEI COMUNI DI MARTIGNACCO (UD) E FAGAGNA (UD)**

**PROGETTO DEFINITIVO DELL'IMPIANTO DI PRODUZIONE  
COMPRESIVO DELLE OPERE DI RETE PER LA CONNESSIONE**

**ELABORATO**

**RELAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA**

DATA: 24/05/2023

aggiornamento :

**PROGETTISTI**  
Ing. Nicola ROSELLI  
DEGLI INGEGNERI  
DI CAMPOBASSO  
Ing. Pippo SPADINI

**CONSULENZE E COLLABORAZIONI**

Arch. Gianluca DI DONATO  
Dott. Massimo MACCHIAROLA  
Ing. Elvio MURETTA  
Archeol. Gerardo Fratianni  
Geol. Davide SERAVALLI  
Per. Ind. Alessandro CORTI



Energy for the Future

Udine (UD) Via Andreuzzi n°12, CAP 33100  
Partita IVA 02943070306  
www.atlas-re.eu

revisione	descrizione	data	<b>DOC R15</b>
A	RELAZIONE DI COMPATILITA' IDRAULICA	24/05/2023	
B			
C			

## Sommario

1. PREMESSA.....	5
2. INQUADRAMENTO GENERALE E DESCRIZIONE DELLE OPERE PREVISTE IN PROGETTO.....	6
3. DESCRIZIONE DEL BACINO IDROGRAFICO.....	9
4. DESCRIZIONE DELLE PRINCIPALI CRITICITA' IDRAULICHE DEL BACINO DELLE LAVIE.....	11
5. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO DELLE LAGUNE DI MARANO E GRADO.....	12
6. VINCOLI PREVISTI PIANO PAESAGGISTICO REGIONALE – PPR - FVG.....	13
7. DIRETTIVE IMPOSTE DAL PIANO REGIONALE DI TUTELA DELLE ACQUE – PTR - FVG.....	14
8. DIRETTIVE IMPOSTE DAL PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI – ADB ALPI ORIENTALI.....	15
9. CONTENUTI DELLA VALUTAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA.....	19
10. ANALISI PLUVIOMETRICA.....	19
11. PROVVEDIMENTI PER IL CONTENIMENTO DEI DEFLUSSI.....	22
12. DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI AFFLUSSO.....	22
13. CALCOLO DELLA PORTATA.....	23
14. VERIFICA DEL VOLUME DI COMPENSO MINIMO.....	28
15. VERIFICA DELLA QUOTA DI IMPOSTA DEI PANNELLI E DELLE CABINE ELETTRICHE.....	30
16. PERCORSO INTERESSATO DAGLI ELETTRODOTTI INTERRATI IN MT.....	32
17. ATTRAVERSAMENTI DEI CANALI IDRICI NATURALI.....	33
18. GRANULOMETRIA LOCALE DEI CANALI NATURALI.....	34
19. METODO EMPIRICO DI FORTIER E SCOBAY PER LA DETERMINAZIONE DELLA VELOCITÀ MEDIA CRITICA DI EROSIONE DEL MATERIALE DI FONDO.....	37
20. METODO DI SHIELDS PER LA PER LA DETERMINAZIONE DEI DIAMETRI DELLE PARTICELLE DEL MATERIALE DI FONDO IN MOTO INCIPIENTE.....	38

21. VALUTAZIONE DEGLI SFORZI TANGENZIALI MASSIMI AGENTI SUL FONDO E SULLE SPONDE.....	40
22. VERIFICA AL SIFONAMENTO.....	45
23. TRATTO DI POSA CAVIDOTTO IN CORRISPONDENZA DELLE AREE TUTELE CONNESSE A RETICOLI CARTOGRAFATI SU IGM - SCAVI CON TOC.....	48
24. PIANO DI MONITORAGGIO E MANUTENZIONE.....	50
25. COMPATIBILITA' IDRAULICA DELL'OPERA.....	50
Allegato: Attestato di rischio idraulico secondo il modello dell'Autorità di Bacino distrettuale delle Alpi Orientali.....	52

Figura 1: Ubicazione del futuro impianto.....	6
Figura 2: Aree destinate alla realizzazione del campo fotovoltaico contornate in rosso.....	7
Figura 3: Vista d'insieme delle aree di intervento.....	7
Figura 4: Strutture di sostegno in acciaio.....	8
Figura 5: Schema di montaggio e rotazione dei moduli rispetto al piano campagna.....	8
Figura 6: Bacino dei tributari della laguna di Marano-Grado	Figura 7:
Sottobacini idrografici.....	10
<i>Figura 8: Inquadramento su Piano Paesaggistico Regione Friuli-Venezia Giulia dell'area dell'impianto in progetto (cerchiata in rosso).....</i>	<i>13</i>
<i>Figura 9: Inquadramento su Piano Tutela Acque Regione Friuli-Venezia Giulia dell'area dell'impianto in progetto.....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 10: Inquadramento su Carta della Pericolosità Idraulica dell'impianto in progetto (cerchiata in rosso).....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 11: Inquadramento su Carta del Rischio Idraulico dell'impianto in progetto (cerchiata in rosso).....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 12: Inquadramento su Carta delle Aree Allagabili - Altezze idriche – Scenario di alta probabilità TR = 300 anni dell'impianto in progetto (cerchiata in rosso).....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 13: Inquadramento su Carta delle Aree Allagabili – Altezze idriche – Scenario di media probabilità TR = 100 anni dell'impianto in progetto (cerchiata in rosso).....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 14: Inquadramento su Carta delle Aree Allagabili - Altezze idriche – Scenario di bassa probabilità TR = 30 anni dell'impianto in progetto (cerchiata in rosso).....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 15: Linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP) ottenute tramite il software RainMap FVG, fornito dalla Regione Autonoma Friuli-Venezia Giulia.....</i>	<i>21</i>
<i>Figura 16: Stato di progetto della superficie contribuyente ai deflussi con indicazione del coefficiente medie.....</i>	<i>23</i>
<i>Figura 17: Calcolo del volume specifico.....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 18: Valori per riduzione del volume specifico di invaso (fonte: Linee Guida per la redazione delle compatibilità idrauliche).....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 19: Sezione scoline in progetto.....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 20: Sezione canali ricettori.....</i>	<i>28</i>

<i>Figura 21: Sistema di scoline perimetrali ed interne all'area dell'impianto agrofotovoltaico.</i>	29
<i>Figura 22: Inquadramento su Carta delle Aree Allagabili - Altezze idriche – Scenario di alta probabilità TR = 300 anni dell'impianto in progetto (cerchiata in rosso).</i>	31
<i>Figura 23: Schema di montaggio dei pannelli rispetto al piano campagna.</i>	32
<i>Figura 24: Rilievo delle interferenze su base ortofoto.</i>	33
<i>Figura 25: Ubicazione sondaggio CARG – FVG S2 “Colloredo di Prato”.</i>	35
<i>Figura 26: Stratigrafia del sondaggio CARG – FVG S2 “Colloredo di Prato”.</i>	35
<i>Figura 27: Analisi granulometrica del sondaggio CARG – FVG S2 “Colloredo di Prato”.</i>	36
<i>Figura 28: Fuso granulometrico del sondaggio CARG – FVG S2 “Colloredo di Prato”.</i>	37
<i>Figura 29: Tabella di Fortier e Scobey.</i>	38
<i>Figura 30: Curva di Shields.</i>	40
<i>Figura 31: Valori dei rapporti <math>W_{max}</math> relativamente al fondo e alle sponde, per diversi rapporti <math>b/d</math>.</i>	41
<i>Figura 32: Distribuzione degli sforzi tangenziali agenti sul contorno di una sezione trapezia larga (<math>b/d &gt; 4</math>).</i>	42
<i>Figura 33: Tabella verifica del gradiente critico.</i>	47
<i>Figura 34: Schema per il calcolo della lunghezza di filtrazione equivalente.</i>	48
<i>Figura 35: Tabella verifica del percorso equivalente.</i>	48
<i>Figura 36: Operazioni di scavo direzionali con TOC.</i>	50

## 1. PREMESSA.

La presente costituisce relazione sulla “valutazione di compatibilità idraulica” dell'intervento, volta a verificare che le condizioni di deflusso conseguenti alla realizzazione delle opere previste in progetto non siano più gravosi di quelle attuali.

Lo studio condotto è conforme a quanto disposto dall'art.8 comma 5 delle Norme di Attuazione (NdA) del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico dei bacini regionali – PAIR, che recita: “*Al fine di non incrementare le condizioni di rischio nelle aree fluviali e in quelle pericolose, fermo restando quanto stabilito al comma 3 ed in rapporto alla specifica natura e tipologia di pericolo individuata, tutti i nuovi interventi, opere, attività consentiti dal Piano o autorizzati dopo la sua approvazione, devono essere tali da:*

*a. mantenere le condizioni esistenti di funzionalità idraulica o migliorarle, agevolare e comunque non impedire il normale deflusso delle acque;*

*b. non aumentare le condizioni di pericolo dell'area interessata nonché a valle o a monte della stessa;*

*c. non ridurre complessivamente i volumi invasabili delle aree interessate tenendo conto dei principi dell'invarianza idraulica e favorire, se possibile, la creazione di nuove aree di libera esondazione;*

*d. minimizzare le interferenze, anche temporanee, con le strutture di difesa idraulica, geologica.”*

Nel presente studio viene fornita la caratterizzazione idrologica-idraulica dell'area di interesse e vengono individuate le principali problematiche legate all'interazione tra l'infrastruttura e il sistema delle acque superficiali; inoltre vengono determinati i valori di colmo delle massime portate di piena dei bacini interferiti.

In particolare, vengono affrontati i seguenti punti:

- inquadramento dello stato di attuazione della Pianificazione di Assetto Idrogeologico nell'area di intervento;
- caratterizzazione dell'area e individuazione delle principali problematiche dal punto di vista idrologico e idraulico;
- individuazione dei principali bacini idrografici interagenti con l'opera di progetto e loro caratterizzazione idrologica e morfometrica;
- delineazione dello studio idrologico finalizzato alla determinazione delle portate massime attese con diversi tempi di ritorno;
- analisi dell'interferenza tra le opere di progetto e l'idrografia superficiale.

Nella sezione idrologica della presente relazione viene descritta l'attività di acquisizione ed elaborazione dei dati di pioggia esistenti.

Lo studio e le elaborazioni dei dati raccolti consentiranno di associare, in funzione del tipo e dell'importanza dell'opera, una corretta valutazione dell'evento meteorico generatore della portata di colmo.

Vengono determinate, quindi, le curve di possibilità pluviometrica aventi pertinenza sulla zona in esame, necessarie per la stima, note le caratteristiche dei bacini idrografici scolanti e delle portate massime da utilizzare nello studio idraulico.

A valle dello studio idrologico - idraulico saranno individuati gli opportuni accorgimenti che consentano di assorbire l'effetto dei maggiori deflussi meteorici, secondo il principio dell'invarianza idraulica.

## 2. INQUADRAMENTO GENERALE E DESCRIZIONE DELLE OPERE PREVISTE IN PROGETTO.

L'area d'interesse è ubicata a Sud-Ovest del centro abitato del Comune di Martignacco (UD) e ricade in zona omogenea "E" con destinazione agricola.

L'area d'intervento è estesa circa 24,0 ha. (UD) e non risulta acclive ma piuttosto pianeggiante a quota di circa 102 m s.l.m.m..

Nello specifico l'area interessata risulta inserita in un contesto paesaggistico di tipo rurale con presenza, nelle immediate vicinanze, di sporadiche costruzioni edilizie.

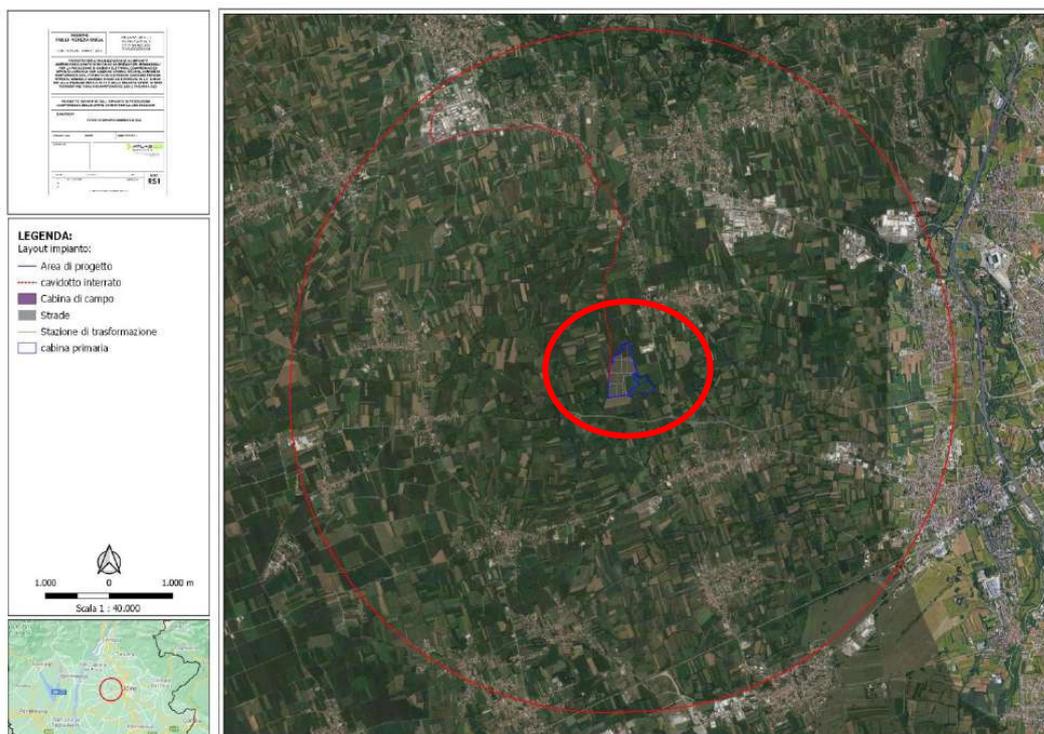
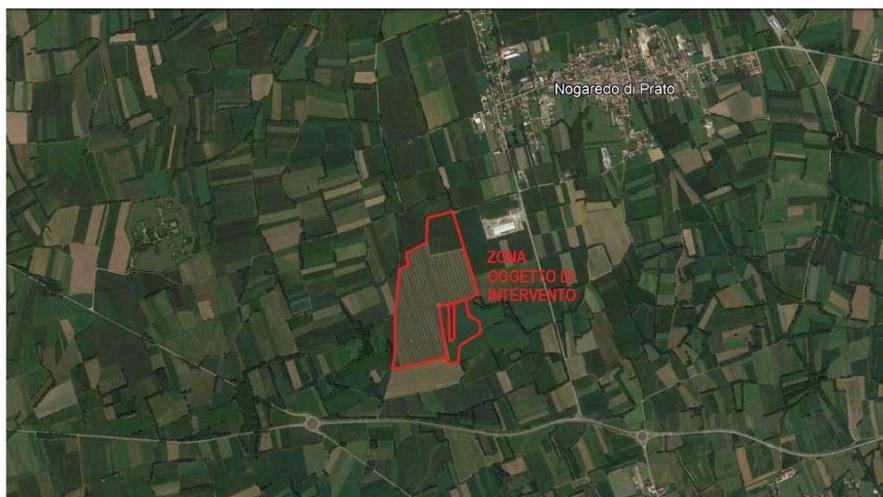


Figura 1: Ubicazione del futuro impianto.



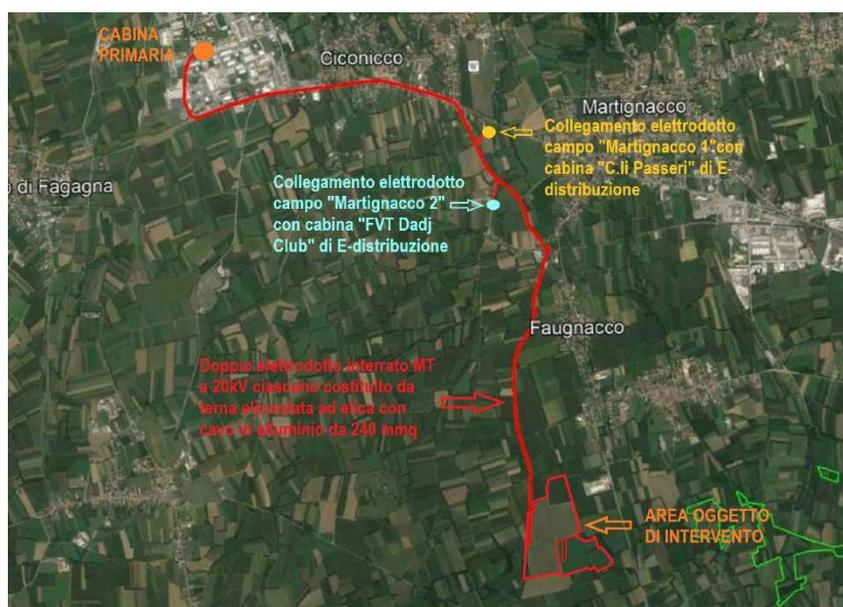
*Figura 2: Aree destinate alla realizzazione del campo fotovoltaico contornate in rosso.*

Le opere di connessione, costituite da elettrodotto interrato, ricadono in parte nel Comune Martignacco (UD) e in parte nel comune di Fagnacco (UD).

Per quanto riguarda l'elettrodotto interrato di collegamento del campo fotovoltaico alla cabina primaria di e-distribuzione, questo avrà una lunghezza di circa 7,1 km e percorrerà la viabilità esistente.

Lungo il percorso di connessione si dovranno attraversare dei canali d'acqua e condotte interrate, il superamento dei quali sarà possibile applicando la tecnica del "no-dig" o "perforazione teleguidata" che permette la posa in opera di tubazioni e cavi interrati senza ricorrere agli scavi a cielo aperto e senza compromettere il naturale flusso del corso d'acqua.

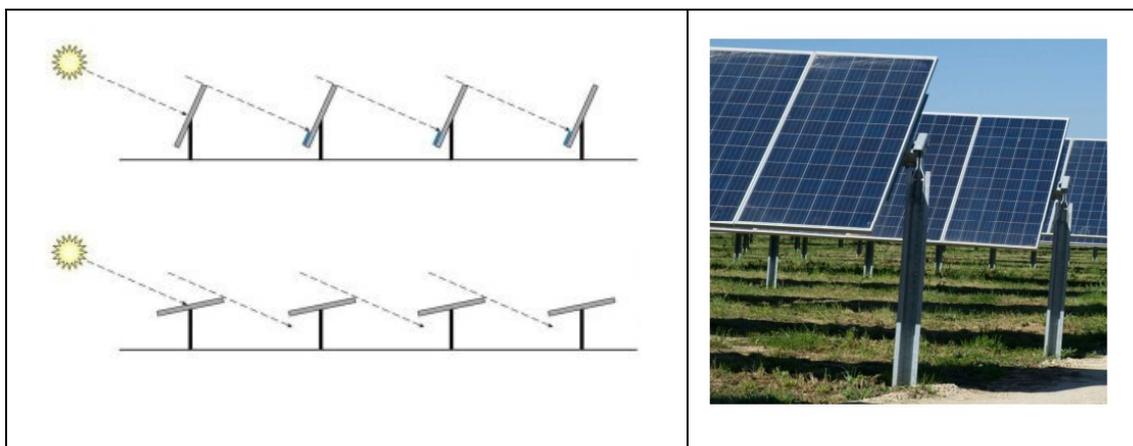
Nel seguito una rappresentazione planimetrica su ortofoto delle zone interessate dalle opere di connessione.



*Figura 3: Vista d'insieme delle aree di intervento.*

Il parco fotovoltaico sarà realizzato con pannelli montati su strutture di sostegno in acciaio infisse nel terreno che sarà mantenuto a finalità agricole.

Per struttura di sostegno dei pannelli fotovoltaici, si intende un sistema costituito dall'assemblaggio di profili metallici, in grado di sostenere e ancorare al suolo una struttura raggruppante un insieme di moduli fotovoltaici, nonché di ottimizzare l'esposizione di quest'ultimi nei confronti della radiazione solare.

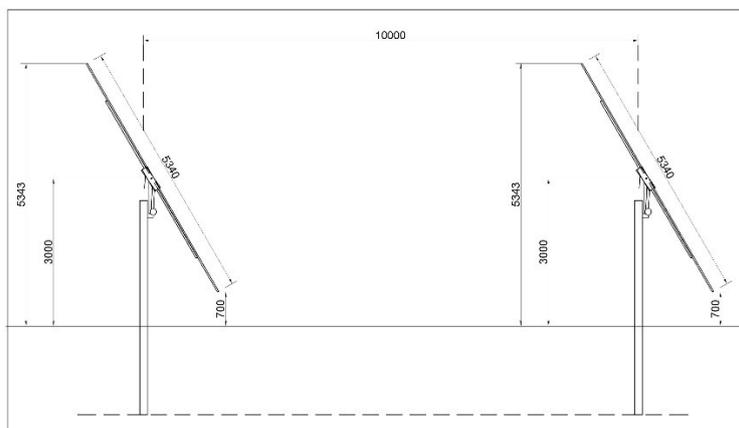


*Figura 4: Strutture di sostegno in acciaio.*

Nello specifico, i moduli fotovoltaici verranno montati su strutture di sostegno ad inseguimento automatico su un asse (tracker monoassiali) e verranno ancorate al terreno mediante paletti di fondazione infissi nel terreno naturale esistente sino ad una profondità di 1,5/2 m circa.

Le strutture di sostegno saranno distanziate con un interasse, le une dalle altre, in direzione est- ovest, di circa 5 m in modo da evitare fenomeni di ombreggiamento reciproco, che si manifestano nelle primissime ore e nelle ultime ore della giornata.

Ogni tracker si muove indipendentemente dagli altri, guidati dal proprio sistema di guida; la seguente figura n°5 mostra le posizioni estreme, la posizione assunta al mezzogiorno solare e gli intervalli di rotazione.



*Figura 5: Schema di montaggio e rotazione dei moduli rispetto al piano campagna.*

L'intervallo di rotazione esteso è 110° (-55°; +55°) e consente rendimenti energetici più elevati rispetto all'indice di riferimento del settore (-45°; +45°).

Il sistema tracker massimizza la densità di potenza sull'area di terra disponibile, aumentando la capacità di picco installabile rispetto ad altri inseguitori.

Tali strutture verranno fissate su pali di fondazione; il loro dimensionamento verrà calcolato, dal punto di vista statico e sarà stabilito definitivamente a seconda delle condizioni del suolo e dell'ubicazione.

La profondità d'infissione di tali strutture verrà accuratamente valutata mediante prove dirette condotte in sito mediante dinamometro; tali prove consisteranno nella valutazione delle condizioni di rottura per taglio del terreno di sedime, raggiunte applicando una forza orizzontale in testa all'elemento e nella verifica allo sfilamento.

L'utilizzo dei "pali battuti" consente l'ancoraggio delle strutture di sostegno dei moduli, determinando un impatto trascurabile sul terreno rispetto alle strutture di fondazione convenzionali (plinti in c.a.).

Questa tecnica presenta numerosi vantaggi, quali:

- l'immediata utilizzazione dell'opera, che potrà essere direttamente sottoposta al carico;
- la stabilità e durevolezza dell'intervento, grazie alle operazioni di ancoraggio;
- l'economicità e compatibilità ambientale dell'intervento, riducendo al minimo il disturbo e l'occupazione del suolo, rispetto alle strutture di fondazione convenzionali (plinti e platee di fondazione).

### **3. DESCRIZIONE DEL BACINO IDROGRAFICO.**

Il bacino dei tributari della laguna di Marano-Grado (figura n°6) si sviluppa nella pianura friulana compresa tra il fiume Tagliamento e il fiume Isonzo, ed occupa una superficie di circa 1.600 km<sup>2</sup>.

Esso è formato essenzialmente da quattro sottobacini: il bacino del Cormor, il bacino del Corno-Ausa, il bacino del Corno-Stella ed il bacino delle Lavie (figura n°7).

Per quanto concerne gli aspetti idrogeologici, la distribuzione dei bacini idrografici superficiali non trova corrispondenza negli acquiferi sotterranei, che sono in gran parte alimentati dalle dispersioni del fiume Tagliamento.

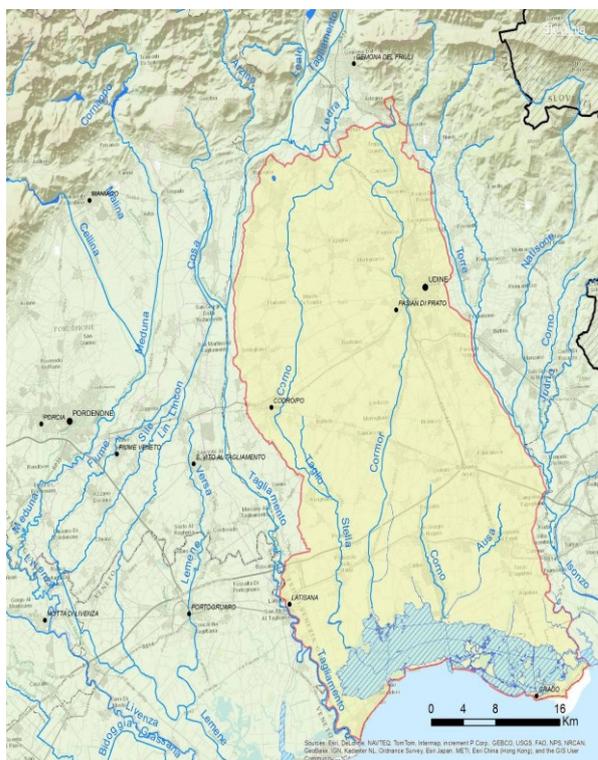


Figura 6: Bacino dei tributari della laguna di Marano-Grado

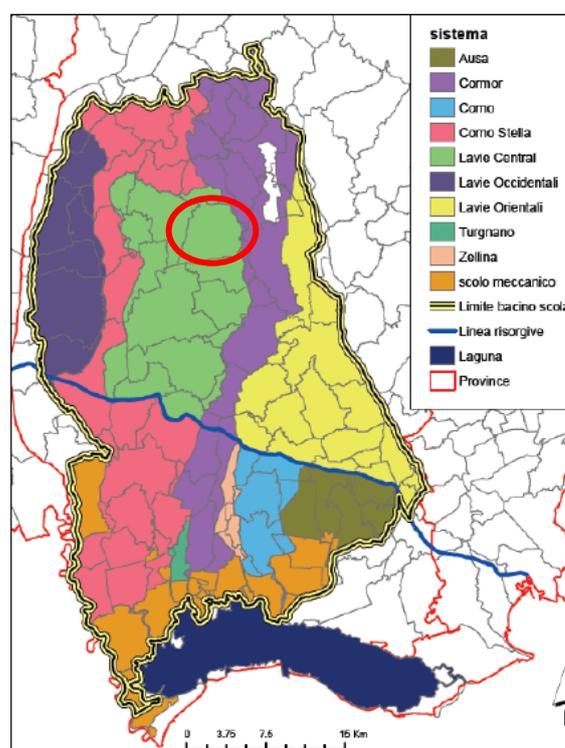


Figura 7: Sottobacini idrografici

Il bacino del Cormor occupa una superficie di circa 232 km<sup>2</sup>.

Il territorio è caratterizzato dalla presenza di tre ambienti geomorfologici distinti: la zona dell'anfiteatro morenico, caratterizzata da colline ricoperte da fitti boschi misti, la zona dell'alta/media pianura friulana e quella della bassa pianura friulana, caratterizzate invece da un ambiente agricolo, piatto e povero di vegetazione naturale.

Ne consegue che la parte più settentrionale dell'asta fluviale si presenta ricca di affluenti caratterizzati da un percorso idrico a regime torrentizio e di aree umide con vegetazione prevalentemente boschiva; mentre il tratto centrale è tendenzialmente povero d'acqua con regime di asciutta per diversi mesi all'anno; quello meridionale è invece ricco d'acqua in ogni stagione per la presenza delle risorgive ed essendo stato il corso naturale del Cormor canalizzato in passato.

Il bacino del Corno-Ausa si sviluppa su una superficie di oltre 350 km<sup>2</sup>.

Il sistema idrografico del bacino naturale del Corno-Ausa si può dividere in due fasce: quella centro-settentrionale, caratterizzata dall'assenza quasi totale di un'idrografia naturale, e quella centro-meridionale, che invece si presenta ricca di corsi d'acqua.

Nella zona settentrionale, a monte delle risorgive ("Stradalta") non esistono corsi d'acqua naturali ma solo canali artificiali, tra cui i principali sono la roggia di Palma e la roggia di Udine.

A valle della “linea delle risorgive”, invece, sono presenti numerosi canali che raccolgono le abbondanti acque di risorgenza.

Il bacino relativo alla rete idrografica del torrente Corno e del fiume Stella si sviluppa in circa 458 km<sup>2</sup>.

Esso è suddiviso in due vaste aree relative ai due corsi d’acqua di caratteristiche idrauliche ben distinte.

La zona a monte, del Corno, è costituita da un tronco di circa 22 km e da una rete di affluenti relativamente modesta.

La zona a valle, dello Stella, è caratterizzata da numerose aste idrauliche secondarie che convergono nel tronco principale di 10 km che sfocia nella Laguna di Marano.

Nel tratto finale, il fiume Stella riceve apporti d’acqua provenienti dagli impianti idrovori in concessione al Consorzio Bonifica Bassa Friulana.

Il bacino idrografico delle Lavie è delimitato ad ovest dal bacino del Corno-Stella e ad est dal bacino del torrente Cormor per una superficie complessiva di circa 225 km<sup>2</sup>.

La rete idrografica che solca il territorio è costituita prevalentemente da due diverse tipologie: la prima, naturale, a regime spiccatamente torrentizio, derivata dall’imponente attività fluviale in epoca glaciale e postglaciale; la seconda, artificiale, costruita a scopi irrigui ed industriali per trasportare le acque dei fiumi Tagliamento e Ledra nella bassa pianura friulana.

Fra il fiume Tagliamento e il fiume Isonzo si trovano infine alcuni corsi indipendenti che sfociano direttamente nelle lagune di Grado e Marano e che sono stati interessati in buona parte da ingenti opere di canalizzazione allo scopo di renderli navigabili: tra questi ricordiamo il fiume Zellina (lungo circa 12 km), il fiume Natissa, piccolo corso d’acqua canalizzato che all’altezza di Aquileia riceve le acque del fiume Terzo (corso Terzo-Natissa lungo circa 9 chilometri), il fiume Turgnano (9 km) e il canale Tiel (12 km).

**L’area oggetto di intervento ricade nel bacino idrografico delle Lavie Centrali, come evidenziato con cerchiatura in rosso nella figura n°5.**

#### **4. DESCRIZIONE DELLE PRINCIPALI CRITICITA’ IDRAULICHE DEL BACINO DELLE LAVIE.**

Per quanto concerne la rete idrica naturale del bacino idrografico delle Lavie, essa è determinata da una serie di tipici corsi d’acqua (detti anche Lavie) che, attraversato l’apparato morenico, vanno a disperdersi nella sottostante pianura pedecollinare, progressivamente assorbiti dalla coltre alluvionale molto permeabile, alimentando in questo modo la falda idrica.

Tali corsi d'acqua drenano le acque durante gli eventi piovosi di particolare durata ed intensità, costituendo quindi delle vie preferenziali di deflusso per le acque di ruscellamento.

Le Lavie, alcune delle quali utilizzate anche come collettori delle acque di scarico dei vari depuratori esistenti sul territorio, sono caratterizzate da brevi periodi di vivace attività, dominata da piene più o meno intense ed improvvise che si esauriscono in breve tempo.

Il bacino idrografico delle Lavie è delimitato ad ovest dal bacino del Corno-Stella e ad est dal bacino del torrente Cormor per una superficie complessiva di circa 225 km<sup>2</sup>.

La rete idrografica che solca il territorio è costituita prevalentemente da due diverse tipologie:

- ✓ la prima, naturale, a regime spiccatamente torrentizio, derivata dall'imponente attività fluviale in epoca glaciale e postglaciale;
- ✓ la seconda, artificiale, costruita a scopi irrigui ed industriali per trasportare le acque dei fiumi Tagliamento e Ledra nella bassa pianura friulana.

## **5. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO DELLE LAGUNE DI MARANO E GRADO.**

Le lagune di Marano e Grado costituiscono il complesso di transizione situato lungo il tratto più settentrionale del Mar Adriatico e rientrano all'interno del sistema lagunare veneziano, che si sviluppa dal delta del Po alla foce dell'Isonzo.

Questo apparato rappresenta l'unico caso italiano di vere lagune, intese come porzioni di mare semichiuse per la presenza di penisole o sistemi di isole barriera e regolate dal flusso e riflusso della marea attraverso una o più aperture di comunicazione con il mare (bocche tidali).

Le minime pendenze e le ridotte variazioni di quota altimetrica caratterizzano l'uniformità del profilo altimetrico della bassa pianura friulana.

La porzione più a sud a ridosso degli argini a mare, zona peri lagunare, è quasi interamente caratterizzata da quote inferiori allo zero medio mare.

L'opera di bonifica ha permesso il prosciugamento e il risanamento di queste aree per renderle adatte all'utilizzo antropico.

Il mantenimento di queste caratteristiche è subordinato alla presenza di diverse opere strutturali, l'impianto idrovoro ovviamente e una linea di difesa arginale verso il mare e verso i corsi d'acqua a scolo naturale presenti.

L'area su cui insistono le opere in progetto ha mediamente quote comprese tra 109-100 m. s.l.m.m., quote inferiori si rilevano in corrispondenza dei canali e fossi perimetrali.

La Bassa Pianura è caratterizzata da terreni con spiccate caratteristiche di impermeabilità, con successioni stratigrafiche di sabbie, limi ed argille.

In profondità sono presenti le falde artesiane alimentate dalla falda freatica dell'Alta Pianura.

La falda freatica è generalmente molto superficiale.

## 6. VINCOLI PREVISTI PIANO PAESAGGISTICO REGIONALE – PPR - FVG.

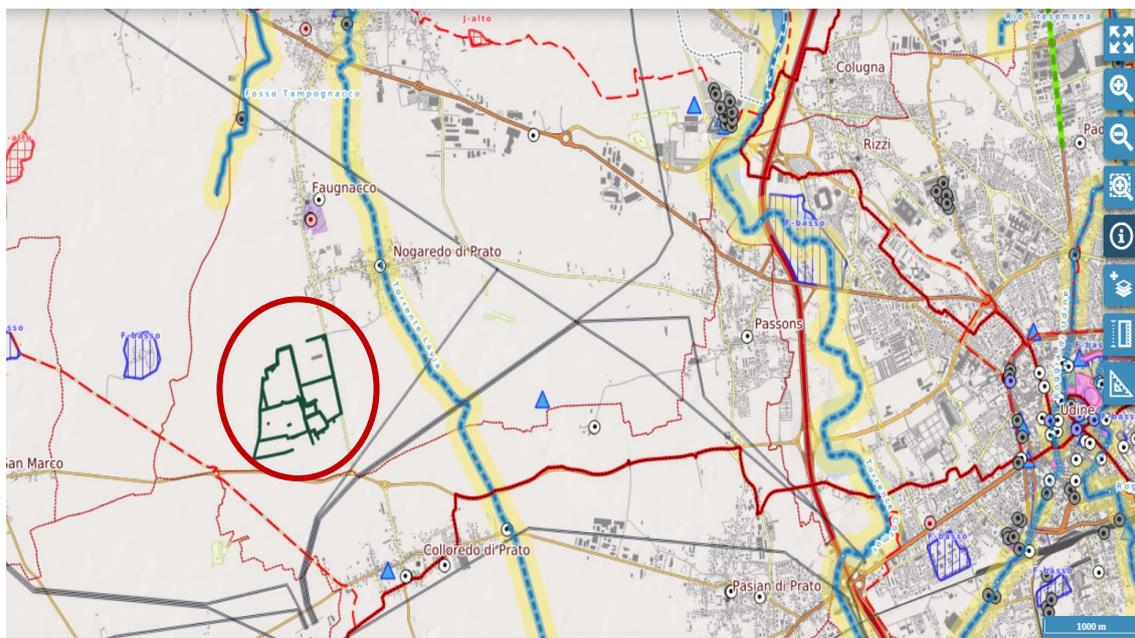
Il Piano Paesaggistico Regionale ha lo scopo di integrare la tutela e la valorizzazione del paesaggio nei processi di trasformazione territoriale anche nell'ottica della competitività economica regionale.

Il PPR-FVG è organizzato in una parte statutaria, una parte strategica e una dedicata alla gestione.

Il Piano riconosce le componenti paesaggistiche attraverso i seguenti livelli di approfondimento fondamentali:

- ✓ a scala generale omogenea riferita agli "ambiti di paesaggio" (ai sensi dell'articolo 135 del Codice);
- ✓ a scala di dettaglio finalizzato al riconoscimento dei "beni paesaggistici" (ai sensi degli articoli 134 e 143 del Codice) che comprende: immobili e aree dichiarati di notevole interesse pubblico; aree tutelate per legge; ulteriori contesti individuati dal piano.

**Dalla consultazione della cartografica PPR – FVG si è evinto che l'area d'indagine non risulta assoggettata a vincoli, come evidenziato nella figura n°8 di seguito riportata.**



*Figura 8: Inquadramento su Piano Paesaggistico Regione Friuli-Venezia Giulia dell'area dell'impianto in progetto (cerchiata in rosso).*

## 7. DIRETTIVE IMPOSTE DAL PIANO REGIONALE DI TUTELA DELLE ACQUE – PTR A -FVG.

Il Piano di tutela delle acque rappresenta lo strumento regionale di pianificazione della tutela e degli usi delle risorse idriche attraverso cui garantire la sostenibilità del loro sfruttamento ed il conseguimento degli obiettivi di qualità fissati dalla direttiva 2000/60/CE che istituisce un quadro per l'azione comunitaria in materia di acque.

L'area su cui dovrà essere realizzato l'impianto appartiene al Comprensorio del Consorzio di Bonifica Ledra-Tagliamento, che si avvale di due sistemi derivatori: quello dal fiume Tagliamento e dal fiume Ledra, e quello delle Rogge.

Il due sistemi derivatori si compongono di canali principali e secondari, e tra quest'ultimi è annoverato il Canale di Martignacco; esso ha origine dal canale principale in località Faugnacco e attraversa i territori dei comuni di Udine, Martignacco, Pozzuolo del Friuli, Mortegliano, Castions di Strada, Campoformido.

Il Canale di Martignacco è latistante l'area oggetto di intervento, e pertanto è stato verificato quanto prescritto dall'art. 6 delle NTA del PTR A -FVG, che fornisce le misure per le aree a specifica tutela.

Il citato art. 6 (Tutela delle aree di pertinenza dei corpi idrici) recita:

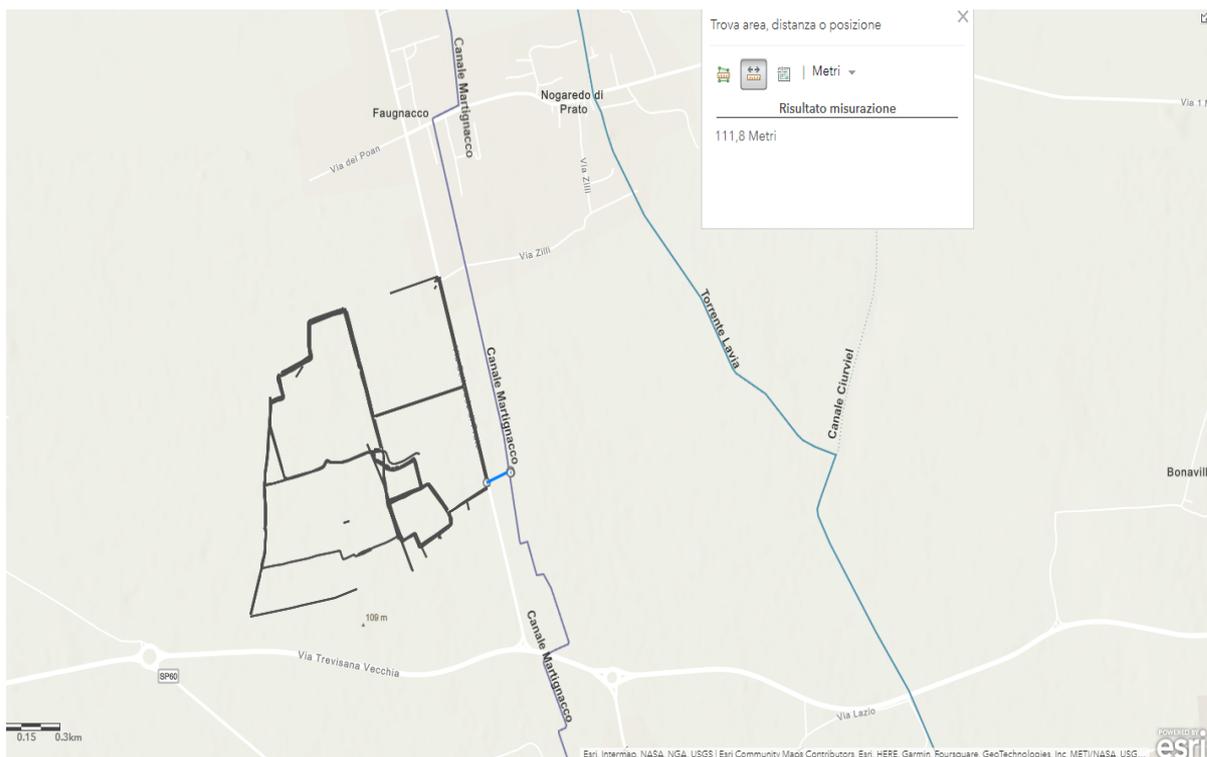
*<<1. Per le finalità di cui all'articolo 115 del decreto legislativo 152/2006, costituiscono aree di pertinenza dei corpi idrici:*

- a) le aree latistanti i corsi d'acqua e i laghi per una larghezza pari a 10 metri dal ciglio superiore della scarpata spondale e comunque per la larghezza occupata dalla vegetazione riparia che si sviluppa senza soluzione di continuità lungo la sponda dei medesimi corpi idrici;*
- b) le aree latistanti le rogge, individuate dal Piano tra i corpi idrici artificiali, limitatamente ai tratti in terra o dotati di fondo naturale, per una larghezza pari a 10 metri dal ciglio superiore della scarpata spondale;*
- c) le aree latistanti i canali di bonifica e di irrigazione di larghezza superiore a 10 metri, in terra o con fondo naturale, per una larghezza pari a 10 metri dal ciglio superiore della scarpata spondale;*
- d) le aree latistanti i corpi idrici artificiali, come definiti nell'elaborato "Analisi conoscitiva", in terra o con fondo naturale, per una larghezza pari a 10 metri dal ciglio superiore della scarpata spondale.*

*2. Gli interventi di trasformazione e di gestione del suolo e del soprassuolo nelle aree di pertinenza definite al comma 1, sono attuati in base ai criteri dettati nell'elaborato "Indirizzi di Piano">>.*

**Dalla consultazione della cartografica PTR A -FVG si è evinto che l'area d'indagine è esterna alla fascia di rispetto imposta per i canali di bonifica di larghezza pari 10m.**

**Infatti, come evidenziato nella figura n°9 di seguito riportata il punto più vicino al canale di bonifica Martignacco è distante circa 110 m. dal ciglio superiore della scarpata spondale.**



*Figura 9: Inquadramento su Piano Tutela Acque Regione Friuli-Venezia Giulia dell'area dell'impianto in progetto.*

## **8. DIRETTIVE IMPOSTE DAL PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI – ADB ALPI ORIENTALI.**

Il Piano di gestione del rischio alluvioni (PGRA) ha valore di piano territoriale di settore ed è lo strumento conoscitivo, tecnico-operativo e normativo che:

- individua e perimetra le aree a pericolosità idraulica, le zone di attenzione, le aree fluviali, le aree a rischio, pianificando e programmando le azioni e le norme d'uso sulla base delle caratteristiche fisiche e ambientali del territorio interessato;
- coordina la disciplina prevista dagli altri strumenti della pianificazione di bacino presenti nel distretto idrografico delle Alpi Orientali.

Il Piano persegue finalità prioritarie di incolumità e di riduzione delle conseguenze negative da fenomeni di pericolosità idraulica ed esercita la propria funzione per tutti gli ambiti territoriali che potrebbero essere affetti da fenomeni alluvionali anche con trasporto solido.

Per il perseguimento delle finalità del Piano l'Autorità di bacino distrettuale può emanare direttive che individuano criteri e indirizzi per:

- a. la perimetrazione delle aree a pericolosità idraulica e delle aree a rischio;
- b. la progettazione e l'attuazione di interventi di difesa per i dissesti idraulici;

c. l'attuazione delle norme e dei contenuti del Piano.

Il Piano classifica il territorio esterno alle aree fluviali in funzione delle diverse condizioni di pericolosità, nonché in funzione delle aree e degli elementi a rischio, nelle seguenti classi:

- ✓ P3 (pericolosità elevata)
- ✓ P2 (pericolosità media)
- ✓ P1 (pericolosità moderata)
- ✓ R4 (rischio molto elevato)
- ✓ R3 (rischio elevato)
- ✓ R2 (rischio medio)
- ✓ R1 (rischio moderato)

#### Pericolosità idraulica

##### Legenda

- Zone di Attenzione
- Area Fluviale
- Pericolosità idraulica moderata (P1)
- Pericolosità idraulica media (P2)
- Pericolosità idraulica elevata (P3a)
- Pericolosità idraulica elevata (P3b)

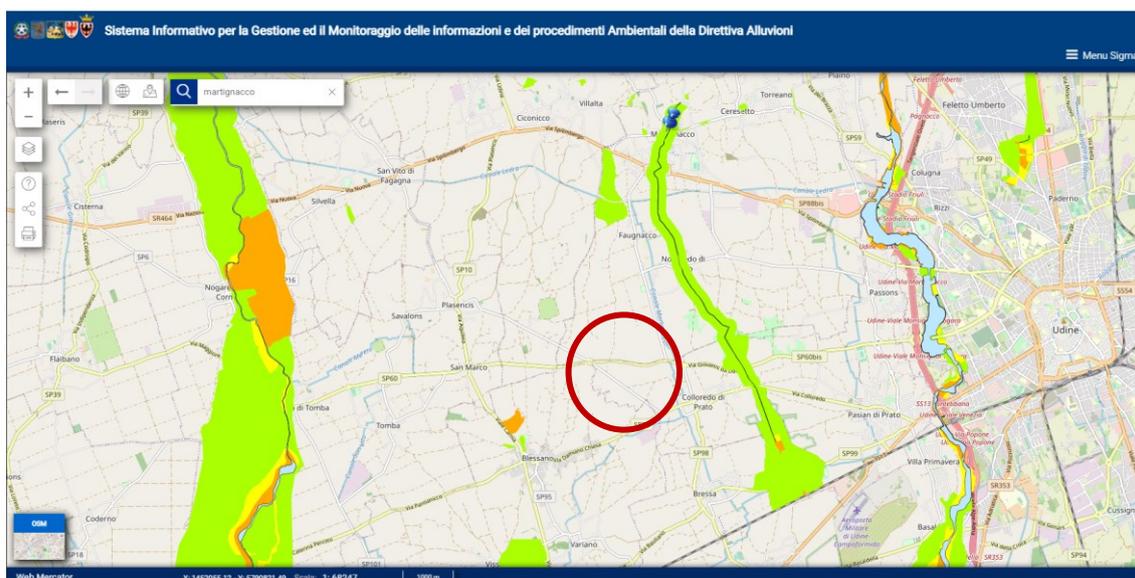


Figura 10: Inquadramento su Carta della Pericolosità Idraulica dell'impianto in progetto (cerchiata in rosso).

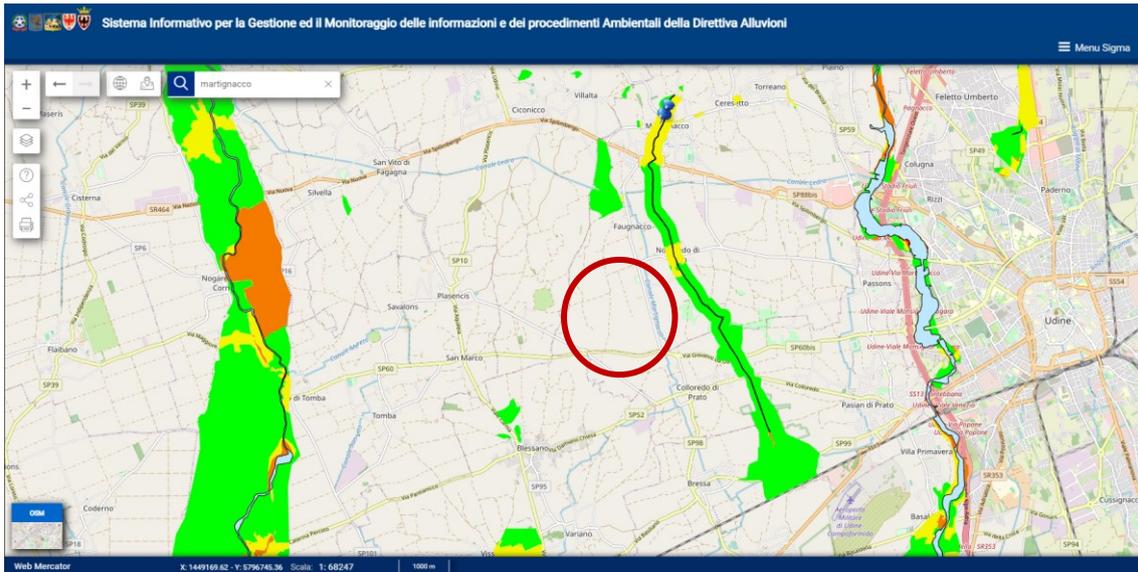


Figura 11: Inquadramento su Carta del Rischio Idraulico dell'impianto in progetto (cerchiata in rosso).

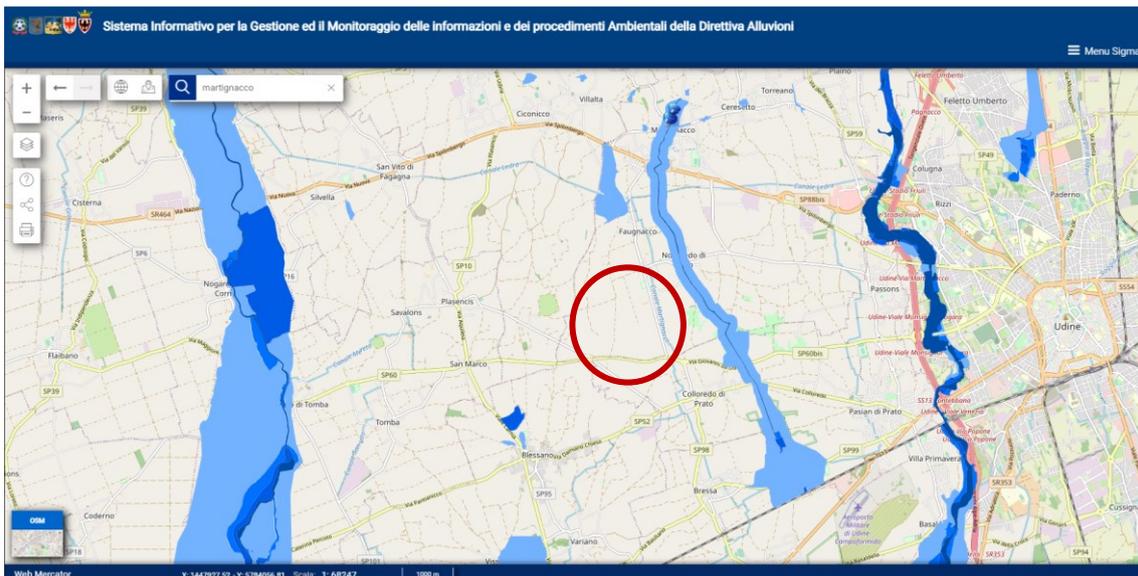
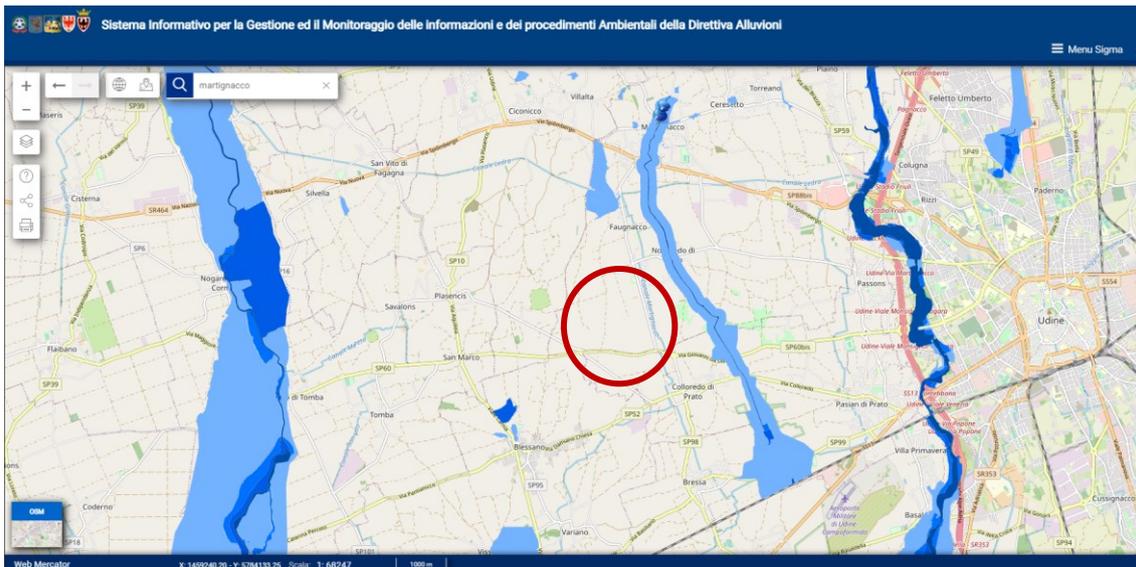
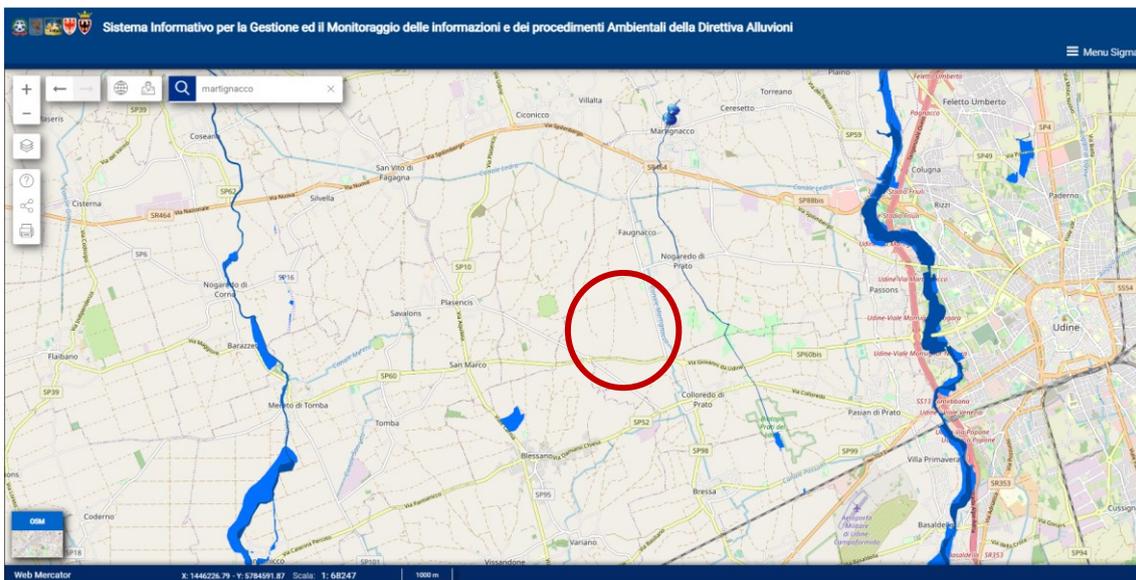


Figura 12: Inquadramento su Carta delle Aree Allagabili - Altezze idriche - Scenario di alta probabilità TR = 300 anni dell'impianto in progetto (cerchiata in rosso).



*Figura 13: Inquadramento su Carta delle Aree Allagabili – Altezze idriche – Scenario di media probabilità TR = 100 anni dell’impianto in progetto (cerchiata in rosso).*



*Figura 14: Inquadramento su Carta delle Aree Allagabili - Altezze idriche – Scenario di bassa probabilità TR = 30 anni dell’impianto in progetto (cerchiata in rosso).*

**Dalla consultazione della cartografica PGRA – FVG si è evinto che l’area d’indagine non ricade né in area a pericolosità idraulica né in area allagabile per tutti gli scenari di probabilità (alta, media e bassa), come evidenziato nelle figure di cui innanzi.**

**Per tali aree, visti i risultati della mappatura riportata nel PGRA dell’Autorità di Bacino, non si ritiene necessario procedere con l’aggiornamento della mappatura della pericolosità ai sensi dell’art. 6 delle NTA.**

## **9. CONTENUTI DELLA VALUTAZIONE DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA.**

La valutazione condotta sarà finalizzata a verificare che le condizioni di deflusso conseguenti ai lavori previsti in progetto non siano più gravose di quelle attuali.

L'intervento non prevede opere che andranno a ridurre in maniera sostanziale l'impermeabilizzazione dell'area in quanto si andrà ad utilizzare l'area di impianto a coltivo in luogo ad un'area a destinazione prevalentemente agricola intensiva.

E' opportuno comunque una specifica analisi dell'area a garanzia della corretta gestione dei deflussi meteorici in quanto sono previste opere di servizio quali viabilità di accesso, cabine elettriche e convenzionalmente, per le aree in cui è prevista l'installazione di pannelli fotovoltaici con uso del terreno agricolo, si considera un coefficiente di deflusso medio pari a 0,3 in luogo allo 0,1 utilizzato per le aree a coltivo tradizionali.

Si ritiene perciò che ai fini della compatibilità idraulica dell'intervento in oggetto si debba intervenire garantendo il potenziamento e la continuità idraulica degli scoli privati esistenti del comparto in esame, il ricavo di un volume di invaso opportunamente dimensionato sulla superficie territoriale e la realizzazione di un manufatto di regolazione dei deflussi verso la rete superficiale demaniale con la funzione di regolazione dei flussi idrici verso valle.

Si prevede pertanto di analizzare il regime idraulico e verificare i volumi di laminazione minimi atti a garantire e migliorare il funzionamento del sistema idraulico ricettore.

Per far ciò si segue il seguente processo:

- analisi del grado di rischio e di pericolosità idraulica dell'area: esposto nei capitoli che precedono;
- analisi degli eventi piovosi e determinazione di quello più gravoso per l'area in esame, in funzione del tempo di corrivazione, della durata dell'evento e del suo tempo di ritorno;
- bilancio idrico per la verifica del sistema idraulico con un tempo di ritorno di 50 anni;
- dimensionamento del volume di compensazione minimo;
- definizione della quota minima di salvaguardia idraulica;
- formulazione delle prescrizioni, da adottare nei riguardi dei realizzatori delle opere, affinché gli interventi di progetto non aggravino la situazione idraulica preesistente.

## **10. ANALISI PLUVIOMETRICA.**

Nelle verifiche di compatibilità idraulica si richiede di prevedere la necessità di operare una caratterizzazione delle condizioni idrauliche nello stato di fatto e nello stato di progetto effettuata applicando le metodologie correlate alla tipologia di fenomeno di cui al punto 1.1 riportato

nell'allegato A delle NTA in cui viene richiesto che, per le alluvioni di pianura le analisi devono essere condotte producendo:

- una relazione idrologica secondo le indicazioni di cui al par. 1.1 dell'Allegato I per i tempi di ritorno di 30, 100, 300 anni;
- la modellazione con modello unidimensionale a fondo fisso sulla base degli idrogrammi di cui al punto precedente;
- una relazione idraulica comprensiva della descrizione dell'attività modellistica effettuata;
- la proposta di mappatura della pericolosità.

L'intervento proposto deve garantire condizioni di sicurezza e non generare incremento di pericolosità dell'area interessata nonché a valle o a monte della stessa per un evento di piena caratterizzato da un tempo di ritorno pari a 50 anni.

Tale valore è in linea con le altre regioni italiane e tiene conto sia dei cambiamenti climatici in corso, sia dell'urbanizzazione in crescita.

Tramite il software RainMap FVG, fornito dalla Regione Autonoma Friuli-Venezia Giulia, si ottengono le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP) e la rappresentazione tabellare delle precipitazioni massime orarie attese, in funzione della durata e del tempo di ritorno per una determinata località (o tramite coordinate del punto).

Il software contiene la regionalizzazione del regime pluviometrico, ricavato dall'analisi di serie storiche di 130 stazioni pluviometriche (attualmente i dati coprono un intervallo di tempo dal 1920 al 2013).

Le LSPP si possono riassumere nella seguente equazione:

$$h = a t^n$$

con:

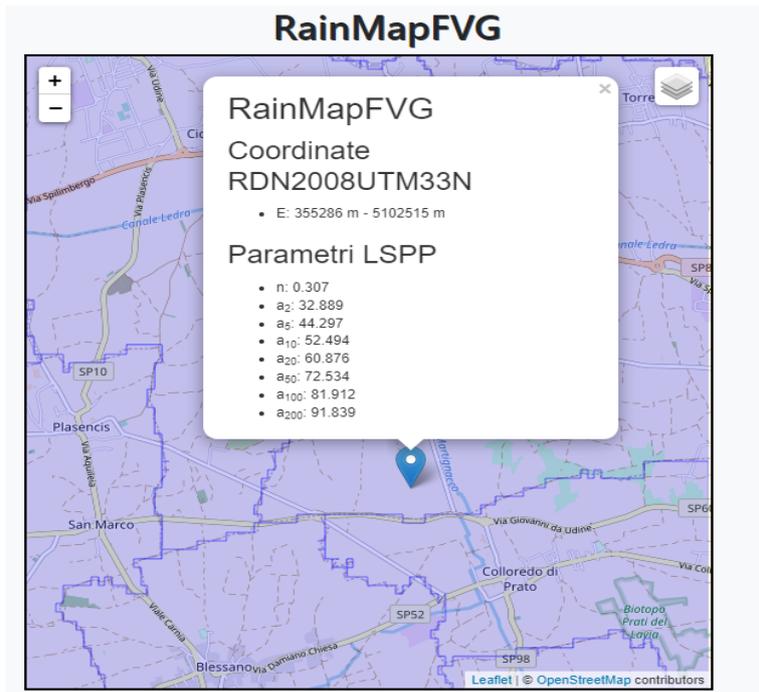
h = altezza della precipitazione attesa (mm)

a = coefficiente pluviometrico orario (funzione del Tr ed espresso in mm/oran)

n = coefficiente di scala (assunto -invariante nel modello utilizzato)

t = durata della precipitazione (ore)

Con l'applicativo RainMap FVG si ottengono i parametri di pioggia a ed n, specificando le coordinate Gauss Boaga Est del punto preso come riferimento (per il comune di Martignacco EST 355286 NORD 5102515, ed i grafici relativi alle LPP, di seguito riportati:



Coordinate Gauss-Boaga Fuso Est		
	E	N
Input	355286	5102515
Baricentro cella	355287	5102516

Parametri LSPP							
n	0,307						
Tempo di ritorno (Anni)							
	2	5	10	20	50	100	200
a	32,889	44,297	52,494	60,876	72,534	81,912	91,839

Precipitazioni (mm)							
Durata (Hr)	Tempo di ritorno (Anni)						
	2	5	10	20	50	100	200
1	32,889	44,297	52,494	60,876	72,534	81,912	91,839
2	40,688	54,801	64,942	75,312	89,734	101,336	113,617
3	46,082	62,066	73,551	85,295	101,629	114,769	128,678
4	50,337	67,796	80,342	93,171	111,013	125,366	140,559
5	53,906	72,604	86,038	99,777	118,885	134,255	150,526
6	57,009	76,783	90,992	105,521	125,729	141,984	159,191
7	59,772	80,504	95,401	110,635	131,822	148,865	166,906
8	62,273	83,873	99,394	115,264	137,338	155,094	173,890
9	64,566	86,961	103,053	119,508	142,395	160,805	180,293
10	66,688	89,820	106,441	123,437	147,076	166,092	186,220
11	68,669	92,487	109,602	127,102	151,443	171,023	191,750
12	70,528	94,991	112,569	130,543	155,543	175,653	196,941
13	72,282	97,354	115,369	133,791	159,412	180,023	201,840
14	73,946	99,595	118,024	136,870	163,081	184,166	206,485
15	75,528	101,727	120,551	139,800	166,572	188,108	210,905
16	77,040	103,762	122,963	142,597	169,905	191,872	215,126
17	78,487	105,711	125,273	145,276	173,097	195,477	219,167
18	79,877	107,583	127,491	147,848	176,161	198,937	223,047
19	81,213	109,383	129,624	150,322	179,110	202,267	226,780
20	82,502	111,120	131,682	152,708	181,952	205,477	230,379
21	83,748	112,797	133,669	155,013	184,698	208,578	233,856
22	84,952	114,419	135,592	157,242	187,355	211,578	237,220
23	86,119	115,991	137,455	159,403	189,929	214,486	240,479
24	87,252	117,517	139,263	161,499	192,427	217,306	243,642

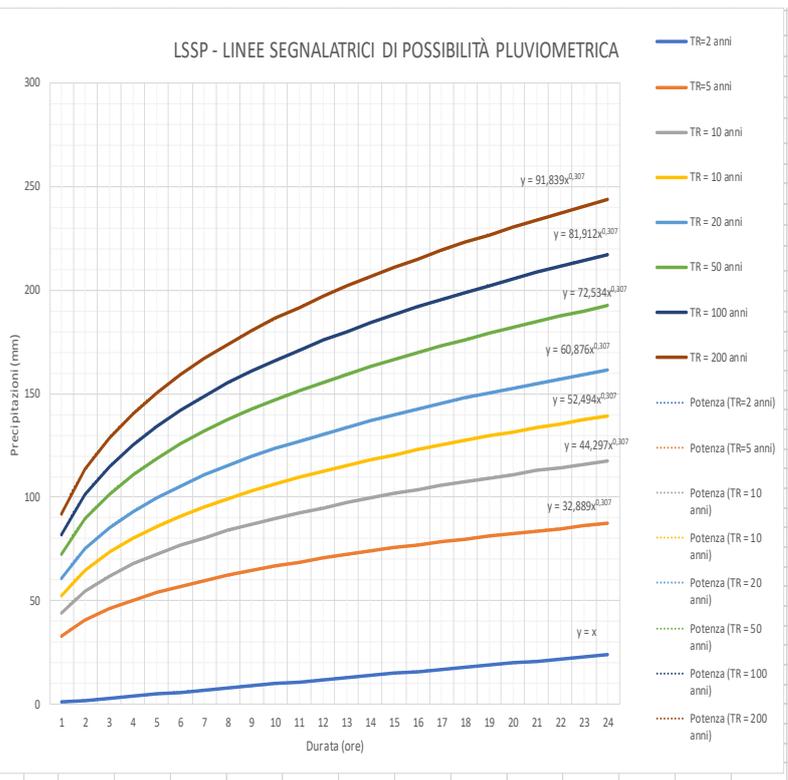


Figura 15: Linee segnalatrici di possibilità pluviometrica (LSPP) ottenute tramite il software RainMap FVG, fornito dalla Regione Autonoma Friuli-Venezia Giulia.

Da cui risulta che per  $Tr = 50$  anni

$$n = 0,307$$

$$a = 72,534$$

I valori dei parametri idrologici forniti da RainMapFVG sono relativi a precipitazioni orarie; al fine di riferirli a piogge di durata  $t < 1$  ora (scrosci) è necessario valutare il parametro  $n' = 4/3 n$ , pari a  $n' = 0,409$ .

L'approccio con il quale è stato creato il software RainMap FVG è parte del Progetto INTERREG IIIB Alpine Space Mitigation of Hydro - Geological Risk In Alpine Catchments - Catchrisk.

Con tale applicativo è stato possibile produrre una regionalizzazione degli eventi di precipitazione massimi annuali della Regione Friuli Venezia Giulia con risoluzione pari a 500 m.

Il modello utilizzato è a scala invariante (rispetto alla durata) ed è basato sulla distribuzione GEV (Generalized Extreme Value).

La scelta della durata della pioggia è molto importante, in quanto brevi ed intense piogge divengono critiche per il calcolo della portata, mentre piogge lunghe e meno intense vanno ad influire sul dimensionamento delle opere di laminazione.

Le durate di precipitazione considerate dovranno essere pertanto coerenti con il tempo di corrivazione critico delle aree oggetto della trasformazione.

## **11. PROVVEDIMENTI PER IL CONTENIMENTO DEI DEFLUSSI.**

La D.P.R.083/Pres/2018 chiede che vengano individuate le aree cui attribuire funzioni compensative o mitigative, in modo che la trasformazione urbanistica dell'area non provochi un aggravio della portata di piena del corpo idrico ricevente i deflussi superficiali originati dall'area stessa.

Come abbiamo già anticipato, date le caratteristiche del sottosuolo, la natura geologica dei terreni, le problematiche di carattere idraulico e secondo le indicazioni della delibera regionale, non è auspicabile prevedere sistemi di dispersione nel suolo mediante pozzi o trincee/fossati drenanti.

## **12. DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI AFFLUSSO.**

Per quanto riguarda i valori dei coefficienti di afflusso  $\Psi$ , ipotizzando per semplicità di trascurare il grado di saturazione del terreno che varia al durare della pioggia, si raccomanda di adottare valori più modesti nel caso di superfici pianeggianti e terreni permeabili, e valori più elevati nel caso di superfici pendenti e meno permeabili.

Si assume, per semplicità, che  $\Psi$  non vari con la durata della precipitazione e facendo riferimento alla tabella riepilogativa riportata al punto 9 dell'Allegato 1 - *“Regolamento recante disposizioni per l'applicazione del principio dell'invarianza idraulica di cui all'articolo 14, comma 1, lettera k) della legge regionale 29 aprile 2015, n. 11 (Disciplina organica in materia di difesa del suolo e di utilizzazione delle acque)”*:

Il coefficiente di afflusso viene scelto in funzione delle previsioni di tipologia urbanistica per singola area, con riferimento alla situazione ANTE e POST.

	DESTINAZIONE URBANISTICA	TIPOLOGIA URBANA	$\Psi$	
ANTE	ZONA DI INTERESSE AGRICOLO E6	Zone a villini + Parchi e boschi - Indice di fabbricabilità fondiaria (per fabbricati residenziali): mc/mq 0,03;	$\Psi_{ante}$	0,35
POST	ZONA DI INTERESSE AGRICOLO E6	Parchi e boschi	$\Psi_{post}$	0,218

Lo stato finale dell'area interessata dai lavori è sintetizzato, per l'analisi delle impermeabilizzazioni, nella tabella di seguito esposta dove la sola superficie interessata dall'impianto che pesa per il 91,8% del totale.

Tipo di superficie	Tipo di pavimentazione	Superficie		$\Psi_{mediopost}$
		(m2)	(%)	
Parco fotovoltaico	permeabile	220 760	91,98%	0,2
Strada di accesso	impermeabile	5 540	2,31%	0,7
Aree di servizio	drenanti	13 500	5,63%	0,3
Cabine elettriche	impermeabile	200	0,08%	0,7
<b>Totale</b>		<b>240 000</b>	<b>100,00%</b>	
<b>Coefficiente di deflusso medio</b>				<b>0,218</b>

Figura 16: Stato di progetto della superficie contribuente ai deflussi con indicazione del coefficiente medie.

### 13. CALCOLO DELLA PORTATA.

La portata massima è quella prodotta da una precisa durata di pioggia detta pioggia critica  $\theta_c$  ed è espressa dalla seguente espressione nota come formula razionale:

$$Q_{max} = S \times u = 2,78 \times S \times \varphi \times i(\theta_c, T) \times \varepsilon$$

$Q_{max}$  = portata di massima piena [l/s];

S = superficie scolante totale [ha];

u = coefficiente udometrico [l/sha];

$\varphi$  = coefficiente d'afflusso medio [-];

$i(\theta_c, T)$  = intensità di pioggia critica calcolata coi parametri a, n della LSPP  $i = a * \theta_c^{n-1}$ ;

$\theta_c$  = durata critica che fornisce il massimo valore di portata per assegnato tempo di ritorno;

$\varepsilon$  = fattore di laminazione che rappresenta l'attenuazione della portata di pioggia effettuata dal bacino, dipende dalla modellazione afflussi deflussi scelta;

Per il modello afflussi deflussi dell'invaso lineare il coefficiente di laminazione assume la seguente espressione:

$$\varepsilon = \left(1 - e^{-\frac{\theta_c}{k}}\right)$$

$K$  = costante di invaso [T] definita come rapporto tra il volume invasato nel bacino e la portata uscente.

Derivando l'espressione della portata rispetto alla durata critica ed eguagliando a zero si ottiene la portata massima:

$$Q_{max} = 2,78 \times \varphi \times S \times D(n) \times a \times K^{n-1}$$

$$\theta_c = C \times k$$

$$n = 1 - \frac{e^{-c}}{1 - e^{-c}}$$

$$D = C^{n-1} \times (1 - e^{-c})$$

Le funzioni  $C(n)$  e  $D(n)$  sono funzioni del solo parametro  $n$ .

La costante di invaso  $k$  dipende dalla forma del serbatoio, quindi dalle caratteristiche della rete idrografica che, nel nostro caso, non è nota.

Si fa riferimento al modello URBIS (Mignosa e Paoletti 1986), che lega  $k$  al tempo di corrivazione del bacino  $t_c$

$$k = 0,7 \times t_c$$

Il tempo in cui la particella di acqua caduta nel punto più lontano del bacino raggiunge la sezione di chiusura è chiamato tempo di concentrazione o di corrivazione.

Esso è somma del tempo di accesso alla rete  $t_a$  e del tempo di rete  $t_r$ :

$$t_c = t_a + t_r$$

$t_a$  è il tempo di accesso alla rete del sottobacino relativo al percorso idraulicamente più lungo del condotto fognario.

È funzione della pendenza e morfologia dell'area e della struttura della rete di drenaggio minore (grondaie, canalette, cunette, ...).

È generalmente compreso tra i valori di 5÷15 minuti, i valori minori sono riferiti alle aree più piccole e con maggiore pendenza e i valori maggiori per i casi opposti.

Per quanto riguarda l'area in oggetto destinata ad "Agriparco", nella quale la rete scolante sarà presumibilmente organizzata con un sistema di cunette e fossi, si stima il tempo di corrivazione con la formula proposta dal Civil Engineering Department dell'Università del Maryland, che fornisce un'espressione per cunette e fossi di guardia.

$$t_c = \left( 26,3 \times \frac{(L/K_s)^{0,6}}{3600^{(1-n) \times 0,4} \times a^{0,4} \times i^{0,3}} \right)^{1/(0,6+0,4 \times n)}$$

$t_c$  = tempo di corrivazione [s];

$L$  = lunghezza della cunetta o superficie scolante [m];

$k_s$  = coefficiente di Gauckler Strickler [ $m^{1/3}/s$ ];

$a, n$  = coefficienti della curva  $l_{spp}$ ,  $a[m/ora^n]$ ;

$i$  = pendenza media della superficie scolante.

Superficie totale del bacino	S	0,24	Km <sup>2</sup>
$l_{spp}$	a	0,07253	m/ora
	$n'$	0,40933	
Tempo di ritorno	T	50	anni
Massima lunghezza del deflusso superficiale	$\sum L_i$	800	m
Pendenza media rete	i	0.86%	
Coefficiente di Gauckler Strickler	$K_s$	50	$m^{1/3}/s$
<b>Tempo di corrivazione</b>	$t_c$	55,00	min

Da cui nel caso in esame risulta il  $t_c = 3.230,64 \text{ sec} = 53,84 \text{ minuti}$

<i>Metodo della corrivazione o cinematico (Alfonsi e Orsi, 1967)</i>			
Superficie totale del bacino	S	0,24	Km <sup>2</sup>
$l_{spp}$	a	0,07253	m/ora
	$n'$	0,40933	
Tempo di corrivazione	$t_c$	55,00	min
Costante di invaso	$k = 0,7 \times t_c$	38,50	min

		0,64	ore
coefficiente di afflusso	$\Psi_{\text{mediopost}}$	0,218	
	C(n)	0,40	
	D(n)	0,40	
durata critica	$\Theta_c$	15,40	min
		0,26	ore
Portata massima	$Q_{\text{MAX}}$	548,53	l/s
coefficiente udometrico	u	22,86	l/s*ha

**La trasformazione è non significativa, in quanto sebbene la  $S_{\text{intervento}} > S_{\text{min}} = 1 \text{ ha}$ , il coefficiente di afflusso medio ponderale si riduce a seguito della trasformazione in progetto e lo scarico delle acque meteoriche provenienti dalla superficie trasformata è recapitato direttamente in corpo idrico recettore (canale Martignacco che non svolge funzione anti piena) ed il cui livello idrico non risulta influenzato in modo apprezzabile dagli apporti meteorici.**

La portata massima generata con un tempo di ritorno pari a 50 anni dal bacino in esame è calcolata in 548,53 l/s, con un tempo di corrivazione di circa 55,00 minuti.

Trattandosi di un'area attualmente agricola, il coefficiente udometrico imposto allo scarico per le aree in esame viene assunto pari a 10 l/(s x ha).

#### Metodo del serbatoio lineare (Paoletti-Rege Gianas, 1979)

W: 1837.397 m<sup>3</sup>  
 $u_{\text{max}}$ : 10.000 -  $Q_{u,\text{max}}$ : 240.000 l/s  
 Coerenza orarie - n: 0.307  
 $\Theta_w$ : 2.094 ore -  $\Theta_c$ : 0.727 ore  
 $k_{a0}$ : 0.63 ore -  $k_{p0}$ : 0.63 ore  
 m: 3.754 - F: 3.324 - g: 0.270 - G: 0.899

#### Metodo delle sole piogge

W: 3364.082 m<sup>3</sup>  
 $u_{\text{max}}$ : 10.000 l/(s x ha)  
 n: 0.409 -  $\Theta_w$ : 2.698 ore

#### Metodo cinematico o della corrivazione (Alfonsi-Orsi, 1967)

W: 2478.804 m<sup>3</sup>  
 $u_{\text{max}}$ : 10.000 -  $Q_{u,\text{max}}$ : 240.000 l/s  
 Coerenza orarie - n: 0.307  
 $\Theta$ : 1.846 ore

*Figura 17: Calcolo del volume specifico.*

Il volume specifico richiesto per l'invarianza calcolato va moltiplicato per l'intera superficie del lotto in esame per individuare il volume complessivo da realizzare, considerando il valore medio si ottiene 2.560,09 m<sup>3</sup>.

Considerate le ipotesi fondamentali del metodo dell'invaso, operano attivamente come invaso utile tutti i volumi a monte del recapito, compreso l'invaso proprio dei collettori della rete di drenaggio ed i piccoli invasi.

Considerato che per il velo idrico si può assumere un valore compreso tra 10 e 25 mc/ha, (attribuendo il valore maggiore alle superfici irregolari ed a debole pendenza) e che il volume attribuibile ai canaletti superficiali, caditoie, etc. può variare tra 10 e 35 mc/ha (attribuendo i valori superiori ad aree con elevato coefficiente di deflusso), il valore dei piccoli invasi può variare da 35 a 45 mc/ha.

Il valore del volume specifico calcolato può essere perciò depurato del valore corrispondente ai piccoli invasi secondo la tabella seguente.

<b>coefficiente di afflusso</b>	<b>0,10</b>	<b>0,2</b>	<b>0,30</b>	<b>0,4</b>	<b>0,50</b>	<b>0,6</b>	<b>0,70</b>	<b>0,8</b>	<b>0,90</b>	<b>1</b>
<b>velo idri [mc/ha]</b>	25	23	22	20	18	17	15	13	12	10
<b>caditoie ecc [mc/ha]</b>	10	13	16	18	21	24	27	29	32	35
<b>piccoli invasi [mc/ha]</b>	35	36	37	38	39	41	42	43	44	45

*Figura 18: Valori per riduzione del volume specifico di invaso (fonte: Linee Guida per la redazione delle compatibilità idrauliche)*

Nel nostro caso specifico il coefficiente di deflusso è pari a 0,218 e dunque ne consegue che il volume specifico può essere ridotto di:

$$v_p = 36 - \left[ \frac{0,30 - 0,218}{0,30 - 0,20} \times (37 - 36) \right] = 35,18$$

Il volume specifico di invaso da assumere per il calcolo del volume di invaso all'interno dell'area risulta pari:

$$\frac{2.560,09 \text{ m}^3}{24 \text{ ha}} - 35,18 = 106,67 - 35,18 = 71,49 \frac{\text{m}^3}{\text{ha}}$$

**Il volume di invaso risulta pari a: 24 ha x 71,49m<sup>3</sup>/ha = 1.715,76 m<sup>3</sup>.**

Questo volume sarà ricavato dalla risagomatura dei fossati esistenti verso il lato in proprietà privata.

#### 14. VERIFICA DEL VOLUME DI COMPENSO MINIMO.

L'invaso sarà ricavato mediante la realizzazione di un sistema di scoline in terra perimetrali ed interni all'area dell'impianto; il terreno, tra le dette scoline, sarà sagomato con pendenze tali da garantire il deflusso delle acque.

Nella figura seguente è rappresentata la sezione tipica dei fossati che verranno realizzati all'interno dell'area e perimetralmente ad essa

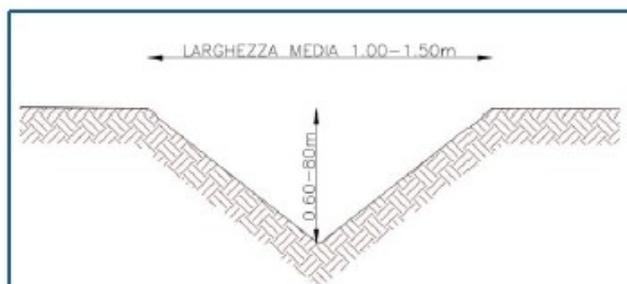


Figura 19: Sezione scoline in progetto.

Il progetto dell'impianto agrofotovoltaico non altera l'attuale sistema di raccolta e di allontanamento delle acque meteoriche, in quanto saranno ripristinati tutti i collegamenti idraulici del sistema di scoline con i canali perimetrali ricettori controllando e riconfigurando le corrette pendenze dei terreni in modo da garantire i deflussi delle acque.

Non è prevista alcuna impermeabilizzazione dei terreni, e quindi modifica del coefficiente di afflusso e del tempo di corrivazione alla rete, che potrebbe aumentare la portata scolante e influire sulla capacità idraulica dei canali consortili di valle.

I sopralluoghi effettuati hanno, inoltre, permesso di valutare l'attuale stato di manutenzione dei canali ricettori: i canali sono realizzati in terra con vegetazione lungo le sponde e presentano un buon stato di conservazione e manutenzione.

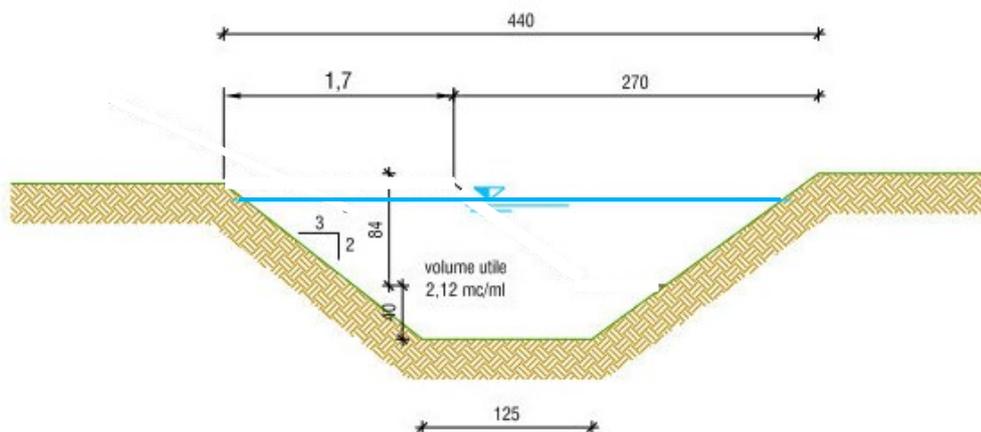


Figura 20: Sezione canali ricettori.



Sub.	Descrizione invaso	Sviluppo utile (m)	Volume utile (m <sup>3</sup> /m)	Volume di invaso (m <sup>3</sup> )
Scolina perimetrale est	fossato di confine, ricalibratura ed adeguamento profilo di scorrimento	850	0,4594	390,50
Scolina perimetrale ovest	fossato di confine, ricalibratura ed adeguamento profilo di scorrimento	840	0,4594	385,90
Scolina interna direzione ovest-est	fossato interno, ricalibratura ed adeguamento profilo di scorrimento	902	0,4594	414,40
Scolina interna direzione nord-sud	fossato interno, ricalibratura ed adeguamento profilo di scorrimento	1.434	0,4594	658,80
Scolina perimetrale nord	fossato di confine, ricalibratura ed adeguamento profilo di scorrimento	120	0,4594	55,10
Scolina perimetrale sud	fossato di confine, ricalibratura ed adeguamento profilo di scorrimento	280	0,4594	128,60
<b><u>TOTALE VOLUME DI INVASO</u></b>		<b><u>2.033,30 m<sup>3</sup>&gt;&gt;1.715,76 m<sup>3</sup></u></b>		

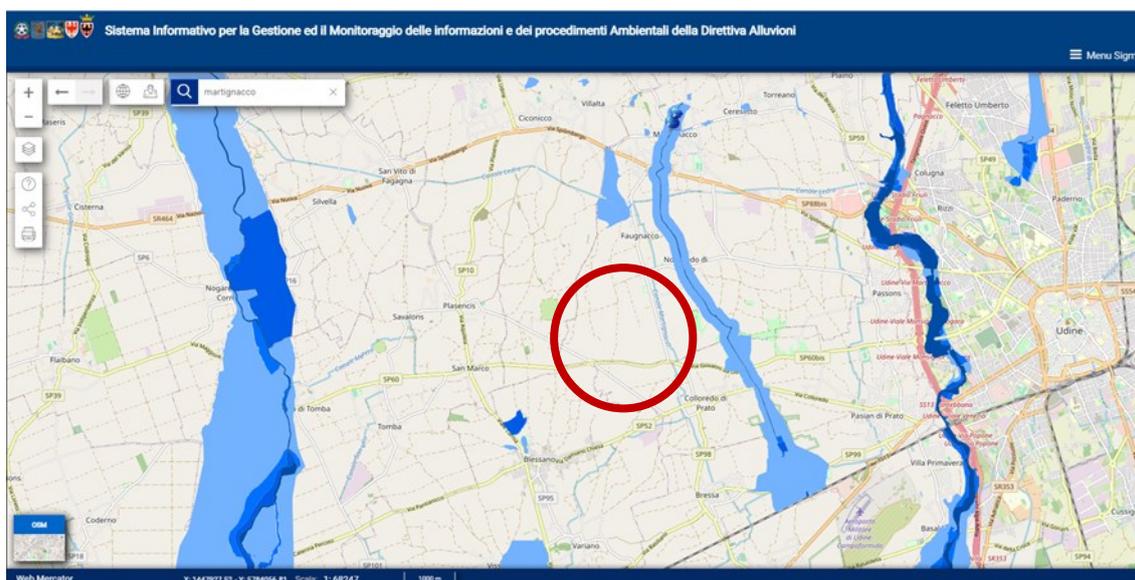
Si prevede di ricavare un volume di invaso pari a **2.033,30 m<sup>3</sup>>>1.715,76 m<sup>3</sup>** minimi richiesti dal calcolo idraulico.

I volumi ricavati presentano un giusto margine di sicurezza rispetto ai valori minimi richiesti

#### **15. VERIFICA DELLA QUOTA DI IMPOSTA DEI PANNELLI E DELLE CABINE ELETTRICHE.**

Per garantire che le apparecchiature non siano soggette ad allagamento, o quantomeno non possano essere raggiunte ed interessate da alti livelli idrometrici con tempi di ritorno ridotti, è necessario prevedere una regolarizzazione della quota finita del piano medio campagna o, meglio, definita la quota di imposta delle cabine e delle apparecchiature tale da limitare il rischio di livelli idrometrici tali da rendere problematica la gestione dell'impianto.

L'analisi delle mappe di allagamento riportate nelle tavole allegare al PGRA evidenziano che i tiranti idrici con tempo di ritorno di 30 anni, 100 anni e 300 anni, calcolati dall'autorità di bacino per l'area in esame, hanno una quota di allagamento inferiore ai 50 cm rispetto alla quota del piano esistente ricavata da Modello Digitale del Terreno a maglia 1x1 m.



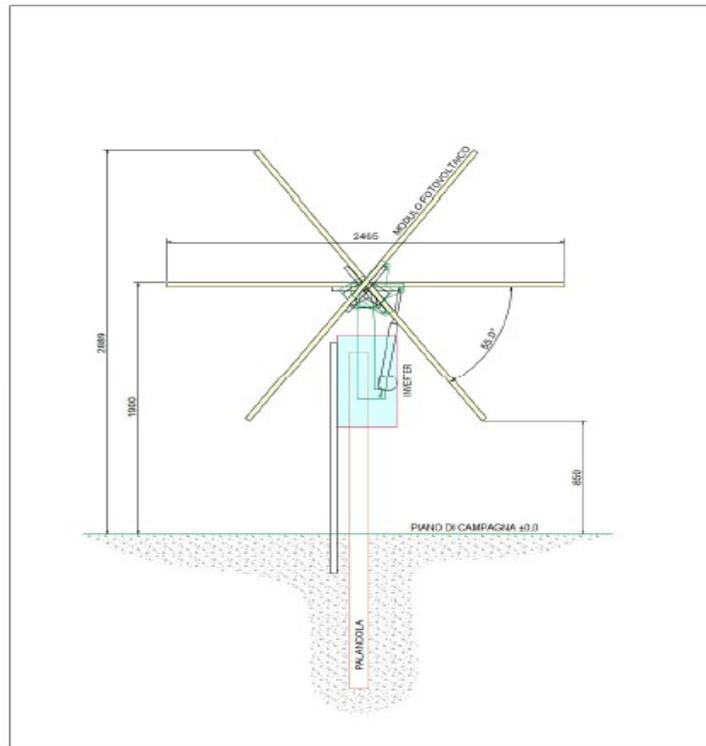
*Figura 22: Inquadramento su Carta delle Aree Allagabili - Altezze idriche – Scenario di alta probabilità TR = 300 anni dell'impianto in progetto (cerchiata in rosso).*

Gli scavi previsti per la realizzazione dei fossati di compensazione idraulica genereranno dei volumi di terreno da riutilizzare.

Questo materiale, previa le verifiche previste dalla specifica normativa di settore, potrà essere recuperato per la regolarizzazione del piano campagna nelle zone maggiormente depresse a seguito di lavorazioni meccaniche del terreno.

Trattasi di stesa di materiale di scavo che porterà ad una regolarizzazione del piano campagna che permetterà un rialzo stimato preliminarmente di c.a. 10 cm nelle porzioni interessate dalla sistemazione del terreno.

Si ritiene che la regolarizzazione della quota del piano campagna e la previsione di posa delle cabine e delle apparecchiature elettriche a quota +80 cm da quest'ultima possa dare garanzia di una corretta gestione dell'impianto anche in occasione di eventi meteorici che potrebbero generare allagamenti.



*Figura 23: Schema di montaggio dei pannelli rispetto al piano campagna.*

Rispetto al rilievo eseguito, la quota di imposta da considerare come piano di sicurezza idraulica risulta quindi circa pari a  $2,00 + 0,80 = 2,80$  m.

In casi estremi di allagamento dell'area, al di sotto delle pannellature, gli ingombri delle strutture di supporto, presentano una volumetria trascurabile garantendo il volume di espansione delle acque e fungere da volano alle portate in arrivo da monte consentendo un lento rilascio verso valle.

Tale aspetto consente di dare garanzia anche alle aree limitrofe che non avranno, a seguito della realizzazione dell'opera, un peggioramento alle condizioni di deflusso.

## **16. PERCORSO INTERESSATO DAGLI ELETTRODOTTI INTERRATI IN MT.**

L'elettrodotto interrato in MT di collegamento delle aree del parco fotovoltaico con la stazione utente, ubicata in corrispondenza del punto di connessione alla RTN, presenta le seguenti interferenze:

- ✓ Cavi di Telecomunicazione – Parallelismi e attraversamenti;
- ✓ Cavi elettrici MT e/o BT - Parallelismi e attraversamenti;
- ✓ Tubazioni metalliche adibite al trasporto e distribuzione dei fluidi (acquedotti, ecc.) - Parallelismi e attraversamenti;
- ✓ Tubazioni metalliche per il trasporto e la distribuzione del gas naturale con densità minore e/o uguale a 0,8 (metano) - Parallelismi e attraversamenti;
- ✓ Canali idrici naturali - Attraversamenti;

- ✓ Tombini idrici stradali esistenti – Attraversamenti.



Figura 24: Rilievo delle interferenze su base ortofoto.

## 17. ATTRAVERSAMENTI DEI CANALI IDRICI NATURALI

La linea MT dal campo agrofotovoltaico attraversa diversi canali naturali e per tali intersezioni è stato condotto lo studio dei fenomeni erosivi al fine di determinare la massima profondità di erosione, al verificarsi di un evento di piena con periodo di ritorno pari a 200 anni.

Per i canali in parola, la portata defluente con periodo di ritorno pari a 200 anni è stata stimata in 45,16 m<sup>3</sup>/s.

L'analisi degli effetti del passaggio di una corrente liquida al di sopra di un terreno naturale, data la complessità del problema collegata a diversi parametri (anche difficilmente valutabili) quali la diversa natura del suolo, la sua omogeneità planimetrica e altimetrica, il comportamento della vegetazione eventualmente presente nello strato superficiale, la compattazione della superficie del suolo collegata all'uso in atto e la coesione del terreno, è stata effettuata utilizzando diverse metodologie suggerite da vari autori .

Si precisa che tutte le metodologie esaminate partono da schematizzazioni teoriche semplificative, per cui i risultati ottenuti sono approssimati e danno solamente un'indicazione del possibile comportamento globale nei fenomeni considerati.

Tuttavia, queste indicazioni, derivando da schematizzazioni teoriche semplificative, risultano generalmente più cautelative di quanto si verifichi nella realtà.

In considerazione del fatto che il terreno naturale non è uniforme ma presenta una granulometria assortita, descritta in dettaglio dalle varie curve granulometriche ricavate alle varie profondità, occorre fare alcune considerazioni a riguardo del diametro caratteristico dell'ammasso finalizzate alla valutazione del trasporto solido nel fiume e nell'area in esame.

Il diametro che si prende comunemente in esame, in accordo con numerosi autori, per le valutazioni relative al meccanismo citato per granulometrie assortite è in genere il  $d_{90}$ , ovvero il diametro del vaglio che consente il passaggio del 90% del materiale costituente il terreno in studio.

Infatti, la presenza di una percentuale di materiale di pezzatura maggiore di quella media dell'ammasso, ovvero di quella definita tramite il  $d_{50}$ , porta ragionevolmente a supporre che si instauri il processo che viene qui di seguito descritto.

Quando l'area investita dai flussi delle acque di piena ha granulometria variabile, i grani più piccoli, per le quali le velocità e le tensioni tangenziali critiche sono minori, vengono asportati per primi con la conseguenza che lo strato superficiale diventa meno erodibile: tale fenomeno è definito *armoring*.

In virtù di tale fenomeno il fondo del deflusso liquido si "corazza" e l'erosione cessa, dopo una prima fase in cui ha luogo l'asportazione del materiale fino.

L'analisi granulometrica del terreno fa parte di precedenti studi che hanno interessato il Riu Badu Ruiu nella zona in esame e viene riportata, sia in forma analitica sia in forma grafica, nelle pagine seguenti.

## **18. GRANULOMETRIA LOCALE DEI CANALI NATURALI.**

La granulometria dell'alveo e della relativa golena è stata definita tramite un'analisi granulometrica effettuata utilizzando due sondaggi effettuati poco distanti dalle sponde del canale Martignacco e riportati nelle note illustrative della Carta Geologica d'Italia Foglio 066 Udine.

SONDAGGIO CARG-FVG S2 "COLLOREDO DI PRATO".

Comune di Pasian di Prato (UD), località: Colloredo di Prato (Fig. 29) Elemento CTR 1:5.000 di riferimento: 066102

Coordinate Gauss-Boaga: 2376064, 5101602

Quota della bocca-pozzo riferita al livello medio del mare: 99,3 m s.l.m. Data inizio sondaggio: 13.03.2002; data termine sondaggio: 08.04.2002

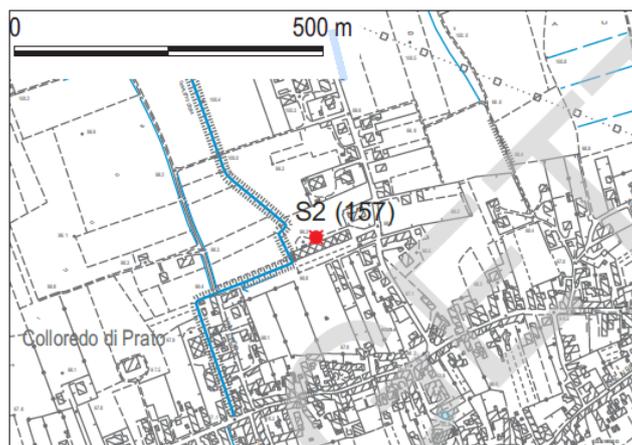


Figura 25: Ubicazione sondaggio CARG – FVG S2 “Colloredo di Prato”.

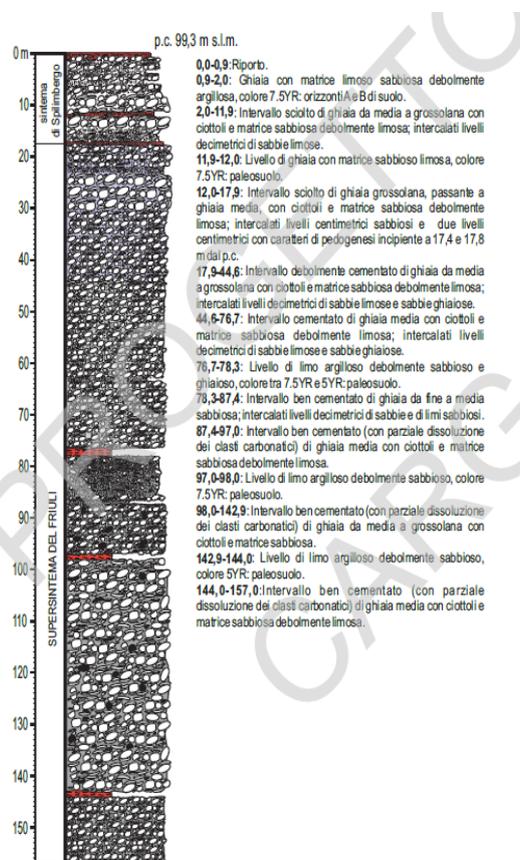


Figura 26: Stratigrafia del sondaggio CARG – FVG S2 “Colloredo di Prato”.

Il sondaggio ha raggiunto una profondità di 157 m dal p.c. (Fig. 26), incontrando per tutto il suo spessore ghiaia con sabbia debolmente limosa contenente livelli decimetrici di limo sabbioso e livelli metrici di limo argilloso-sabbioso (paleo-suoli) a bassa permeabilità.

Il top di questi ultimi livelli, di cui è ipotizzabile una discreta continuità laterale, si trova rispettivamente a 77, 97 ed a 143 m dal p.c.

I depositi attraversati dal sondaggio sono di origine alluvionale e provengono dal bacino del Fiume Tagliamento.

Le ghiaie sono composte in netta prevalenza da elementi calcareo-dolomitici; in percentuali inferiori al 15 % vi sono poi elementi ibridi, silicei, vulcanici e di quarzo metamorfico.

Nei primi 18 m il sondaggio ha attraversato materiali sciolti; da 18 m a 45 m la cementazione è debole e discontinua; da 45 m fino a 87 m i depositi sono da mediamente a molto cementati; da 87 m a fine sondaggio i depositi sono molto cementati (conglomerati) e presentano un'elevata quantità di vuoti derivante dalla dissoluzione dei clasti e dei cementi carbonatici ad opera delle acque freatiche.

Dall'esame di tali risultati si rileva che il diametro  $d_{50}$  dell'alveo è 0.18 mm, mentre il  $d_{90}$  è 2 mm.

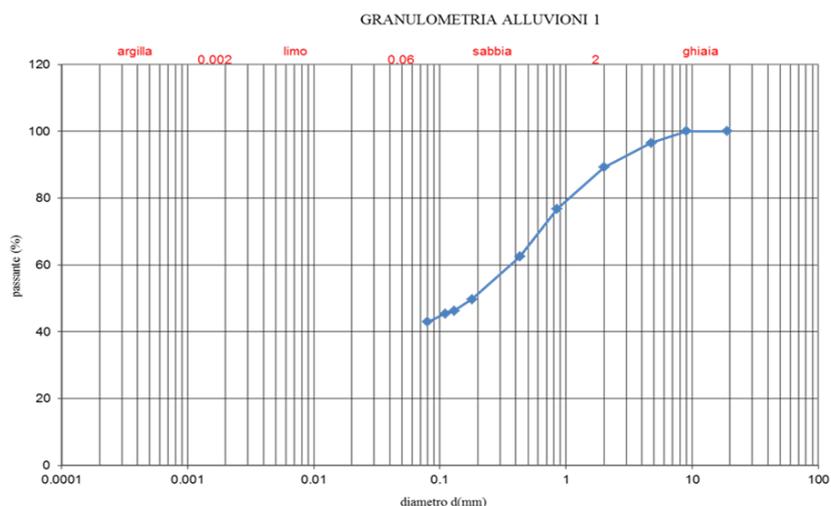
<i>ANALISI GRANULOMETRICA</i>					
<i>ASTM</i>	<i>RESIDUO</i>		<i>PASSANTE</i>		<i>DIAMETRO</i>
<i>n°</i>	<i>g</i>	<i>%</i>	<i>g</i>	<i>%</i>	<i>mm</i>
3/4"	0	0	76.85	100	19
3/8"	0	0	76.85	100	9
4	2.65	3.45	74.2	96.55	4.75
10	5.64	7.34	68.56	<b>89.21</b>	<b>2</b>
20	9.52	12.39	59.04	76.82	0.85
40	11	14.31	48.04	62.51	0.43
80	9.83	12.79	38.21	<b>49.72</b>	<b>0.18</b>
120	2.65	3.45	35.56	46.27	0.13
140	0.65	0.85	34.91	45.43	0.11
200	1.94	2.52	32.97	42.9	0.08
<b>FONDO</b>	<b>32.97</b>	<b>42.9</b>	<b>PESO INIZIALE : g</b>		<b>76.85</b>
<b>DISTRIBUZIONE</b>			<b>DEFINIZIONE (AGI)</b>		
GHIAIA %		10.79	<b>SABBIA LIMOSO-ARGILLOSA DEBOLMENTE GHIAIOSA</b>		
SABBIA %		46.31			
LIMO %		21.78			
ARGILLA %		21.12			

*Figura 27: Analisi granulometrica del sondaggio CARG – FVG S2 “Collaredo di Prato”.*

Il risultato dell'analisi è reso più chiaramente visibile attraverso la creazione del fuso granulometrico in scala logaritmica.

Nel seguente grafico le variabili in ascissa e in ordinata sono:

- ✓ La percentuale passante è la percentuale di materiale più fine della maglia del setaccio, che passa attraverso la sua maglia.
- ✓ Diametro è la larghezza minima della maglia del setaccio in caso di maglia rettangolare, o diametro in caso di fori circolari.



*Figura 28: Fuso granulometrico del sondaggio CARG – FVG S2 “Colloredo di Prato”.*

Il diagramma in figura identifica un materiale costituito al 50% di ghiaia con diametro superiore a 1 centimetro, con il restante 50% costituito da materiale di diametro variabile fra 1 millimetro e 1 centimetro.

Dall'analisi della curva granulometrica del terreno è possibile derivarne il tipo e il grado di assortimento delle particelle, cioè quanto le particelle che compongono il campione presentano eterogeneità di dimensioni.

A questo proposito solitamente si considera il coefficiente di uniformità, definito come il rapporto tra il diametro delle particelle corrispondenti al 60% di passante e il diametro di particelle cui si ha il 10% di passante, nel caso in esame il coefficiente di uniformità > 15, essendo  $d_{10}=0$  e pertanto il terreno molto vario (disuniforme).

## **19. METODO EMPIRICO DI FORTIER E SCOBAY PER LA DETERMINAZIONE DELLA VELOCITÀ MEDIA CRITICA DI EROSIONE DEL MATERIALE DI FONDO.**

L'analisi del trasporto solido è stata effettuata dagli autori nel 1926 mediante una serie di prove sperimentali che hanno fornito i valori medi di velocità ammissibili per i terreni che compongono i canali non rivestiti in modo che non si verificano erosioni dell'alveo.

Tali risultati ancora oggi conservano tutta la loro validità.

I valori indicati dagli autori sono adottabili per profondità al di sotto di un metro circa.

Per profondità maggiori gli autori ritengono giustificato aumentarli di circa 0.15 m/s.

Essi valgono per canali già assestati o stagionati, cioè nei quali abbiano avuto luogo, durante un iniziale periodo di funzionamento a portata ridotta, quegli assestamenti locali grazie ai quali il materiale fine

va a riempire gli interstizi tra gli elementi più grossi dell'alveo, cosicché il letto diventa più compatto, stabile e più resistente all'erosione.

Viene fatta l'importante distinzione tra la capacità erosiva dell'acqua chiara senza detriti, quella con materiale colloidale e quella con melma non colloidale, sabbia, ghiaia e frammenti di roccia.

Si rileva che il  $d_{90}$  che lo caratterizza permette di classificarlo come sabbia limoso-argillosa debolmente ghiaiosa ed i valori ammissibili per tale terreno indicati da Fortier e Scobey sono:

Qualità del fondo	Velocità in m/s	
	acqua chiara	acqua e limo colloidale
Sabbia fine, non colloidale	0,45	0,76
Melma arenosa non colloidale	0,53	0,76
Argilla melmosa , non colloidale	0,61	0,91
Fanghi alluvionali , non colloidali	0,61	1,06
Argilla ordinaria compatta	0,76	1,06
Ceneri vulcaniche	0,76	1,06
Ghiaia fine	0,76	1,52
Creta compatta colloidale	1,14	1,52
Argilla e ciottoli, senza colloidi	1,14	1,52
Fanghi alluvionali con colloidi	1,14	1,52
Fango e ciottoli con colloidi	1,22	1,82
Ghiaie grosse	1,22	1,82
Pietre e ciottoli	1,52	1,68
Schisti e detriti di roccia	1,82	1,82

*Figura 29: Tabella di Fortier e Scobey.*

La tabella fornisce i valori critici delle velocità medie per acque chiare e acque torbide, considerando in modo globale tanto il fatto che la velocità media nella sezione non è quella che investe propriamente le particelle di fondo, quanto anche quella che un'azione supplementare è necessaria per staccare le particelle dal fondo.

## 20. METODO DI SHIELDS PER LA PER LA DETERMINAZIONE DEI DIAMETRI DELLE PARTICELLE DEL MATERIALE DI FONDO IN MOTO INCIPIENTE.

Per valutare le conseguenze del trasporto solido con il metodo Shields (1936) viene calcolato il diametro massimo dei materiali solidi incoerenti che è in condizioni di moto incipiente sul fondo dell'alveo principale e delle aree golenali al passaggio delle portate di piena ipotizzate.

Alla base di tale metodo vi è la relazione che lega il valore  $\tau_{cr}$  della tensione al contorno  $\tau_0$ , cioè di quella che provoca il primo movimento del materiale omogeneo sul fondo, con le proprietà  $\mu$  e  $\rho$  del fluido e le caratteristiche  $q_{ds}$  e  $q_s$  dei granuli del fondo.

La condizione sopra esposta è definita critica per il fondo.

La relazione in oggetto è stata ricavata sulla base di numerose esperienze su materiali incoerenti di differente densità ma sempre con forme pseudosferiche e con granulometria uniforme.

$$\tau_{*cr} = \frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma) * d_s}$$

L'espressione che lega le caratteristiche del trasporto solido è:

$\tau_{*cr}$  = parametro di stabilità

$\tau_{cr}$  = tensione al contorno che provoca il primo movimento del materiale omogeneo sul fondo

$\gamma_s$  = peso specifico del materiale solido

$\gamma$  = peso specifico del liquido

$d_s$  = diametro del granulo omogeneo

Tale relazione ha un andamento variabile in funzione parametro  $Re^*$  la cui espressione è:

$$Re^* = \frac{u_* \times d_s}{\nu}$$

dove:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \text{velocità di attrito};$$

$\tau_0 = \gamma * R * j$  = tensione tangenziale al contorno;

$\gamma$  = peso specifico del fluido

$R$  = raggio idraulico;

$j$  = pendenza della linea dei carichi

$\rho$  = densità dell'acqua

$d_s$  = diametro medio rappresentativo del miscuglio;

$\nu = \frac{\mu}{\rho}$  viscosità cinematica del fluido

Il legame fra  $Re^*$  e la tensione tangenziale critica di incipiente movimento  $\tau_*$

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) * d_s} = \frac{\rho}{\rho_s - \rho} * \frac{u_*^2}{g * d_s}$$

è rappresentato, in condizioni di incipiente movimento, dalla curva di Shields rappresentata nella figura seguente.

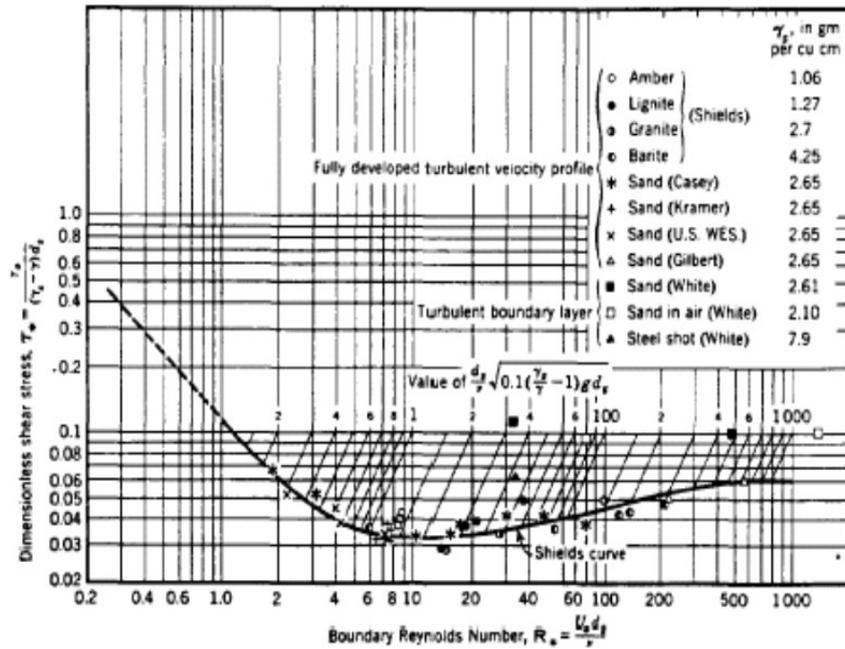


Figura 30: Curva di Shields.

Nella curva di Shields sono ben visibili due regimi: per bassi  $R_{e*}$ , fino circa 2, le particelle restano immerse nello strato dominato dalla viscosità e

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) * d_s}$$

è inversamente proporzionale a  $R_{e*}$ ; invece, per alti valori di  $R_{e*}$ , maggiori di 300~400 la turbolenza è completamente sviluppata e  $\tau_*$  diventa indipendente dal numero di Reynolds.

Secondo Shields tale valore è  $\sim 0.06$ ; valori più bassi, e quindi più cautelativi, sono stati ottenuti da altri ricercatori. In particolare, 0.047 da Zeller (1963).

Nel caso in esame  $R_{e*} = 620$ , la turbolenza è completamente sviluppata e  $\tau_*$  diventa indipendente dal numero di Reynolds; in particolare per  $R_{e*} > 400$  si ottiene  $\tau_{*cr} = \text{cost} = 0.06$

Si riportano di seguito le tensioni dell'acqua sul fondo ed i valori caratteristici del trasporto solido ottenuti dai parametri idraulici calcolati in moto permanente per le portate ipotizzate.

In considerazione del fatto che tra la situazione attuale e quella di progetto non si rilevano differenze apprezzabili in alveo si riporta un'unica tabella dei valori di velocità dei flussi.

## 21. VALUTAZIONE DEGLI SFORZI TANGENZIALI MASSIMI AGENTI SUL FONDO E SULLE SPONDE.

La relazione  $\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot S$  esprime, come noto, il valore dello sforzo tangenziale medio agente sul contorno in funzione del raggio idraulico  $R$  e della cadente  $S$  della linea dell'energia.

Indicata con  $\tau$  la tensione tangenziale effettivamente agente su un elemento infinitesimale del contorno, risulta, in generale,  $\tau = w \cdot \tau_0$ , essendo  $w$  un coefficiente di proporzionalità oscillante, in più o in meno, rispetto all'unità.

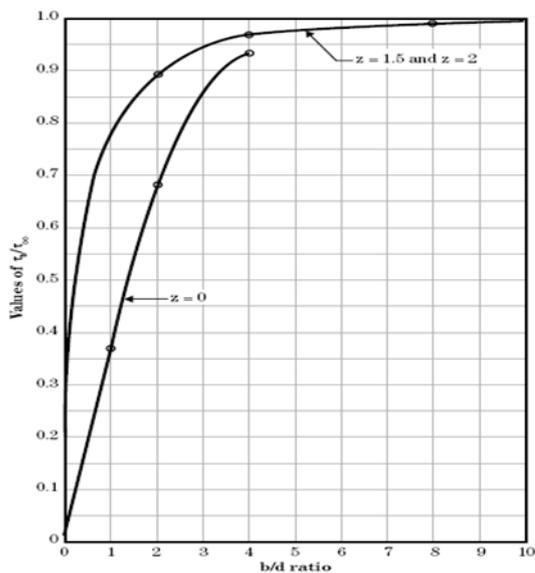
Le leggi con cui il coefficiente  $w = \tau/\tau_0$  varia lungo il contorno possono essere definite "leggi di distribuzione dello sforzo tangenziale agente sul contorno".

Tali distribuzioni sono state fornite, separatamente per il fondo e per le sponde, seppure in forma grafica, dall'Highway Research Board, nel 1970.

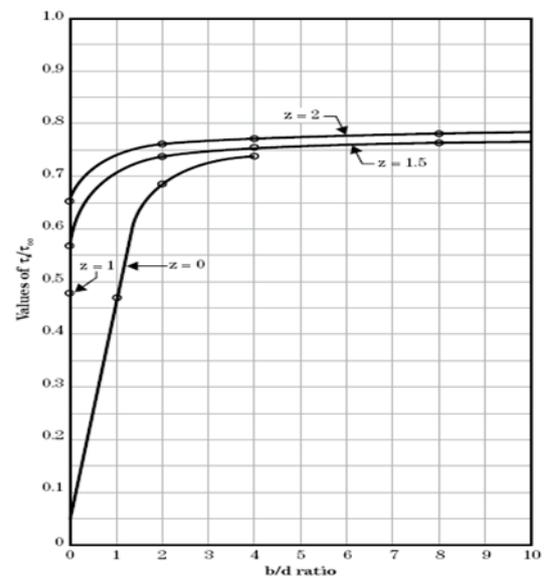
Oltre che in funzione del raggio idraulico  $R$ , lo sforzo tangenziale viene spesso espresso (soprattutto nel caso di corsi d'acqua con elevato rapporto tra la larghezza  $b$  al fondo e il tirante idrico  $d$ ) in funzione del tirante idrico  $d$  della corrente, di talché, per la valutazione degli sforzi tangenziali medi agenti sul contorno e, quindi, dei valori massimi di tali sforzi, viene frequentemente considerata l'espressione  $\tau'_0 = \gamma \cdot d \cdot S$  e, più in particolare, con riferimento a condizioni di moto uniforme, l'espressione  $\tau''_0 = \gamma \cdot d \cdot i = \tau_\infty$ , essendo  $i$  la pendenza del fondo.

E' evidente come, volendo fare riferimento a quest'ultima espressione, risultando sempre  $d \geq R$ , il rapporto  $w_{max}^{\tau/\tau_\infty}$  tra il valore massimo dello sforzo tangenziale agente sul contorno e il suo "valore di riferimento", espresso in termini di tirante idrico  $d$ , risulti minore del valore  $w_{max}$  che si ottiene con riferimento proprio al valore medio  $\tau_\infty$  (cfr. le Figg. seguenti).

**Figure 8-5** Applied maximum shear stress,  $\tau_b$ , on bed of straight trapezoidal channels relative to an infinitely wide channel,  $\tau_\infty$



**Figure 8-6** Applied maximum shear stress,  $\tau_s$ , on sides of trapezoidal channels relative to an infinitely wide channel,  $\tau_\infty$



Note:  
 $b$  = bottom width  
 $d$  = depth  
 $z$  = side slope, zH:1V  
 $\tau_\infty$  = shear stress on a straight, infinitely wide channel  
 $\tau_b$  = applied shear stress on a channel bed  
 $\tau_s$  = applied shear stress on the side of a channel

Figura 31: Valori dei rapporti  $w_{max}$  relativamente al fondo e alle sponde, per diversi rapporti  $b/d$

Come può vedersi dalle figure sopra riportate, per valori del rapporto  $b/d$  maggiori di 4, i valori  $w_{max}''$  del rapporto tra il massimo sforzo tangenziale effettivo e quello, di riferimento, valutato in base all'espressione  $\tau_o'' = \gamma \cdot d \cdot S$ , variano in funzione del rapporto  $b/d$ , fino ad assumere valori massimi pari, rispettivamente, a 0.97 per il fondo e 0.75 per le sponde.

Figure 8-7 Lateral distribution of shear stress in a trapezoidal channel

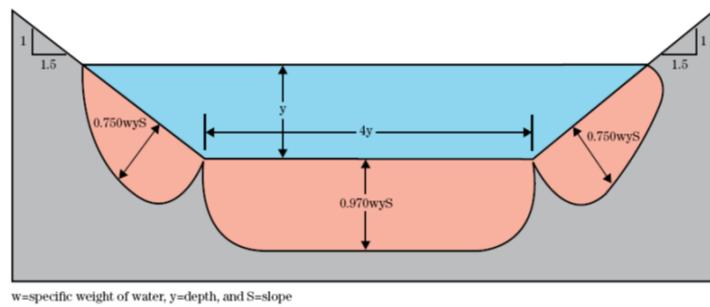


Figura 32: Distribuzione degli sforzi tangenziali agenti sul contorno di una sezione trapezia larga ( $b/d > 4$ ).

Pertanto, lo sforzo tangenziale massimo agente sulle sponde può ottenersi moltiplicando il valore ottenuto in base all'espressione  $\tau_o' = \gamma \cdot d \cdot S$  per un fattore pari a 0.75; a sua volta, lo sforzo tangenziale massimo agente sul fondo può ottenersi moltiplicando il valore ottenuto in base all'espressione  $\tau_o' = \gamma \cdot d \cdot S$  per un fattore pari a 0.97.

Considerando i risultati delle simulazioni idrauliche in regime di moto permanente che di seguito si trascrivono in forma tabellare

HEC-RAS Plan: Plan 03 River: RIU Reach: BODU RIJ Profile: PF 1											
River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
2000	PF 1	45.16	557.12	558.04	558.04	558.28	0.006212	2.17	20.78	43.84	1.01
1990	PF 1	45.16	483.28	484.37	484.37	484.71	0.005515	2.60	17.38	25.59	1.01
1980	PF 1	45.16	443.44	444.37	444.37	444.66	0.005792	2.39	18.90	32.86	1.01
1970	PF 1	45.16	417.47	417.77	418.22	433.40	2.112233	17.51	2.58	18.89	15.13
1960	PF 1	45.16	400.00	400.35	400.51	400.89	0.021890	3.26	13.87	41.06	1.79
1950	PF 1	45.16	389.90	390.11	390.24	390.58	0.048698	3.02	14.97	90.69	2.37
1940	PF 1	45.16	367.67	368.00	368.31	369.60	0.117939	5.60	8.06	37.50	3.86
1930	PF 1	45.16	360.00	360.32	360.40	360.64	0.014703	2.51	18.01	58.57	1.44
1920	PF 1	45.16	349.88	350.16	350.40	351.14	0.066262	4.38	10.30	44.88	2.92
1910	PF 1	45.16	330.00	330.96	330.40	330.99	0.000308	0.71	63.45	75.14	0.25
1900	PF 1	45.16	330.00	330.40	330.40	330.58	0.006749	1.90	23.81	65.73	1.01
1890	PF 1	45.16	326.19	326.74	327.01	327.69	0.034124	4.33	10.44	28.18	2.27
1880	PF 1	45.16	320.00	320.73	320.42	320.78	0.000985	1.05	43.02	68.09	0.42
1870	PF 1	45.16	319.96	320.17	320.17	320.25	0.008739	1.29	35.10	210.70	1.01
1860	PF 1	45.16	310.00	310.56	310.56	310.81	0.006127	2.20	20.56	42.27	1.01
1850	PF 1	45.16	300.00	300.17	300.63	304.85	0.496243	9.58	4.72	28.81	7.56
1840	PF 1	45.16	296.06	296.82	296.89	297.13	0.009674	2.47	18.34	46.37	1.23
1830	PF 1	45.16	290.00	290.09	290.19	290.57	0.121479	3.08	14.68	171.48	3.36
1820	PF 1	45.16	281.33	281.91	282.04	282.35	0.014062	2.95	15.33	37.88	1.48
1810	PF 1	45.16	280.00	280.32	280.32	280.47	0.007180	1.72	26.32	88.49	1.00
1800	PF 1	45.16	275.00	275.21	275.46	276.42	0.106022	4.89	9.24	48.72	3.58
1790	PF 1	45.16	275.00	275.29	275.29	275.43	0.007457	1.63	27.70	103.49	1.01

Si procede a calcolare lo sforzo tangenziale massimo agente sulle sponde

$$\tau'_o = \gamma \cdot d \cdot S \cdot 0.75 = 9788 \cdot 1.05 \cdot 0.0117939 \cdot 0.75 = 91 \text{ N/m}^2$$

e lo sforzo tangenziale massimo agente sul fondo

$$\tau'_o = \gamma \cdot d \cdot S \cdot 0.75 = 9788 \cdot 1.05 \cdot 0.0117939 \cdot 0.97 = 118 \text{ N/m}^2$$

Per valutare i diametri medi delle particelle in moto incipiente in corrispondenza del fondo e delle sponde si utilizza il metodo Shields (1936), sapendo che nel caso in esame il  $Re^* > 400$  e pertanto  $\tau_{*cr} = \text{cost} = 0.06$

$$d_s = \frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma) * \tau_{*cr}}$$

diametri medi delle particelle in moto incipiente sulle sponde

$$d_s = \frac{91}{(25595 - 9788) * 0.06} = 0.09 \text{ m}$$

diametri medi delle particelle in moto incipiente sul fondo

$$d_s = \frac{118}{(25595 - 9788) * 0.06} = 0.12 \text{ m}$$

Dopo aver dimostrato, al verificarsi di un'onda di piena con tempo di ritorno di 200 anni, che le zone assoggettate ad esondazione sono soggette ad erosione, si quantifica il materiale eroso al fine di determinare la massima profondità a cui tale erosione può arrivare.

A tal fine si utilizza lo studio di Du Boys, le cui equazioni mettono in conto l'eccesso di tensione tangenziale rispetto al valore critico  $\tau_{cri}$ .

Il modello di trasporto proposto da Du Boys considera un volume avente lunghezza, nella direzione del fluido, ed una larghezza d'alveo unitaria.

In questo modo è possibile definire la massima profondità a cui può arrivare l'erosione del terreno, definita come portata solida volumetrica.

Al fine di definire tale portata solida volumetrica è necessario calcolare il parametro  $\psi$  definito come coefficiente caratteristico del materiale secondo Du Boys e dedotto dalle esperienze di Zeller in funzione del diametro caratteristico del materiale e del suo peso per unità di volume.

$$\psi = \frac{1,8143}{\gamma_s * d_{car}^{0,7453}}$$

*Equazione 1: - Coefficiente caratteristico del materiale secondo Du Boys*

$$q_s = \psi * \tau * (\tau - \tau_{cri})$$

*Equazione 2: - Portata volumetrica erosa.*

Per passare dalla portata solida volumetrica alla quantità di materiale eroso, facciamo riferimento ad una velocità media del fluido in m/s, desunta dalla simulazione idraulica; il modello utilizzato da Du Boys considera un volume di osservazione avente lunghezza e larghezza unitaria; quindi, l'unica incognita (X) rimane la profondità.

$$V_{mat.solido} = lung * larg * prof = 1 * 1 * X = X m^3$$

*Equazione 3: - Volume del materiale solido con il modello di Du Boys.*

È necessario sottolineare alcune delle assunzioni del modello, ossia che il materiale solido a contatto con il fluido assume la stessa velocità e l'andamento della velocità con la profondità decresce linearmente, fino ad una profondità a cui il materiale solido non è soggetto ad erosione.

Quindi la velocità del materiale solido eroso varia da quella del fluido al valor nullo.

$$v_{M mat.solido} = \frac{v_{MAX} + v_{MIN}}{2} = \frac{v_{fluido} + 0}{2}$$

*Equazione 4: - Velocità media del materiale solido trasportato con variazione lineare e valor massimo pari alla velocità del fluido e valor minimo nullo.*

Partendo dalla portata solida volumetrica possiamo ricavare la profondità a cui il materiale è soggetto ad erosione.

$$q_s = v_{M mat.solido} * larg * prof = 1 * 1 * X = X m^3/s$$

*Equazione 5: - Portata volumetrica erosa.*

$$X = \frac{q_s}{v_{M mat.solido} * larg}$$

*Equazione 6: - Profondità massima a cui il materiale solido è soggetto ad erosione.*

In base al modello di trasporto, sopra citato, la portata volumetrica è stata calcolata con una lunghezza e larghezza unitaria tale da rendere incognita solo la profondità del volume trasportato.

Quest'ultima, dunque coinciderà con la profondità (in metri) della materia erosa.

**La "profondità da calcolo" che rappresenta la massima erosione dal piano campagna è stata stimata in 1,30 m.**

Possiamo quindi dedurre che il materiale al di sotto di tale profondità è stabile e non è soggetto ad alcun tipo di erosione.

Si sottolinea che nello studio dei fenomeni erosivi condotto, si è ipotizzato il terreno di tipo mono granulare; la presenza, invece, di materiale più grossolano anche se in quantità minori, tende a fornire un effetto di schermatura sulle particelle fini.

In considerazione di tale erosione selettiva sarebbe stato possibile introdurre parametri correttivi che in questa analisi sono stati omissi; quindi, si può affermare che lo studio condotto sia cautelativo.

In sintesi, anche dove l'erosione è trascurabile, si è fissata una distanza tra fondo canale e generatrice superiore del cavo pari almeno ad 1,50 metri, scelta eseguita per innalzare il livello di sicurezza dal punto di vista geomorfologico.

## **22. VERIFICA AL SIFONAMENTO.**

Il sifonamento è un fenomeno che si può instaurare al piede di opere idrauliche (argini, briglie, palancolate, ecc.) collocate su terreni più o meno permeabili, sottoposte ad una differenza di carico idraulico tra monte e valle dell'opera, nei casi in cui la forza dovuta al moto di filtrazione uguaglia o supera il peso sommerso del terreno.

La forza esercitata dal moto di filtrazione è a sua volta funzione del gradiente idraulico che lo alimenta (ovvero la differenza di carico idraulico tra monte e valle dell'opera divisa per la lunghezza del percorso di filtrazione), si definisce pertanto come gradiente critico il gradiente corrispondente all'innescarsi di questo fenomeno, il cui valore è strettamente dipendente dalle caratteristiche del terreno presente in sito.

Il gradiente caratteristico del moto di filtrazione è invece direttamente proporzionale alla differenza di carico esistente tra monte e valle dell'opera idraulica (nel ns. caso il rilevato arginale), per cui sarà tanto più grande (e quindi tanto maggiore l'energia del moto di filtrazione) tanto più grande sarà la differenza di carico.

Di conseguenza la problematica potrà manifestarsi con maggior probabilità nei canali pensili mentre sarà trascurabile in quelli con alveo inciso.

Nel presente paragrafo si intende verificare che la realizzazione dell'opera in progetto non crei le condizioni per un possibile innesco di fenomeni di sifonamento.

Per l'esecuzione di tali tipi di verifiche esistono vari metodi, che spaziano da metodologie di tipo empirico o semi-empirico, a modelli analitici o modellazioni numeriche agli elementi finiti. L'attendibilità dei risultati ottenuti è tuttavia dipendente non solo dall'accuratezza del modello utilizzato ma anche dalla conoscenza delle caratteristiche di permeabilità dei vari terreni attraversati (funzione delle caratteristiche litologiche, del grado di addensamento, del comportamento anisotropo, ecc), valori non sempre desumibili correttamente da prove di laboratorio e per la cui conoscenza è

necessaria una approfondita campagna geognostica (il cui costo non sempre è giustificato dalle finalità che ci si vuole prefiggere).

Nel caso in esame, alla luce dei dati disponibili e delle condizioni esecutive previste, si ritiene sufficientemente cautelativo e maggiormente rispondente alle finalità del presente studio l'adozione di metodologie semplificate.

Si procede, a favore di sicurezza, all'esecuzione della verifica con due differenti metodi di tipo semplificato:

1. verifica del gradiente critico
2. verifica dei percorsi di filtrazione equivalenti.

### **VERIFICA DEL GRADIENTE CRITICO.**

Per l'esecuzione di tale verifica si ipotizza, a favore di sicurezza, che il foro di trivellazione costituisca una via di flusso preferenziale (alla luce della tecnica di perforazione adottata TOC, si tratta di un'ipotesi molto lontana dalla realtà dei fatti ma comunque a favore di sicurezza) ovvero quella caratterizzata dalle perdite di carico minime, ignorando la presenza di eventuali altre vie di filtrazione esistenti anche più brevi.

Dovrà pertanto risultare che:

$$\frac{i_{cr}}{i} \geq F_s$$

Poiché, il canale scorre parzialmente incassato rispetto al piano campagna, a titolo cautelativo, la verifica viene condotta rispetto al fondo dell'adiacente canale nell'ipotesi che il canale sia pieno al massimo livello mentre il cavo sia vuoto.

Risulta in tal modo una differenza di livello  $\Delta h_{max} = 1,35$  m

Dove:

$i = \Delta h / L_{1-2-3}$  è il gradiente idraulico effettivo (ove la lunghezza è calcolata come da figura 2)

$i_{cr} = g_t / g_w$  è il gradiente idraulico critico per il terreno in esame. Per i terreni presenti in sito, come risulta dai sondaggi eseguiti, si può assumere un peso dell'unità di volume compreso tra 1500 e 2300 kg/mc a seconda dei casi. Nella valutazione si assume quindi a favore di sicurezza pari all'80% del peso del terreno immerso di valore inferiore.

$F_s$  è il fattore di sicurezza.

Nel caso in esame si assumono pertanto i valori della seguente tabella:

$\Delta h$ [m]	1,35

$L_{1-2-3}$ [m]	49,50
$\gamma_t$ [kg/mc]	400
$\gamma_w$ [kg/mc]	1000
Fs	1,5 <sup>b</sup>
$i_{cr} / i$	14,66

Figura 33: Tabella verifica del gradiente critico

**Essendo  $i_{cr} / i >> F_s$  la verifica è soddisfatta.**

### VERIFICA DEL PERCORSO DI FILTRAZIONE EQUIVALENTE.

Per l'esecuzione di tale verifica occorre confrontare la lunghezza di filtrazione naturale presente nell'arginatura (L) con il nuovo ipotetico percorso di filtrazione che si viene a creare con la realizzazione dell'attraversamento ( $L_t$ ), ipotizzando a titolo cautelativo che la linea di trivellazione possa costituire una via di filtrazione preferenziale.

Si impone pertanto che vengano verificate le due seguenti relazioni:

$$L_t = L_1 + \frac{L_2}{3} + L_3 \geq f_s \times L$$

e

$$L \geq 0,10 \times L$$

Dove le singole lunghezze che concorrono a formare  $L_t$  sono riportate nella figura n°2.

In particolare, in base a studi condotti da Bligh e Lane, nel calcolo di  $L_t$  le lunghezze di filtrazione in orizzontale (o con inclinazione comunque inferiore a 45°) vengono inserite nel conteggio ridotte ad un terzo per renderle confrontabili a quelle verticali (la resistenza al moto nei tratti orizzontali è infatti molto inferiore a quella nei tratti verticali).

Avendo assunto una serie di ipotesi cautelative quali la presenza di un livello corrispondente al massimo riempimento delle sponde durante le operazioni di perforazione, la linea di scavo come via preferenziale di filtrazione trascurando percorsi più brevi, il peso efficace del terreno immerso pari a 400 kg/mc, tale coefficiente di sicurezza risulta sicuramente cautelativo

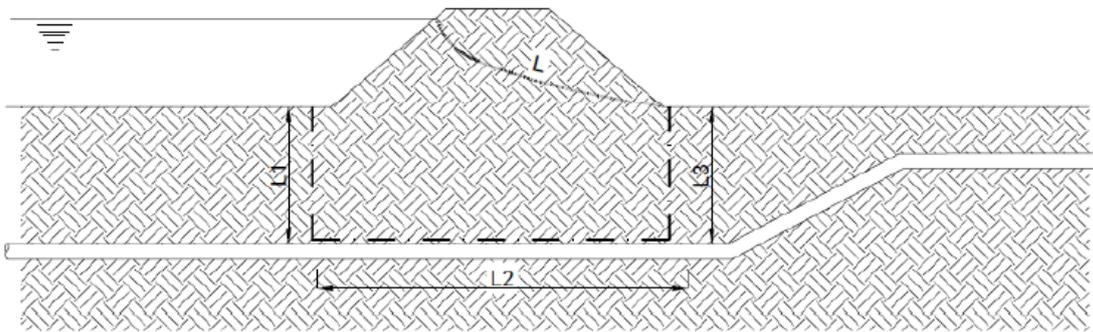


Figura 34: Schema per il calcolo della lunghezza di filtrazione equivalente

Assumendo le stesse ipotesi viste al punto precedente, il dislivello massimo risulta di 1,35 m.

Risulta quindi:

L1 [m]	11,60
L2 [m]	22,50
L3 [m]	15,40
L [m]	17,0
0,1xL	1,70
$L_t > 1,2xL$	Ok

Figura 35: Tabella verifica del percorso equivalente

**Poiché risulta sempre  $L1 > 0,1xL$  e  $L_t > 1,2xL$ , la verifica è sempre soddisfatta.**

### 23. TRATTO DI POSA CAVIDOTTO IN CORRISPONDENZA DELLE AREE TUTELATE CONNESSE A RETICOLI CARTOGRAFATI SU IGM - SCAVI CON TOC.

Al fine di assicurare che la posa dei cavi interrati non alteri l'attuale equilibrio dei materiali che costituiscono il fondo delle aree interessate dal transito delle piene bicentinarie, lungo i tratti di intersezione gli attraversamenti saranno realizzati con tecnica T.O.C., che si articola secondo tre fasi operative:

1) esecuzione del foro pilota: questo sarà di piccolo diametro e verrà realizzato mediante l'utilizzo dell'utensile fondo foro, il cui avanzamento all'interno del terreno è garantito dalla macchina perforatrice che trasmetterà il movimento rotatorio ad una batteria di aste di acciaio alla cui testa è

montato l'utensile fresante. La posizione dell'utensile sarà continuamente monitorata attraverso il sistema di localizzazione;

2) trivellazione per l'allargamento del foro fino alle dimensioni richieste: una volta completato il foro pilota con l'uscita dal terreno dell'utensile fondo foro (exit point) verrà montato, in testa alla batteria di aste di acciaio, l'utensile per l'allargamento del foro pilota, di diametro superiore al precedente, e il tutto viene tirato verso l'impianto di trivellazione (entry point). Durante il tragitto di rientro del sistema di trivellazione, l'alesatore allargherà il foro pilota;

3) tiro della tubazione o del cavo del foro: completata l'ultima fase di alesatura, in corrispondenza dell'exit point verrà montato, in testa alle condotte da posare già giuntate tra loro, l'utensile per la fase di tiro-posa e questo viene collegato con l'alesatore. Tale utensile ha lo scopo di evitare che durante la fase di tiro, il movimento rotatorio applicato al sistema dalla macchina perforatrice non venga trasmesso alle tubazioni. La condotta viene tirata verso l'exit point. Raggiunto il punto di entrata la posa della condotta si può considerare terminata.

In particolare, in corrispondenza delle interferenze del reticolo idrografico prima indicate, l'attraversamento del reticolo idrografico avverrà ad una profondità maggiore di 3,00 m dal punto depresso del terreno in prossimità del reticolo idrografico, le operazioni di scavo direzionale inizieranno e termineranno esternamente alle fasce di rispetto fluviale e dall'area allagabile determinata in regime di moto permanente con  $T_r=200$  anni in maniera tale da lasciarne inalterato il fondo.

A seguire si restituiscono alcuni schemi semplificativi della TOC.



### Principali fasi di perforazione

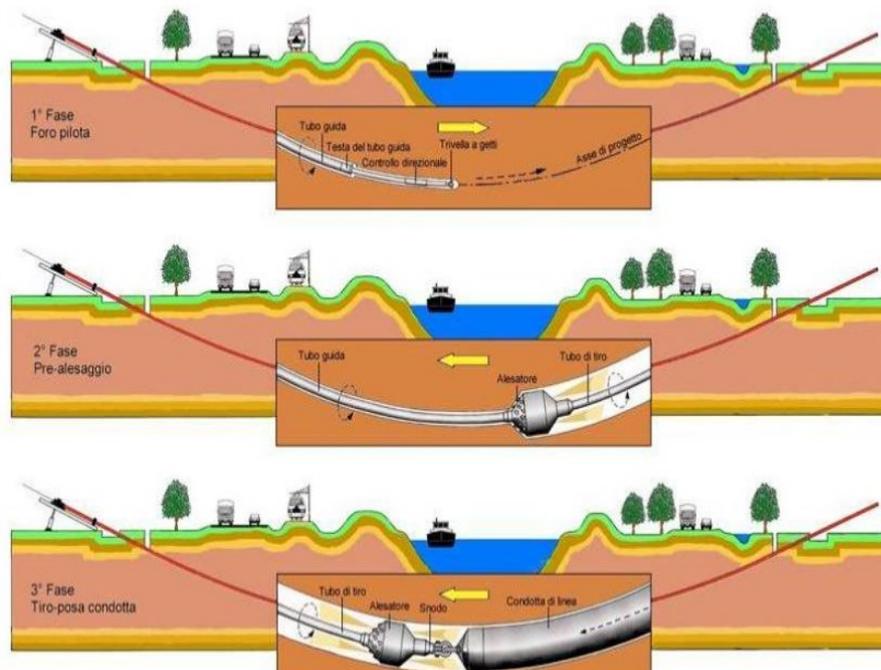


Figura 36: Operazioni di scavo direzionali con TOC.

## 24. PIANO DI MONITORAGGIO E MANUTENZIONE.

Non essendo l'intervento in oggetto da classificarsi come opera di mitigazione, ma come semplice intervento ammesso all'interno di un'area perimetrata dal P.A.I., appare non pertinente prevedere un piano di monitoraggio specifico relativo al pericolo di inondazione.

## 25. COMPATIBILITA' IDRAULICA DELL'OPERA.

Sulla base di quanto esposto risulta evidente che l'opera in progetto è tra quelle consentite dall'art.8 comma 5 delle Norme di Attuazione (NdA) del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico dei bacini regionali – PAIR. Friuli Venezia Giulia.

Le grandezze idrauliche relative al sito in cui si vuole intervenire in caso di esondazione caratterizzata da tempi di ritorno di 50 anni, sono sempre inferiori alla quota minima d'installazione dei pannelli fotovoltaici (H=1.40 m).

Per quanto concerne le analisi di compatibilità idraulica condotte per l'intervento in esame risulta che i volumi resi disponibili a seguito della risagomatura dei fossati perimetrali e dalla ricalibratura del

capofosso centrale, permetteranno la compensazione delle opere di progetto secondo il principio dell'invarianza idraulica.

Complessivamente nel sistema idraulico si riescono a ricavare ulteriori 2.033,30 m<sup>3</sup> di invaso rispetto al valore minimo richiesto dal calcolo idraulico esposto nei capitoli che precedono di 1.715,76 m<sup>3</sup>.

Per quanto attiene l'attraversamento dei canali naturali, è stato condotto lo studio di dettaglio dell'erosione che ha consentito di fissare la distanza tra fondo canale e generatrice superiore del cavo (posato con la tecnica no dig) pari almeno ad 1,50 metri, scelta eseguita per innalzare il livello di sicurezza dal punto di vista geomorfologico.

Per quanto concerne l'ubicazione dell'impianto:

- ✓ dalla consultazione della cartografica PIANO PAESAGGISTICO REGIONALE PPR – FVG si è evinto che l'area d'indagine non risulta assoggettata a vincoli, come evidenziato nella figura n°8 innanzi riportata;
- ✓ dalla consultazione della cartografica PIANO REGIONALE DI TUTELA DELLE ACQUE PTRÀ– FVG si è evinto che l'area d'indagine è esterna alla fascia di rispetto imposta per i canali di bonifica di larghezza pari 10m. Infatti, come evidenziato nella figura n°9 innanzi riportata il punto più vicino al canale di bonifica Martignacco è distante circa 110 m. dal ciglio superiore della scarpata spondale;
- ✓ dalla consultazione della cartografica PIANO DI GESTIONE RISCHIO ALLUVIONI PGRA – FVG si è evinto che l'area d'indagine non ricade né in area a pericolosità idraulica né in area allagabile per tutti gli scenari di probabilità (alta, media e bassa), come evidenziato nelle figure di cui innanzi. Per tali aree, visti i risultati della mappatura riportata nel PGRA dell'Autorità di Bacino, non si ritiene necessario procedere con l'aggiornamento della mappatura della pericolosità ai sensi dell'art. 6 delle NTA.

Relativamente alle Prescrizioni generali per gli interventi ammessi nelle aree di pericolosità idrogeologica si evidenzia che:

- a) L'opera, posta ad una distanza in linea d'aria di oltre 120 metri dalle principali aste fluviali che attraversano questo territorio, non interferisce in alcun modo con gli interventi di mitigazione realizzati o da realizzare in futuro e inoltre non risulta soggetta ad alcun fenomeno di inondazione neanche quelli caratterizzati da tempi di ritorno 200 anni.
- d) Le opere da realizzare non creano problemi al regolare deflusso delle acque e non sono di aggravio o di pregiudizio ad alcuna situazione di dissesto idrogeologico.
- e) L'intervento non comporterà un'impermeabilizzazione delle superfici interessate, ma verrà mantenuta la permeabilità attuale garantendo il principio dell'invarianza idraulica in base alla quale le portate di deflusso meteorico scaricate dall'area nei recettori naturali o artificiali di valle non sono maggiori di quelle preesistenti alla realizzazione dell'impianto.

h) Le opere in progetto non provocano interferenze con gli interventi previsti dagli strumenti di programmazione e pianificazione di protezione civile.

l) Gli interventi in progetto non costituiscono fattore di aumento della pericolosità né localmente, né a monte, o a valle e non sono di pregiudizio per eventuali opere di mitigazione del rischio e non incrementano le condizioni di rischio specifico.

n) I lavori verranno eseguiti prestando la massima attenzione affinché anche in fase di accantieramento non venga creato, neppure temporaneamente, un significativo livello di rischio o del grado di esposizione al rischio esistente.

**Sulla base di quanto detto si ritiene l'intervento ammissibile e compatibile alle N.T.A. del PAI Regione Friuli Venezia Giulia.**

**Allegato: Attestato di rischio idraulico secondo il modello dell'Autorità di Bacino distrettuale delle Alpi Orientali.**



## Attestato di rischio idraulico

Il sottoscritto NICOLA ROSELLI codice fiscale RSLNCL66C16A669N nella qualità di INGEGNERE CONSULENTE IDRAULICO del Comune di TERMOLI tramite l'utilizzo del software HEROLite versione 2.0.0.2, sulla base dati contenuti nell'ambiente di elaborazione creato in data 26-04-2022 chiave f4b9ec30ad9f68f89b29639786cb62ef ha effettuato l'elaborazione sulla base degli elementi esposti rappresentati nell'allegato grafico e sotto riportati.

Tabella di dettaglio delle varianti

ID Poligono	Area (mq)	Tipologia uso del suolo prevista nel PGRA vigente	Tipologia uso del suolo dichiarata
1	441,891	Uso del suolo attuale: Colture intensive  Classi di rischio attuali:	Uso del suolo previsto: Zone per la produzione di energia  Classi di rischio previste:

Le elaborazioni effettuate consentono di verificare che gli elementi sopra riportati risultano classificabili in classe di rischio idraulico  $\leq R2$

La sottoscritta dichiara inoltre di aver utilizzato il software HEROLite versione 2.0.0.2 secondo le condizioni d'uso e di aver correttamente utilizzato le banche dati messe a disposizione da parte dell'Autorità di bacino distrettuale delle Alpi Orientali create in data 26-04-2022 chiave f4b9ec30ad9f68f89b29639786cb62ef.

Data compilazione: 07/04/2023

Il tecnico  
NICOLA ROSELLI

Autorità di Distretto delle Alpi Orientali

Si certifica che il presente attestato è stato prodotto con l'utilizzo del software HEROLite versione 2.0.0.2 sulla base dati contenuti nell'ambiente di elaborazione creato in data 26-04-2022 chiave f4b9ec30ad9f68f89b29639786cb62ef dall'Autorità di bacino distrettuale delle Alpi Orientali.

Il responsabile del servizio di verifica delle vulnerabilità:

*Ing. Giuseppe Fragola Funzionario tecnico con incarico di elevata professionalità.*

