



# Comune di SAN DONACI (BR)

## PROGETTO DEFINITIVO

### Impianto agrovoltaico "San Donaci"

della potenza di 30 MW in AC e 31,266 MW in DC

COMMITTENTE:



**ELIOS SRL**

Via Vincenzo Gioberti, 11

76123 Andria (BT)

P.I.: 08422270721

e-mailpec: societaeliossrl@pec.it

PROGETTAZIONE:



TÈKNE srl

Via Vincenzo Gioberti, 11 - 76123 ANDRIA

Tel +39 0883 553714 - 552841 - Fax +39 0883 552915

www.gruppotekne.it e-mail: contatti@gruppotekne.it



PROGETTISTA:

Dott. Ing. Renato Pertuso  
(Direttore Tecnico)

LEGALE RAPPRESENTANTE:

dott. Renato Mansi

CONSULENTE:

Atech s.r.l.



TEKNE srl  
SOCIETÀ DI INGEGNERIA  
IL PRESIDENTE  
Dott. RENATO MANSI



# PD

PROGETTO DEFINITIVO

## RELAZIONE DI COMPATIBILITA' IDROLOGICA ED IDRAULICA

Tavola: **RE02.1**

Filename:

TKA625-PD-RE02.1-Relazione Geom-IdroIdraul-RE0.pdf

Data 1°emissione:

Aprile 2022

Redatto:

O. TRICARICO

Verificato:

G. PERTUSO

Approvato:

R. PERTUSO

Scala:

Protocollo Tekne:

n° revisione	1			
	2			
	3			
	4			

TKA625\_2020



## INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	4
3. AREE SOGGETTE A TUTELA DA PARTE DELL'AUTORITA' DI BACINO DELL'APPENINO MERIDIONALE .....	5
4. INQUADRAMENTO DEI BACINI IDROGRAFICI .....	13
4.1 Inquadramento geologico .....	17
4.2 Compatibilità geologica e geomorfologica.....	18
4.3 Uso del suolo .....	21
5. ANALISI REGIONALE DELLE PIOGGE IN PUGLIA.....	22
5.1 Curve di possibilità climatica .....	27
6. ANALISI IDRAULICA.....	32
6.1 Valutazione portate di piena .....	32
6.2 Considerazioni finali sulla portata di piena .....	43
7. MODELLAZIONE IDRAULICA .....	44
8. VERIFICA ALL'EROSIONE DEGLI ATTRAVERSAMENTI IN TOC.....	58
Metodologia di calcolo utilizzata .....	58
Coefficiente di curvatura .....	59
Tensioni resistenti e loro verifica .....	60
Risultati della verifica.....	60
9. CONCLUSIONI.....	62
ALLEGATI.....	63



## 1. PREMESSA

La presente **Relazione di Compatibilità Idrologica ed Idraulica** è stata redatta nell'ambito di un progetto per la **realizzazione di un impianto agrovoltaiico della potenza di 30 MW in AC e 31,266 MW in DC**, da ubicare nel territorio del comune di **San Donaci (BR)**.

La società proponente è la **Elios srl**, una Società con una comprovata esperienza nella progettazione, finanziamento, costruzione e messa in opera di impianti fotovoltaici ad alte prestazioni.

L'impianto con relativo cavidotto è sito a nord del centro abitato di San Donaci.

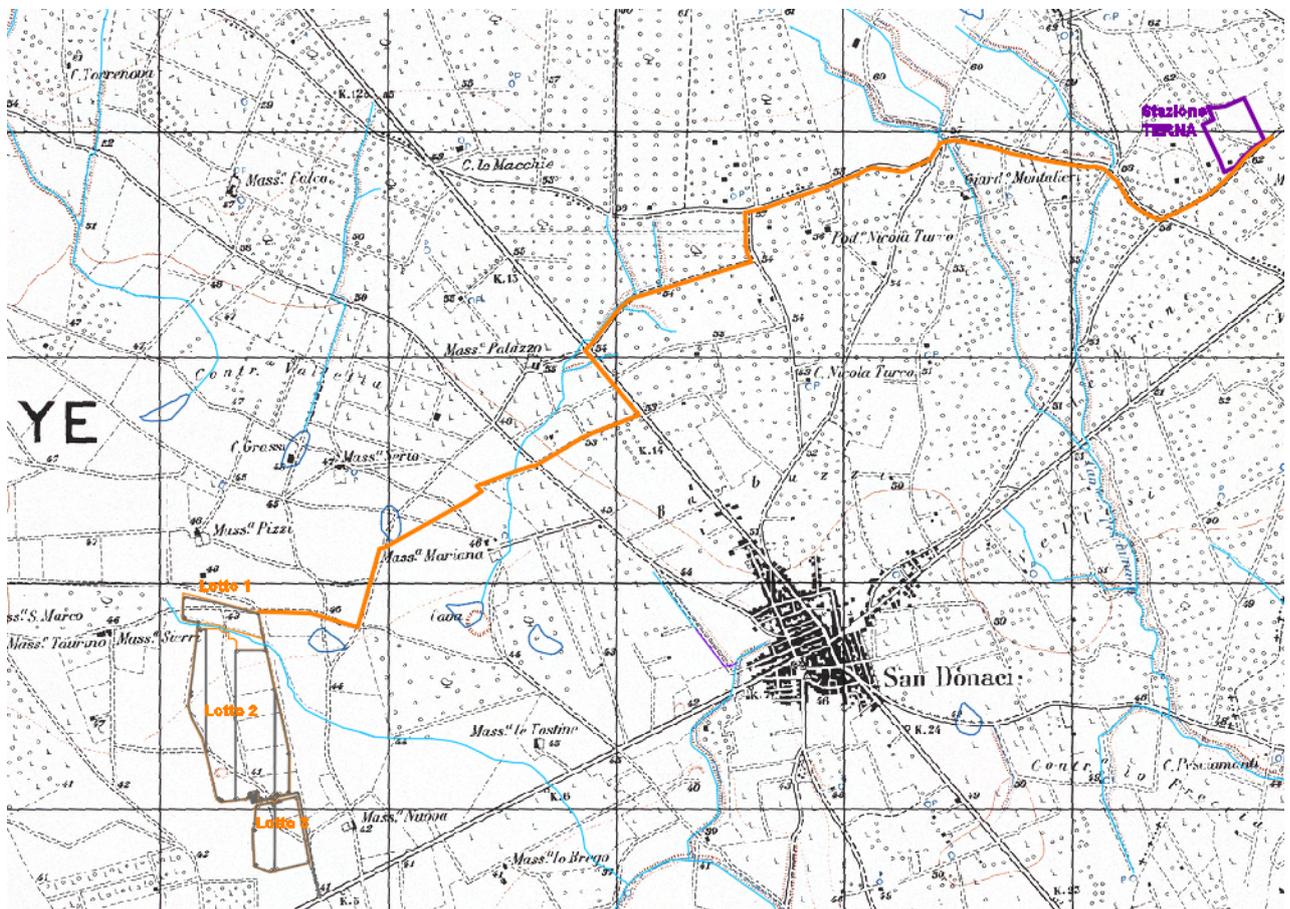
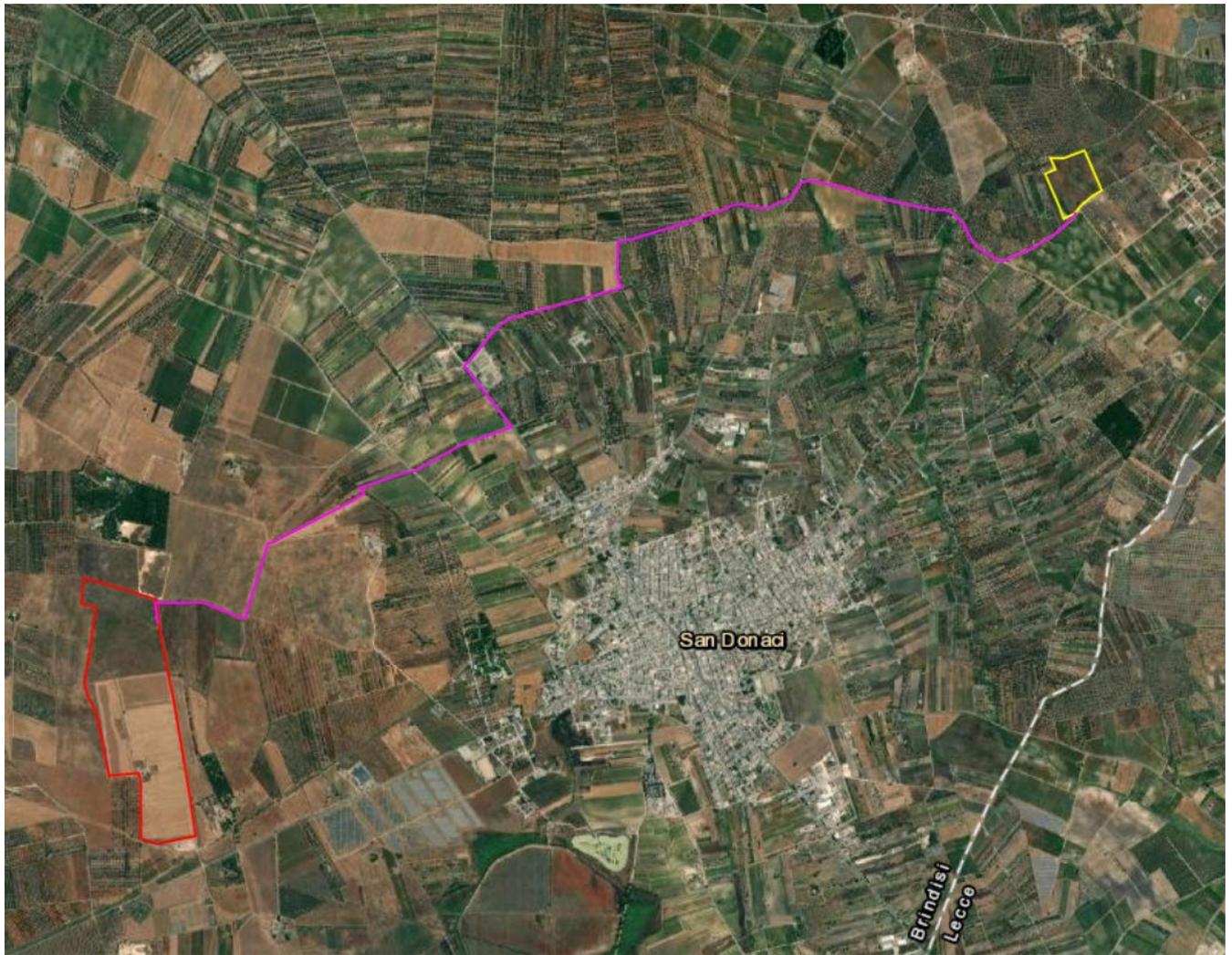


Figura 1 - Stralcio Corografia

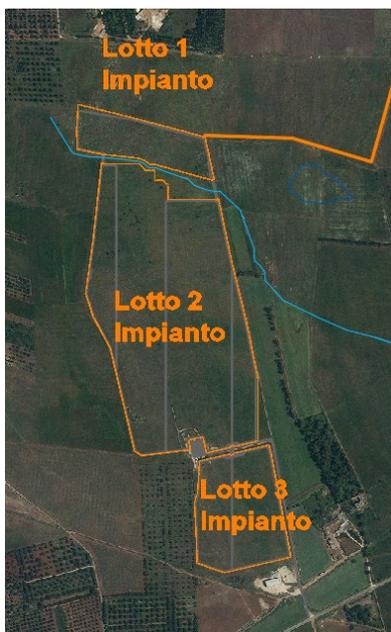


**Figura 2 - Stralcio Google Earth**



## 2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il sito interessato alla realizzazione dell'impianto denominato "San Donaci" si sviluppa nel territorio del Comune di San Donaci (Br), tra le località "Masseria Sierrì" e "Masseria Nuova", ricade nel Catasto Terreni al Foglio 22 p.lle 1-109-15-173-415-416-417-418-419-420-185, nonché al foglio 24 del Comune di Cellino San Marco (Br) per la nuova stazione elettrica Terna.



L'area di impianto è distinta in **tre lotti**, adiacenti tra loro e raggiungibili dalla S.P. n° 75 che collega San Pancrazio Salentino a San Donaci.

L'area oggetto di realizzazione del parco agrolvoltaico si trova ad un'altitudine media di m 40 s.l.m. e le coordinate geografiche, nel sistema Geografico-WGS84 sono:

40° 26' 42.16 " Nord

17° 53' 32.45" Est

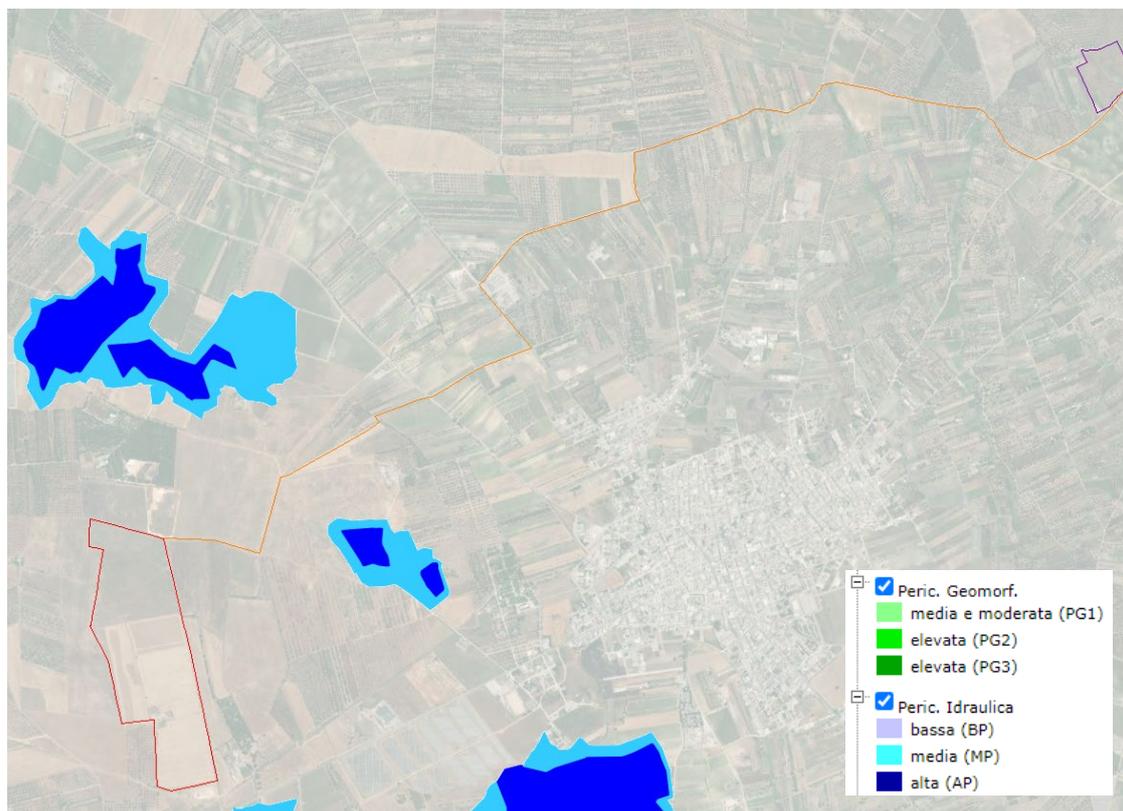
Il cavidotto sarà completamente interrato ed avrà una lunghezza di circa 6,5 km ed interesserà terreni privati e strade pubbliche.



### 3. AREE SOGGETTE A TUTELA DA PARTE DELL'AUTORITA' DI BACINO DELL'APPENINO MERIDIONALE

Poiché l'area di intervento ricade su un suolo di competenza dell'Autorità di Bacino dell'Appennino Meridionale, Regione Puglia (di seguito semplicemente denominata AdBP), in relazione alle condizioni idrauliche, alla tutela dell'ambiente ed alla prevenzione da possibili effetti dannosi prodotti dall'intervento antropico proposto, sono prese in esame le Norme Tecniche di Attuazione del Piano di Bacino Stralcio Assetto Idrogeologico (PAI) redatte dalla stessa Autorità.

Conformemente al D.P.C.M. del 29 Settembre 1998, l'Autorità di Bacino della Puglia ha individuato i tempi di ritorno  $T_r$  in 30, 200 e 500 anni per l'individuazione, rispettivamente, delle aree soggette ad Alta Probabilità (A.P.), Media Probabilità (M.P.) e Bassa Probabilità (B.P.) di esondazione.



**Figura 3 – WebGis AdB con aree a pericolosità idraulica e geomorfologica**

Dall'analisi della Carta delle Aree soggette a Rischio Idrogeologico del PAI, l'area di intervento **non è perimetrata per pericolosità idraulica o geomorfologica.**

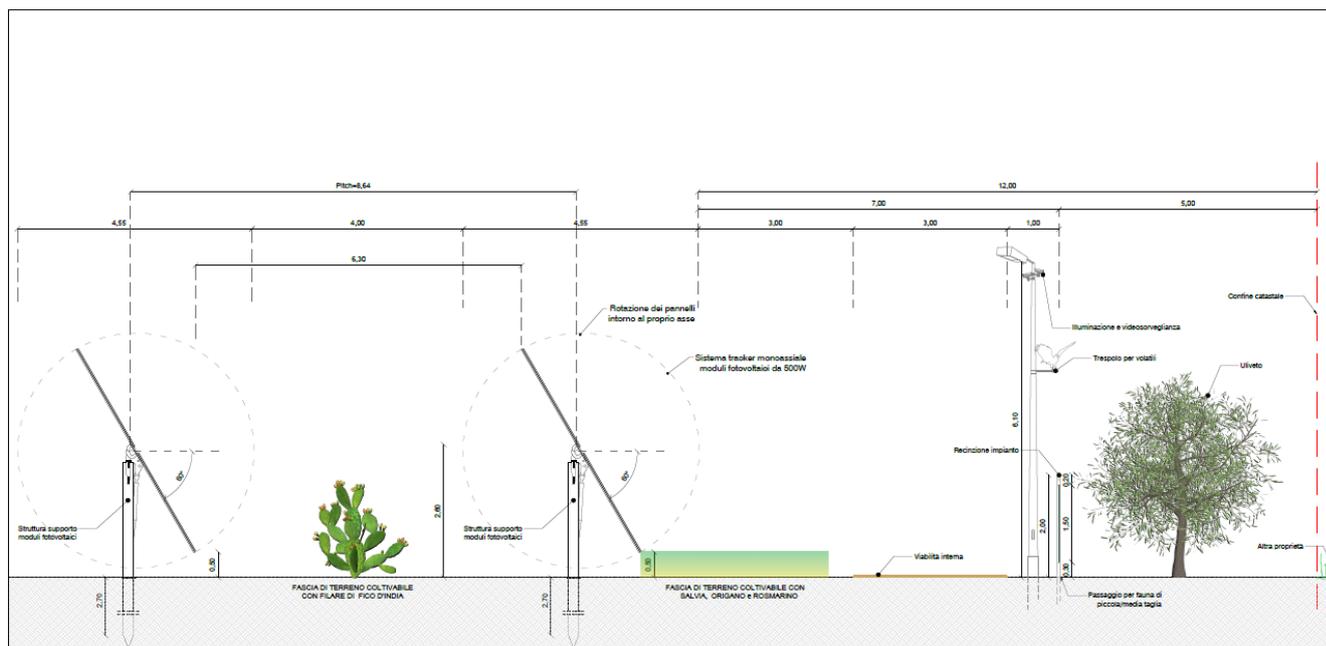


**Figura 4- Stralcio Ortofoto con reticolo idrogeomorfologico (in arancio gli attraversamenti del cavidotto con il reticolo ufficiale)**

Tuttavia, come è possibile desumere dall'immagine precedente, che riporta uno stralcio della carta idrogeomorfologica redatta dall'AdB Puglia, l'area di installazione dei pannelli così come il tracciato del cavidotto sono interessati dalla presenza del reticolo ufficiale. La stazione utente non è interessata da aste idrografiche e/o altre forme di carattere idrogeomorfologico.

Per ciò che concerne l'area di installazione dei pannelli fotovoltaici, si è studiata l'ampiezza dell'area inondabile duecentennale per poter posizionare i tre lotti e quindi i pannelli esternamente ad essa.

Ciascun lotto sarà recintato in maniera indipendente così che la recinzione non vada ad interferire con l'impronta delle aree inondabili.



L'altezza complessiva della recinzione che si realizzerà sarà di 2 metri e verrà posta ad un'altezza di 30 cm dal suolo, per consentire il libero transito della fauna di piccola e media taglia tipica del luogo (adeguata anche in base alla mappatura delle specie riscontrate in sito).

In tal modo, la recinzione non costituirà una barriera fisica, al transito sia degli animali sia delle acque superficiali di ruscellamento, e non creerà frammentazione del territorio.

Per ciò che concerne, invece, il cavidotto di collegamento, analizzando le intersezioni con il reticolo, si sono individuati i cinque attraversamenti in arancio, successivamente modellati per poter individuare l'ampiezza dell'area inondabile duecentennale, che andrà a condizionare i punti di entrata ed uscita dell'attraversamento con tecnica di Trivellazione Orizzontale Controllata (TOC), per non farli interferire con eventuali aree soggette a pericolosità inondabile.

I pozzetti infatti saranno posizionati esternamente alle aree inondabili desunte.

In aggiunta si sono studiati anche gli eventuali parallelismi a meno di 150 m tra il reticolo ufficiale e il cavidotto.

In questo modo, l'utilizzo della tecnica della TOC garantisce che, nella sezione di attraversamento:

- non venga alterata la conformazione fisica e geologica del canale;
- non venga ristretta la sezione libera del canale;
- non venga alterato in alcun modo il naturale deflusso delle acque, anche in regime di piena.



N°	NOME	PLANIMETRIA	FOTO	TIPOLOGIA A ATTRAV.
1	Attraversament o corso d'acqua principale			TOC
2	Attraversament o corso d'acqua principale			TOC
3	Attraversament o corso d'acqua secondario			TOC

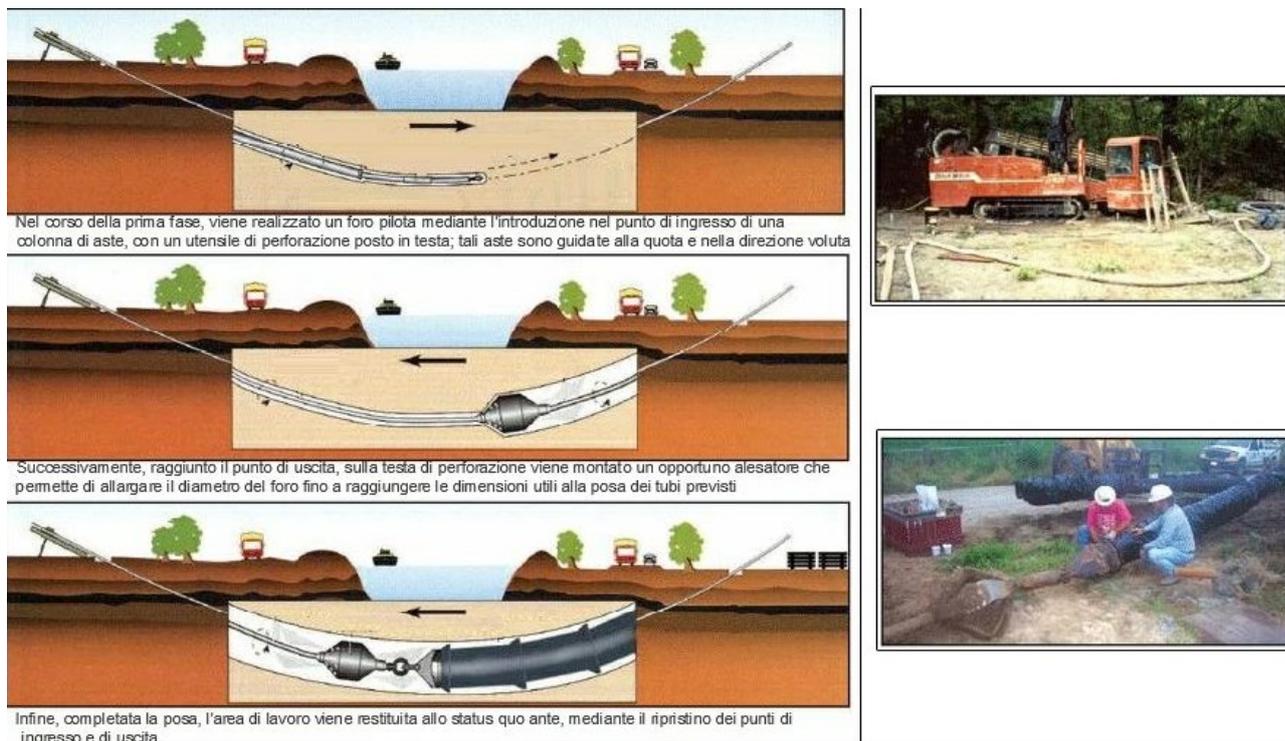
4	Attraversament o corso d'acqua secondario			TOC
5	Attraversament o corso d'acqua principale			TOC

**Figura 5 – Individuazione interferenze cavidotto con reticolo idrogeomorfologico**

La tecnica della **trivellazione orizzontale controllata** (TOC o Directional Drilling) verrà effettuata secondo i seguenti step:

- 1) scavo per l'esecuzione delle buche di partenza e arrivo necessarie,
- 2) esecuzione del foro pilota,
- 3) alesatura del foro fino al raggiungimento del diametro utile alla posa,
- 4) fornitura e posa dei tubi previsti ed esecuzione giunzione dei tubi,
- 5) riempimento della parte eccedente dei fori con sabbia,
- 6) posa di filo di tiro,
- 7) posa delle linee elettriche ed in fibra ottica,
- 8) esecuzione delle necessarie giunzioni di raccordo alle linee cavi interrati, rinterro e ripristino delle buche.

Il cavidotto verrà posato ad una profondità pari ad almeno 1,5 m rispetto alla quota del fondo dell'alveo. L'intervento verrà eseguito rigorosamente in sicurezza idraulica al fine di avere il cavidotto in posizione di tutta sicurezza rispetto alle possibili ondate di piena.



**Figura 6 – Fasi di lavorazione tecnica TOC**

Tuttavia, gli impianti di produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili, tra cui è compreso un impianto eolico, sono **opere di pubblica utilità** ai sensi del Decreto Legislativo 29 Dicembre 2003, n.387 (Attuazione della direttiva 2001/77/CE relativa alla promozione dell'energia elettrica da fonti energetiche rinnovabili nel mercato interno dell'elettricità), e pertanto sono consentite anche in aree classificate come Alvei fluviali in modellamento attivo e Aree golenali, **ai sensi dell'art. 6 e 10 delle NTA del PAI**, purché coerenti con gli obiettivi del Piano stesso.

Pertanto tutti questi gli attraversamenti siti a meno di 150 metri sono assoggettati agli artt. 6 e 10 delle N.T.A. del PAI, soggetti all'acquisizione del parere dall'Autorità di Bacino della Puglia.

Tra i principi che hanno portato alla scelta localizzativa dell'impianto agrovoltico in questione ci sono le considerazioni operate al fine di ridurre l'estensione complessiva delle opere e contenere l'impatto ambientale delle infrastrutture di rete, per tale ragione le opere così come progettate **non risultano essere delocalizzabili**.

Nello specifico, l'opera si configura come *"...l'ampliamento e la ristrutturazione delle infrastrutture pubbliche o di interesse pubblico esistenti, comprensive dei relativi manufatti di servizio, riferite a servizi essenziali e non delocalizzabili, nonché la realizzazione di nuove infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico, comprensive dei relativi manufatti di servizio,*



*parimenti essenziali e non diversamente localizzabili, purché risultino coerenti con gli obiettivi del presente Piano e con la pianificazione degli interventi di mitigazione. Il progetto preliminare di nuovi interventi infrastrutturali, che deve contenere tutti gli elementi atti a dimostrare il possesso delle caratteristiche sopra indicate anche nelle diverse soluzioni presentate, è sottoposto al parere vincolante dell'Autorità di Bacino" rientrando pertanto tra le opere assentibili ai sensi dell'articolo 6 "Alveo fluviale in modellamento attivo ed aree golenali" comma 4 delle NTA del PAI.*

Pertanto, al **comma 7**, si richiede *"in funzione della valutazione del rischio ad essi associato, la redazione di uno studio di compatibilità idrologica ed idraulica che ne analizzi compiutamente gli effetti sul regime idraulico a monte e a valle dell'area interessata."* ed al **comma 8** si definisce che *"Quando il reticolo idrografico e l'alveo in modellamento attivo e le aree golenali non sono arealmente individuate nella cartografia in allegato e le condizioni morfologiche non ne consentano la loro individuazione, le norme si applicano alla porzione di terreno a distanza planimetrica, sia in destra che in sinistra, dall'asse del corso d'acqua, non inferiore a 75 m."*

Le **NTA del PAI all' art. 10** "Disciplina delle fasce di pertinenza fluviale", chiariscono che sono possibili interventi di realizzazione di opere di interesse pubblico interessanti gli alvei fluviali e le fasce di pertinenza fluviale definite dal **comma 3** *"Quando la fascia di pertinenza fluviale non è arealmente individuata nelle cartografie in allegato, le norme si applicano alla porzione di terreno, sia in destra che in sinistra, contermini all'area golenale, come individuata all'art. 6 comma 8, di ampiezza comunque non inferiore a 75 m."*

In considerazione di quanto su citato la presente relazione viene richiesta come integrazione alla documentazione progettuale ai fini della valutazione del rilascio del nulla osta da parte della stessa AdBP.

Lo studio è stato suddiviso nei seguenti punti:

- Fase di inquadramento generale dell'area di intervento: analisi di tutti gli elementi significativi di carattere geologico, geomorfologico ed idrogeologico della porzione di territorio oggetto di intervento;
- Fase di acquisizione dei dati: cartografia, rilievi topografici, modello digitale del terreno (DEM) e raccolta accurata di dati idrologici storici del tratto fluviale in esame;
- Fase di analisi idrologica con metodologia VaPi Puglia nell'ipotesi di verifica della "Sicurezza Idraulica" ovvero per un tempo di ritorno  $T_r$  pari a 200 anni;
- studio idraulico delle aste fluviali di interesse e determinazione dei livelli idrici e



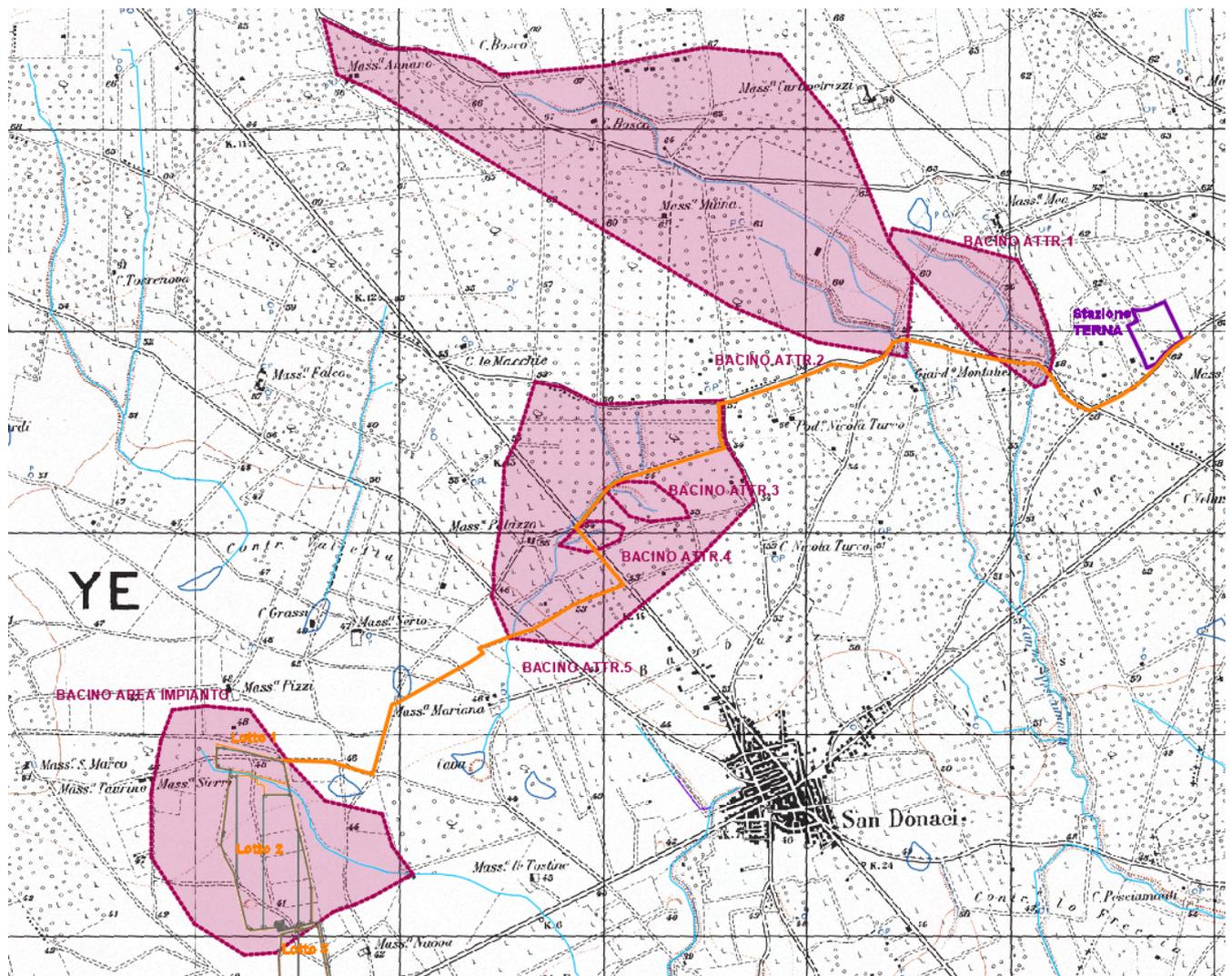
delle aree inondabili al variare del tempo di ritorno;

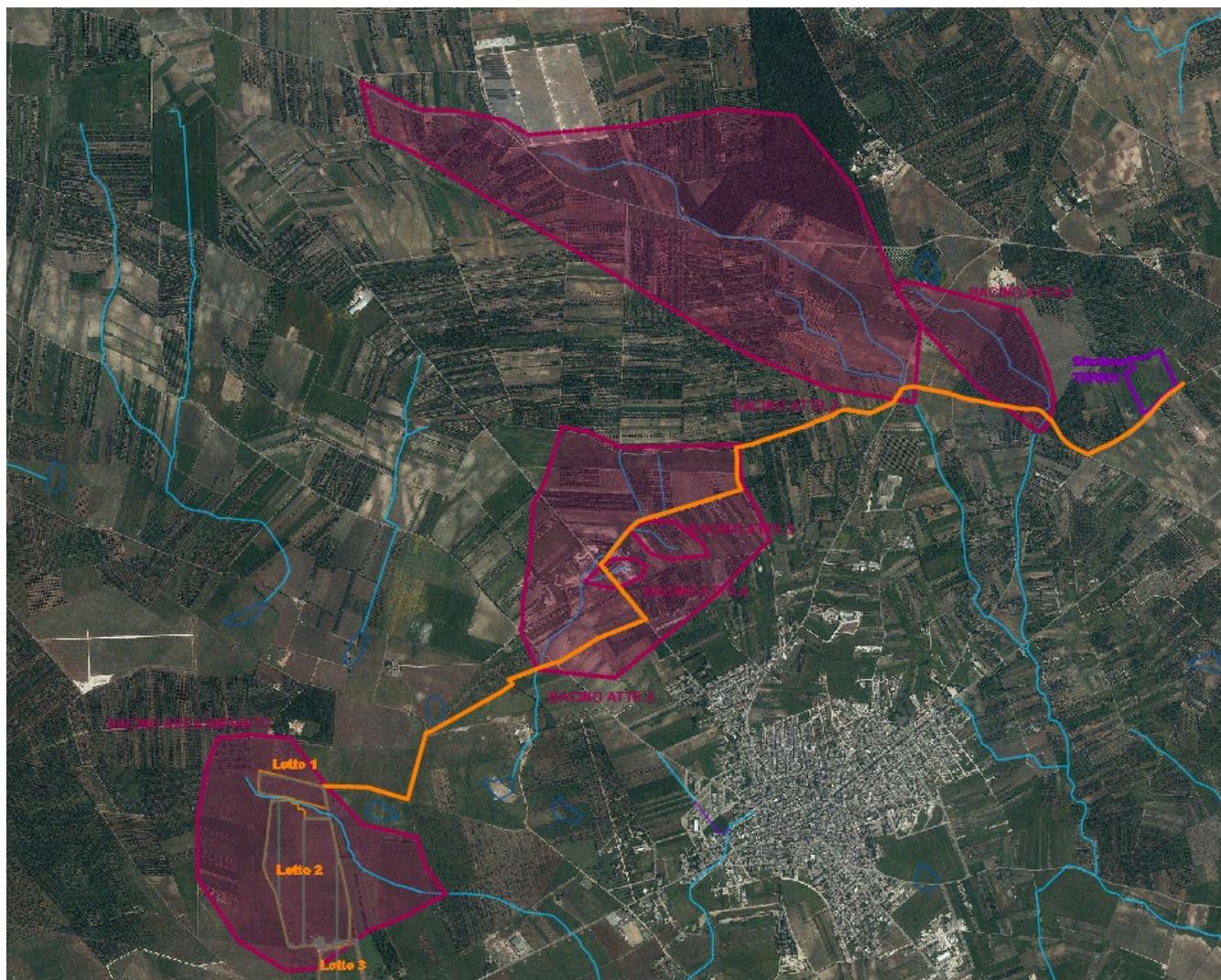
➤ analisi e valutazione della compatibilità idraulica delle opere oggetto di autorizzazione.



#### 4. INQUADRAMENTO DEI BACINI IDROGRAFICI

Dall'analisi dell'orografia dell'area di intervento sono stati individuati sei bacini idrografici (uno per ciascun attraversamento del reticolo da carta idrogeomorfologica con il cavidotto e uno per l'area di impianto).





**Figura 7 - Inquadramento dei bacini idrografici su IGM e Ortofoto**

I parametri geomorfologici caratteristici del bacino idrografico sono indicati nella tabella seguente:

<b>Bacino Attraversamento n.1</b>		
<i>Lungh. dell'asta princ.</i>	[Km]	1.06
<i>H massima del bacino</i>	[m]	61.00
<i>H media del bacino</i>	[m]	59.50
<i>H minima del bacino</i>	[m]	58.00
<i>H monte dell'asta princ.</i>	[m]	60.00
<i>H media dell'asta princ</i>	[m]	59.00
<i>Superficie del Bacino</i>	[Kmq]	0.30
<i>Pendenza media del bacino</i>	[%]	0.28
<i>Pendenza media dell'asta principale</i>	[m/m]	0.005



<b>Bacino Attraversamento n.2</b>		
<i>Lungh. dell'asta princ.</i>	[Km]	2.62
<i>H massima del bacino</i>	[m]	70.00
<i>H media del bacino</i>	[m]	63.50
<i>H minima del bacino</i>	[m]	57.00
<i>H monte dell'asta princ.</i>	[m]	67.00
<i>H media dell'asta princ</i>	[m]	62.00
<i>Superficie del Bacino</i>	[Kmq]	2.19
<i>Pendenza media del bacino</i>	[%]	0.50
<i>Pendenza media dell'asta principale</i>	[m/m]	0.005
<b>Bacino Attraversamento n.3</b>		
<i>Lungh. dell'asta princ.</i>	[Km]	0.30
<i>H massima del bacino</i>	[m]	55.50
<i>H media del bacino</i>	[m]	54.75
<i>H minima del bacino</i>	[m]	54.00
<i>H monte dell'asta princ.</i>	[m]	55.00
<i>H media dell'asta princ</i>	[m]	54.50
<i>Superficie del Bacino</i>	[Kmq]	0.05
<i>Pendenza media del bacino</i>	[%]	0.51
<i>Pendenza media dell'asta principale</i>	[m/m]	0.005
<b>Bacino Attraversamento n.4</b>		
<i>Lungh. dell'asta princ.</i>	[Km]	0.25
<i>H massima del bacino</i>	[m]	56.00
<i>H media del bacino</i>	[m]	55.50
<i>H minima del bacino</i>	[m]	55.00
<i>H monte dell'asta princ.</i>	[m]	55.50
<i>H media dell'asta princ</i>	[m]	55.25
<i>Superficie del Bacino</i>	[Kmq]	0.03
<i>Pendenza media del bacino</i>	[%]	0.40
<i>Pendenza media dell'asta principale</i>	[m/m]	0.005
<b>Bacino Attraversamento n.5</b>		
<i>Lungh. dell'asta princ.</i>	[Km]	1.44
<i>H massima del bacino</i>	[m]	57.00
<i>H media del bacino</i>	[m]	52.50
<i>H minima del bacino</i>	[m]	48.00
<i>H monte dell'asta princ.</i>	[m]	54.00
<i>H media dell'asta princ</i>	[m]	51.00
<i>Superficie del Bacino</i>	[Kmq]	1.18
<i>Pendenza media del bacino</i>	[%]	0.63
<i>Pendenza media dell'asta principale</i>	[m/m]	0.005



Bacino Area Impianto		
Lungh. dell'asta princ.	[Km]	1.25
H massima del bacino	[m]	46.00
H media del bacino	[m]	43.75
H minima del bacino	[m]	41.50
H monte dell'asta princ.	[m]	43.00
H media dell'asta princ	[m]	42.25
Superficie del Bacino	[Kmq]	0.98
Pendenza media del bacino	[%]	0.36
Pendenza media dell'asta principale	[m/m]	0.005

Al fine di valutare anche i parallelismi tra il reticolo idrografico e il cavidotto posto a meno di 150 m si sono studiati anche tre sottobacini del Bacino n.5, nello specifico:

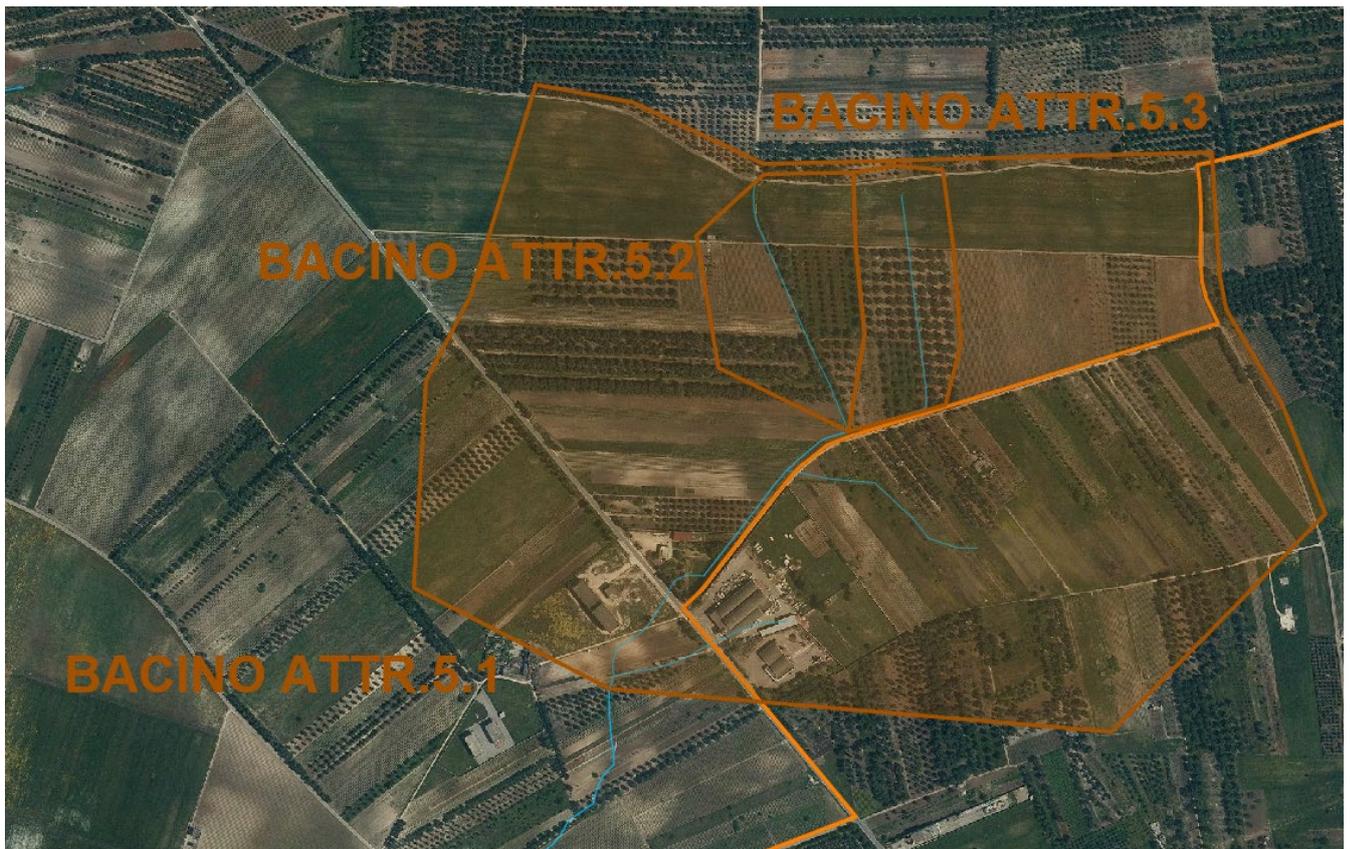


Figura 7.1 - Inquadramento dei sottobacini idrografici su Ortofoto

Bacino Parallelismo n.5.1		
Lungh. dell'asta princ.	[Km]	0.96
H massima del bacino	[m]	57.00



<i>H media del bacino</i>	[m]	55.50
<i>H minima del bacino</i>	[m]	54.00
<i>H monte dell'asta princ.</i>	[m]	55.00
<i>H media dell'asta princ</i>	[m]	54.50
<i>Superficie del Bacino</i>	[Kmq]	0.83
<i>Pendenza media del bacino</i>	[%]	0.31
<i>Pendenza media dell'asta principale</i>	[m/m]	0.005
<b>Bacino Parallelismo n.5.2</b>		
<i>Lungh. dell'asta princ.</i>	[Km]	0.38
<i>H massima del bacino</i>	[m]	56.00
<i>H media del bacino</i>	[m]	55.00
<i>H minima del bacino</i>	[m]	54.00
<i>H monte dell'asta princ.</i>	[m]	56.00
<i>H media dell'asta princ</i>	[m]	55.00
<i>Superficie del Bacino</i>	[Kmq]	0.06
<i>Pendenza media del bacino</i>	[%]	0.53
<i>Pendenza media dell'asta principale</i>	[m/m]	0.01
<b>Bacino Parallelismo n.5.3</b>		
<i>Lungh. dell'asta princ.</i>	[Km]	0.41
<i>H massima del bacino</i>	[m]	56.00
<i>H media del bacino</i>	[m]	55.00
<i>H minima del bacino</i>	[m]	54.00
<i>H monte dell'asta princ.</i>	[m]	56.00
<i>H media dell'asta princ</i>	[m]	55.00
<i>Superficie del Bacino</i>	[Kmq]	0.04
<i>Pendenza media del bacino</i>	[%]	0.49
<i>Pendenza media dell'asta principale</i>	[m/m]	0.005

#### **4.1 Inquadramento geologico**

Le aree interessate dalla realizzazione dell'opera in progetto ricadono nel Foglio 203 (Brindisi) della Carta Geologica d'Italia, scala 1:100.000.

Dal punto di vista geologico, la litologia dell'area in esame è rappresentata da unità a prevalente componente sabbiosa calcarea.

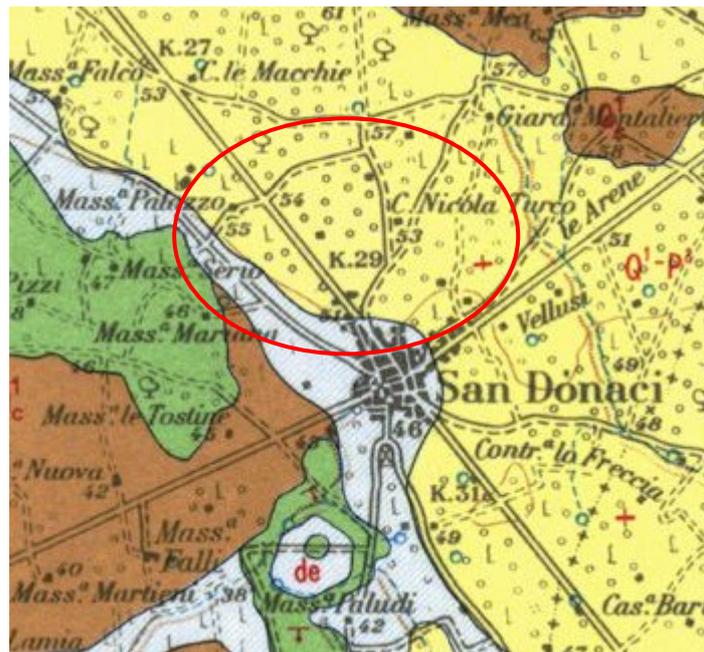
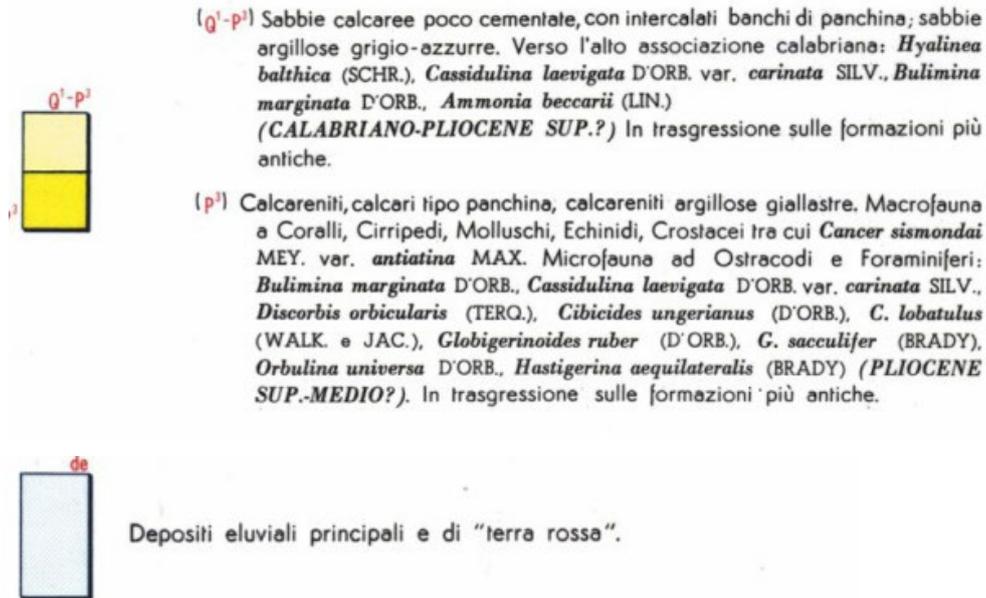


Figura 8 - Stralcio non in scala del foglio n°203 "San Donaci" della Carta Geologica d'Italia con individuazione area di intervento

## 4.2 Compatibilità geologica e geomorfologica

### ANTE OPERAM

Dal punto di vista geologico il sito, per quanto detto trattando la natura geologica dell'area, presenta caratteristiche generali ottimali in quanto:

- ha buone proprietà meccaniche;



- ha buona conformazione morfologia essendo privo di acclività accentuate;
- non presenta fenomeni sintomatici tipici delle manifestazioni di instabilità dei versanti e/o pendii;
- non presenta manifestazioni deformative quali erosioni, smottamenti, frane, e simili;
- non presenta fenomeni di alterazione significativa della struttura pedologica, quali ad esempio le variazioni della permeabilità e della porosità, né di perdita della sostanza organica, degradazione biologica, né di erosione idrica ed eolica.

In ogni caso, la realizzazione dell'impianto agrovoltaiico non comporterebbe l'innescò di processi erosivi in atto e/o potenziali.

La conoscenza delle condizioni locali è stata inoltre meglio investigata tramite l'esecuzione di prove dirette ed indirette in situ consistite in prove penetrometriche ed indagini sismiche, le quali hanno determinato la presenza, già a profondità di circa 0,5 m da p.c. di rocce calcarenitiche con buone caratteristiche meccaniche. Inoltre è stata esclusa la presenza di eventuali falde superficiali.

#### POST OPERAM

Dal punto di vista morfologico la costruzione dell'impianto non implica modifiche significative dell'attuale assetto del territorio circostante in quanto sia la scelta del sito sia le scelte progettuali consentono la sua realizzazione senza che vengano eseguiti movimenti di terra e/o sbancamenti relativamente alle infrastrutture di collegamento (viabilità esterna ed interna all'area del cantiere).

La realizzazione delle piste di servizio interne all'area del cantiere, non richiederà interventi significativi in quanto queste saranno adagiate sulla attuale conformazione geo-morfologica della zona, già idonea.

Pertanto il campo agrovoltaiico sia in fase di cantiere sia in fase di esercizio, non produrrà significative modifiche sull'attuale assetto geo-morfologico dell'ambiente in cui si colloca.

La realizzazione delle piste di accesso e dei piazzali, interni all'area del campo agrovoltaiico, non presuppone eccessivi movimenti di terra in quanto queste si adatteranno alla attuale conformazione dell'area d'intervento, già di per se ottimale.



Il materiale proveniente dagli scavi delle opere di fondazione sarà completamente riutilizzato in situ sia per il riempimento delle trincee dei cavidotti sia per ripristinare gli scavi per le fondazioni.

Operando con tali obiettivi, si prevede di non far ricorso a conferimenti a discarica né a prelievi da cave di prestito.

I cavidotti di nuova realizzazione saranno tutti esclusivamente di tipo interrato, sia all'interno dell'impianto agrovoltico sia fino al gruppo di conversione.

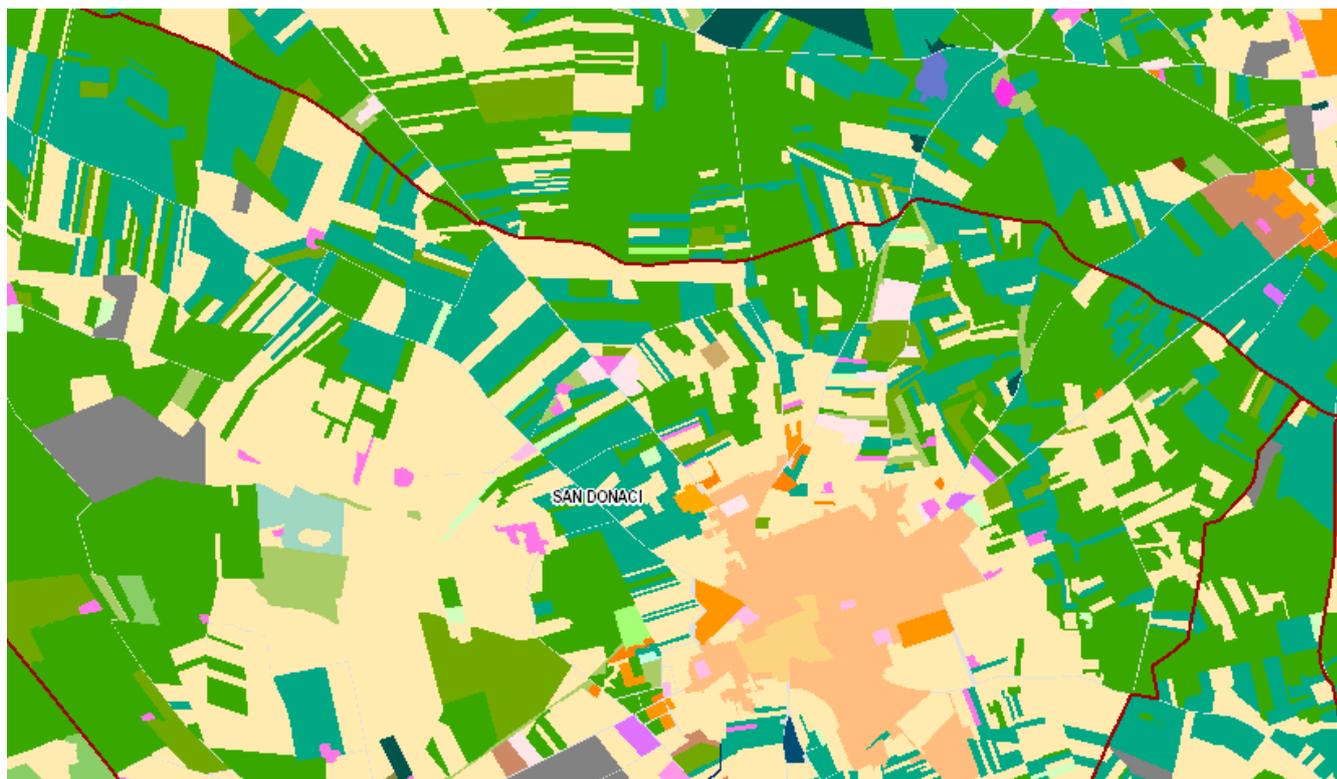
Inoltre i cavidotti che interesseranno gli attraversamenti del reticolo idrografico, realizzati con la tecnica della Trivellazione Orizzontale Controllata, così come già detto precedentemente, non andranno a comportare variazioni di tipo morfologico, geologico ed idraulico del canale, andando ad impostarsi a quote di circa 1,5 m dal fondo dell'alveo.

Ad ogni modo per le risultanze delle prove penetrometriche dinamiche ed indagini sismiche si rimanda agli elaborati "3BLQYB1\_RelazioneGeologica\_01" e "3BLQYB1\_RelazioneGeologica\_02".



### **4.3 Uso del suolo**

Per quanto riguarda l'uso del suolo, l'area di interesse è caratterizzato principalmente da seminativi semplici in aree non irrigue intervallati da uliveti e vigneti (fonte Sit Puglia).



**Figura 9 – Carta Uso del suolo**



## 5. ANALISI REGIONALE DELLE PIOGGE IN PUGLIA

L'approccio più moderno per lo studio degli eventi estremi in idrologia viene condotto con un insieme di procedure atte a trasferire l'informazione idrologica e nota come "analisi regionale".

Alla base di un modello di regionalizzazione vi è la preventiva individuazione del meccanismo fisico-stocastico, che spiega la distribuzione della variabile idrologica di interesse nello spazio e nel dominio di frequenza statistica.

La scelta del tipo di modello richiede la conoscenza di alcuni aspetti fondamentali legati alle risorse dedicabili allo studio, alla qualità dell'informazione disponibile e alla precisione richiesta dai risultati. Pertanto, la struttura del modello richiede la costruzione del risolutore numerico e un'attenta identificazione dei parametri di taratura.

Numerosi studi sono stati condotti in Inghilterra, negli Stati Uniti ed in Italia su questi modelli a più parametri, noti in letteratura con gli acronimi GEV (Jenkinson, 1955), Wakeby (Houghton 1978) e TCEV (Rossi e Versace, 1982; Rossi et al. 1984).

Quest'ultima sigla deriva dall'espressione inglese Two Component Extreme Value, che rappresenta la distribuzione di probabilità corrispondente ad un certo evento estremo, sia che provenga dalla distribuzione statistica di eventi ordinari sia che provenga da quella degli eventi straordinari. A tal fine occorre sottolineare che la principale fonte di incertezza deriva proprio dagli eventi estremamente intensi che hanno caratteristiche di rarità in ogni sito e aleatorietà per quel che riguarda il sito ove potranno verificarsi nel futuro. Ciò implica che, se in un punto eventi straordinari di un certo tipo non si siano verificati storicamente, questo non è garanzia di sicurezza sulla loro non occorrenza nel futuro.

L'identificazione dei parametri della distribuzione TCEV consente di costruire un modello regionale con struttura gerarchica, che utilizza tre differenti livelli di scala spaziale per la stima dei parametri del modello probabilistico utilizzato, in modo da ottimizzare l'informazione ricavabile dai dati disponibili e dal numero di stazioni della rete di misura.

In seguito, dopo una breve indicazione circa i dati disponibili per lo studio, si procede a fornire i risultati delle varie fasi della procedura di regionalizzazione del territorio pugliese centro-meridionale, territorio nel quale ricade il bacino oggetto di studio.

I dati pluviometrici utilizzati sono quelli pubblicati sugli annali idrologici del compartimento di Bari del S.I.I., le cui stazioni formano la rete di misura delle precipitazioni su tutto il territorio regionale con un'elevata densità territoriale.

Per i massimi annuali delle precipitazioni giornaliere, è stato adottato un modello di regionalizzazione basato sull'uso della distribuzione di probabilità TCEV (legge di distribuzione di probabilità del Valore Estremo a Doppia Componente), che rappresenta la distribuzione del massimo valore conseguito, in un dato intervallo temporale, da una variabile casuale distribuita



secondo la miscela di due leggi esponenziali, nell'ipotesi che il numero di occorrenze di questa variabile segua la legge di Poisson. Il modello proposto ammette che le due componenti, quella straordinaria e ordinaria, appartengano a popolazioni diverse, anche se è ammessa la loro interferenza attraverso un processo poissoniano.

L'identificazione dei parametri della distribuzione TCEV ha consentito di costruire un modello regionale con struttura gerarchica, basata su tre livelli di regionalizzazione, grazie a cui è possibile individuare regioni in cui risulta costante il coefficiente di asimmetria, quindi risultano costanti i due parametri  $\theta^*$  e  $\Lambda^*$  ad esso legati (primo livello di regionalizzazione), e sottoregioni di queste, più limitate, in cui sia costante anche il coefficiente di variazione, e quindi il parametro  $\Lambda_1$  che da esso dipende (secondo livello di regionalizzazione). Il terzo livello è poi finalizzato alla ricerca di eventuali relazioni esistenti, all'interno di più piccole aree, tra il parametro di posizione della distribuzione di probabilità e le caratteristiche morfologiche. In particolare si nota che, all'interno di dette aree, i valori medi dei massimi annuali delle precipitazioni di diversa durata sono o costanti o strettamente correlati alla quota del sito di rilevamento.

La preventiva suddivisione dell'area di studio in zone e sottozone omogenee è stata effettuata in base all'analisi delle massime precipitazioni giornaliere, di cui si dispone del maggior numero di informazioni. La procedura prevede che si ricerchino zone pluviometriche omogenee, entro le quali possano ritenersi costanti i valori dei parametri  $\theta^*$  e  $\Lambda^*$ . Questi parametri non possono essere stimati da un numero ristretto di serie di dati, per cui l'analisi parte dalla possibilità di considerare le 66 stazioni come appartenenti ad un'unica zona al primo livello. I risultati ottenuti dall'analisi del I° livello e II° livello di regionalizzazione sono stati ricavati con riferimento ad un'ipotesi di invarianza dei parametri  $\theta^*$  e  $\Lambda^*$ .

L'analisi del primo livello suggerisce la presenza di un'unica zona omogenea comprensiva di tutte le stazioni della regione.

Analogamente alla procedura operata al primo livello di regionalizzazione, la successiva verifica dell'ipotesi di un'unica zona omogenea è stata effettuata attraverso il confronto delle distribuzioni di frequenza cumulata dei valori osservati del coefficiente di variazione CV e di quelli generati, ottenendo un ottimo risultato che convalida ulteriormente l'ipotesi di intera regione omogenea con un valore costante di  $\Lambda_1$ . Alla luce di tali risultati, è stato possibile assumere realistica l'ipotesi di un'unica zona omogenea al primo e al secondo livello di regionalizzazione.

Nel riquadro a seguire si riportano i valori numerici dei parametri di interesse per lo studio.

	$\theta^*$	$\Lambda^*$	$\Lambda_1$
<b>Puglia centro meridionale</b>	2.121	0.353	17.55

**Tabella 1- Parametri d'interesse.**



La distribuzione regionale della probabilità cumulata del massimo annuale di precipitazione di assegnata durata  $X_{d,TR}$  viene espressa in funzione di una quantità  $K_T$ , detta fattore probabilistico di crescita, funzione del periodo di ritorno  $T_R$  e indipendente dalla durata.

Tale fattore è, in generale, funzione del tempo di ritorno  $T_R$  ed è definito dal rapporto seguente:

$$K_T = \frac{X_{d,T}}{\mu(X_{d,T_R})}$$

essendo  $X_{d,TR}$  il massimo annuale di precipitazione per assegnata durata e tempo di ritorno.

La curva di distribuzione di probabilità di tale rapporto ha caratteristiche regionali in quanto è unica nell'ambito della regione nella quale sono costanti i parametri della distribuzione di probabilità della  $X_{d,TR}$ . Pertanto, fissati i parametri di forma e di scala della distribuzione di probabilità cumulata, all'interno della zona pluviometrica omogenea previamente identificata, è possibile esprimere la relazione tra il tempo di ritorno  $T_R$  ed il fattore di crescita  $K_T$ , potendo ritenere trascurabile la variabilità del fattore di crescita con la durata. Infatti, calcolando, nelle stazioni disponibili, le medie pesate dei coefficienti di asimmetria e dei coefficienti di variazione alle diverse durate, si osserva una variabilità inferiore a quella campionaria.

L'indipendenza dalla durata di  $K_T$  autorizza ad estendere anche alle piogge orarie, i risultati ottenuti con riferimento alle piogge giornaliere ai primi due livelli di regionalizzazione.

Sulla scorta dei valori regionali dei parametri  $\theta^*$ ,  $\Lambda^*$  e  $\Lambda_1$ , è possibile calcolare la curva di crescita per la Puglia centro – meridionale, anche se tale fattore può essere calcolata in funzione di  $T_R$  attraverso una approssimazione asintotica della curva di crescita, che ha la seguente forma:

$$K_{TR} = a + b * \ln(T_R)$$

in cui i parametri  $a$  e  $b$  sono esprimibili in funzione dei valori regionali di  $\theta^*$ ,  $\Lambda^*$  e  $\Lambda_1$ .

Per la Puglia settentrionale, l'espressione della curva di crescita approssimata attraverso la relazione precedente è, quindi, la seguente:

$$K_T = 0.5648 + 0.415 * \ln T_R \quad (1)$$

Per la Puglia centro-meridionale, l'espressione della curva di crescita approssimata attraverso la relazione precedente è, invece, la seguente:

$$K_T = 0.1599 + 0.5166 * \ln T_R \quad (2)$$

anche se va rimarcato come l'utilizzo di questa approssimazione comporta una sottostima del fattore di crescita, con valori superiori al 10% per  $T < 50$  anni e superiori al 5% per  $T < 100$  anni.

Nel terzo livello di analisi regionale viene analizzata la variabilità spaziale del parametro di



posizione (media, moda, mediana) delle serie storiche in relazione a fattori locali. Nell'analisi delle piogge orarie, in analogia ai risultati classici della statistica idrologica, per ogni sito è possibile legare il valore medio  $\mu(X_t)$  dei massimi annuali della precipitazione media di diversa durata alle durate stesse, attraverso la relazione:

$$\mu(X_d) = ad^n$$

essendo  $a$  ed  $n$  due parametri variabili da sito a sito. Ad essa si dà il nome di curva di probabilità pluviometrica.

Per l'intera regione pugliese si hanno le seguenti zone omogenee di 3° livello:

- nell'area della Puglia settentrionale, il VAPI Puglia fornisce l'individuazione di 4 aree omogenee dal punto di vista del legame fra altezza di precipitazione giornaliera  $\mu(X_g)$  e quota. Ognuna di esse è caratterizzata da una correlazione lineare con elevati valori dell'indice di determinazione tra i valori  $\mu(X_g)$  e le quote sul mare  $h$ :

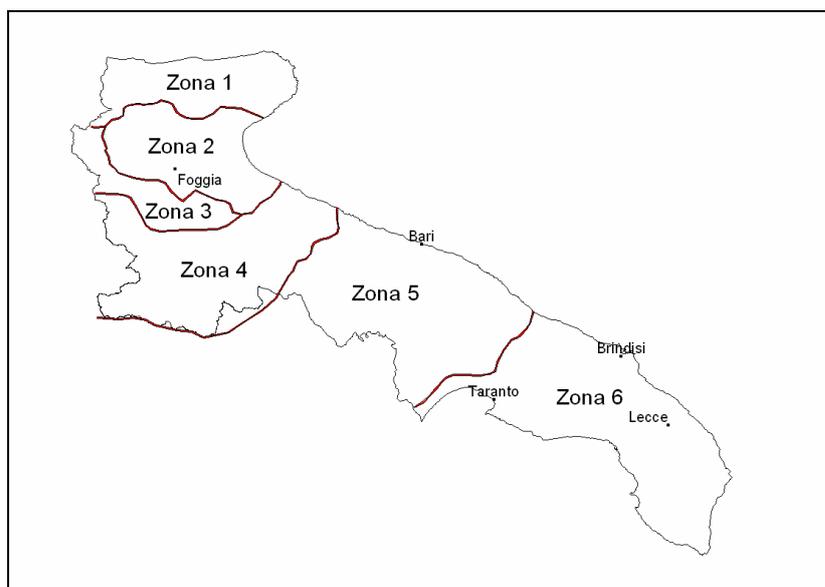
<b>ZONA 1-3</b>	$\mu(h,t) = at^{(ch+D+\ln a - \ln a)/\ln 24}$
<b>ZONA 2-4</b>	$\mu(h,t) = at^n$

**Tabella 2- Correlazione tra  $\mu(X_g)$  e la durata di precipitazione.**

in cui  $C$  e  $D$  sono parametri che dipendono dall'area omogenea;

- nell'area centro-meridionale della Puglia, il VAPI fornisce l'individuazione di una analoga dipendenza della precipitazione giornaliera dalla quota sul livello medio mare per le 66 stazioni pluviometriche esaminate nella regione.

Il territorio è suddivisibile in due sottozone omogenee individuate dal Nord-Barese - Murgia Centrale e dalla Penisola Salentina, contrassegnate rispettivamente come zona 5 e zona 6, in continuità con quanto visto in Puglia Settentrionale.



**Figura 10 - Regione Puglia: zone omogenee al 3° livello.**

Alla luce di quanto fin qui esposto, la relazione che lega l'altezza media di precipitazione alla durata ed alla quota del sito, per le due aree in esame, è generalizzata nella forma:

$$\mu(X_d) = a d^{(Ch+D+\ln\alpha-\ln a)/\ln 24} \quad (3)$$

in cui  $a$  è il valor medio, pesato sugli anni di funzionamento, dei valori di  $\mu(X_d)$  relativi alle serie con  $N \geq 10$  anni ricadenti in ciascuna zona omogenea e  $\alpha = x_g/x_{24}$  è il rapporto fra le medie delle piogge giornaliere e quelle di durata 24 ore per serie storiche di pari numerosità.

Per la Puglia il valore del coefficiente  $\alpha$  è risultato praticamente costante sull'intera regione e pari a 0,89;  $C$  e  $D$  rappresentano invece i coefficienti della regressione lineare fra il valor medio dei massimi annuali delle piogge giornaliere e la quota sul livello del mare. Per le zone individuate, i valori dei parametri sono riportati nel riquadro a seguire (cfr. Tabella 3).

Zona	$\alpha$	$a$	$C$	$D$	$N$
1	0,89	28,66	0,00503	3,959	-
2	0,89	22,23	-	-	0,247
3	0,89	25,325	0,000531	3,811	-
4	0,89	24,7	-	-	0,256
5	0,89	28,2	0,0002	4,0837	-
6	0,89	33,7	0,0022	4,1223	-

**Tabella 3 - Coefficienti del 3° livello di regionalizzazione.**

Quindi, per ottenere l'altezza di precipitazione della zona di interesse si deve moltiplicare il fattore di crescita (KT) per la precipitazione media:



$$h = K_T \cdot \mu(X_d) \quad (4)$$

### 5.1 Curve di possibilità climatica

Lo studio idrologico condotto ha, quindi, consentito la determinazione delle curve di possibilità climatiche a diversi tempi di ritorno (30, 200 e 500 anni) in corrispondenza della sezione di chiusura del bacino oggetto del presente studio.

Per la determinazione delle curve di possibilità climatiche con il metodo di Gumbel si è fatto riferimento alla stazione pluviometrica che interessa il bacino idrografico di interesse, la stazione pluviometrica di **San Pancrazio Salentino**, che interessa per la maggior parte il bacino idrografico di interesse e di cui si riporta l'annale idrologico.

Stazione di:	SAN PANCRAZIO SALENTINO				
anni	durate [ore]				
	1	3	6	12	24
1957	40.2	69.0	77.2	96.0	103.0
1958	26.4	32.8	41.2	53.8	61.0
1960	57.0	82.0	110.4	143.0	175.0
1962	30.4	32.0	37.0	38.0	58.6
1963	36.4	39.4	39.6	49.6	53.2
1964	34.2	45.4	46.0	63.4	80.4
1965	11.0	17.2	19.2	32.6	44.2
1967	32.4	32.4	32.4	32.4	37.4
1968	47.8	98.2	104.0	105.0	105.0
1969	45.2	51.2	55.2	58.8	76.0
1970	45.0	52.8	56.4	56.4	74.2
1972	31.4	50.0	80.0	97.6	120.8
1973	23.0	29.4	41.0	52.4	59.2
1974	60.0	62.2	65.0	65.4	75.6
1975	53.4	82.0	82.0	82.0	82.0
1976	17.2	36.6	61.0	86.0	110.4
1977	41.6	43.6	45.4	46.6	47.4
1978	30.6	31.2	31.2	40.6	42.2
1979	20.0	20.4	22.2	41.6	79.0
1980	52.0	113.0	123.0	124.2	124.8
1981	57.0	65.6	65.6	73.8	99.0
1982	23.6	27.0	38.8	51.6	66.2
1983	23.0	25.0	36.8	51.4	66.2
1985	33.8	38.0	50.0	58.6	73.4
1987	28.6	48.6	57.4	94.0	94.8
1989	48.8	48.8	48.8	48.8	49.0
1990	>>	>>	>>	41.8	68.8
1991	>>	>>	>>	>>	>>
1992	21.6	33.8	43.2	58.4	61.2



1993	>>	61.2	72.2	72.4	85.2
1994	>>	25.6	32.6	40.0	48.2
1996	45.8	63.2	104.4	139.4	139.8
1997	36.0	64.4	88.0	89.8	91.2
1998	37.4	41.2	41.8	48.2	74.6
1999	72.8	105.4	105.6	105.6	105.6
2000	26.8	40.2	69.8	81.6	92.6
2001	27.2	28.2	28.2	28.6	47.0
2002	39.2	39.2	41.0	41.2	41.2
2003	22.4	33.8	56.0	86.6	91.0
2004	32.6	43.8	49.2	73.8	80.6
2005	62.2	68.8	71.2	71.4	71.8
2006	54.2	67.2	68.4	72.6	85.4
2007	13.8	28.2	45.8	76.0	76.6
2008	28.2	53.6	65.8	74.0	91.4
2009	33.2	51.0	52.0	79.8	84.0
2010	25.4	39.6	64.8	65.0	74.6
2011	23.0	30.2	48.8	69.0	73.2
2012	41.4	43.0	54.4	62.0	62.0

Per la determinazione delle curve di possibilità pluviometriche con il metodo VAPI si è verificato che l'area d'intervento si trova per la maggior parte nella **zona 6** (cfr. immagine seguente). Pertanto, si è applicata la relazione (4) e utilizzando i valori della Tabella 3 relativi alla zona 4.

Quindi, per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica si utilizza la seguente relazione:

$$x(t,z) = 33.70 t^{(0.0022z+4.1223+\ln 0.89-\ln 33.70)/\ln 24(5)}$$

L'elaborazione dei dati pluviometrici ha condotto alla determinazione delle curve di possibilità climatica per i differenti tempi di ritorno.

Si riportano di seguito delle tabelle riassuntive relative alle altezze di pioggia ricavate utilizzando la metodologia VAPI e quella della distribuzione probabilistica di Gumbel (cfr. tabelle seguenti):

Tr = 30 anni					
Distribuzioni probabilistiche	DURATE				
	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
GUMBEL	66.840	96.439	110.779	126.689	138.065
VAPI	64.602	79.060	89.805	102.010	115.873

Tabella 4 – Tr = 30 anni - Altezze di pioggia (mm).



Tr = 200 anni					
Distribuzioni probabilistiche	DURATE				
	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
<b>GUMBEL</b>	87.696	129.016	146.687	166.292	178.413
<b>VAPI</b>	97.629	119.480	135.718	154.163	175.114

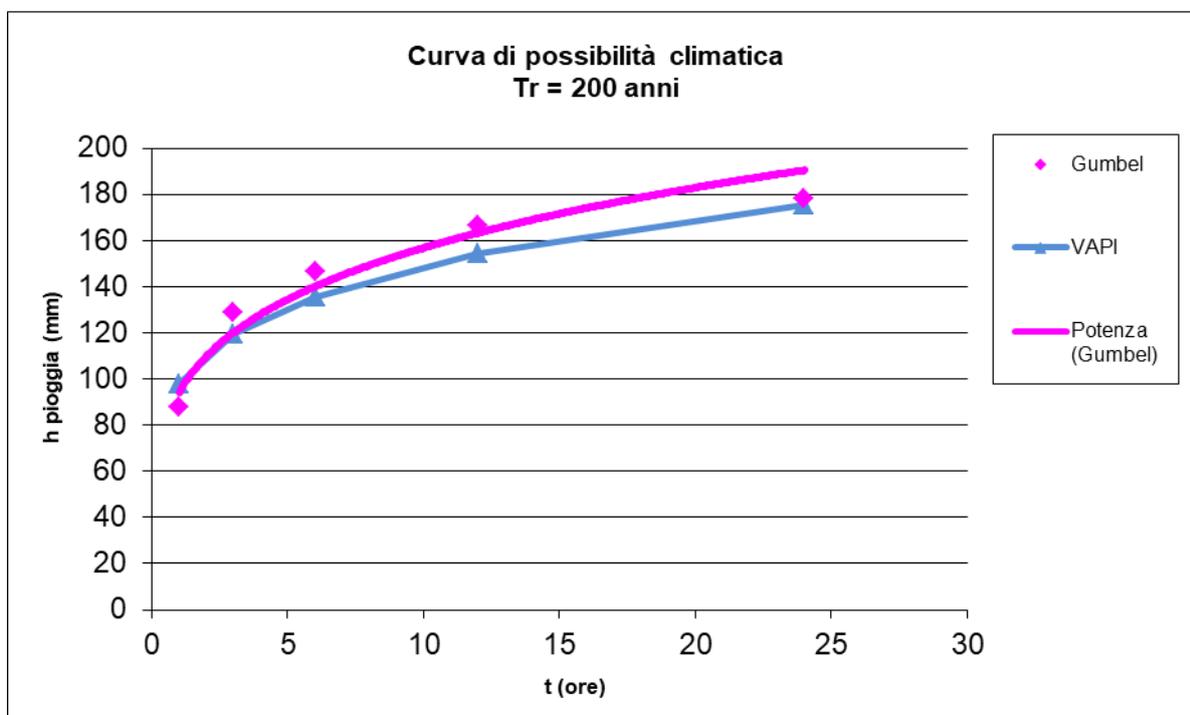
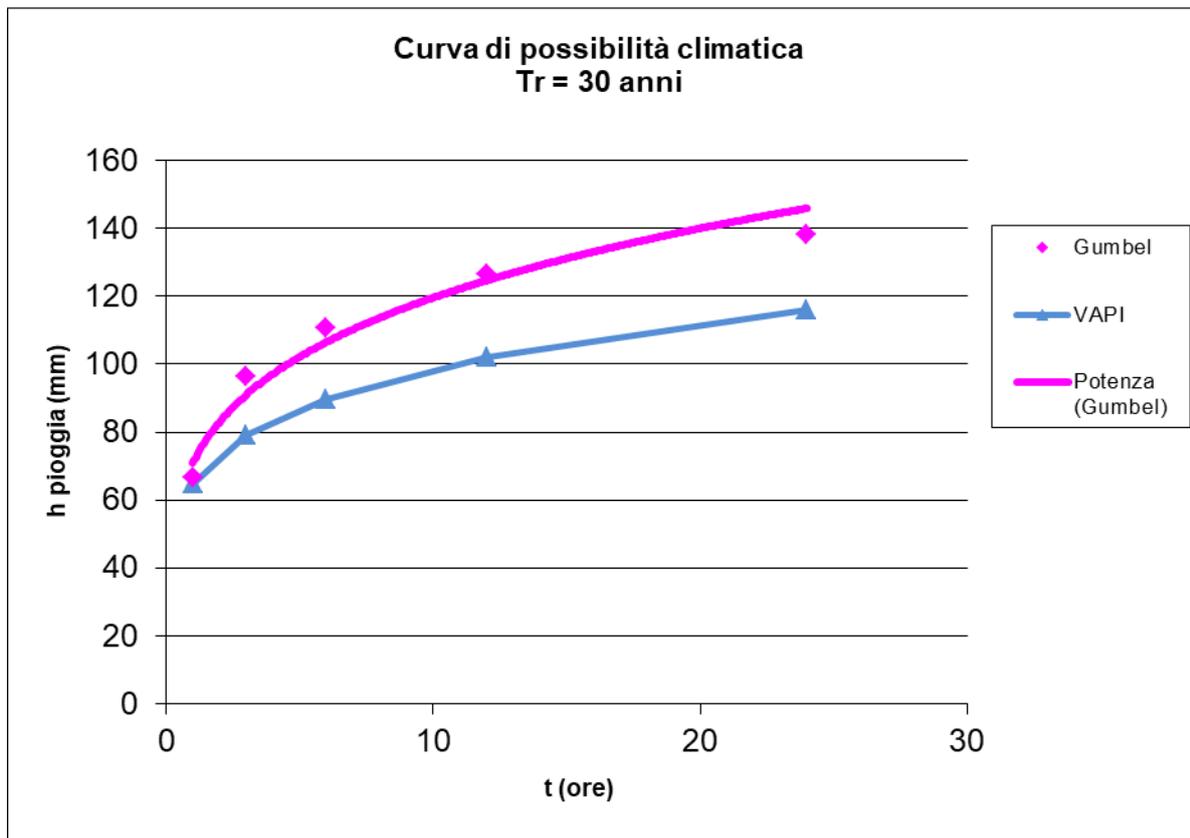
Tabella 5 – Tr = 200 anni - Altezze di pioggia (mm).

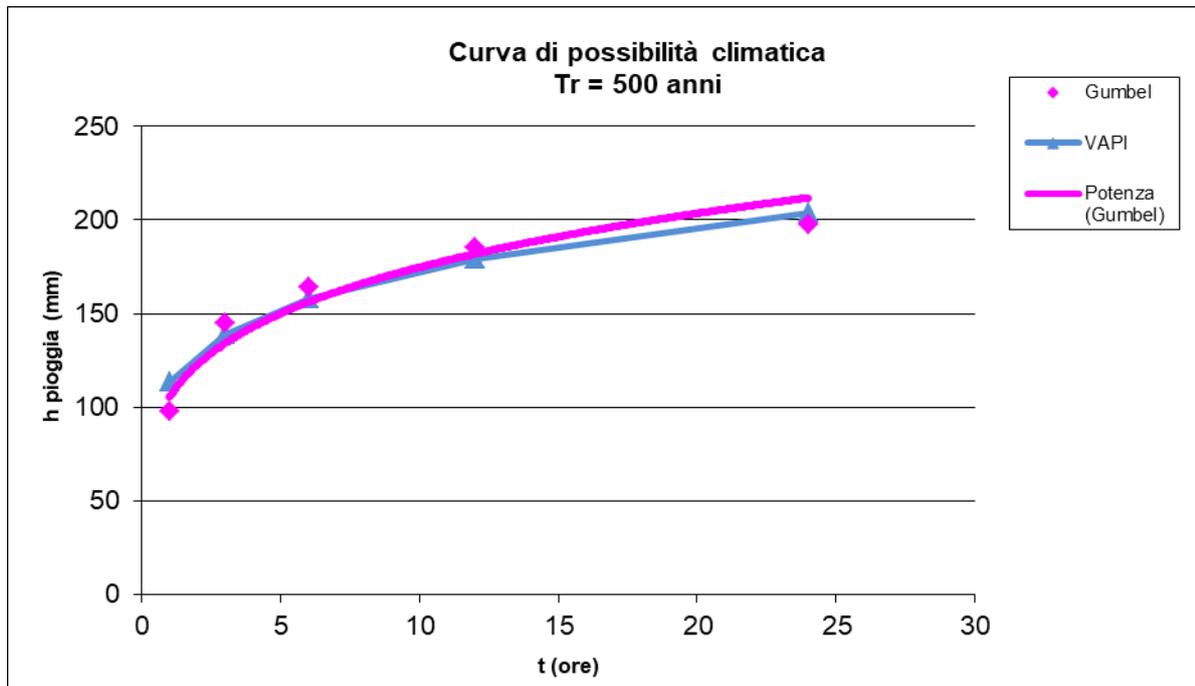
Tr = 500 anni					
Distribuzioni probabilistiche	DURATE				
	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
<b>GUMBEL</b>	97.711	144.658	163.928	185.307	197.786
<b>VAPI</b>	113.581	139.002	157.893	179.352	203.727

Tabella 6 – Tr = 500 anni - Altezze di pioggia (mm).

Confrontando le due metodologie adottate si evince che **le altezze di pioggia determinate utilizzando il metodo VAPI siano quasi sempre minori di quelle derivate dall'utilizzo della metodologia GUMBEL. Pertanto, nel presente studio è utilizzata la curva di possibilità climatica determinata dall'applicazione del metodo che ha fornito i valori più elevati delle altezze di pioggia.**

Nelle figure seguenti (cfr. figure seguenti) si riportano le curve di possibilità climatiche ricavate in corrispondenza dei diversi tempi di ritorno adottati, per il bacino in analisi. Tali curve sono quelle utilizzate successivamente per la valutazione delle portate di piena in corrispondenza della sezione di chiusura del bacino di interesse.







## 6. ANALISI IDRAULICA

L'analisi idraulica, necessaria al calcolo della portata di massima piena per i bacini individuati nell'area in questione, può essere condotta secondo vari metodi, tra i quali possono essere considerati:

- i metodi empirici, che si basano unicamente su parametri morfologici del bacino in esame, senza tenere in considerazione alcuna misura pluviometrica o idrometrica;
- i metodi semiempirici (utilizzati nel presente studio), che valutano la portata anche in funzione dell'altezza di pioggia;
- i metodi analitici, che si basano sull'ipotesi di una correlazione diretta tra afflussi deflussi.

Il metodo da utilizzare dipende innanzitutto dal tipo di verifica idraulica che si intende condurre, in quanto, se si affronta un'analisi in moto permanente o addirittura uniforme, la portata massima può essere calcolata con metodi semplificati tipo il cinematico o razionale; quando la situazione morfologica ed idrografica diventa alquanto complessa, può rendersi indispensabile una verifica in moto vario e, di conseguenza, diventa necessario conoscere la forma dell'idrogramma di piena attraverso l'applicazione di metodi analitici.

In generale, nei casi di regolarità dell'asta fluviale e del bacino idrografico di pertinenza, è generalmente impiegato uno studio in moto permanente ricorrendo al metodo razionale per la determinazione della portata di massima piena.

### 6.1 Valutazione portate di piena

La stima delle portate di piena è stata effettuata applicando metodi analitici di tipo semplificato, in grado di definire, su base geomorfologica, un parametro chiave nel processo di generazione dei deflussi di piena, quale il tempo di corrivazione del bacino ( $t_c$ ).

In particolare, è stato applicato, a diversi tempi di ritorno (30, 200 e 500 anni), il metodo di razionale e il metodo del Curve Number (CN).

#### **Metodo Razionale**

Per la determinazione della massima piena temibile è stato utilizzato il metodo razionale, che rappresenta un metodo indiretto basato sulle seguenti tre ipotesi fondamentali:

1. la pioggia critica ha durata pari al tempo di corrivazione;
2. la precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento;
3. il tempo di ritorno della portata è pari a quello della pioggia critica.

La portata di piena, in funzione del tempo di ritorno, è pari ha:



$$Q = \frac{c * h * A * k}{t_c}$$

Q = portata di piena [m<sup>3</sup>/sec]

c = coefficiente di deflusso

h = pioggia netta [mm]

A = area del bacino [km<sup>2</sup>]

t<sub>c</sub> = tempo di corrivazione [ore]

k = 0.2777 (fattore che tiene conto della non uniformità delle unità di misura).

Il valore di h rappresenta l'altezza di precipitazione che cade in un dato sito in un tempo uguale al tempo di corrivazione t<sub>c</sub>: infatti se la durata della precipitazione è inferiore al tempo t<sub>c</sub> solo una parte del bacino A contribuirà alla formazione della portata, che risulterà pertanto di minore entità. Viceversa se la durata dell'evento è maggiore, l'intensità della pioggia sarà minore e quindi meno intenso il colmo di piena.

Il tempo di corrivazione, che è un parametro chiave quando si fa riferimento a metodi analitici di tipo semplificato, è definito come il tempo impiegato dalla particella d'acqua idraulicamente più lontana a percorrere l'intero bacino fino alla sezione di chiusura.

Il tempo di corrivazione di un bacino è generalmente definito come il tempo necessario alla goccia di pioggia caduta nel punto idraulicamente più lontano del bacino per raggiungere la sezione di chiusura dello stesso.

Una relazione frequentemente utilizzata per il calcolo di tale grandezza è quella proposta da Giandotti (1934), valida per bacini idrografici aventi superficie (A) variabile tra 170 e 70000 km<sup>2</sup>, che si esplicita nella seguente relazione:

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m}} \quad (6)$$

nella quale t<sub>c</sub> è espresso in ore, A in km<sup>2</sup> mentre L, la lunghezza dell'asta principale del corso d'acqua a partire dallo spartiacque, è espressa in km e H<sub>m</sub>, altitudine media del bacino, riferita alla sezione di chiusura, in metri sul livello del mare.

Pezzoli (1970), analizzando il comportamento di alcuni bacini piemontesi, ha proposto, invece, una diversa espressione del tempo di corrivazione che ha la seguente forma:

$$t_c = 0.055 \frac{L}{\sqrt{i_a}} \quad (7)$$

nella quale t<sub>c</sub> è espresso in ore e L in km. Il parametro i<sub>a</sub> rappresenta la pendenza media (m/m) dell'asta principale.



Kirpich, infine, utilizzando i dati sperimentali di sei bacini americani, nel 1940, aveva proposto una correlazione grafica tra il tempo di corrivazione e il rapporto  $\frac{L}{\sqrt{i_a}}$ . Tale grafico, successivamente integrato dal contributo di altri dati sperimentali, ha condotto alla formulazione della seguente equazione, comunemente nota con il nome di equazione di Kirpich.

$$t_c = 0.00325 \left( \frac{L}{\sqrt{i_a}} \right)^{0.77} \quad (10)$$

Il complesso dei valori determinabili con le succitate equazioni può essere ben rappresentato da un'unica espressione (Ferro, Sistemazione dei Bacini Idrografici, McGraw Hill, 2002), che integra tutti i contributi sperimentali derivanti dalle esperienze condotte, ed ha la seguente equazione, nel seguito denominata P-C-W-K:

$$t_c = 0.02221 \left( \frac{L}{\sqrt{i_a}} \right)^{0.8} \quad (11)$$

nella quale  $t_c$  è espresso in minuti e L in metri.

Applicando le relazioni succitate, con riferimento ai parametri geomorfologici del bacino di interesse, si sono ottenuti i seguenti risultati:

	<b>P-C-W-K (h)</b>	<b>Giandotti (h)</b>	<b>Pezzoli (h)</b>	<b>Kirpich (h)</b>
<b>BACINO attr. n.1</b>	1.199	3.850	1.344	0.777
<b>BACINO attr. n.2</b>	1.865	4.832	2.335	1.190
<b>BACINO attr. n.3</b>	0.341	1.962	0.279	0.231
<b>BACINO attr. n.4</b>	0.368	1.906	0.307	0.250
<b>BACINO attr. n.5</b>	1.111	3.824	1.222	0.722
<b>SOTTOBACINO attr. n.5.1</b>	1.403	5.180	1.636	0.904
<b>SOTTOBACINO attr. n.5.2</b>	0.344	1.935	0.282	0.234
<b>SOTTOBACINO attr. n.5.3</b>	0.383	1.823	0.323	0.259
<b>BACINO Area Impianto</b>	1.633	4.864	1.978	1.047

**La valutazione successiva di stima della portata di piena di calcolo è stata eseguita facendo riferimento al tempo di corrivazione valutato dalla media tra le suddette relazioni.**



Il valore del tempo di corrivazione desunto dalla media è riportato nella tabella seguente:

	Tc (h)
<b>BACINO attr. n.1</b>	1.793
<b>BACINO attr. n.2</b>	2.556
<b>BACINO attr. n.3</b>	0.703
<b>BACINO attr. n.4</b>	0.708
<b>BACINO attr. n.5</b>	1.720
<b>SOTTOBACINO attr. n.5.1</b>	2.281
<b>SOTTOBACINO attr. n.5.2</b>	0.699
<b>SOTTOBACINO attr. n.5.3</b>	0.697
<b>BACINO Area Impianto</b>	2.380

Per ciò che concerne il coefficiente di deflusso  $\phi$ , esso è stato stimato effettuando una media pesata dei valori stimati per le differenti sub-aree isoparametriche caratterizzate da un determinato valore di tipo di terreno, dal punto di vista della geologia e dell'uso del suolo, sulla base dei valori consigliati in letteratura; i pesi sono stati calcolati in funzione delle sotto aree sull'area totale del bacino individuato.

Tra le numerose indicazioni esistenti nella letteratura tecnico-scientifica per la valutazione del coefficiente di deflusso, sono stati utilizzati i valori indicati dal Manuale di Ingegneria Civile riportati nella tabella seguente:

<b>Tipo di terreno</b>	<b>Coltivato</b>	<b>Pascolo</b>	<b>Bosco</b>
Molto permeabile: sabbia o ghiaia	0.20	0.15	0.30
Permeabile: limo	0.40	0.35	0.30
Poco permeabile: argilla o substrato roccioso	0.50	0.45	0.40
<b>Tipologia urbanistica</b>		<b><math>\phi</math></b>	
Costruzioni dense		0.80	
Costruzioni Spaziate		0.60	
Aree con ampi cortili e giardini		0.50	
Zone a villini sparsi		0.30-0.40	



Giardini, prati e zone non edificabili né destinate a strade	0.20
Parchi e boschi	0.05-0.10

Effettuando una media pesata per i bacini di interesse si ottiene un coefficiente di deflusso pari a 0,450.

Applicando i valori precedenti nella formula razionale sono stati ottenuti i seguenti valori per le portate di piena:

Tr	a	n	tc [h]	h [mm]	ic [mm]	Q [mc/s]
30 anni	70.894	0.227	1.793	80.943	45.150	1.678
200 anni	94.151	0.222	1.793	107.153	59.770	2.222
500 anni	105.318	0.220	1.793	119.737	66.789	2.482

**Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino dell'attraversamento n.1**

Tr	a	n	tc [h]	h [mm]	ic [mm]	Q [mc/s]
30 anni	70.894	0.227	2.556	87.728	34.329	9.407
200 anni	94.151	0.222	2.556	115.911	45.357	12.429
500 anni	105.318	0.220	2.556	129.440	50.651	13.879

**Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino dell'attraversamento n.2**

Tr	a	n	tc [h]	h [mm]	ic [mm]	Q [mc/s]
30 anni	70.894	0.227	0.703	65.445	93.074	0.611
200 anni	94.151	0.222	0.703	87.082	123.845	0.813
500 anni	105.318	0.220	0.703	97.473	138.622	0.910

**Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino dell'attraversamento n.3**

Tr	a	n	tc [h]	h [mm]	ic [mm]	Q [mc/s]
30 anni	70.894	0.227	0.708	65.545	92.596	0.358
200 anni	94.151	0.222	0.708	87.211	123.204	0.476
500 anni	105.318	0.220	0.708	97.616	137.903	0.533

**Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino dell'attraversamento n.4**

Tr	a	n	tc [h]	h [mm]	ic [mm]	Q [mc/s]
30 anni	70.894	0.227	1.720	80.184	46.621	6.848
200 anni	94.151	0.222	1.720	106.173	61.732	9.068
500 anni	105.318	0.220	1.720	118.650	68.986	10.133

**Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino dell'attraversamento n.5**



Tr	a	n	tc [h]	h [mm]	ic [mm]	Q [mc/s]
30 anni	70.894	0.227	2.281	85.493	37.481	3.871
200 anni	94.151	0.222	2.281	113.028	49.552	5.117
500 anni	105.318	0.220	2.281	126.247	55.347	5.716

**Valori delle portate di piena con il metodo razionale del sottobacino n.5.1**

Tr	a	n	tc [h]	h [mm]	ic [mm]	Q [mc/s]
30 anni	70.894	0.227	0.699	65.353	93.521	0.709
200 anni	94.151	0.222	0.699	86.962	124.444	0.944
500 anni	105.318	0.220	0.699	97.340	139.295	1.056

**Valori delle portate di piena con il metodo razionale del sottobacino n.5.2**

Tr	a	n	tc [h]	h [mm]	ic [mm]	Q [mc/s]
30 anni	70.894	0.227	0.697	65.319	93.690	0.521
200 anni	94.151	0.222	0.697	86.917	124.670	0.693
500 anni	105.318	0.220	0.697	97.290	139.548	0.776

**Valori delle portate di piena con il metodo razionale del sottobacino n.5.3**

Tr	a	n	tc [h]	h [mm]	ic [mm]	Q [mc/s]
30 anni	70.894	0.227	2.380	86.324	36.267	3.961
200 anni	94.151	0.222	2.380	114.100	47.936	5.236
500 anni	105.318	0.220	2.380	127.434	53.538	5.848

**Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino dell'Area d'Impianto**

## Metodo del Curve Number

Una metodologia per la stima delle precipitazioni efficaci che trova ampia applicazione è quella proposta dal Soil Conservation Service (1972). Il metodo, detto Metodo Curve Number (*"Soil Conservation Service Runoff Curve Number (CN) method"*, detto comunemente *Curve Number*), si basa sulla assunzione che il volume specifico (altezza) di pioggia netta (efficace)  $P_{net}$  risulta legato al volume specifico (altezza) di pioggia lorda  $P$  (pioggia effettiva) caduta nel medesimo intervallo temporale dalla relazione:

$$P_{net} = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

nella quale  $S$  è il massimo volume specifico di acqua che il terreno può trattenere in condizione di saturazione ed  $I_a$  è la cosiddetta perdita iniziale, vale a dire quel valore limite di altezza di pioggia che il terreno può trattenere nella fase iniziale del fenomeno senza che si abbia creazione di deflusso; il parametro  $S$  corrisponde al volume idrico trattenuto dal terreno e dalla vegetazione, e quindi sottratto al deflusso superficiale dopo l'istante in cui si ha  $P > I_a$ ; fino all'istante in cui non si ha  $P > I_a$  il deflusso superficiale è da ritenersi praticamente assente.



In realtà con l'introduzione della perdita iniziale la si vuole tenere conto anche di quel complesso di fenomeni, quali l'intercettazione da parte della vegetazione e l'accumulo nelle depressioni superficiali del terreno, che ritardano il verificarsi del deflusso superficiale. In mancanza di adeguate osservazioni utili, per la stima di la si può fare ricorso alla seguente relazione:

$$I_a = 0,2 S$$

che risulta verificata in buona approssimazione.

La valutazione del valore di S può invece essere ricondotta a quella dell'indice CN (Curve Number), cui esso risulta legato dalla relazione:

$$S = S_0 \cdot \left( \frac{100}{CN} - 1 \right)$$

$S_0$  è un fattore di scala pari a 254 se la pioggia viene espressa in mm.

L'indice CN è un numero adimensionale, compreso fra 0 e 100, funzione della permeabilità della litologia superficiale, dell'uso del suolo e del grado di saturazione del terreno prima dell'evento meteorico.

Il Soil Conservation Service (SCS), sulla base della capacità di assorbimento del terreno nudo a seguito di prolungato adacquamento, ha classificato i vari tipi di suolo in quattro gruppi (A, B, C, D):

- GRUPPO A: Suoli aventi scarsa permeabilità di deflusso; capacità di infiltrazione in condizioni di saturazione molto elevata.
- GRUPPO B: Suoli aventi moderata potenzialità di deflusso; elevate capacità di infiltrazione anche in condizioni di saturazione.
- GRUPPO C: Suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta; scarsa capacità di infiltrazione e saturazione.
- GRUPPO D: Potenzialità di deflusso molto elevata; scarsissima capacità di infiltrazione e saturazione.

Per tali gruppi si riportano i valori del parametro CN corrispondenti a diverse tipologie di utilizzo del suolo.



Tipo di copertura	A	B	C	D
Aree agricole con presenza di spazi naturali	62	71	78	81
Aree Urbane	98	98	98	98
Area residenziale	77	85	90	92
Cava	60	60	60	60
Distretti industriali	81	88	91	93
Bacini di acqua	100	100	100	100
Colture erbacee da pieno campo a ciclo primaverile estivo	72	81	88	91
Colture orticole a ciclo estivo-autunnale/primaverile	72	81	88	91
Colture orticole a ciclo primaverile-estivo	72	81	88	91
Colture temporanee associate a colture permanente	62	71	78	81
Frutteti e frutti minori non irrigui	62	71	78	81
Frutteti e frutti minori irrigui	72	81	88	91
Oliveti irrigui	72	81	88	91
Oliveti non irrigui	62	71	78	81
Prati stabili non irrigui	30	58	71	78
Seminativi in aree non irrigue	62	71	78	81
Sistemi colturali e particellari complessi	72	81	88	91
Vigneti irrigui	72	81	88	91
Vigneti non irrigui	62	71	78	81
Zone boscate	45	66	77	83

**Valori del CN in funzione delle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale.**

Classe AMC	Precipitazioni nei dieci giorni precedenti (mm)
<b>I</b> (Terreno secco)	0 < P < 50
<b>II</b> (Umidità media)	50 < P < 110
<b>III</b> (Terreno da mediamente umido a saturo)	P > 110

**Definizione delle condizioni di umidità antecedenti l'evento (AMC).**

I valori del CN riportati nella tabella 3 si riferiscono ad una condizione di umidità del suolo all'inizio dell'evento meteorico di tipo standard, precisamente quella intermedia indicata come AMC II (Antecedent Moisture Condition II).

Per condizioni iniziali differenti, vengono utilizzate delle relazioni di trasformazione del valore CN (II), relativo a AMC I, CN (I), ed in quello relativo a AMC III, CN (III).

$$CN_{III} = \frac{CN_{II}}{0.43 + 0.0057CN_{II}} \quad CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0,13CN(II)}$$

Nella fattispecie, considerata l'entità degli interventi e l'importanza degli stessi, **si è**



**preferito, a vantaggio di sicurezza, adottare un valore di Curve Number pari al CN(III),** in quanto trattasi di aree non completamente urbanizzate.

Nel caso in esame, quindi, sono stati sovrapposti i bacini idrografici sulla carta di uso del suolo e sulla carta geologica e ricavate le superfici specifiche in base alla qualità colturale e tipo di suolo.

Il valore del CN è stato stimato effettuando una media pesata dei valori corrispondenti alle differenti sub-aree isoparametriche caratterizzate da un determinato valore di uso del suolo e di tipo di suolo; i pesi sono stati calcolati in funzione delle aree delle singole parcelle sull'area totale del bacino individuato.

Per quanto riguarda la tipologia di terreno, è stato utilizzato, a vantaggio di sicurezza, il GRUPPO C (***Suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta; scarsa capacità di infiltrazione e saturazione***).

Dalla media pesata in funzione della superficie sono stati ricavati i valori relativi al CN, riportati nella tabella seguente:

	CN <sub>II</sub>	CN <sub>III</sub>
BACINI DI PROGETTO	78.00	89.18

Tale procedimento ha reso possibile la stima dei due parametri  $S$  ed  $I_a$  a partire dalle caratteristiche litologiche e di uso del suolo del bacino e quindi la valutazione della pioggia netta.

Altro "tempo caratteristico" di un bacino è il "tempo di ritardo"  $t_L$  (lag time), generalmente definito come la distanza temporale tra il baricentro dell'idrogramma di piena superficiale, depurato cioè delle portate di base che sarebbero defluite nel corso d'acqua anche in assenza dell'evento di piena, e il baricentro del pluviogramma netto.

Il Soil Conservation Service (SCS) americano ha dedotto, empiricamente, che il rapporto  $t_L/t_C$  è pari a 0.6 (rapporto tra tempo di ritardo e tempo di corrvazione).

Per la stima del tempo di ritardo del bacino, nel caso in esame, si è utilizzata la formula di Mockus:

$$t_L = 0.342 \frac{L^{0.8}}{s^{0.5}} \left( \frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}$$

in cui  $s$  è la pendenza del bacino espressa in %,  $L$  la lunghezza dell'asta principale prolungata fino alla displuviale espressa in Km.

Per il calcolo della portata al colmo  $Q_p$  ( $m^3/s$ ) si considera un idrogramma approssimato di forma triangolare che ha una fase crescente di durata  $t_a$  (tempo di accumulo) e una fase di esaurimento di durata  $t_e$  (tempo di esaurimento) e il cui volume, espresso in  $m^3$ , ha la seguente



espressione:

$$V = \frac{Q_P}{2} (t_a + t_e) = \frac{Q_P t_b}{2}$$

avendo indicato con  $t_b$  la durata dell'evento di piena.

Poiché è stato stabilito sperimentalmente che nella fase crescente dell'idrogramma defluisce un volume idrico che è pari al 37.5% del volume totale  $V$  di deflusso, ne consegue che la durata della fase crescente è pari a 0,375 volte la durata dell'evento di piena  $t_b$  e pertanto:

$$t_b = 2.67 t_a$$

Utilizzando le formule di cui sopra, esprimendo il volume di deflusso  $V$  in mm, il tempo  $t_a$  in ore, l'area  $A$  del bacino in  $Km^2$ , si ottiene:

$$Q_P = 0.208 \frac{VA}{t_a}$$

La determinazione di  $t_a$ , nell'ipotesi di precipitazione di intensità costante di durata  $t_p$  e indicando con  $t_L$  il tempo di ritardo, come prima calcolato, si effettua con la seguente relazione:

$$t_a = 0,5 t_p + t_L$$

È stato scelto come evento che massimizza il calcolo della portata di piena un tempo di pioggia pari al tempo di corrivazione del bacino, utilizzando come " $t_c$ " i risultati ottenuti in base al calcolo effettuato al paragrafo precedente (cioè tempo di corrivazione calcolato con il metodo Pezzoli, Chow, Watt & Chow, Kirpich P-C-W-K, in quanto tale relazione è quella che meglio si adatta alle dimensioni dei bacini oggetto del presente studio).

I risultati ottenuti sono riportati nella seguente tabella:

$T_R$	P [mm]	$P_{net}$	$T_L$ [h]	V [mm]	$t_a$ [h]	$Q_p$ [m <sup>3</sup> /s]
30 anni	72.379	45.194	1.176	45.194	2.072	1.349
200 anni	109.384	79.497	1.176	79.497	2.072	2.373
500 anni	127.256	96.537	1.176	96.537	2.072	2.881

**Valori delle portate di piena con il metodo Curve Number del Bacino dell'attraversamento n.1**

$T_R$	P [mm]	$P_{net}$	$T_L$ [h]	V [mm]	$t_a$ [h]	$Q_p$ [m <sup>3</sup> /s]
30 anni	77.754	50.055	1.831	50.055	3.109	7.341
200 anni	117.507	87.216	1.831	87.216	3.109	12.791
500 anni	136.707	105.621	1.831	105.621	3.109	15.491

**Valori delle portate di piena con il metodo Curve Number del Bacino dell'attraversamento n.2**



$T_R$	P [mm]	$P_{net}$	$T_L$ [h]	V [mm]	$t_a$ [h]	$Q_p$ [m <sup>3</sup> /s]
30 anni	60.389	34.583	0.315	34.583	0.667	0.567
200 anni	91.263	62.484	0.315	62.484	0.667	1.024
500 anni	106.175	76.463	0.315	76.463	0.667	1.253

Valori delle portate di piena con il metodo Curve Number del Bacino dell'attraversamento n.3

$T_R$	P [mm]	$P_{net}$	$T_L$ [h]	V [mm]	$t_a$ [h]	$Q_p$ [m <sup>3</sup> /s]
30 anni	60.456	34.640	0.311	34.640	0.665	0.335
200 anni	91.364	62.577	0.311	62.577	0.665	0.605
500 anni	106.292	76.573	0.311	76.573	0.665	0.740

Valori delle portate di piena con il metodo Curve Number del Bacino dell'attraversamento n.4

$T_R$	P [mm]	$P_{net}$	$T_L$ [h]	V [mm]	$t_a$ [h]	$Q_p$ [m <sup>3</sup> /s]
30 anni	71.609	44.501	1.006	44.501	1.866	5.829
200 anni	108.219	78.395	1.006	78.395	1.866	10.268
500 anni	125.901	95.238	1.006	95.238	1.866	12.474

Valori delle portate di piena con il metodo Curve Number del Bacino dell'attraversamento n.5

$T_R$	P [mm]	$P_{net}$	$T_L$ [h]	V [mm]	$t_a$ [h]	$Q_p$ [m <sup>3</sup> /s]
30 anni	71.609	44.501	1.006	44.501	1.866	5.829
200 anni	108.219	78.395	1.006	78.395	1.866	10.268
500 anni	125.901	95.238	1.006	95.238	1.866	12.474

Valori delle portate di piena con il metodo Curve Number del sottobacino n.5.1

$T_R$	P [mm]	$P_{net}$	$T_L$ [h]	V [mm]	$t_a$ [h]	$Q_p$ [m <sup>3</sup> /s]
30 anni	60.314	34.517	0.373	34.517	0.722	0.603
200 anni	91.149	62.378	0.373	62.378	0.722	1.090
500 anni	106.043	76.338	0.373	76.338	0.722	1.334

Valori delle portate di piena con il metodo Curve Number del sottobacino n.5.2

$T_R$	P [mm]	$P_{net}$	$T_L$ [h]	V [mm]	$t_a$ [h]	$Q_p$ [m <sup>3</sup> /s]
30 anni	60.287	34.494	0.418	34.494	0.767	0.416
200 anni	91.109	62.340	0.418	62.340	0.767	0.752
500 anni	105.995	76.293	0.418	76.293	0.767	0.921

Valori delle portate di piena con il metodo Curve Number del sottobacino n.5.3

$T_R$	P [mm]	$P_{net}$	$T_L$ [h]	V [mm]	$t_a$ [h]	$Q_p$ [m <sup>3</sup> /s]
30 anni	75.767	48.251	1.184	48.251	2.375	4.155
200 anni	114.503	84.357	1.184	84.357	2.375	7.264
500 anni	133.213	102.258	1.184	102.258	2.375	8.806

Valori delle portate di piena con il metodo Curve Number del Bacino dell'Area d'Impianto



## 6.2 Considerazioni finali sulla portata di piena

Il confronto tra le due metodologie adottate ha evidenziato come le portate derivate utilizzando il metodo Curve Number (CN), per i bacini idrografici di interesse siano risultate, al variare del tempo di ritorno, quasi sempre maggiori di quelle derivate dall'utilizzo del metodo Razionale.

Si è scelto, pertanto, di utilizzare i valori derivanti dalla metodologia che ha restituito i valori di portata maggiori, tra metodo Razionale e del CN, a vantaggio di sicurezza:

Q (m <sup>3</sup> /sec)	Alta Pericolosità idraulica	Media Pericolosità idraulica	Bassa Pericolosità idraulica
	Tr= 30 anni	Tr= 200 anni	Tr= 500 anni
<b>BACINO attr. n. 1</b>	1.678	2.373	2.881
<b>BACINO attr. n. 2</b>	9.407	12.791	15.491
<b>BACINO attr. n. 3</b>	0.611	1.024	1.253
<b>BACINO attr. n. 4</b>	0.358	0.605	0.740
<b>BACINO attr. n. 5</b>	6.848	10.268	12.474
<b>Sottobacino n.5.1</b>	3.871	6.661	8.075
<b>Sottobacino n.5.2</b>	0.709	1.090	1.334
<b>Sottobacino n.5.3</b>	0.521	0.752	0.921
<b>BACINO Area Impianto</b>	4.155	7.264	8.806



## 7. MODELLAZIONE IDRAULICA

Il tracciamento dei profili di corrente è stato condotto utilizzando il codice di calcolo HEC-RAS versione 4.1.0, sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers.

HEC-RAS è l'abbreviazione di Hydrologic Engineering Center's River Analysis System. Questo software consente la simulazione di flussi idrici, nell'ipotesi di monodimensionalità della corrente, sia in moto permanente che in moto vario.

Il sistema comprende una interfaccia grafica, componenti separate per le analisi idrauliche dei due diversi tipi di moto, possibilità di analisi e memorizzazione dati, possibilità di esportazione e graficizzazione dei risultati.

Elemento chiave è che entrambi i tipi di simulazione citati usano una comune rappresentazione geometrica dei dati (l'alveo e le sue caratteristiche fisiche, geometriche ed idrauliche) e una comune routine di calcolo geometrico ed idraulico preliminare.

HEC-RAS è progettato per effettuare calcoli idraulici monodimensionali per una rete completa di canali naturali ed artificiali.

Nel caso di moto permanente, il software è in grado di modellare profili di correnti lente, veloci ed anche miste quando richiesto o ritenuto opportuno automaticamente dal programma.

Il calcolo è stato svolto in condizioni di moto permanente utilizzando valori delle portate di piena, riportati in precedenza, corrispondenti a tempi di ritorno pari a 30, 200 e 500 anni, come richiesto dall'Autorità di Bacino della Puglia per l'identificazione delle aree caratterizzate rispettivamente da alta (AP), media (MP) e bassa (BP) pericolosità idraulica.

### **Scabrezza di Manning**

Le simulazioni sono state condotte utilizzando un valore del **coefficiente di scabrezza n secondo Manning che è pari a 0.033 sulle sponde dell'alveo e per il letto dell'alveo.**

### **Condizioni al contorno e condizioni iniziali**

Le condizioni al contorno si distinguono in condizioni al contorno di tipo esterno e condizioni al contorno di tipo interno, ove per condizioni esterne si intendono le altezze idriche da assegnare nella sezione di calcolo posta a valle e in tutte le sezioni iniziali poste a monte del reticolo idrografico, mentre per condizioni interne sono intese quelle relative alle sezioni di confluenza di due o più rami dello stesso reticolo.



**Per le sezioni di monte e di valle dei tratti studiati si è fissata l'altezza di moto uniforme.**

### **Sezioni di calcolo e profilo longitudinale**

La realizzazione dei modelli degli affluenti in esame è stata effettuata avendo come base cartografica il **DTM della Regione Puglia**.

Sulla base delle informazioni plano altimetriche disponibili è stato ricavato un **modello geometrico**, come base di input per il software HEC-RAS, costituito dagli alvei degli attraversamenti, formati da un numero variabile di sezioni:

- per gli attraversamenti in TOC le sezioni sono pressoché costanti ogni 50 m (100 m per i parallelismi) e poste a cavallo del punto di attraversamento ed estese per circa 150 m a monte ed a valle dello stesso (l'attraversamento in TOC del cavidotto corrisponde sempre alla sez n.4, tranne per l'attraversamento n.3 che corrisponde alla sezione n.2);
- per l'area d'impianto le sezioni sono n.23 poste a circa 50 m di distanza l'una dall'altra.

Definito il **modello geometrico dello stato di fatto**, si è provveduto ad effettuare l'ipotesi di calcolo.

### **Risultati delle simulazioni**

Nel seguito, si riportano e si commentano i risultati dello studio idraulico, effettuato in condizioni di moto permanente, in riferimento all'asta modellata.

In particolare, sono riportati i risultati delle simulazioni effettuate, in condizioni di moto permanente in corrispondenza di portate di piena caratterizzate dal tempo di ritorno di 200 anni.

Tali verifiche hanno consentito, grazie all'ausilio del software HEC-RAS, di definire le caratteristiche proprie del deflusso e, in particolare, il massimo livello idrico raggiunto in ogni sezione, oltre che la pendenza della linea dell'energia, la velocità media della corrente, la larghezza del pelo libero, il numero di Froude della corrente, ecc..

Tutte queste informazioni sono indicate sotto forma numerica nelle tabelle riassuntive seguenti, nelle quali, al variare del tempo di ritorno e per ognuna delle sezioni, sono riportati i **dati relativi ai principali parametri idraulici desunti dal calcolo al passaggio dell'onda di piena**.



Le sigle riportate sono relative a:

- a) **Q total = Portata totale espressa in m<sup>3</sup>/s;**
- b) **Min Ch El = Quote del fondo dell'alveo;**
- c) **W.S. Elev = Quota del pelo libero;**
- d) **Crit W.S. = Quota critica del pelo libero;**
- e) **E.G. Elev = Quota della linea dell'energia;**
- f) **E.G. Slope = Pendenza della linea dell'energia;**
- g) **Vel Chnl = Velocità media della corrente nell'alveo;**
- h) **Flow area = Area totale della sezione liquida effettiva;**
- i) **Top Width = Larghezza superficiale della sezione liquida;**
- j) **Froude = Numero di Froude dell'alveo.**

I risultati ottenuti sono riportati nelle tabelle seguenti (cfr. tabelle seguenti).

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /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 (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Area Impianto	23	Tr=200 anni	7.26	45.00	45.83	45.57	45.95	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	22	Tr=200 anni	7.26	44.79	45.62		45.74	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	21	Tr=200 anni	7.26	44.58	45.41		45.53	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	20	Tr=200 anni	7.26	44.37	45.20		45.32	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	19	Tr=200 anni	7.26	44.16	44.99		45.11	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	18	Tr=200 anni	7.26	43.95	44.78		44.90	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	17	Tr=200 anni	7.26	43.74	44.57		44.69	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	16	Tr=200 anni	7.26	43.53	44.36		44.48	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	15	Tr=200 anni	7.26	43.32	44.15		44.27	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	14	Tr=200 anni	7.26	43.11	43.94		44.06	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	13	Tr=200 anni	7.26	42.90	43.73		43.85	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	12	Tr=200 anni	7.26	42.69	43.52		43.64	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	11	Tr=200 anni	7.26	42.48	43.31		43.43	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	10	Tr=200 anni	7.26	42.27	43.10		43.22	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	9	Tr=200 anni	7.26	42.06	42.89		43.01	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	8	Tr=200 anni	7.26	41.85	42.68		42.80	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	7	Tr=200 anni	7.26	41.64	42.47		42.59	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	6	Tr=200 anni	7.26	41.43	42.26		42.38	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	5	Tr=200 anni	7.26	41.22	42.05		42.17	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	4	Tr=200 anni	7.26	41.01	41.84		41.96	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	3	Tr=200 anni	7.26	40.80	41.63		41.75	0.004200	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	2	Tr=200 anni	7.26	40.59	41.42		41.54	0.004201	1.49	4.87	6.67	0.56
Area Impianto	1	Tr=200 anni	7.26	40.38	41.21	40.95	41.33	0.004204	1.49	4.87	6.67	0.56

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /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 (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Attr 1	7	Tr=200 anni	2.37	58.00	58.13	58.08	58.14	0.005601	0.52	4.52	40.63	0.50
Attr 1	6	Tr=200 anni	2.37	57.50	57.58	57.58	57.62	0.025306	0.85	2.78	37.44	1.00
Attr 1	5	Tr=200 anni	2.37	57.00	57.11	57.05	57.11	0.001788	0.29	8.30	78.93	0.28
Attr 1	4	Tr=200 anni	2.37	56.61	56.90	56.87	56.93	0.011054	0.82	3.11	31.99	0.72
Attr 1	3	Tr=200 anni	2.37	56.00	56.09	56.09	56.13	0.024975	0.89	2.66	32.99	1.00
Attr 1	2	Tr=200 anni	2.37	54.36	54.54	54.56	54.63	0.036478	1.34	1.76	15.75	1.28
Attr 1	1	Tr=200 anni	2.37	54.00	54.19	54.12	54.21	0.005001	0.62	3.83	24.61	0.50



Reach	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
Attr 2	7	Tr=200 anni	12.01	58.90	59.01	59.08	59.26	0.100043	2.19	5.49	50.39	2.11
Attr 2	6	Tr=200 anni	12.01	58.60	58.82	58.76	58.86	0.007940	0.92	13.07	65.81	0.66
Attr 2	5	Tr=200 anni	12.01	58.30	58.48	58.46	58.50	0.006333	0.73	17.15	110.10	0.57
Attr 2	4	Tr=200 anni	12.01	58.00	58.15		58.18	0.006768	0.70	17.16	115.33	0.58
Attr 2	3	Tr=200 anni	12.01	57.50	57.74		57.79	0.008792	1.03	11.69	53.79	0.70
Attr 2	2	Tr=200 anni	12.01	56.92	57.16	57.14	57.22	0.015612	1.12	10.74	66.88	0.89
Attr 2	1	Tr=200 anni	12.01	56.00	56.27	56.27	56.38	0.017765	1.50	8.00	35.24	1.01

Reach	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
Attr 3	5	Tr=200 anni	1.02	53.75	53.98	53.91	53.99	0.004115	0.51	1.98	14.57	0.44
Attr 3	4	Tr=200 anni	1.02	53.50	53.70		53.72	0.007449	0.63	1.61	13.55	0.59
Attr 3	3	Tr=200 anni	1.02	53.25	53.50		53.51	0.002685	0.44	2.30	15.40	0.37
Attr 3	2	Tr=200 anni	1.02	53.00	53.16	53.16	53.21	0.024578	0.95	1.07	11.91	1.01
Attr 3	1	Tr=200 anni	1.02	52.80	53.02	52.96	53.04	0.005004	0.55	1.85	14.22	0.49

Reach	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
Attr 4	6	Tr=200 anni	0.60	53.50	53.52	53.52	53.53	0.018327	0.34	1.76	73.82	0.70
Attr 4	5	Tr=200 anni	0.60	53.25	53.30	53.27	53.30	0.002052	0.17	3.45	76.55	0.26
Attr 4	4	Tr=200 anni	0.60	53.00	53.02	53.02	53.03	0.038881	0.43	1.40	73.23	0.99
Attr 4	3	Tr=200 anni	0.60	51.50	51.61	51.57	51.62	0.005359	0.42	1.41	16.88	0.47
Attr 4	2	Tr=200 anni	0.60	51.00	51.07	51.07	51.10	0.027812	0.76	0.79	13.73	1.00
Attr 4	1	Tr=200 anni	0.60	50.00	50.16	50.13	50.17	0.010004	0.59	1.01	11.72	0.64

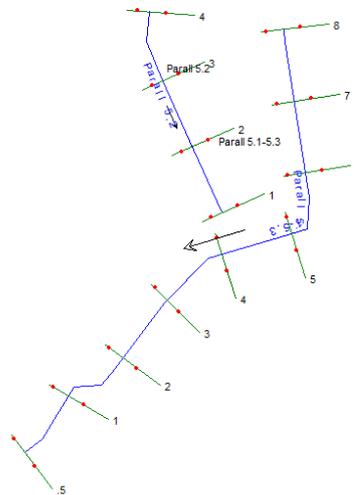
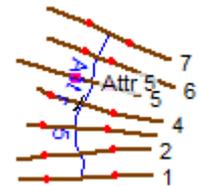
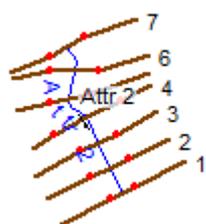
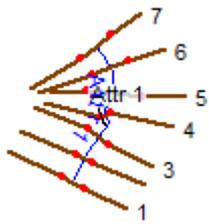
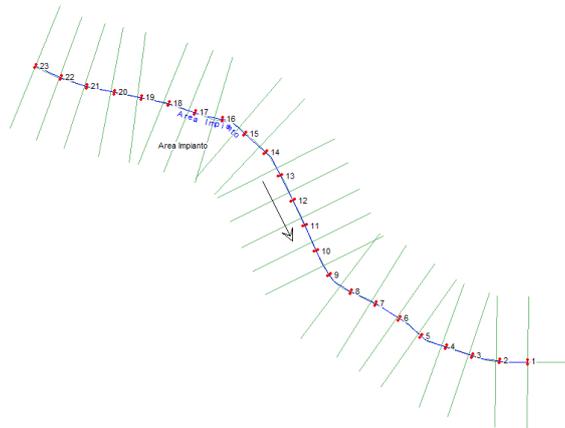
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Attr 5	7	Tr=200 anni	10.27	47.00	47.18	47.17	47.25	0.018458	1.17	8.82	58.55	0.96
Attr 5	6	Tr=200 anni	10.27	46.00	46.22	46.22	46.31	0.018746	1.37	7.52	39.79	1.00
Attr 5	5	Tr=200 anni	10.27	45.00	45.22	45.23	45.32	0.021041	1.40	7.34	40.86	1.05
Attr 5	4	Tr=200 anni	10.27	44.50	44.62	44.60	44.65	0.009788	0.74	13.92	113.95	0.67
Attr 5	3	Tr=200 anni	10.27	44.00	44.12		44.15	0.010192	0.75	13.75	113.91	0.69
Attr 5	2	Tr=200 anni	10.27	43.50	43.62		43.64	0.009992	0.71	14.43	126.61	0.67
Attr 5	1	Tr=200 anni	10.27	43.00	43.12	43.09	43.14	0.010005	0.71	14.42	126.59	0.67

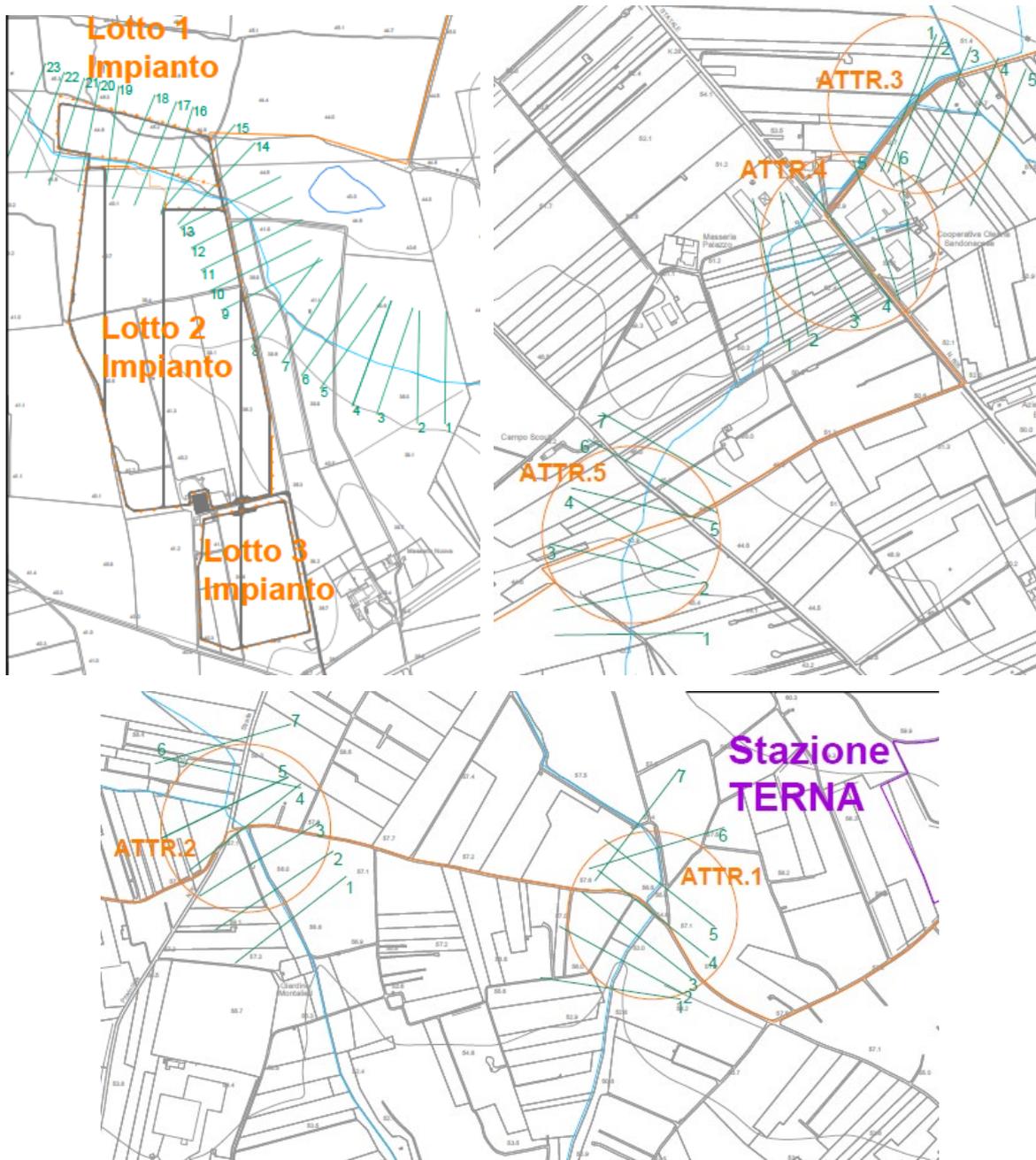
River	Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Parall 5.2	Parall 5.2	4	Tr=200 anni	1.09	55.00	55.26	55.17	55.27	0.002465	0.44	2.49	15.85	0.35
Parall 5.2	Parall 5.2	3	Tr=200 anni	1.09	54.70	54.93	54.87	54.95	0.004595	0.55	2.00	14.61	0.47
Parall 5.2	Parall 5.2	2	Tr=200 anni	1.09	54.40	54.69		54.70	0.001506	0.37	2.97	16.97	0.28
Parall 5.2	Parall 5.2	1	Tr=200 anni	1.09	54.10	54.27	54.27	54.31	0.023814	0.96	1.13	12.11	1.01
Parall 5.1-5.3	Parall 5.1-5.3	8	Tr=200 anni	0.75	55.00	55.17	55.14	55.19	0.008469	0.60	1.25	12.47	0.61
Parall 5.1-5.3	Parall 5.1-5.3	7	Tr=200 anni	0.75	54.60	54.84	54.74	54.84	0.001879	0.36	2.11	14.89	0.30
Parall 5.1-5.3	Parall 5.1-5.3	6	Tr=200 anni	0.75	54.20	54.34	54.34	54.38	0.024860	0.87	0.87	11.24	0.99
Parall 5.1-5.3	Parall 5.1-5.3	5	Tr=200 anni	0.75	53.80	54.31	53.94	54.31	0.000053	0.10	7.61	25.53	0.06
Parall 5.1-5.3	Parall 5.1-5.3	4	Tr=200 anni	6.66	53.60	54.20		54.22	0.002007	0.66	10.04	29.38	0.36
Parall 5.1-5.3	Parall 5.1-5.3	3	Tr=200 anni	6.66	53.40	54.00		54.02	0.001984	0.66	10.09	29.46	0.36
Parall 5.1-5.3	Parall 5.1-5.3	2	Tr=200 anni	6.66	53.20	53.81		53.83	0.001916	0.65	10.22	29.68	0.35
Parall 5.1-5.3	Parall 5.1-5.3	1	Tr=200 anni	6.66	53.00	53.64		53.66	0.001499	0.59	11.23	31.25	0.32
Parall 5.1-5.3	Parall 5.1-5.3	5	Tr=200 anni	6.66	52.80	53.17	53.17	53.29	0.018027	1.49	4.46	20.09	1.01

**Figura 11 – Parametri idraulici del calcolo in moto permanente**

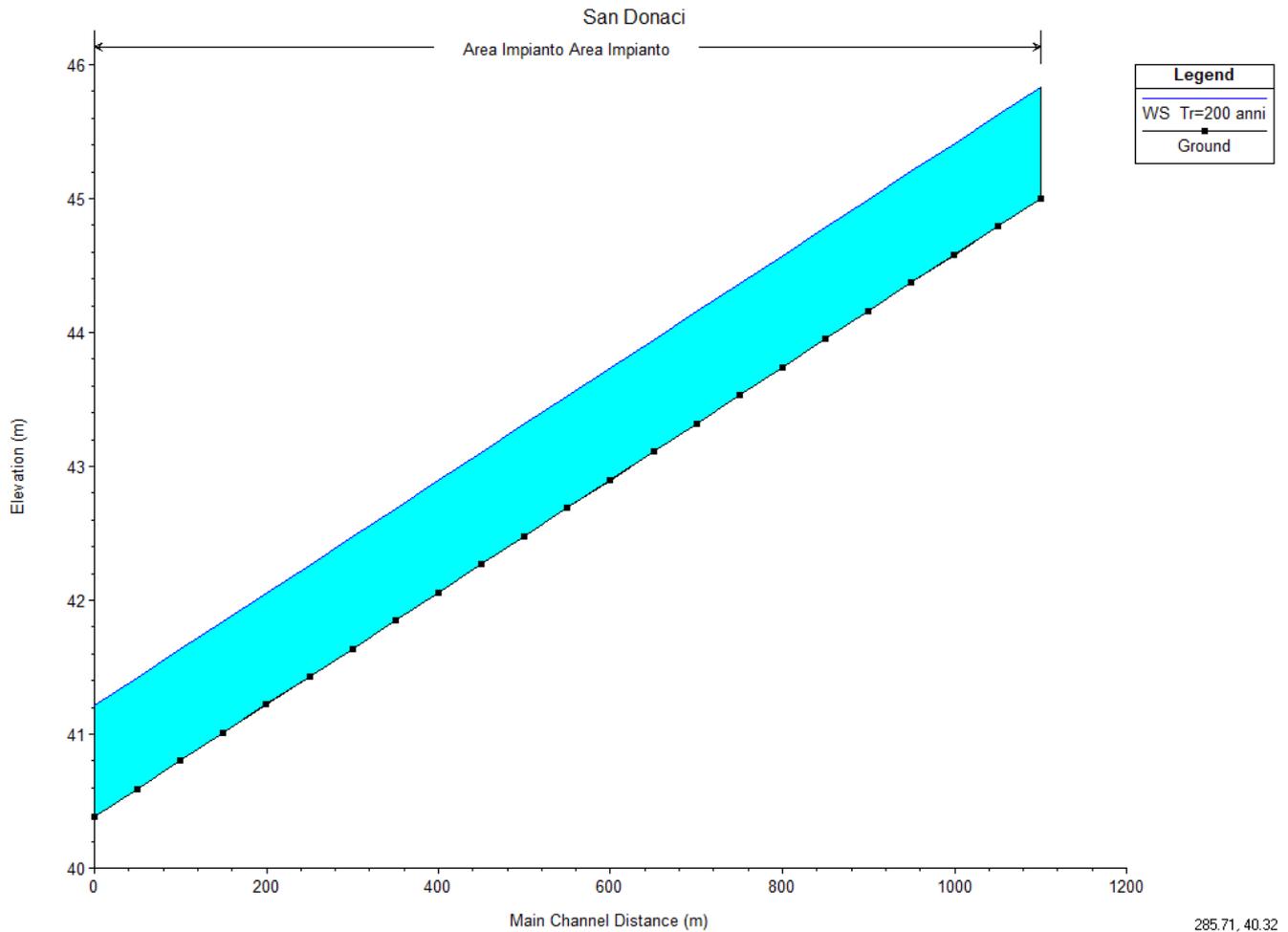
Si specifica che le sezioni sono numerate in modo decrescente da monte verso valle, mentre le distanze progressive in modo crescente da valle verso monte.

Nelle figure seguenti (cfr. figure seguenti) sono riportati la planimetria con le sezioni trasversali, il profilo longitudinale al passaggio dell'onda di piena due centennale.

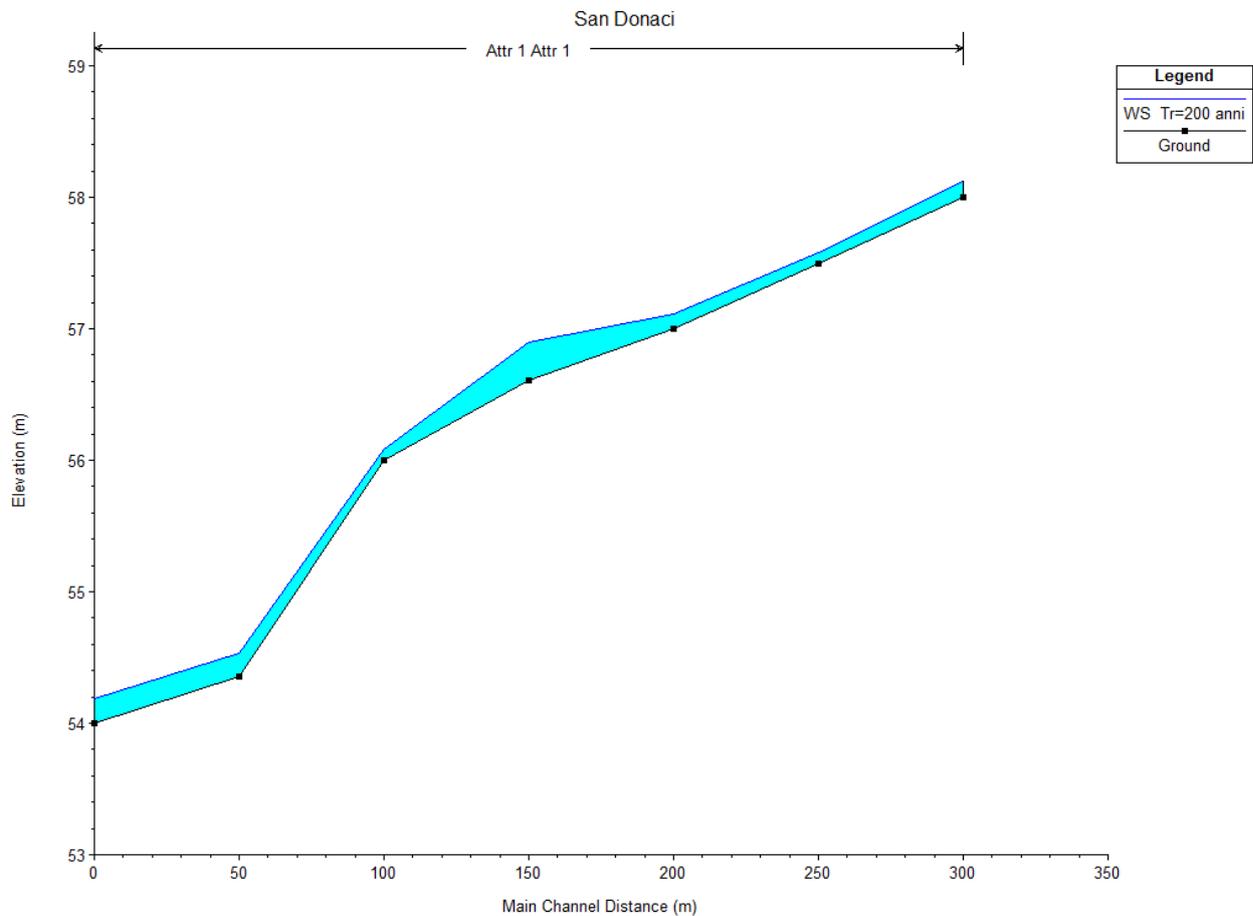




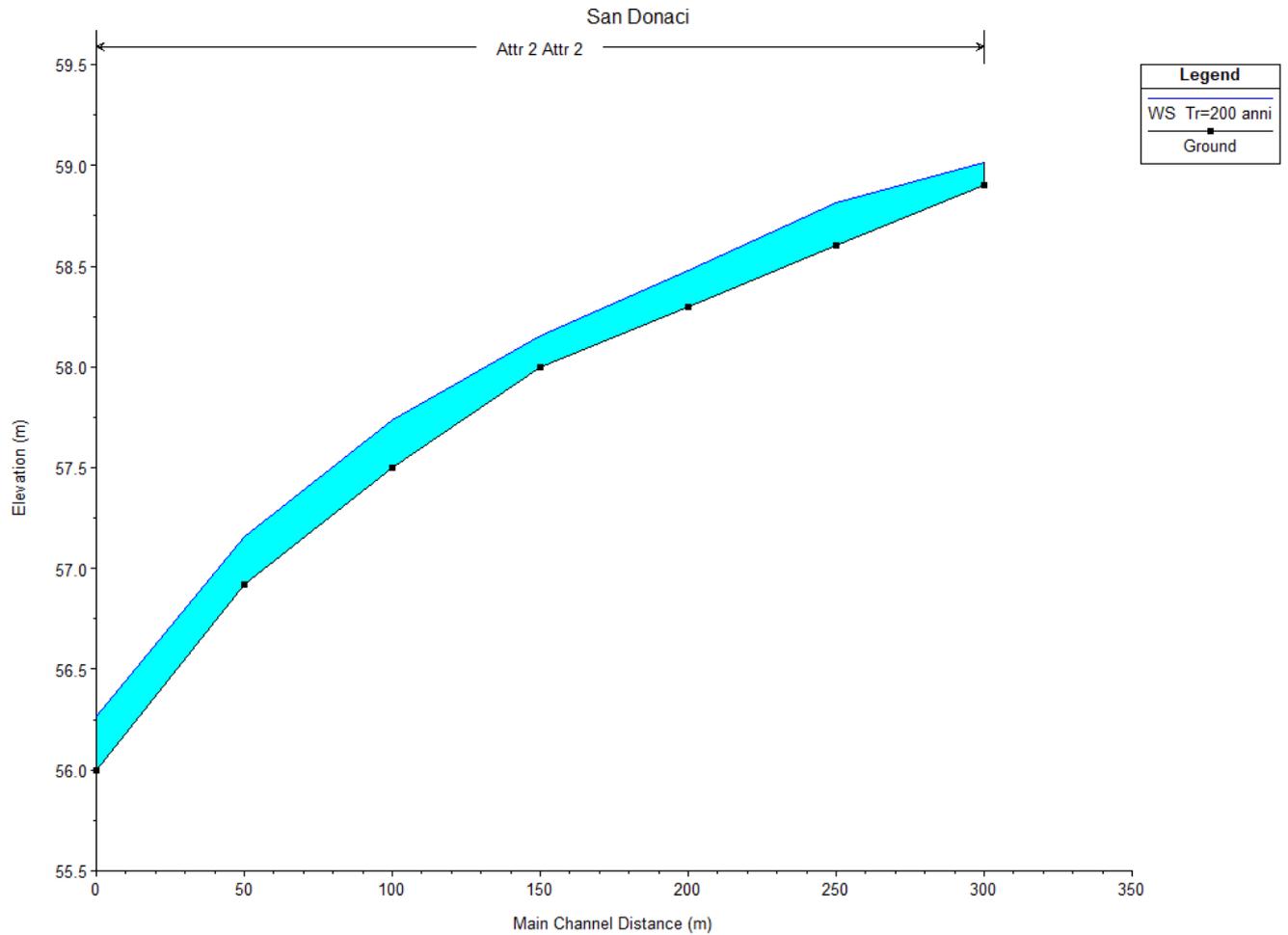
**Figura 12 – Planimetria con indicazione delle sezioni su Hec-Ras degli attraversamenti e dell'area impianto.**



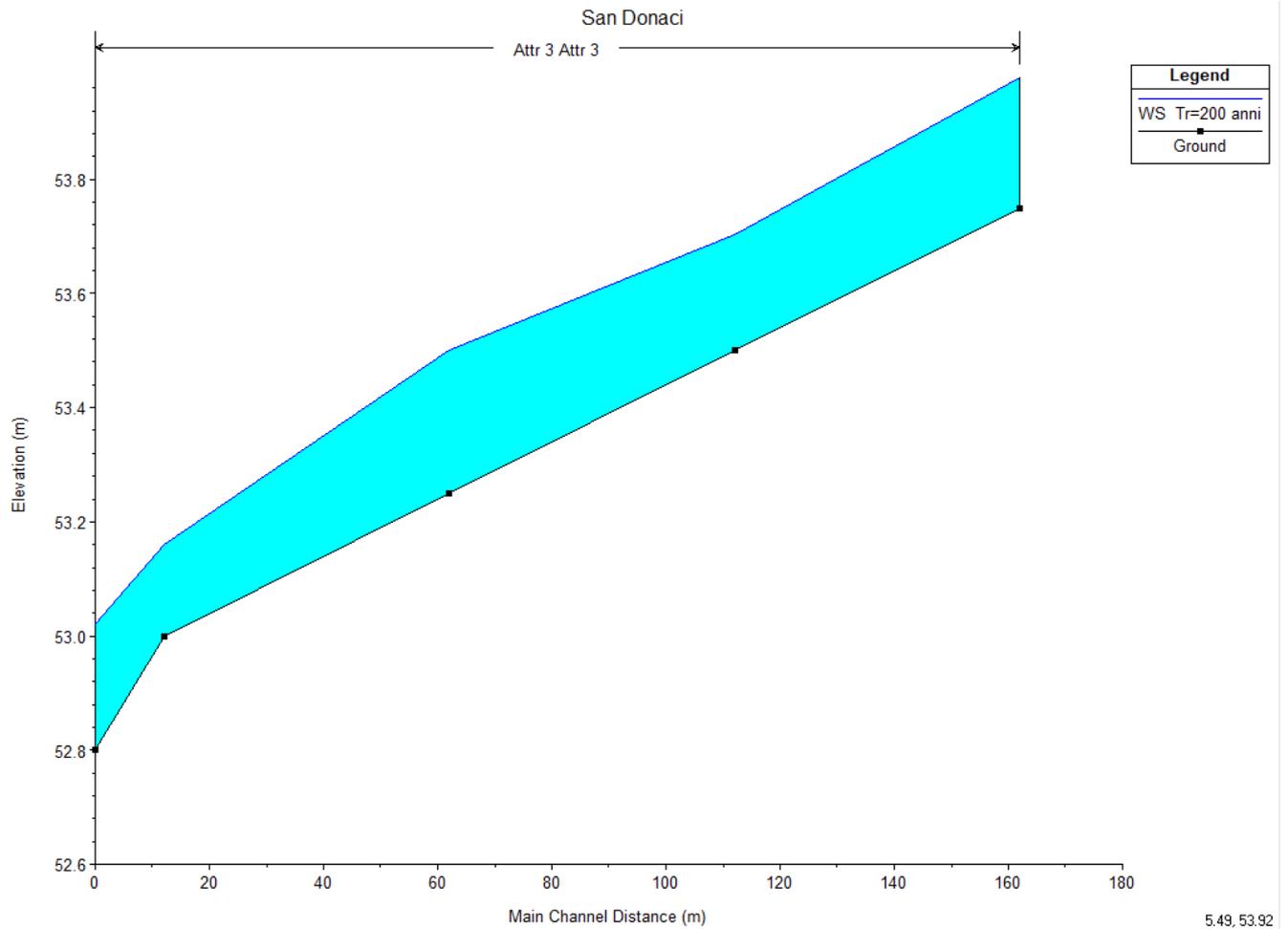
**Figura 14.1 - Profilo longitudinale di moto permanente (Area Impianto)**  
(è rappresentato graficamente il livello idrico corrispondente alla piena con  $Tr=200$  anni)



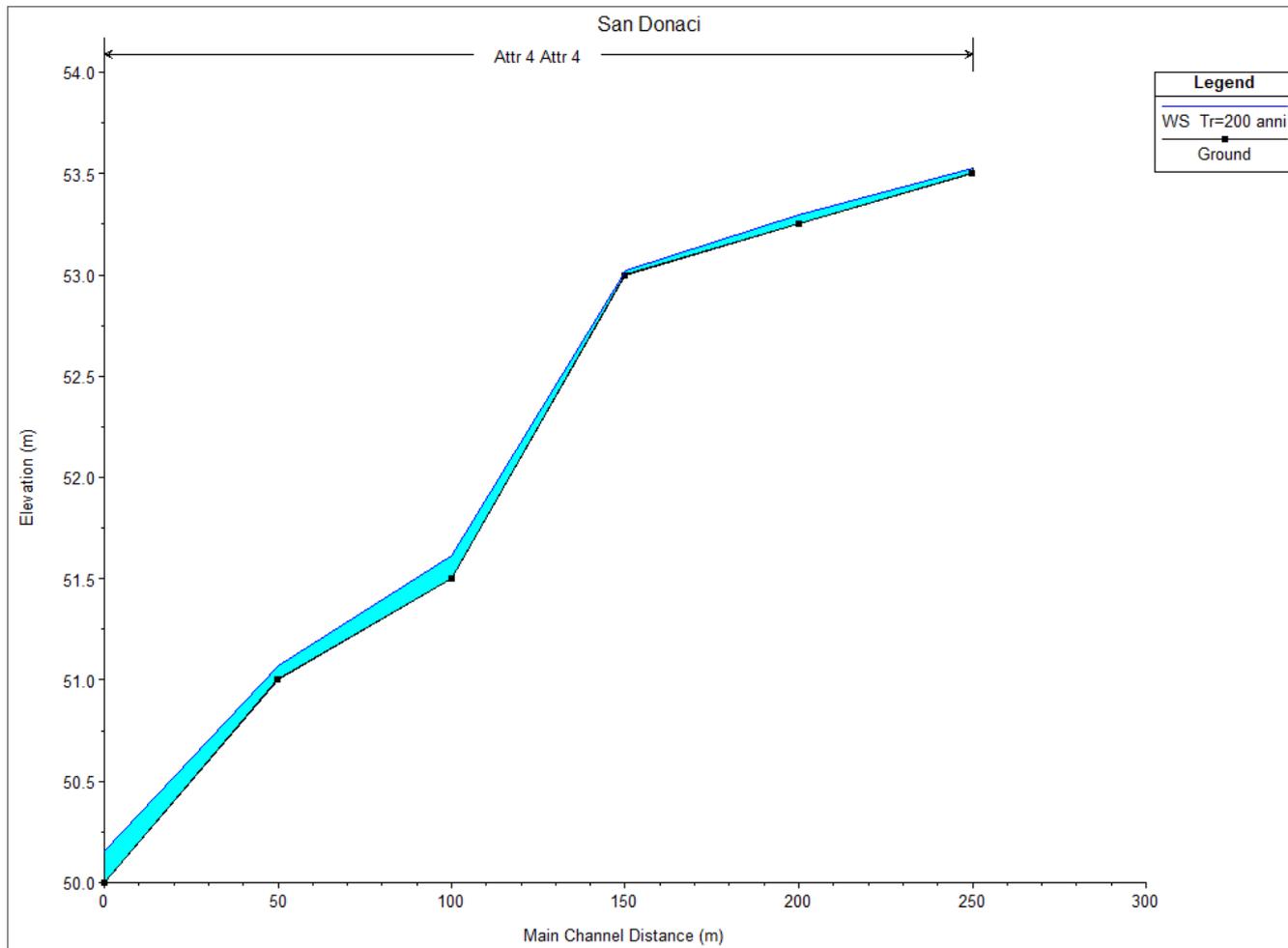
**Figura 14.2 - Profilo longitudinale di moto permanente (Attr. 1)**  
(è rappresentato graficamente il livello idrico corrispondente alla piena con  $Tr=200$  anni)



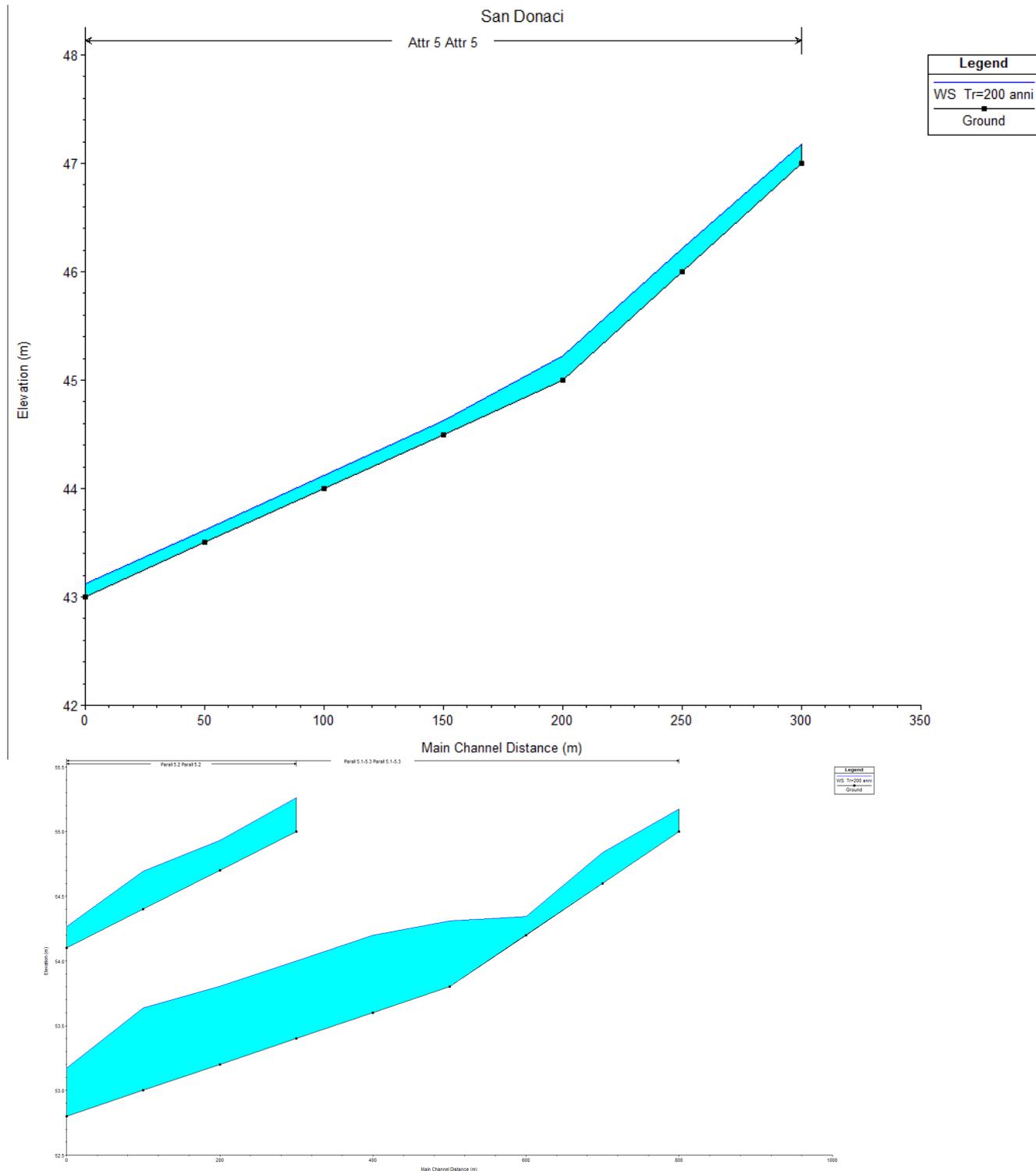
**Figura 14.3 - Profilo longitudinale di moto permanente (Attr. 2)**  
(è rappresentato graficamente il livello idrico corrispondente alla piena con  $Tr=200$  anni)



**Figura 14.4 - Profilo longitudinale di moto permanente (Attr. 3)**  
(è rappresentato graficamente il livello idrico corrispondente alla piena con  $Tr=200$  anni)



**Figura 14.5 - Profilo longitudinale di moto permanente (Attr. 4)**  
(è rappresentato graficamente il livello idrico corrispondente alla piena con  $Tr=200$  anni)



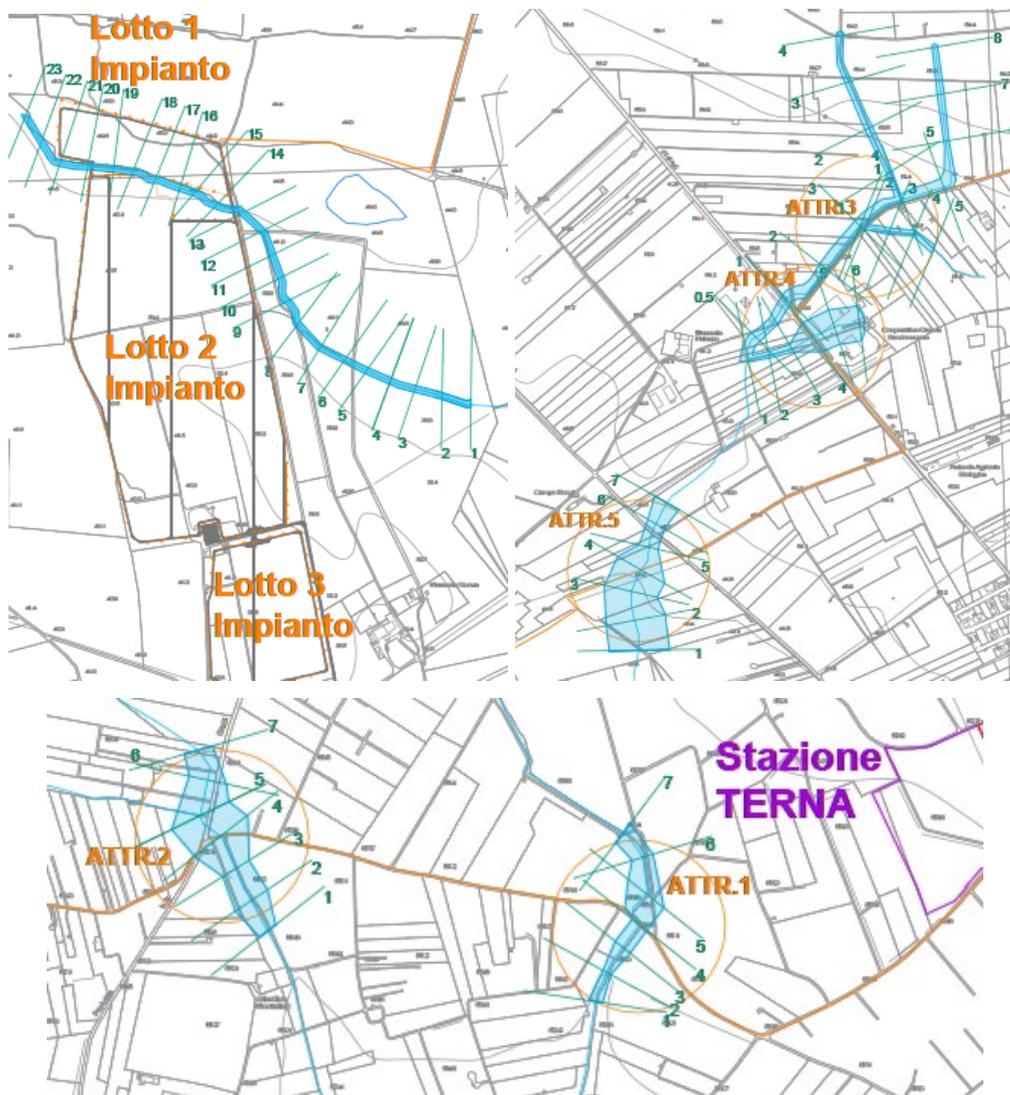
**Figura 14.6 - Profilo longitudinale di moto permanente (Attr. 5-Parall. 5.1-5.2-5.3)**  
(è rappresentato graficamente il livello idrico corrispondente alla piena con  $Tr=200$  anni)



Osservando gli output di HEC-RAS si evince come **il corso d'acqua in esame sia sufficiente a contenere la portata di piena bi-centenaria, quasi sempre contenuta in alveo o nelle sue aree golenali.**

**L'area perimetrata in cui verranno installati i pannelli fotovoltaici, sarà esterna alle aree inondabili e pertanto, è garantita la sicurezza dell'area, in caso di inondazione di piena.**

**In corrispondenza degli attraversamenti del cavidotto, l'estensione dell'area inondabile duecentennale è tale da garantire il passaggio in sicurezza della TOC; infatti, la sua entrata ed uscita verrà posizionata a circa 75 m dal solco fluviale, esternamente alla perimetrazione individuata dalla modellazione idraulica.**



**Figura 13 – Planimetria con indicazione delle aree inondabili duecentennali.**



**Tale risultato è possibile desumerlo anche dalla consultazione delle sezioni trasversali, dalle quali sono evidenti i livelli idrici di piena per ogni sezione (cfr. Quaderno delle sezioni in allegato).**



## 8. VERIFICA ALL'EROSIONE DEGLI ATTRAVERSAMENTI IN TOC

Nel presente capitolo è stata effettuata una verifica dell'erosione del fondo e delle sponde, per un attraversamento tipo in TOC, in particolare si è scelto di verificare l'attraversamento n.2, in quanto risulta essere il più svantaggiato in termini di portata e morfologia. La verifica delle tensioni di trascinamento è stata condotta utilizzando il codice di calcolo MACRA1, sviluppato dalla Maccaferri.

### Metodologia di calcolo utilizzata

Il calcolo della resistenza all'erosione nelle sezioni è stato eseguito, determinando gli sforzi tangenziali prodotti dalla corrente e controllando se il materiale che costituisce il letto dell'alveo e delle sponde può resistere senza subire danni permanenti.

**Con tale sistema è stato possibile verificare la resistenza dell'alveo e delle sponde dell'attraversamento, alle azioni erosive delle correnti dovute al passaggio della piena duecentennale.**

Il metodo utilizzato, che è quello maggiormente impiegato e noto in letteratura, è il **“metodo delle tensioni di trascinamento” (Metodo di Shields)**.

Si può applicare a qualsiasi tipo di materiale tuttavia è necessario che il materiale utilizzato abbia una resistenza agli sforzi tangenziali nota. I valori di resistenza agli sforzi tangenziali dei tipi più comuni di letto e di materiale da protezione sono disponibili in letteratura (sono noti i valori di resistenza agli sforzi tangenziali e la scabrezza dei materiali).

Ai fini della valutazione degli effetti antierosivi è necessario che lo sforzo tangenziale effettivo prodotto dalla corrente in ciascun punto della sezione sia minore dello sforzo tangenziale massimo agente sulla superficie del canale.

Il metodo delle tensioni di trascinamento asserisce che se lo sforzo tangenziale effettivo è maggiore dello sforzo tangenziale massimo tollerabile dalla superficie avviene un trasporto dinamico delle sostanze colloidali e successivamente del materiale più grossolano. L'erosione crea instabilità su un tratto di argine e successivamente progredisce interessando aree più estese.

Gli sforzi tangenziali effettivi vengono calcolati utilizzando i criteri idraulici convenzionali. Gli sforzi tangenziali massimi tollerabili dipendono dal tipo di protezione e dalla loro resistenza alla corrente.

La formula per calcolare la tensione tangenziale massima al fondo  $\tau_b$  fa riferimento al raggio idraulico, attraverso la seguente:

$$\tau_b = \gamma_w R i$$

in cui  $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua,  $R$  è il raggio idraulico e  $i$  la pendenza del corso d'acqua.



Per i corsi d'acqua naturali ed i canali sufficientemente larghi il raggio idraulico  $R$  risulta pressoché coincidente con il tirante d'acqua; la formula diviene quindi, per un punto posizionato sul fondo:

$$\tau_b = \gamma_w * y_i * i$$

nella quale  $y_i$  è il livello dell'acqua nel punto considerato e  $i$  è la pendenza dell'alveo.

Se il punto è situato su una sponda lungo un'asta fluviale planimetricamente rettilinea, la tensione tangenziale massima è ridotta di un coefficiente pari a  $k_2=0,75$ ; diversamente, se l'asta è in curva si ha un aumento della tensione tangenziale sulla sponda concava (esterna), di cui si tiene conto attraverso un coefficiente  $k_1$ , funzione del rapporto tra il raggio di curvatura e la larghezza del pelo libero dell'acqua.

Ne consegue che lo **sforzo tangenziale effettivo** agente su ogni punto della superficie del canale viene calcolato usando la seguente formula:

$$\tau_b = k_1 * k_2 * \gamma_w * y_i * i$$

dove  $k_1$  è il coefficiente di curvatura: parametro tabellato (cfr. tabella 17),  $k_2$  il coefficiente angolare: 1 per punti situati su superfici orizzontali, 0.75 per superfici inclinate,  $\gamma_w$  il peso specifico dell'acqua,  $y_i$  il livello dell'acqua nel punto considerato e  $i$  la pendenza dell'alveo.

Nel coefficiente  $k_1$  viene considerato un incremento di sforzo tangenziale sulla sponda esterna di un tratto in curva come conseguenza dell'accelerazione centrifuga. I valori del coefficiente  $k_1$  sono riportati nella letteratura e dipendono dalla curvatura e dalla larghezza del corso d'acqua

Raggio di curvatura / Larghezza W.S.	$k_1$ (coefficiente di curvatura)
8.0	1.2
6.0	1.4
4.5	1.6
3.2	1.8
2.0	2.0

### Coefficiente di curvatura

Poiché il valore dello sforzo di taglio effettivo varia in funzione dell'altezza del livello dell'acqua, nel punto di rilevamento si calcolerà il valore per ciascun segmento della sezione nel suo punto più basso.

Il calcolo è stato effettuato con il software MACRA1 2006, creato per eseguire analisi di corsi d'acqua, nell'ipotesi di moto uniforme, nel caso in cui vengano impiegati rivestimenti protettivi.



Il software permette di controllare una generica sezione trasversale a portata costante, verificando se la scabrezza e le forze di trazione agenti su ciascun segmento di sezione dell'argine e del fondo del fiume sono maggiori degli sforzi tangenziali effettivi generati dalla corrente. Quando si verifica questa condizione ci troviamo in una situazione di stabilità. Le analisi del flusso possono essere eseguite ipotizzando contemporaneamente portate e pendenze differenti.

## Tensioni resistenti e loro verifica

Per quanto riguarda la resistenza al trascinamento si definisce **tensione massima di trascinamento**  $\tau_c$  la massima forza a partire dalla quale il materiale al fondo comincia a muoversi.

Per i materiali non coesivi la formula generalmente utilizzata è la seguente:

$$\tau_c = 80 d_{75}$$

dove  $d_{75}$  è il diametro del vaglio che consente il passaggio del 75% del materiale d'alveo (cm).

Affinché la verifica sia soddisfatta deve risultare, per un punto sul fondo:

$$\tau_b \leq \tau_c \quad (\text{al fondo})$$

A sua volta per il materiale non coesivo non situato su un fondo orizzontale, occorre tenere conto della riduzione della tensione massima di trascinamento (dovuta all'effetto della pendenza della sponda) mediante un coefficiente correttivo e la tensione così modificata va confrontata con la massima tensione agente:

$$\tau_b \leq \tau_s \quad (\text{sulla sponda})$$

dove

$$\tau_s = \tau_c \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \vartheta}{\sin^2 \phi}}$$

in cui  $\phi$  è l'angolo di attrito interno del materiale (non coesivo) che costituisce la sponda e  $\vartheta$  è l'angolo di inclinazione della sponda sull'orizzontale.

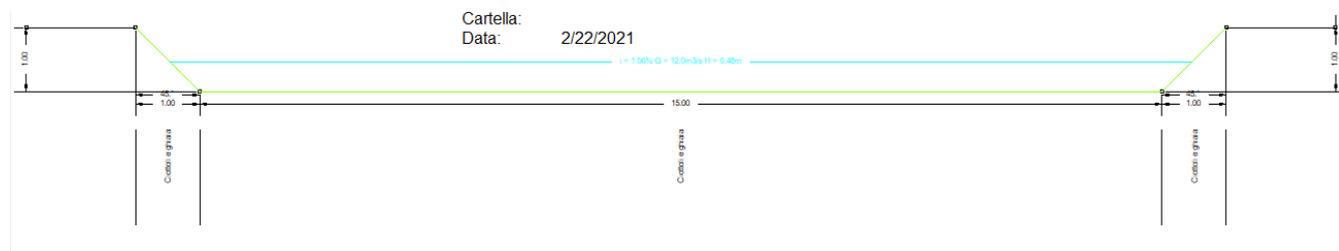
Per evitare che il termine sotto radice diventi negativo, occorre che il materiale che costituisce la sponda abbia un angolo di attrito interno superiore all'inclinazione della sponda.

## Risultati della verifica

La sezione n. 4 dell'attraversamento n.2 della simulazione in HEC-RAS, risultata quella con il maggior tirante idrico e più sollecitata all'erosione in base alle sue caratteristiche geomorfologiche e di velocità di corrente sviluppate, è stata riprodotta nel software geometricamente.



Effettuando, in tal modo, il calcolo dell'erosione nelle condizioni peggiorative (fondo alveo non rivestito e pendenza massima) si ottengono i seguenti risultati (cfr. tabelle seguenti):



**Calcolo n. 1**

<b>Pendenza [%]</b>	1.00	Numero di froude	0.80
<b>Portata [m3/s]</b>	12.01	Sezione [m2]	7.14
Livello [m]	0.46	Contorno bagnato [m]	16.31
Velocità media [m/s]	1.68	Raggio idraulico [m]	0.44

Tratto	Lunghezza [m]	V [m/s]	K	V <sub>amm</sub> [m/s]	V <sub>b</sub> Materiale [m/s]	V	tau max [N/m2]	tau amm [N/m2]	GeoFil
1	1.41	0.85	1.00	-	-	N	34.51	52.60	N
1.1	1.41	-	-	-	- Ciottoli e ghiaia	N	34.51	52.60	N
4	15.00	1.71	1.00	-	-	N	45.29	52.60	N
4.1	15.00	-	-	-	- Ciottoli e ghiaia	N	45.29	52.60	N
7	1.41	0.85	1.00	-	-	N	34.51	52.60	N
7.1	1.41	-	-	-	- Ciottoli e ghiaia	N	34.51	52.60	N

**Materiali utilizzati**

Descrizione	Scabrezza	Tensione ammissibile [N/m2]	Diametro [m]	Spessore [m]	Peso specifico pietra [kN/m3]	Tempo [h]	C Shields
Ciottoli e ghiaia	0.0350	52.60					

Come si può notare dai risultati ottenuti, si è riscontrato una  $\tau_{max} < \tau_{amm}$ , pertanto la verifica è risultata positiva per la sezione.

In tali condizioni sono garantite le condizioni di sicurezza idraulica dell'alveo, anche a seguito delle opere a farsi, e nessuna variazione del livello di sicurezza delle aree adiacenti.



## 9. CONCLUSIONI

Il presente Studio è stato redatto al fine di valutare la compatibilità idrologica ed idraulica relativo alla **realizzazione di un impianto agrovoltaico della potenza di 30 MW in AC e 31,266 MW in DC, da ubicare nel territorio del comune di San Donaci (BR).**

Conseguentemente al transito della portata al colmo di piena, per assegnato tempo di ritorno  $T_r = 200$  anni (sussistenza della sicurezza idraulica), valutata nell'analisi idrologica secondo il modello discendente dall'analisi regionale delle piogge, proprio del progetto VaPi sulla Valutazione delle Piene in Puglia, si è **evidenziato il rispetto della sicurezza idraulica dell'area e delle opere di progetto a farsi.**

**Infatti, l'opera di realizzazione dei pannelli fotovoltaici, sarà totalmente esterna alle aree inondabili duecentennali calcolate con il presente studio.**

**Ad ulteriore garanzia di sicurezza il cavidotto di collegamento, interferente con il reticolo idrografico, verrà completamente interrato rispetto al piano campagna e realizzato con tecnica di Trivellazione Orizzontale Controllata (TOC) lì dove attraversa aste del reticolo idrografico, ed i pozzetti con relative opere accessorie saranno poste all'esterno delle aree inondabili duecentennali individuate.**

**L'opera in progetto risulta, pertanto, compatibile con le finalità del Piano di Assetto Idraulico, garantendo altresì la sicurezza idraulica dell'area.**



## ALLEGATI

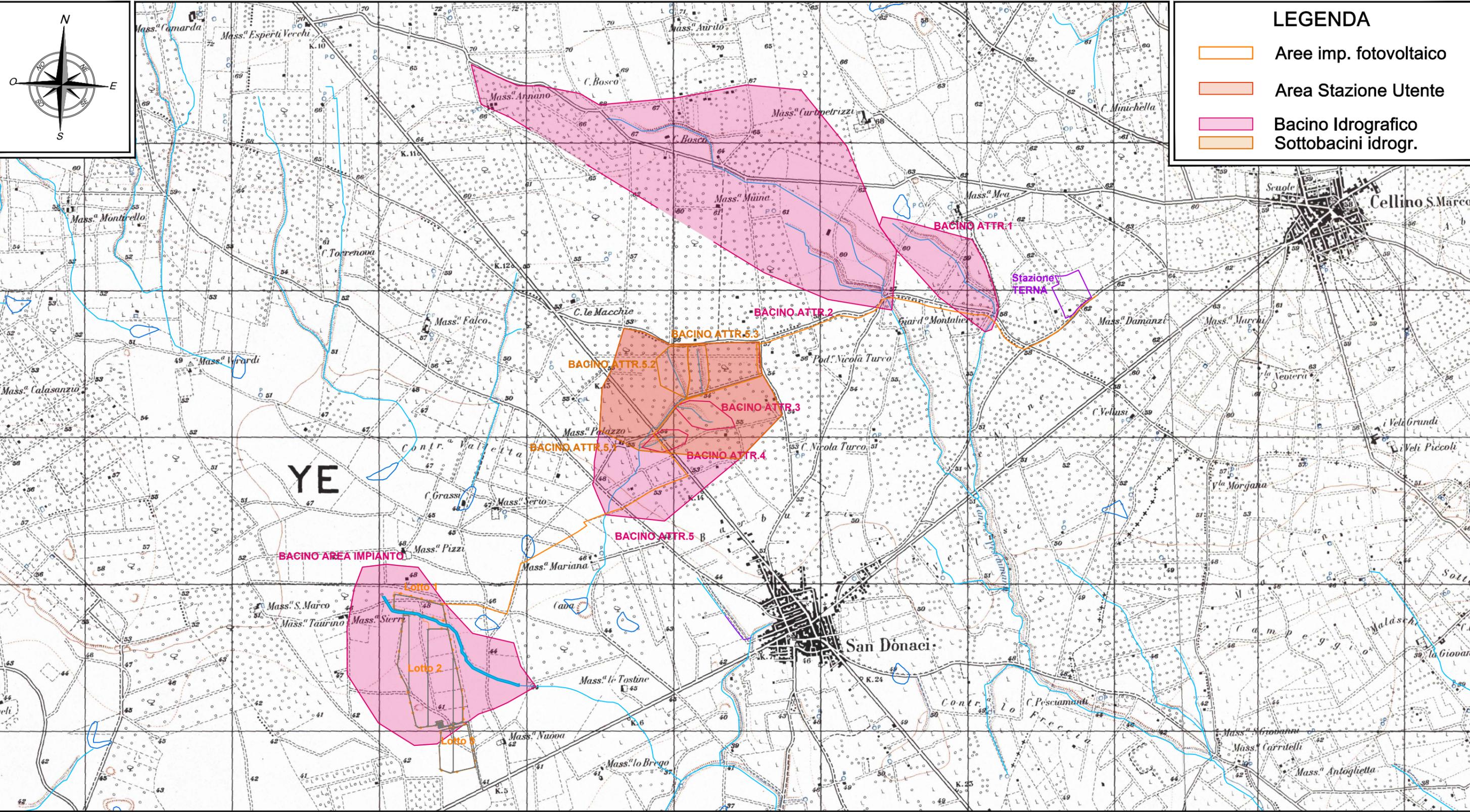
Tav B.1 Inquadramento dei Bacini Idrografici su I.G.M.

Tav B.2 Inquadramento dei Bacini Idrografici su Ortofoto

Tav B.3 Planimetria con indicazione della aree inondabili duecentennali

Quaderno delle sezioni

# STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDROLOGICA ED IDRAULICA RELATIVO ALLA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO AGROVOLTAICO NEL COMUNE DI SAN DONACI ( BR)



Committente:



Progettista:



Via della Resistenza, 48 - 70125 Bari tel. 080 3219948 fax. 080 2020986

Titolo Allegato:

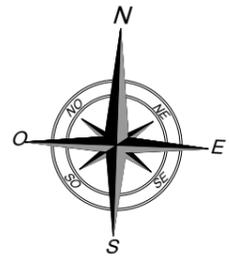
**INDIVIDUAZIONE BACINI IDROGRAFICI SU I.G.M.**

Data: **MARZO 2022**

Scala: **1:25.000**

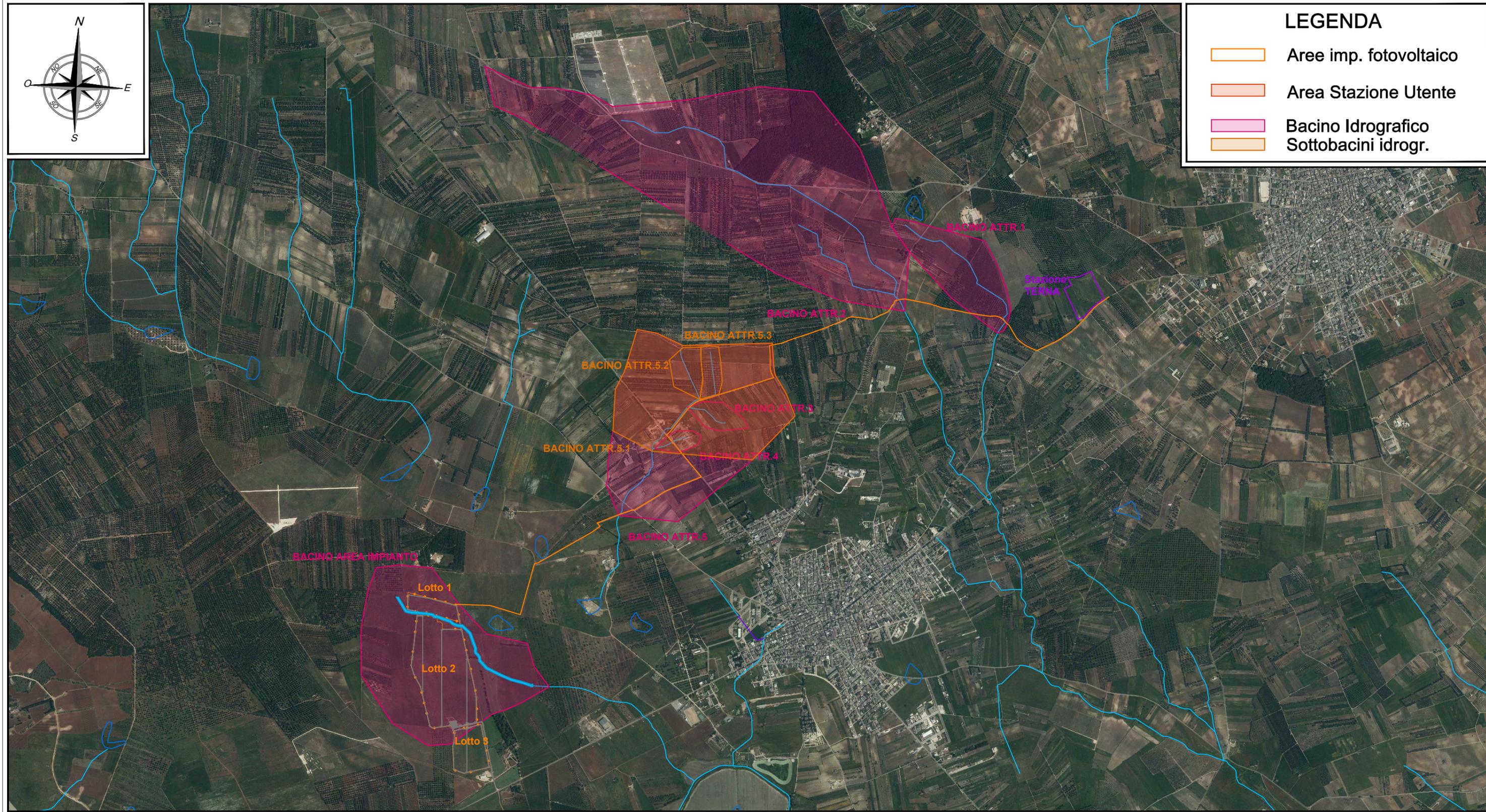
Elaborato: **B.1**

# STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDROLOGICA ED IDRAULICA RELATIVO ALLA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO AGROVOLTAICO NEL COMUNE DI SAN DONACI ( BR)



## LEGENDA

-  Aree imp. fotovoltaico
-  Area Stazione Utente
-  Bacino Idrografico
-  Sottobacini idrogr.



Committente:

**TEKNE**  
SOCIETÀ DI INGEGNERIA

Progettista:

**TECH**  
SOCIETÀ DI INGEGNERIA &  
SERVIZI PER L'INGEGNERIA  
Via della Resistenza, 48 - 70125 Bari tel. 080 3219948 fax. 080 2020986

Titolo Allegato:

**INDIVIDUAZIONE BACINI  
IDROGRAFICI SU ORTOFOTO**

Data:

**MARZO 2022**

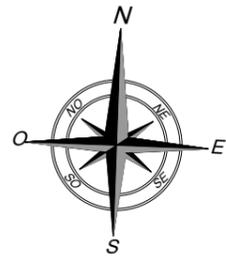
Scala:

**1:25.000**

Elaborato:

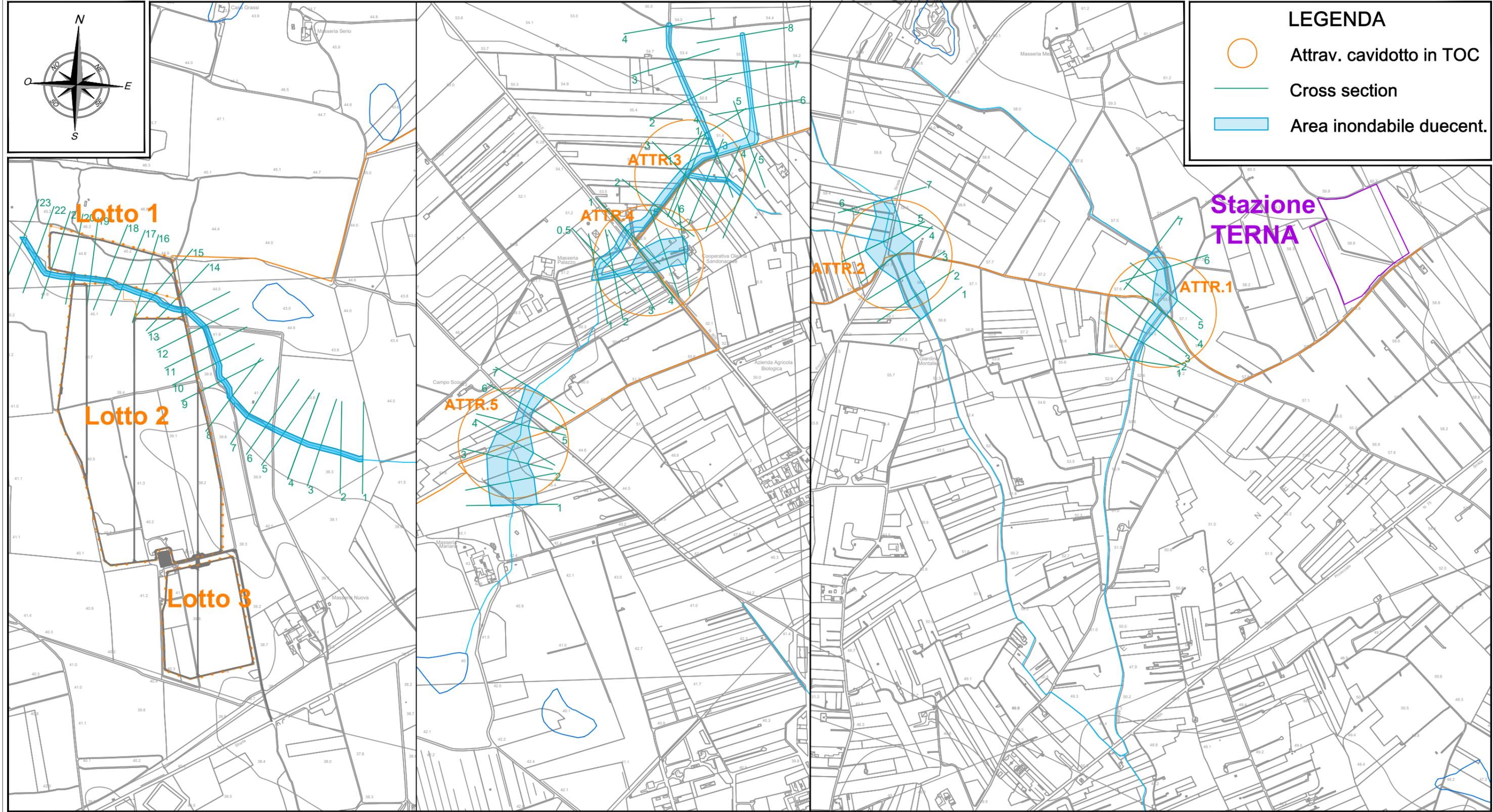
**B.2**

# STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDROLOGICA ED IDRAULICA RELATIVO ALLA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO AGROVOLTAICO NEL COMUNE DI SAN DONACI ( BR)



**LEGENDA**

- Attrav. cavidotto in TOC
- Cross section
- Area inondabile duecent.



Committente:



Progettista:



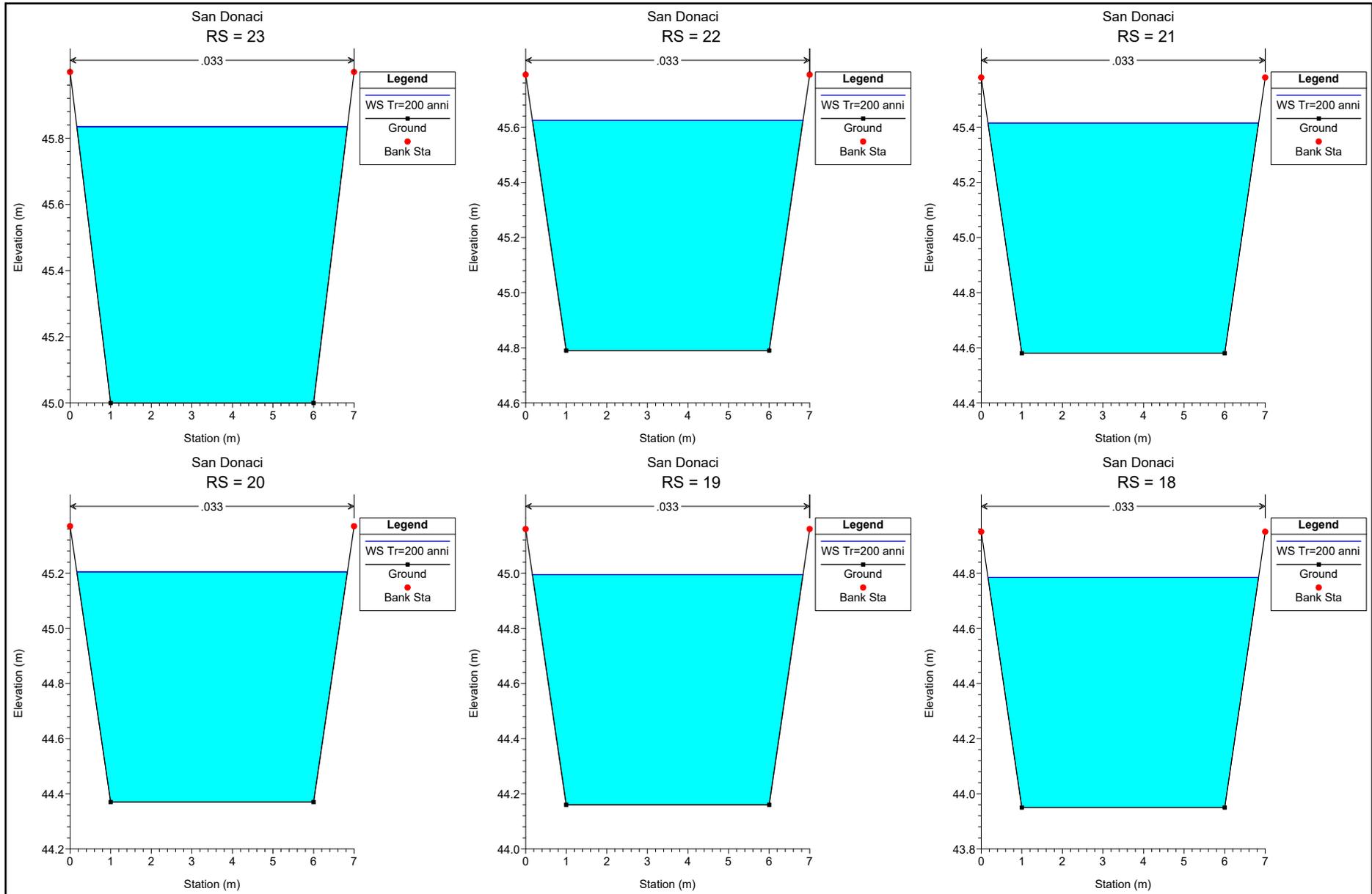
Via della Resistenza, 48 - 70125 Bari tel. 080 3219948 fax. 080 2020986

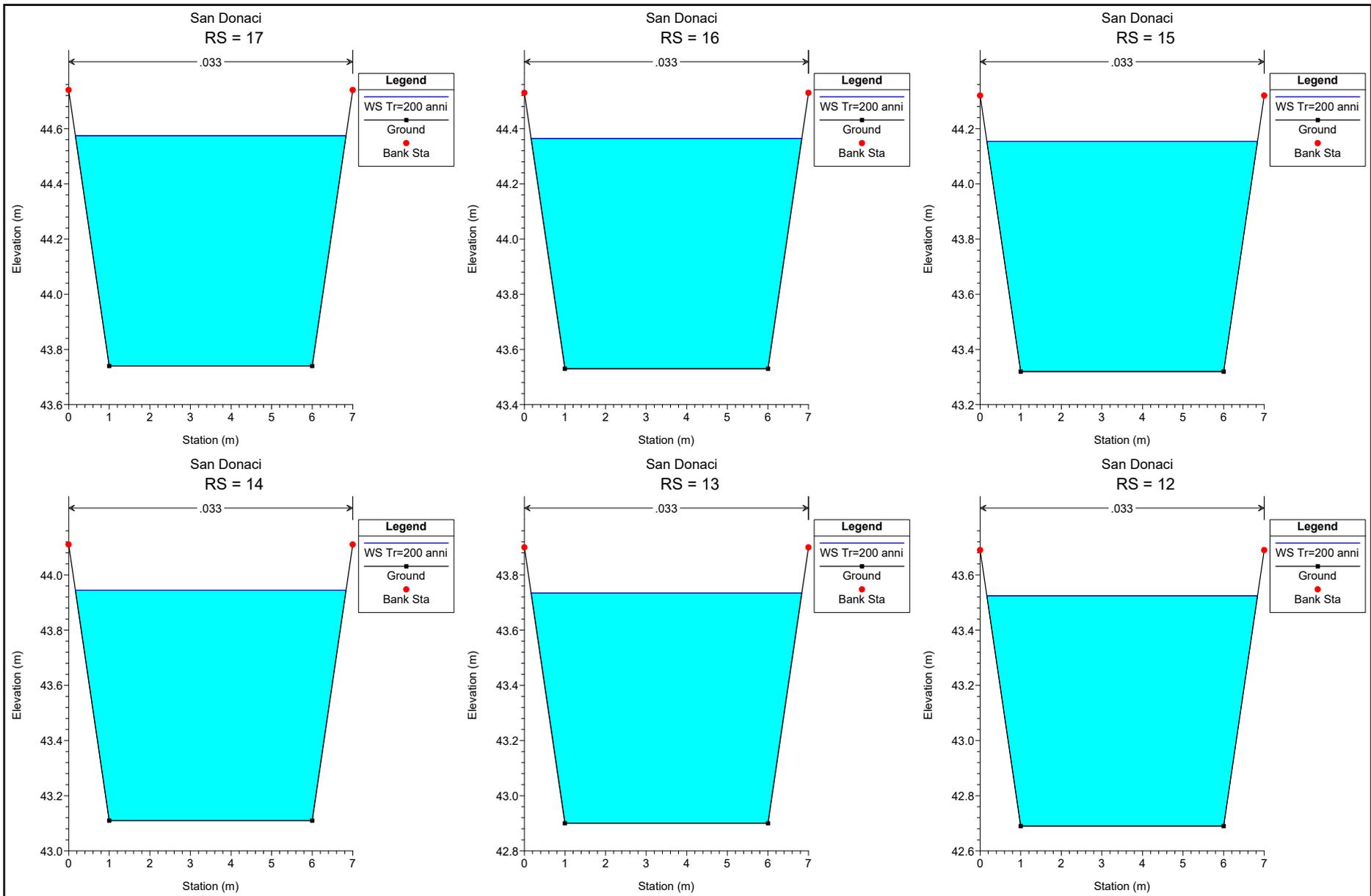
Titolo Allegato:

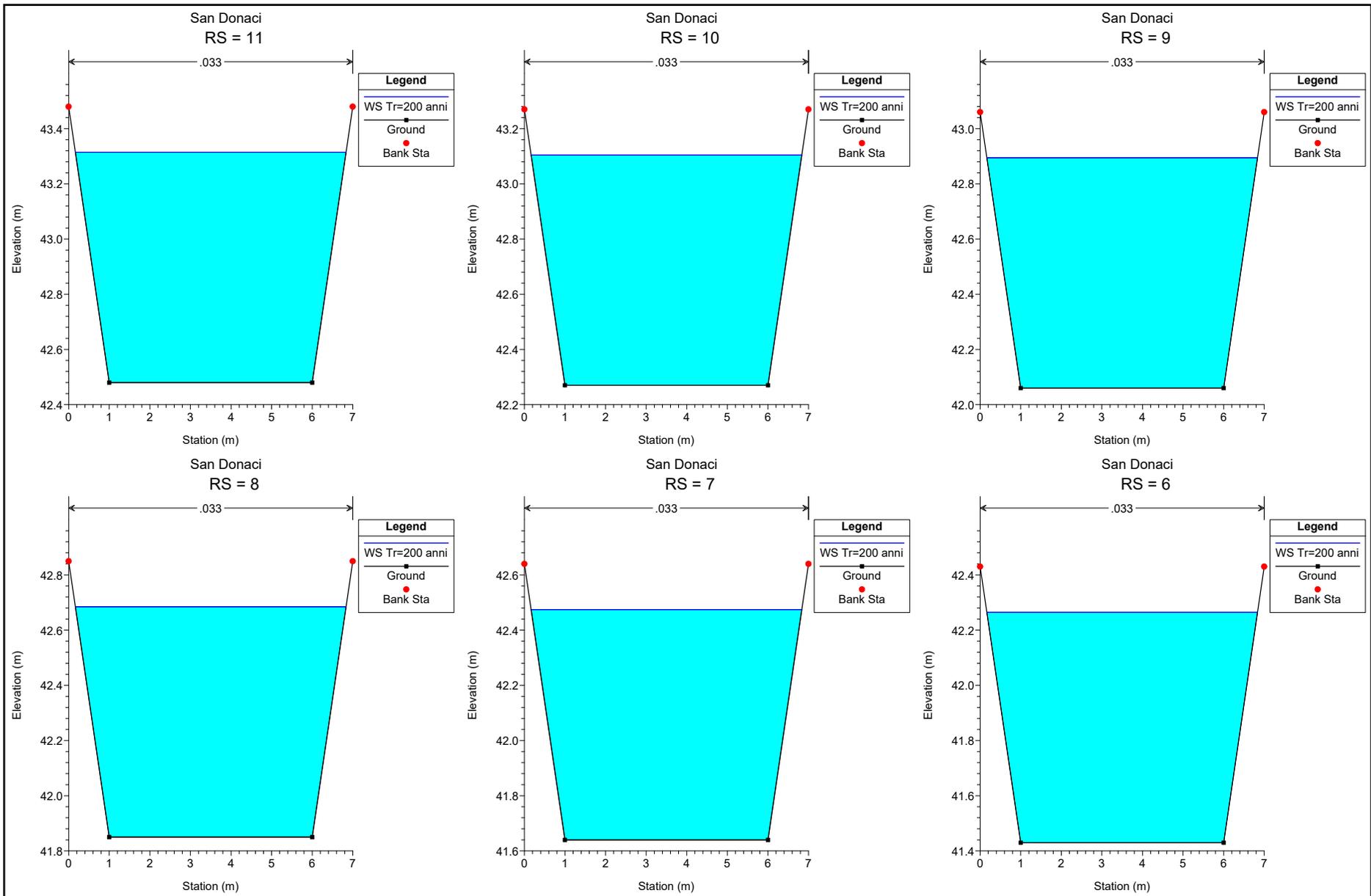
**INDIVIDUAZIONE AREE INONDABILI  
DUECENTENNALI SU CTR**

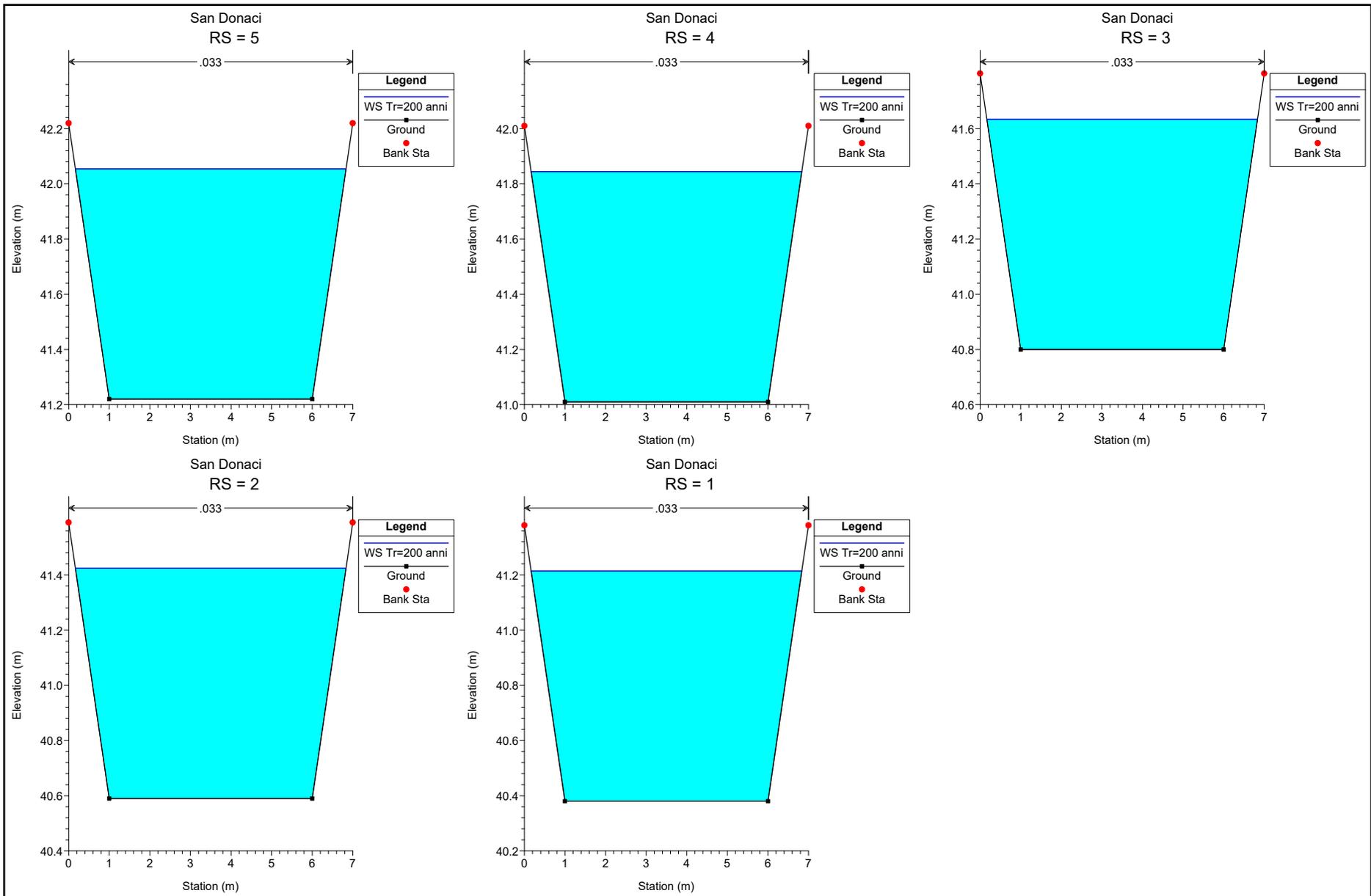
Data:	<b>MARZO 2022</b>
Scala:	<b>1:10.000</b>
Elaborato:	<b>B.3</b>

# AREA IMPIANTO

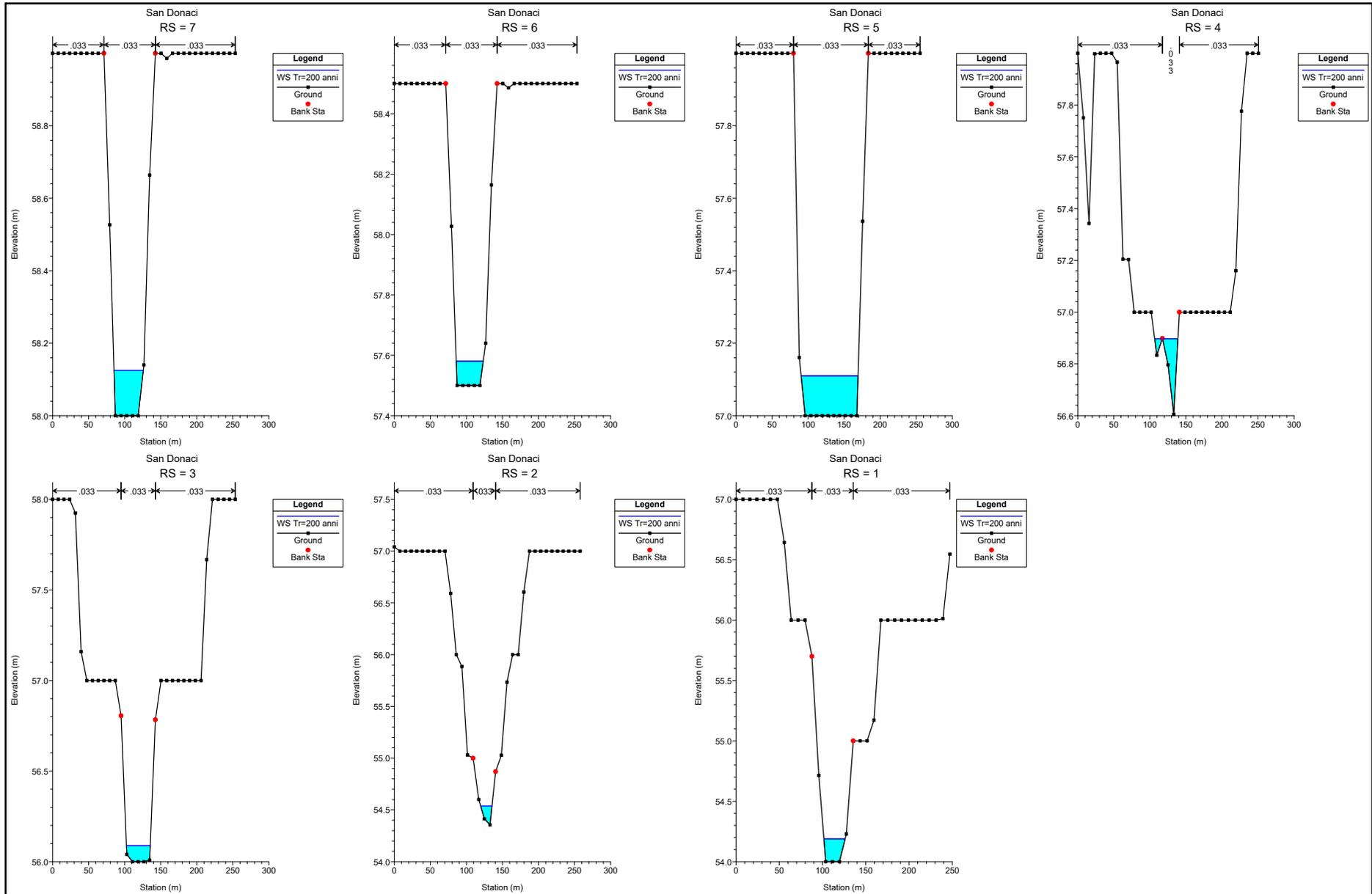




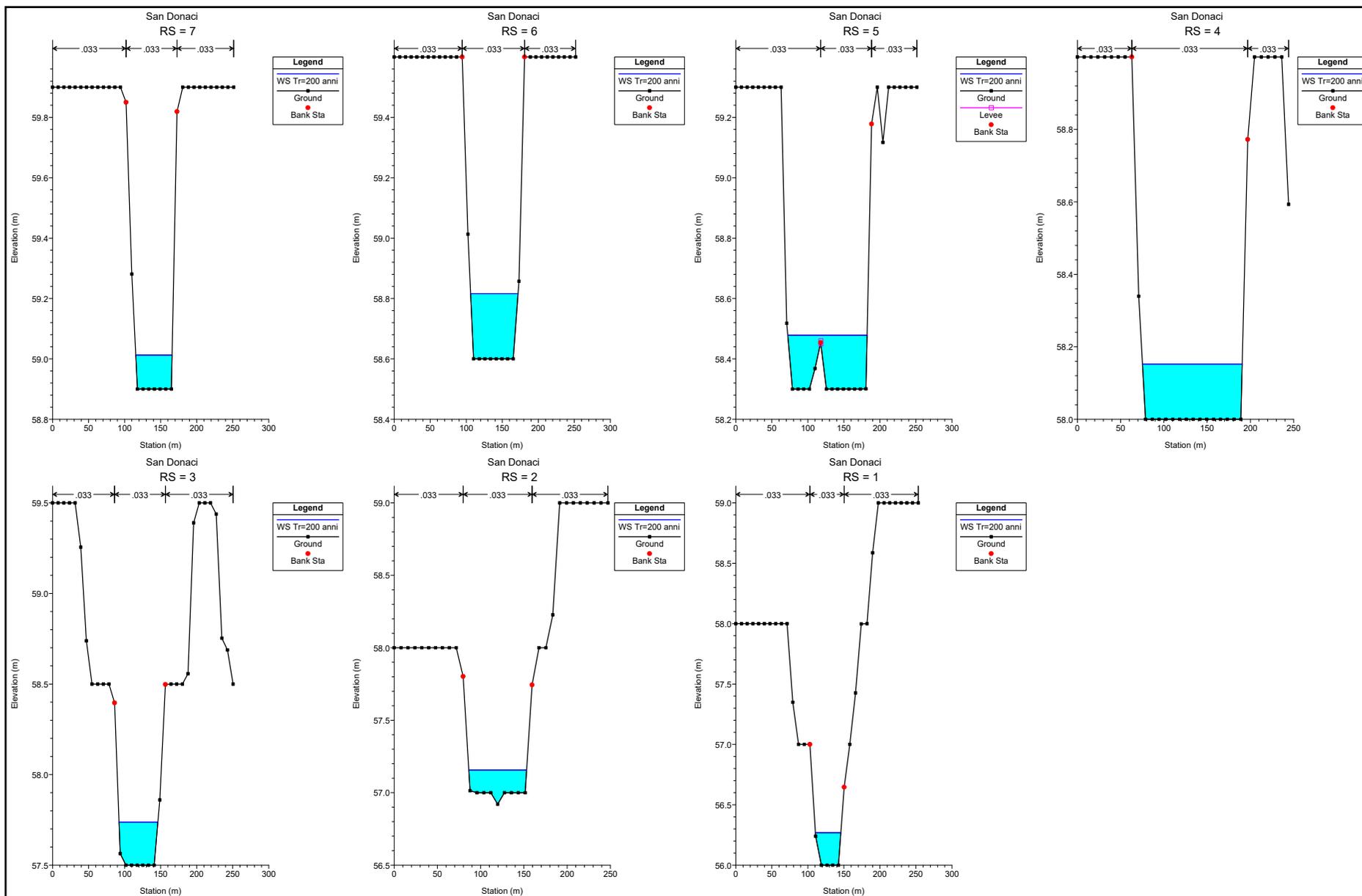




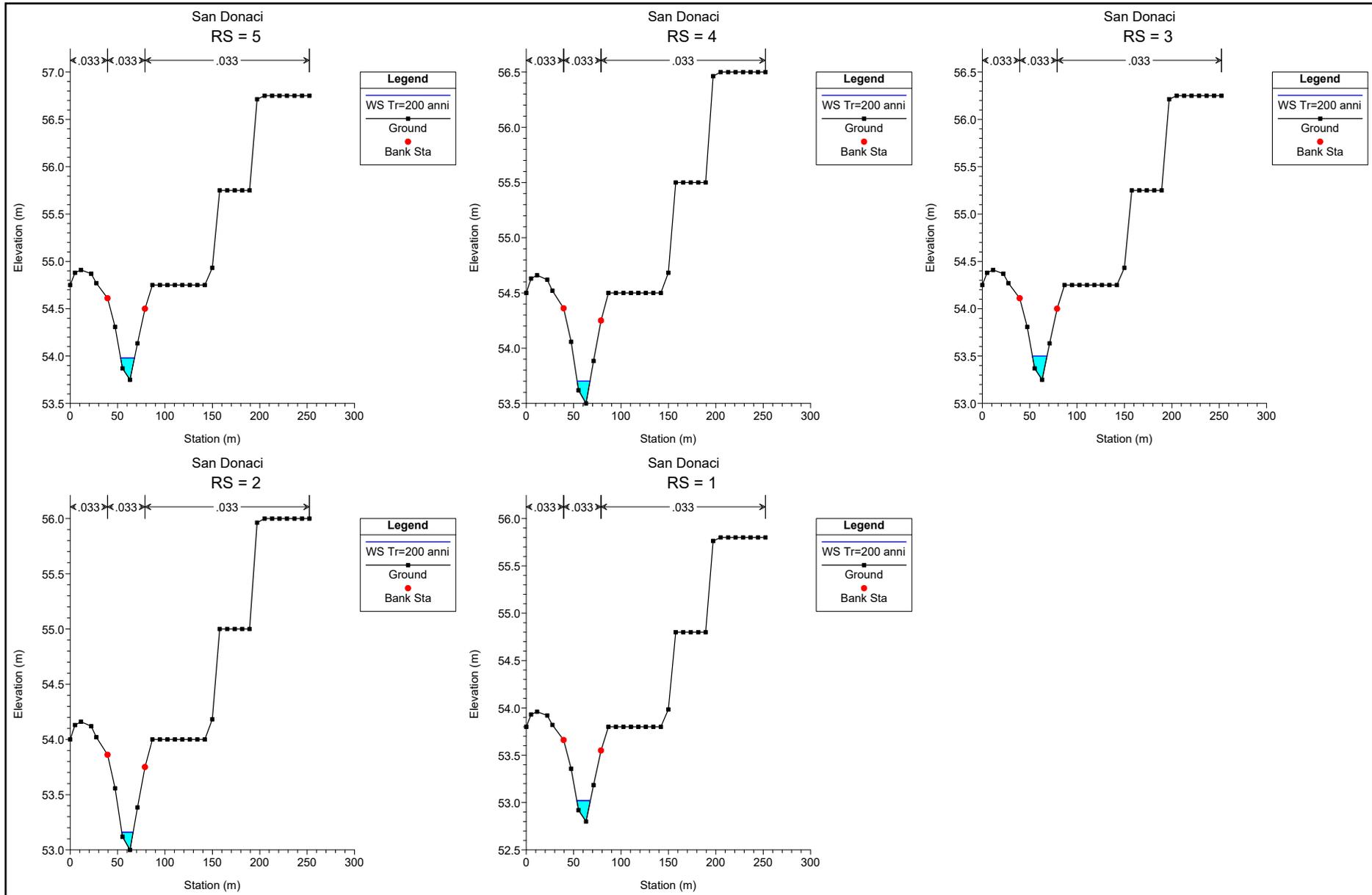
# ATTRAVERSAMENTO N.1



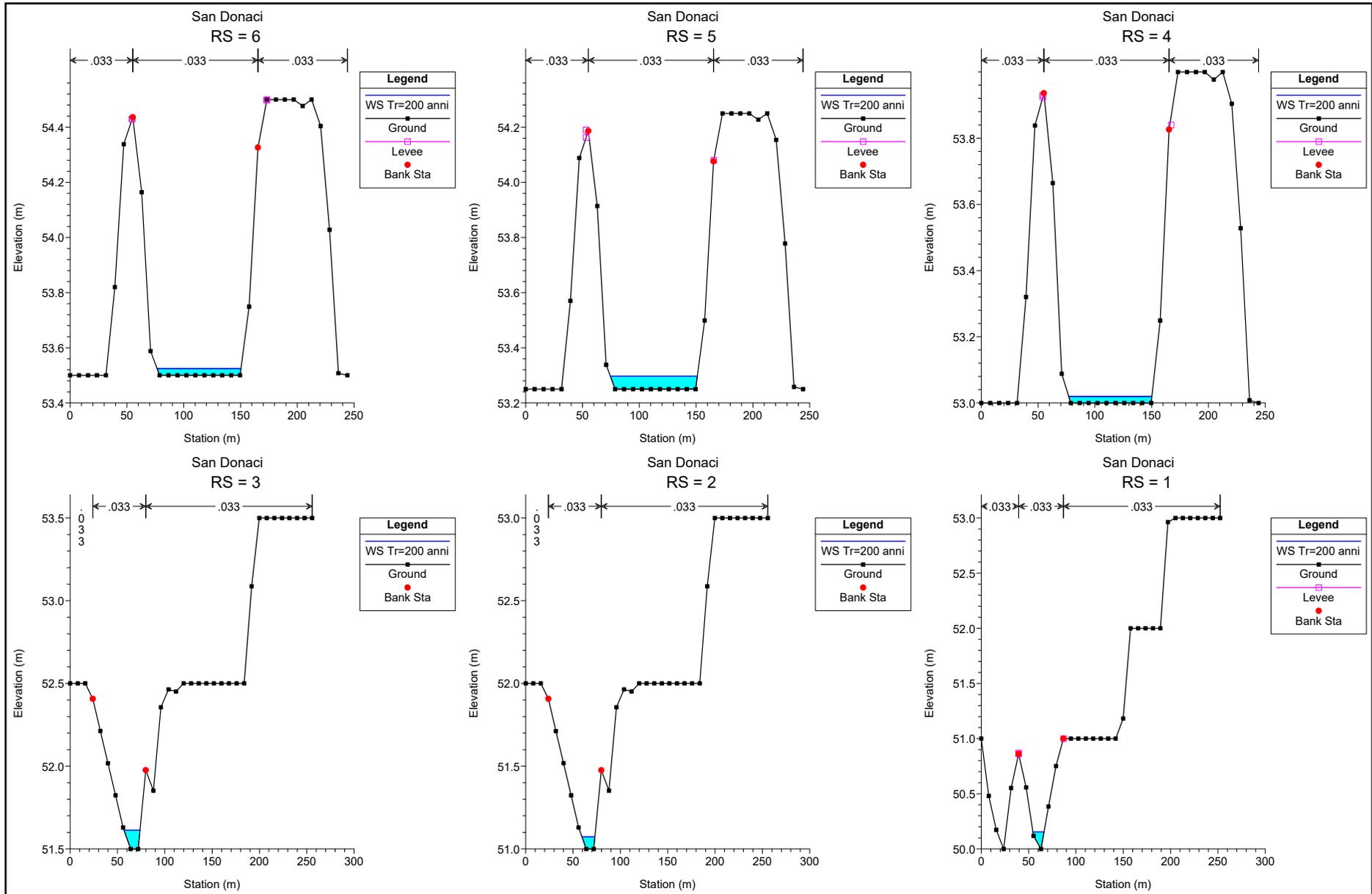
# ATTRAVERSAMENTO N.2



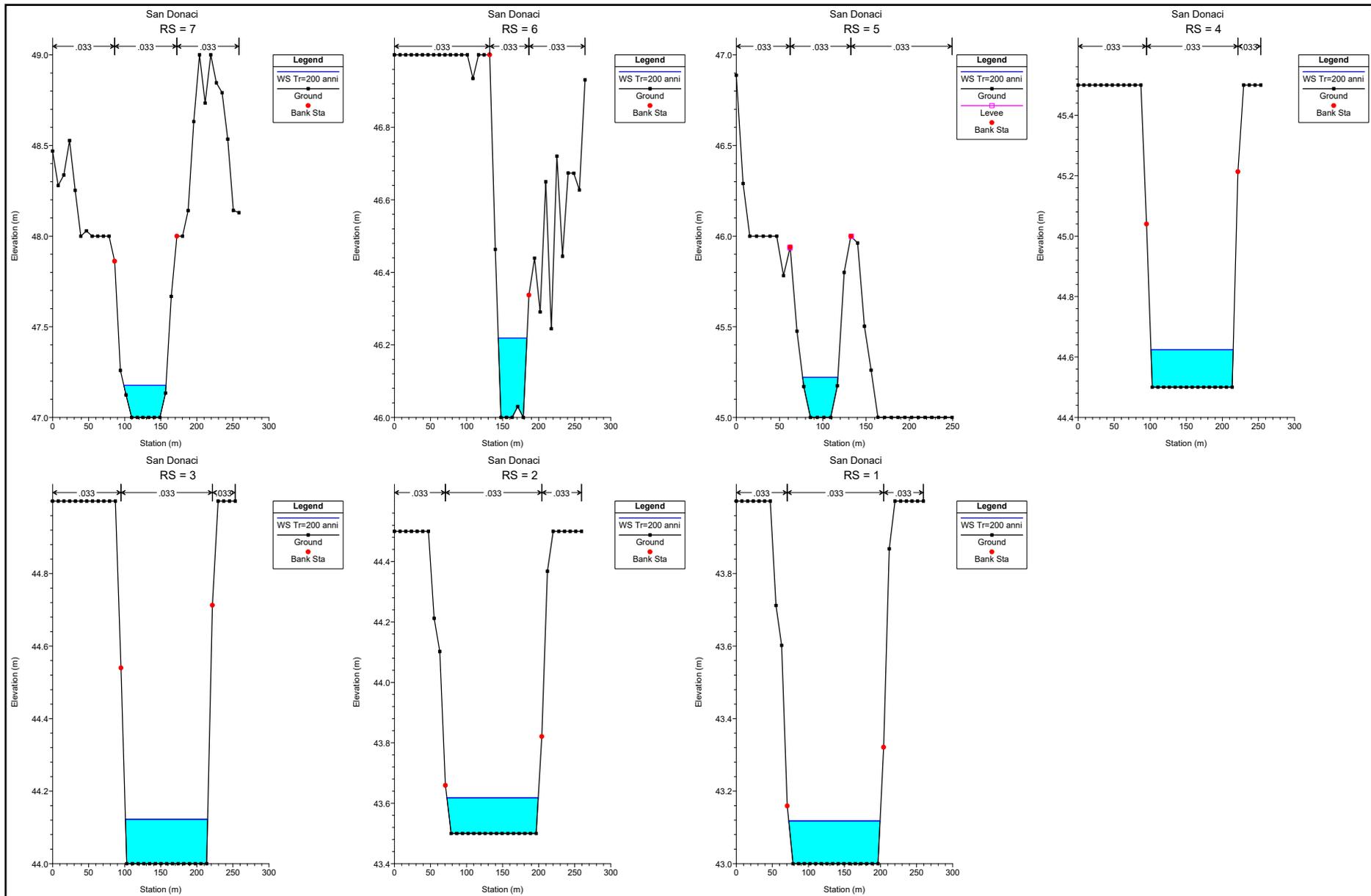
# ATTRAVERSAMENTO N.3



# ATTRAVERSAMENTO N.4



# ATTRAVERSAMENTO N.5



# PARALLELISMI N.5.1-5.2-5.3

