



COMUNI di BRINDISI, MESAGNE E CELLINO SAN MARCO

<p>PropONENTE</p>	<p><b>EN. IT SRL</b>          Verona (VR), Via Francia 21/C, 37135          C.F. /IVA 04642500237          Telefono 0972 237126 - E-mail: amministrazione@enitgroup.eu</p>				
<p>PROGETTAZIONE</p>	<p><b>Ing. Fabio Domenico Amico</b>          Via Milazzo, 17 - 40121 Bologna          E-Mail: f.amico@readvisor.eu</p>  	<p>Studio Ambientale e Paesaggistico</p>	<p><b>ATECH srl</b>          Via della Resistenza, 48 - 70125 Bari          E-Mail: atechsrl@libero.it</p>  		
<p>Studio Incidenza Ambientale Flora fauna ed ecosistema</p>	<p><b>ATECH srl</b>          Via della Resistenza, 48 - 70125 Bari          E-Mail: atechsrl@libero.it</p>  	<p>Studio Acustico</p>	<p><b>ATECH srl</b>          Via della Resistenza, 48 - 70125 Bari          E-Mail: atechsrl@libero.it</p>  		
<p>Studio Archeologico</p>	<p><b>dott.ssa Adele BARBIERI</b>          Via Piave, 21 - 73059 UGENTO          E-Mail: info@arceostudio.com</p> <p><b>dott.ssa Adele BARBIERI</b>          Archeologa Specializzata          Iscrizione MIBACT n. 636</p> 	<p>Studio idraulico</p>	<p><b>ATECH srl</b>          Via della Resistenza, 48 - 70125 Bari          E-Mail: atechsrl@libero.it</p>  		
<p>Studio Geologico</p>	<p><b>dott. geol. Michele VALERIO</b>          Residence "Palium" - C.da Auricarro          70027 Palo del Colle (BA)          E-Mail: va.michele@libero.it</p> 				
<p>Opera</p>	<p><b>Impianto Eolico composto da n.7 aerogeneratori per una potenza complessiva di 42 MW nei Comuni di Brindisi, Mesagne e Cellino San Marco (BR)</b></p>				
<p>Oggetto</p>	<p>Folder:          Nome Elaborato:  <b>W389EX4_ StudioldrologicoIdraulico</b>          Descrizione Elaborato:  <b>Relazione idrologica-idraulica</b></p>				
<p>00</p>	<p>Dicembre 2019</p>	<p>Emissione per progetto definitivo</p>	<p>B.B.</p>	<p>O.T.</p>	<p>O.T.</p>
<p>Rev.</p>	<p>Data</p>	<p>Oggetto della revisione</p>	<p>Elaborazione</p>	<p>Verifica</p>	<p>Approvazione</p>
<p>Scala:</p>	<p>Codice Pratica <input type="text" value="W389EX4"/></p>				
<p>Formato:</p>	<p></p>				

<b>1.PREMESSA</b> .....	<b>2</b>
<b>2.DESCRIZIONE DELLE INTERFERENZE</b> .....	<b>8</b>
<b>2.1. INTERSEZIONI CAVIDOTTO-RETICOLI IDROGRAFICI</b>	<b>12</b>
<b>3.DESCRIZIONE DEL BACINO IDROGRAFICO</b> .....	<b>18</b>
<b>4.INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO DEL BACINO DI STUDIO</b> .....	<b>19</b>
<b>4.1. USO DEL SUOLO</b>	<b>20</b>
<b>5.ANALISI REGIONALE DELLE PIOGGE IN PUGLIA</b> .....	<b>21</b>
<b>5.1. CURVE DI POSSIBILITÀ CLIMATICA</b>	<b>26</b>
<b>6.ANALISI IDRAULICA</b> .....	<b>32</b>
<b>6.1. VALUTAZIONE PORTATE DI PIENA</b>	<b>32</b>
<b>6.2. CONSIDERAZIONI FINALI SULLA PORTATA DI PIENA</b>	<b>42</b>
<b>7.MODELLAZIONE IDRAULICA</b> .....	<b>43</b>
<b>8.CONCLUSIONI</b> .....	<b>48</b>
<b>9.ALLEGATI</b> .....	<b>49</b>



## 1. PREMESSA

La presente relazione riporta i risultati dello Studio di Compatibilità Idrologica – Idraulica redatto nell'ambito del progetto di un **impianto eolico di potenza complessiva di 42 MW, da ubicarsi nei Comuni di Brindisi, Mesagne e Cellino San Marco in provincia di Brindisi.**

La società proponente è la **EN.IT Srl**, con sede legale in Verona alla Via Francia n. 21/C.

La disposizione delle turbine eoliche è stata valutata tenendo in considerazione sia la componente paesaggistica e ambientale (minore impatto ambientale) che quella tecnica (migliore resa energetica a parità di costi dell'impianto).

In particolare al fine di determinare la presenza di elementi caratteristici del paesaggio agrario e stabilirne la compatibilità con le opere in progetto sarà individuata ai sensi del punto 4.3.3 delle Istruzioni Tecniche del R.R. n. 24 del 30 dicembre 2010 un'area di indagine di 500 m nelle immediate vicinanze di ciascun impianto.



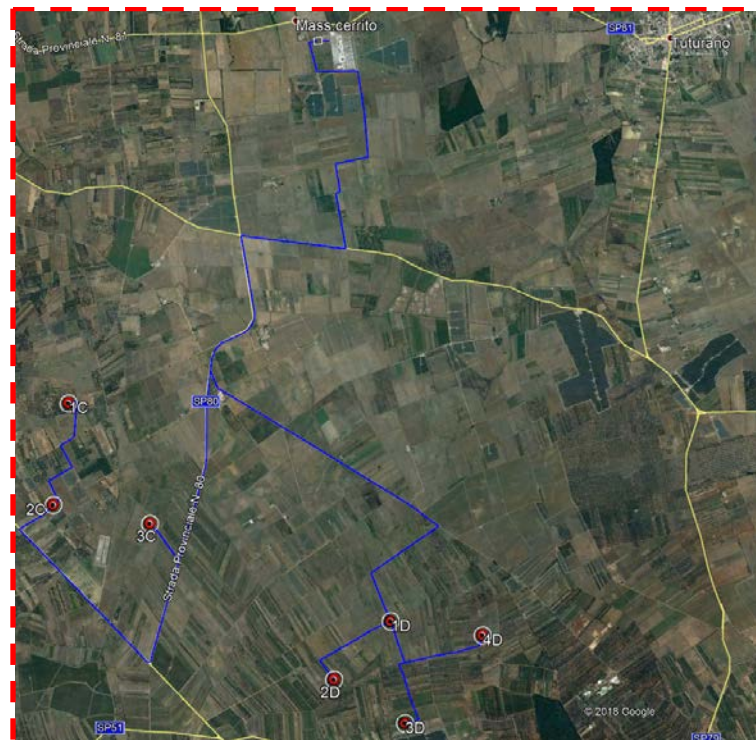
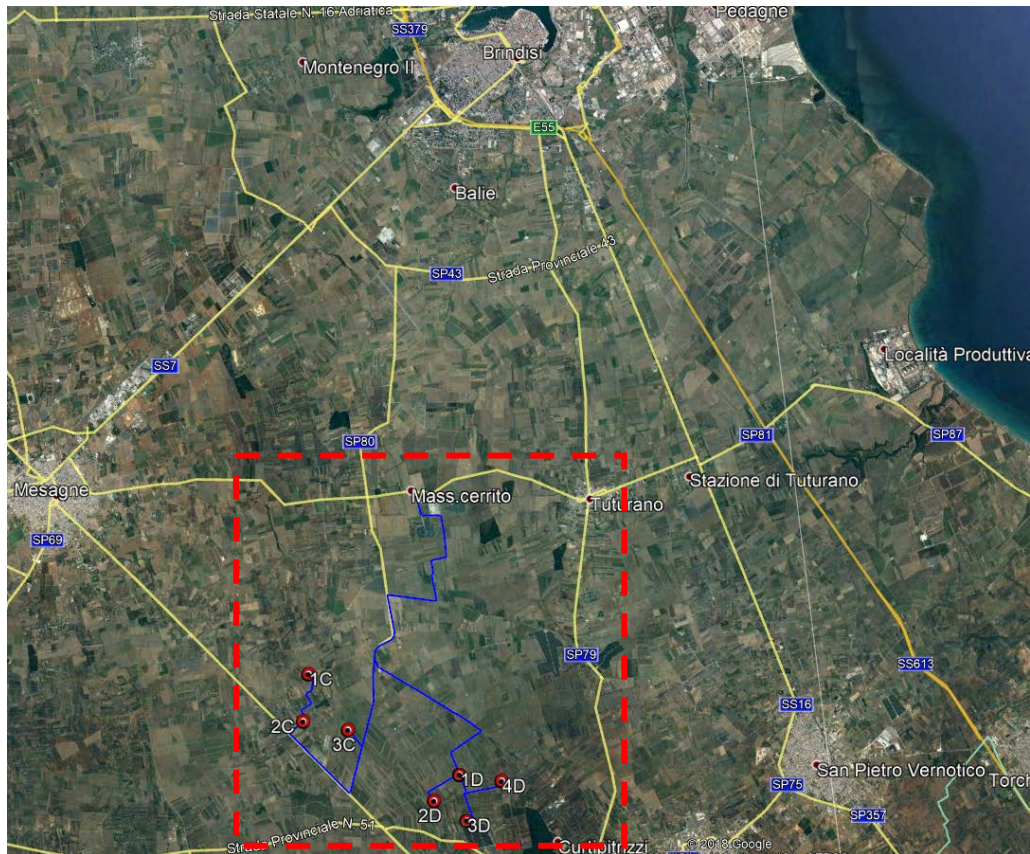
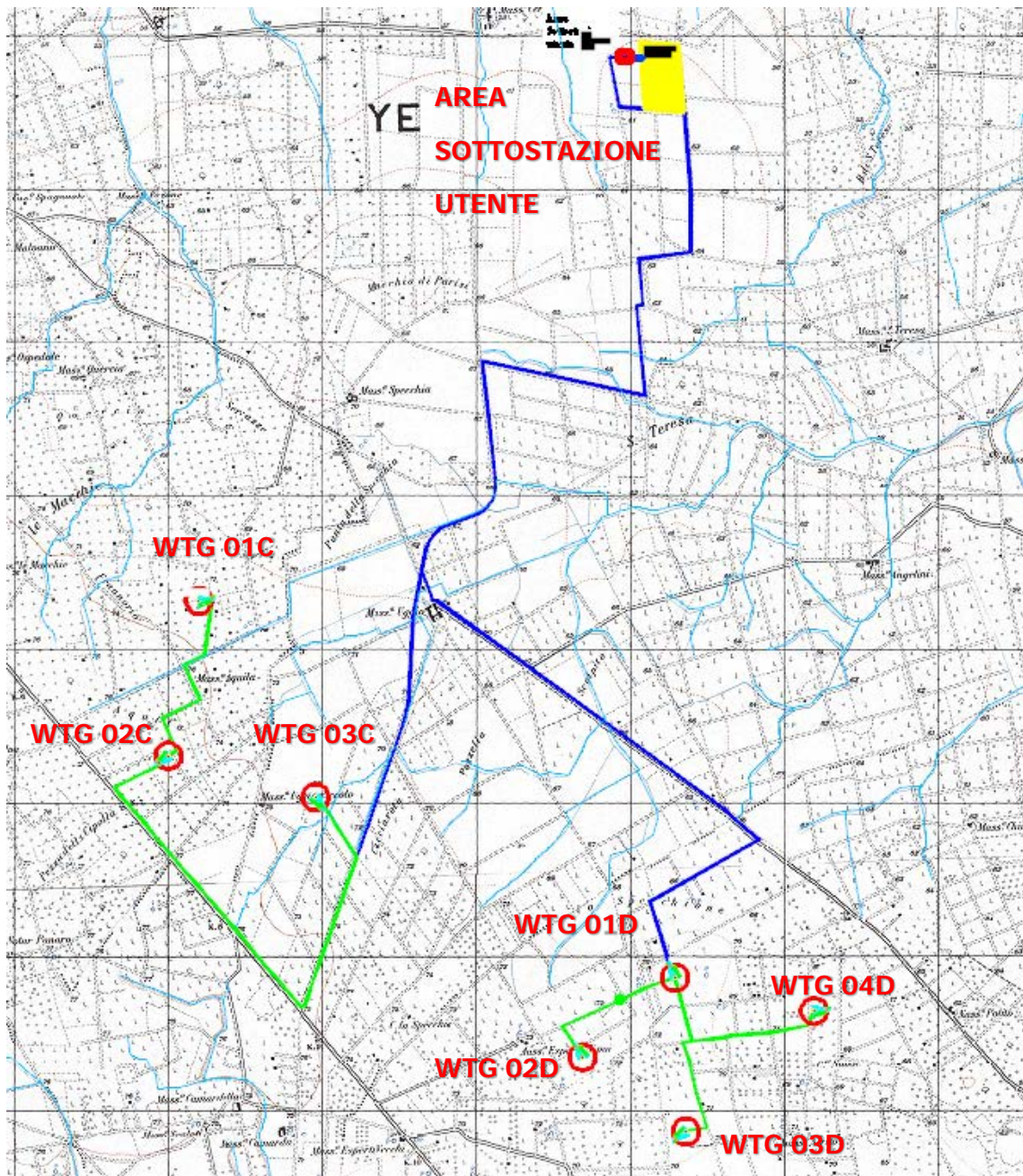


Figure 1-Inquadramento area di interesse





**Figure 2-Planimetria di progetto su base IGM 1:25.000**

L'area di intervento è interessata dal tracciato di un reticolo idrografico presente sia sulla carta IGM 1:25.000 che sulla carta idrogeomorfologica redatta dalla AdB Puglia (cfr. immagine seguente).



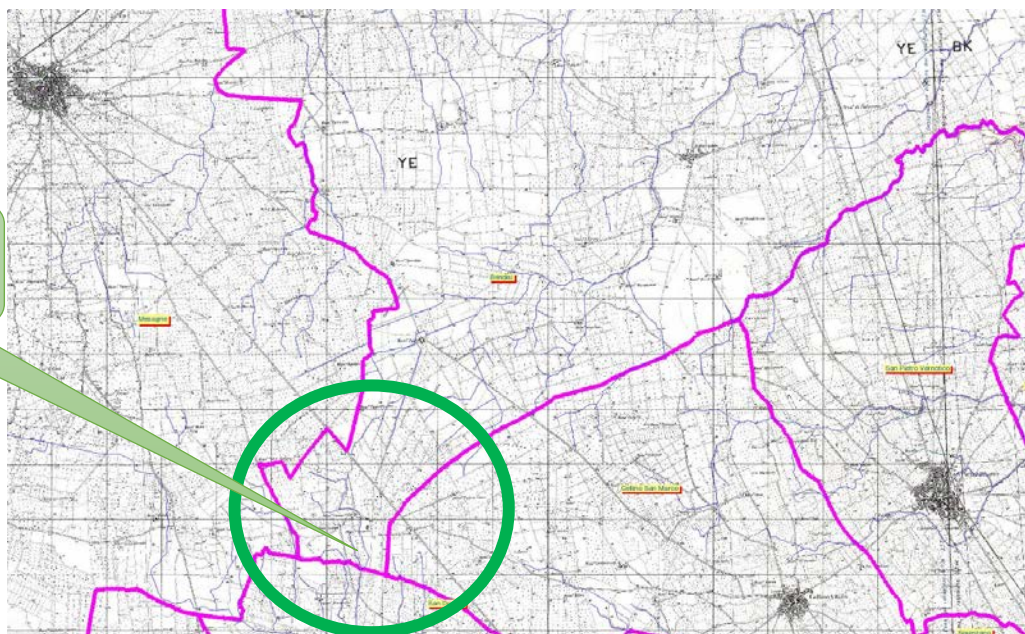
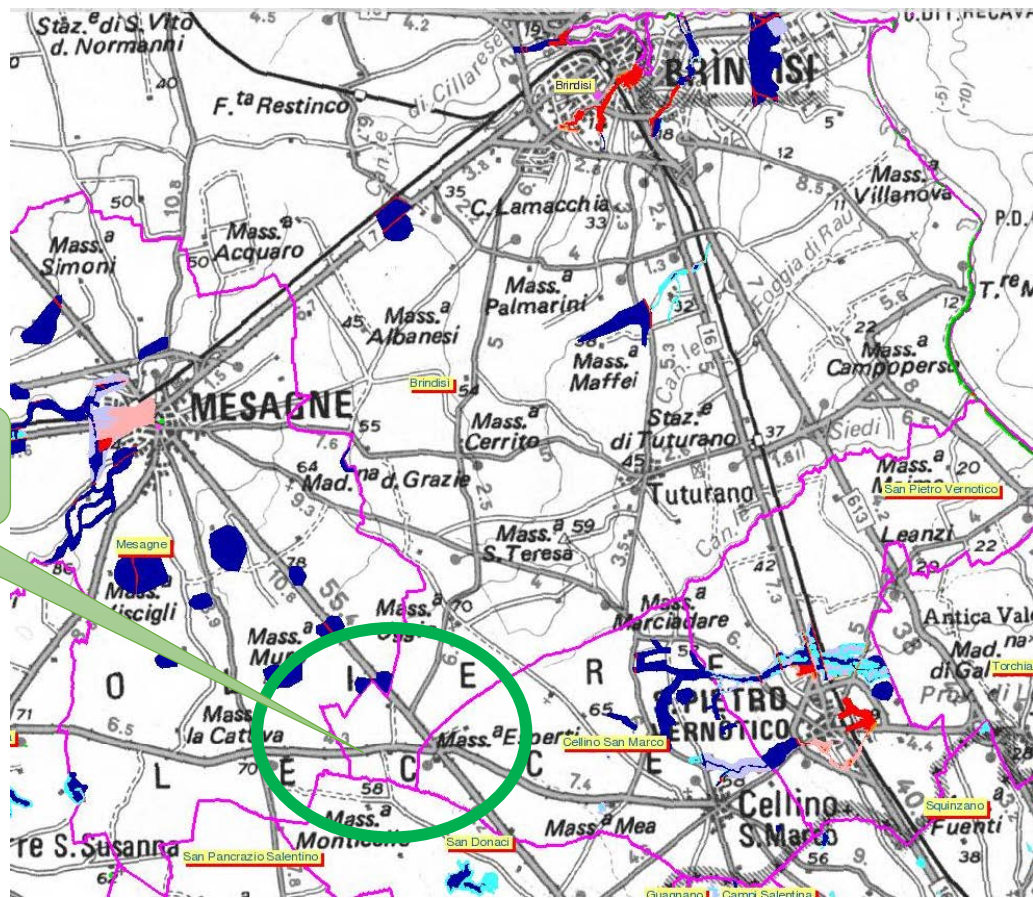
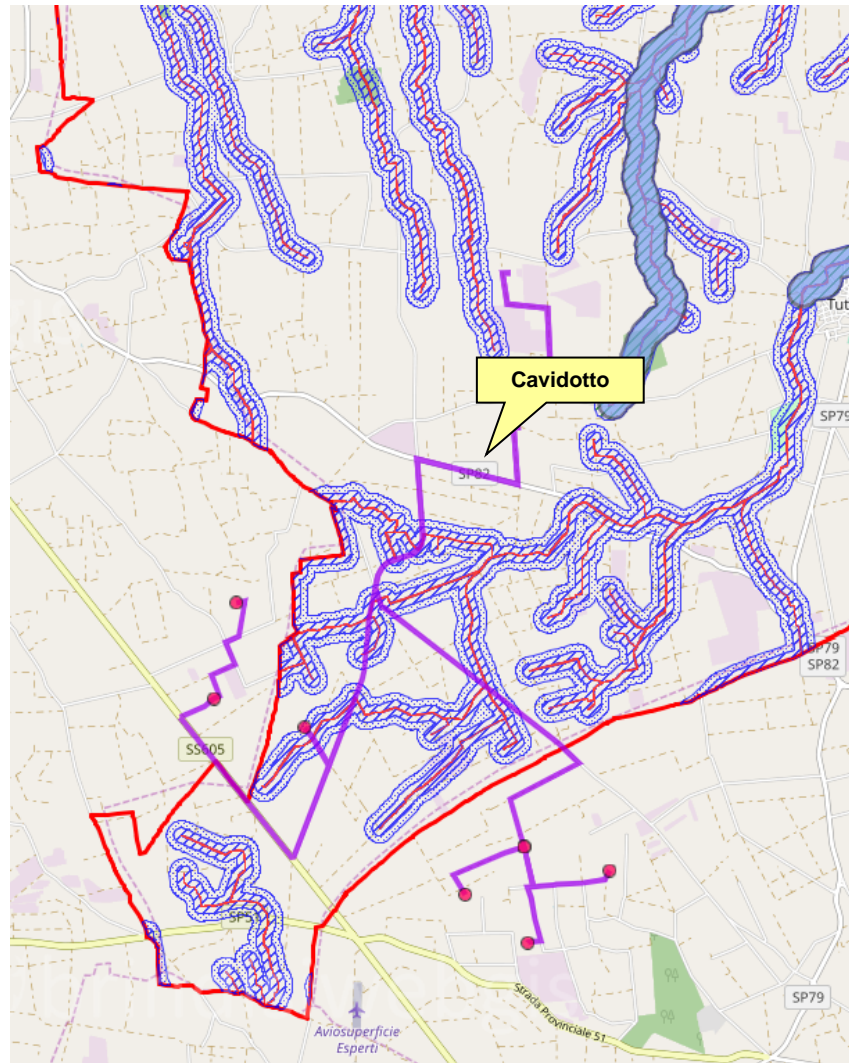


Figure 3-Inquadramento dell'area di intervento su Carta Idrogeomorfologica e Carta della Pericolosità Idraulica della Regione Puglia redatta dall'AdB



Tuttavia, come si evince dalla cartografia del Piano di Bacino stralcio Assetto Idrogeologico (PAI), approvato dalla Autorità di Bacino della Regione Puglia (AdB), **l'area agricola interessata dall'intervento non è soggetta né a vincolo per pericolosità idraulica, né a vincolo per pericolosità geomorfologica.**



**Figure 4-Inquadramento dell'area di intervento sul webgis del Comune di Brindisi**

Come si evince dall'immagine sopra, il tracciato del cavidotto presenta delle interferenze con il reticolo idrografico. Nello specifico l'aerogeneratore WTG 03C sarà oggetto di studio, poiché il reticolo idrografico attraversa il cavidotto a una distanza minore di 150 m.



Pertanto, è stato redatto il presente Studio, conformemente al dettato normativo delle NTA del PAI, finalizzato alla determinazione delle aree inondabili, con tempo di ritorno di 200 anni, per i bacini idrografici con sezioni di chiusura situate a valle delle aree di interesse dell'impianto.

C'è da rilevare, comunque, che gli impianti di produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili, tra cui sono compresi i parchi eolici, 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 prodotta da fonti energetiche rinnovabili nel mercato interno dell'elettricità*) e, pertanto, sono consentiti anche in aree classificate come *Alvei fluviali in modellamento attivo ed aree golenali*, ai sensi dell'art. 6 delle NTA del PAI, purché coerenti con gli obiettivi del Piano stesso.

Pertanto, in ogni caso, l'impianto in oggetto è compatibile con le prescrizioni e le finalità del PAI.

Lo studio idrologico-idraulico è stato organizzato secondo i seguenti punti:

- analisi e descrizione delle caratteristiche geomorfologiche dei bacini idrografici relativi alle aree di intervento;
- studio idrologico dei bacini di interesse, previa caratterizzazione del regime climatico delle aree;
- 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.

**Per lo studio delle portate di piena sono stati reperiti i dati di pioggia della stazione pluviometrica di Brindisi e per la simulazione delle piene è stato utilizzato un software che opera in moto permanente (HEC-RAS 3.1.3).**

**Inoltre, sono state effettuate elaborazioni cartografiche prodotte mediante un Sistema Informativo Territoriale in ambiente GIS, coadiuvato da elaborazioni in ambiente CAD, sulla base di cartografie tecniche e tematiche georeferenziate.**





## 2. Descrizione delle interferenze

I bacini idrografici di interesse sono n.8 e ricadono nei comuni di Brindisi, Mesagne e San Pietro Vernotico. I bacini numero 1, 2 ricadono interamente all'interno del Comune di Brindisi. I bacini 3 e 3.1 e i bacini 4, 4.1 e 4.2 ricadono in parte nel Comune di Brindisi e in parte in quello di Mesagne, mentre il bacino numero 5 ricade in parte nel Comune di Brindisi e in piccola parte in quello di San Pietro Vernotico.

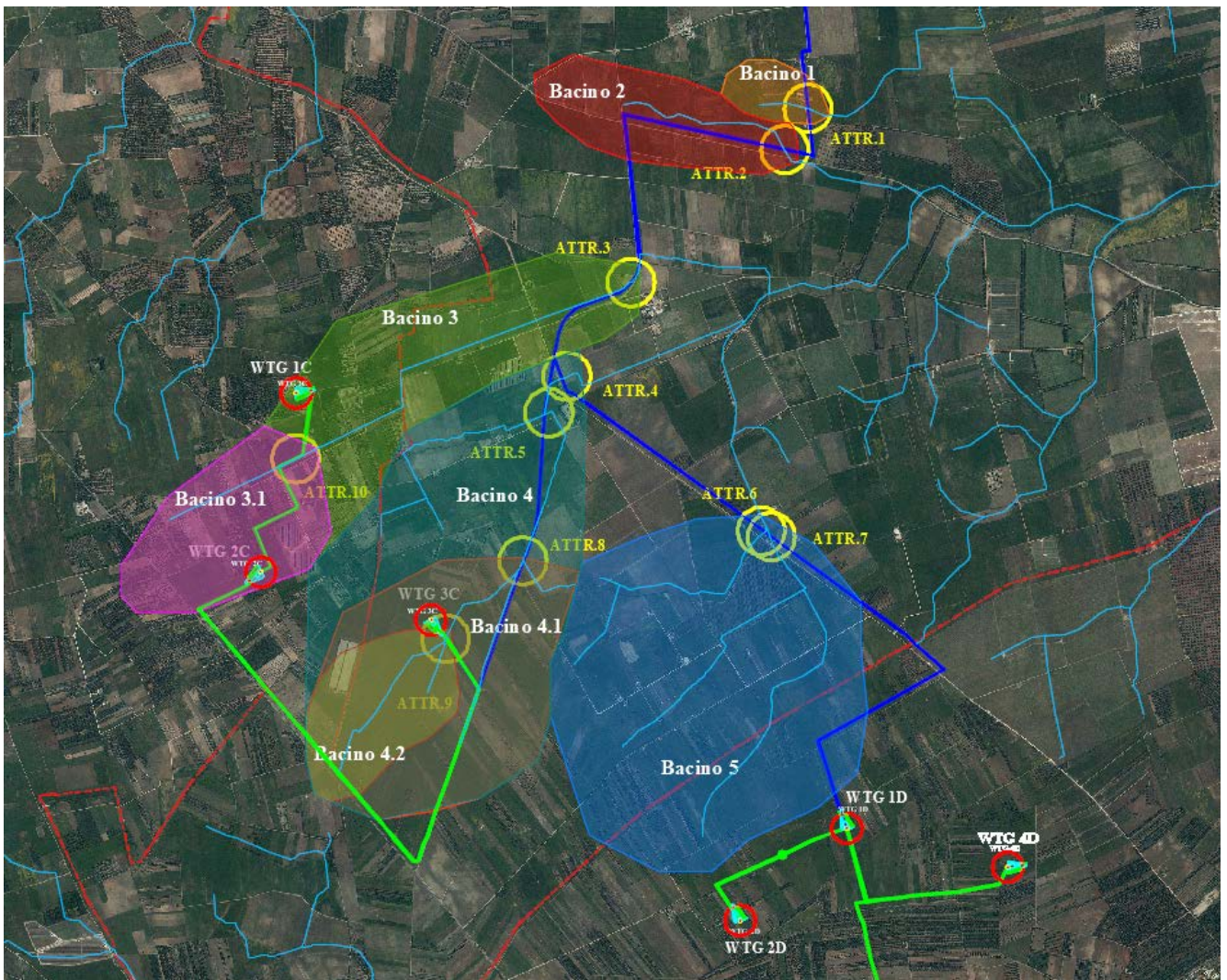
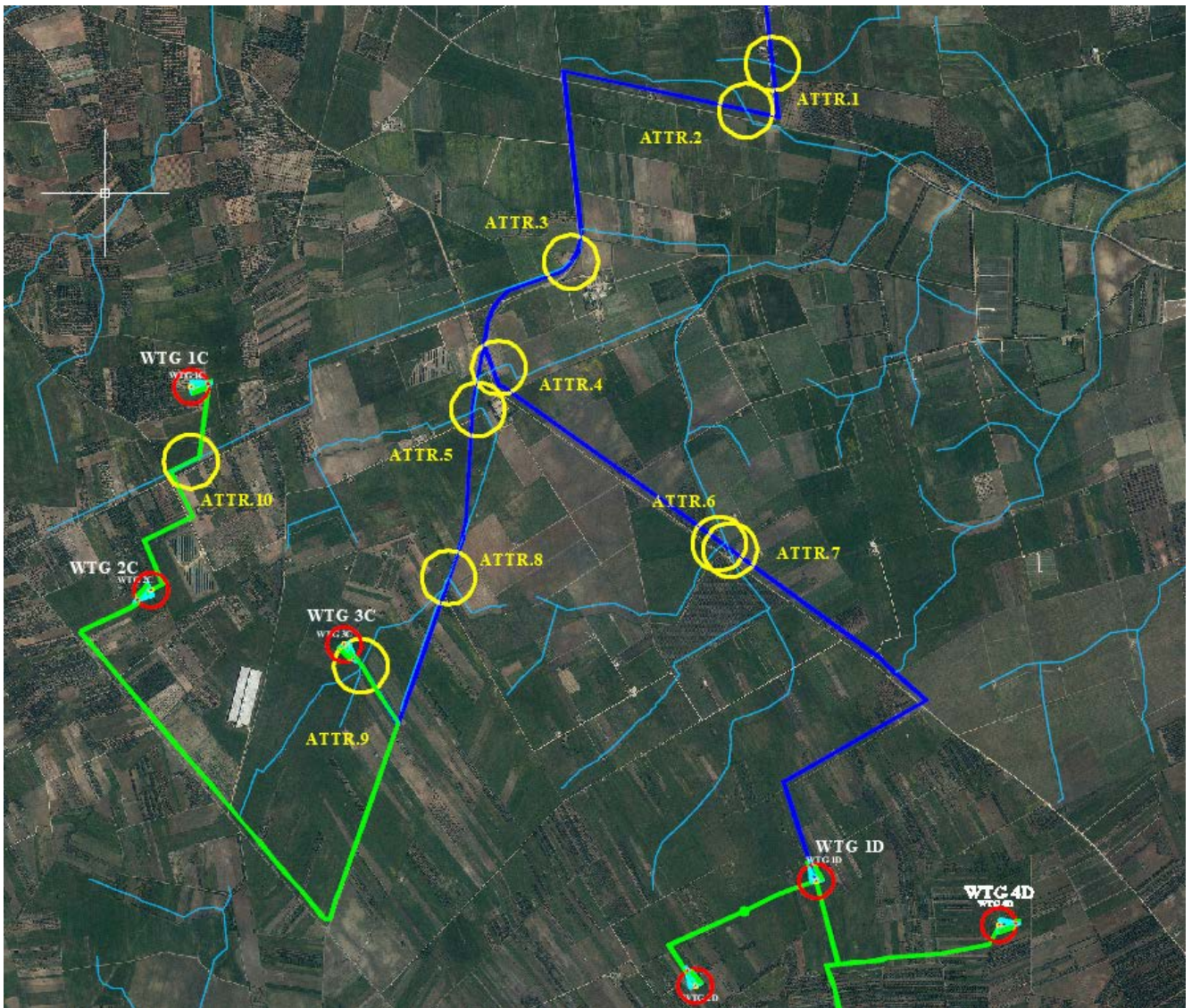


Figura 5 -Inquadramento dei bacini idrografici su Ortofoto



**Figura 6 -Inquadramento delle intersezioni tra cavidotto e reticolo idrografico su Ortofoto**

Dalla sovrapposizione del layout di impianto con il reticolo idrografico, emerge che gli elementi che interferiscono con il suddetto reticolo sono i cavidotti e l'aerogeneratore WTG 3C, **in quanto risulta posizionato a meno di 150 m dalle aste.**

Quindi, le 10 interferenze del cavidotto con il reticolo idrografico, che hanno determinato l'individuazione dei n.8 bacini, sono di seguito elencate:

N°	NOME	PLANIMETRIA	FOTO	TIPOLOGIA ATTRAVERSAMENTO	
1	Attraversamento corso d'acqua principale con strada in pietrame			SCAVO + TOMBINO TIPO ARMCO	
2	Attraversamento corso d'acqua principale con strada asfaltata			TOC + TOMBINO IN CEMENTO ARMATO	
3	Attraversamento corso d'acqua principale con ponticello			STAFFAGGIO SU PONTE	
4	Attraversamento corso d'acqua principale con ponticello			STAFFAGGIO SU PONTE	
5	Attraversamento corso d'acqua principale con tombino esistente			STAFFAGGIO SU TOMBINO ESISTENTE	





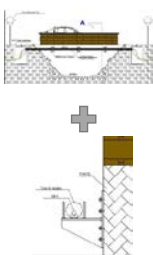


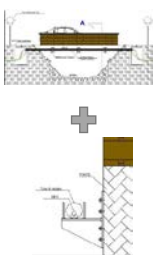


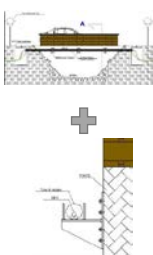
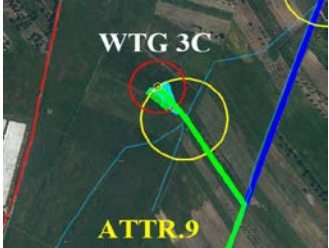
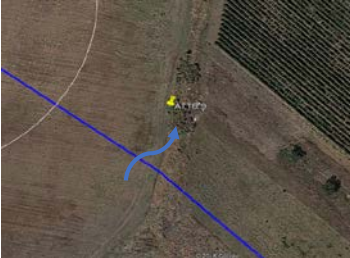



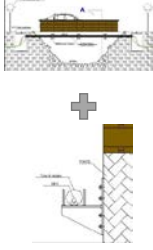
6	Attraversamento corso d'acqua principale con ponticello			STAFFAGGIO SU PONTE	
7	Attraversamento corso d'acqua principale con tombino esistente			STAFFAGGIO SU TOMBNO ESISTENTE	
8	Attraversamento corso d'acqua principale con ponticello			STAFFAGGIO SU PONTE	
9	Attraversamento corso d'acqua principale con strada in pietrame			SCAVO + TOMBINO TIPO ARMCO	
10	Attraversamento corso d'acqua principale con tombino esistente			STAFFAGGIO SU TOMBNO ESISTENTE	

Figura 7 –Tabella riassuntiva delle intersezioni tra cavidotto e reticolo idrografico



## **2.1. Intersezioni cavidotto-reticoli idrografici**

Il presente paragrafo è redatto al fine di fornire una descrizione della tecnica di posa del cavidotto, necessario alla realizzazione della connessione elettrica dell'impianto, nei tratti interferenti con il reticolo idrografico presente sul territorio.

Sulla base delle informazioni rilevate su ortofoto, è stato possibile classificare le caratteristiche degli attraversamenti, su strade asfaltate o in pietrame o su terreno agricolo, presenti lungo l'alveo dei corsi d'acqua, principali e secondari, interferenti con il cavidotto. Sono stati individuati n.10 attraversamenti, che si suddivideranno in tre macro tipologie di intervento:

1. Trivellazione Orizzontale Controllata (TOC) e tombino in cemento armato
2. Scavo e tombino del tipo Armco
3. Staffaggio sull'impalcato di un ponte stradale (lato valle rispetto al deflusso del corso d'acqua).

Tali scelte progettuali garantiscono 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.

Nella tabella seguente, i vari attraversamenti del cavidotto, con corsi d'acqua principali e secondari, sono numerati e raggruppati in funzione della metodologia di attraversamento scelta (Staffaggio su ponte in giallo, TOC in arancio, scavo e tombino Armco in magenta):

Per i tratti di cavidotto su strada esistente asfaltata, per i quali non esiste attualmente alcun manufatto di attraversamento, il passaggio sarà effettuato attraverso la tecnica della trivellazione orizzontale controllata (TOC o Directional Drilling).

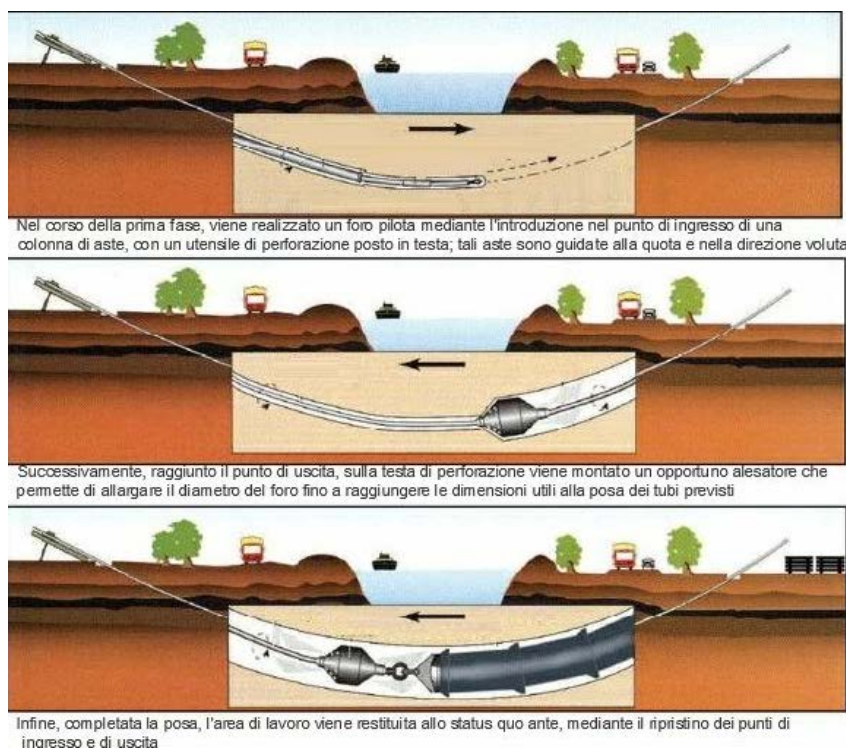
La tecnica TOC verrà effettuata secondo i seguenti step:

- 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.

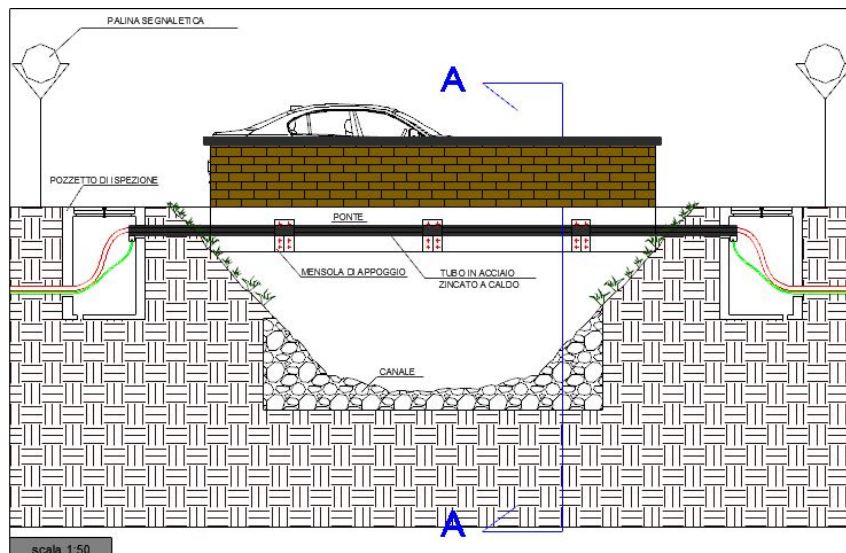
Il cavidotto verrà posato ad una profondità pari ad almeno 1,5 m rispetto alla quota del fondo dell'alveo. L'intervento verrà eseguito rigorosamente in sicurezza idraulica al fine di avere il cavidotto in posizione di tutta sicurezza rispetto alle possibili ondate di piena.

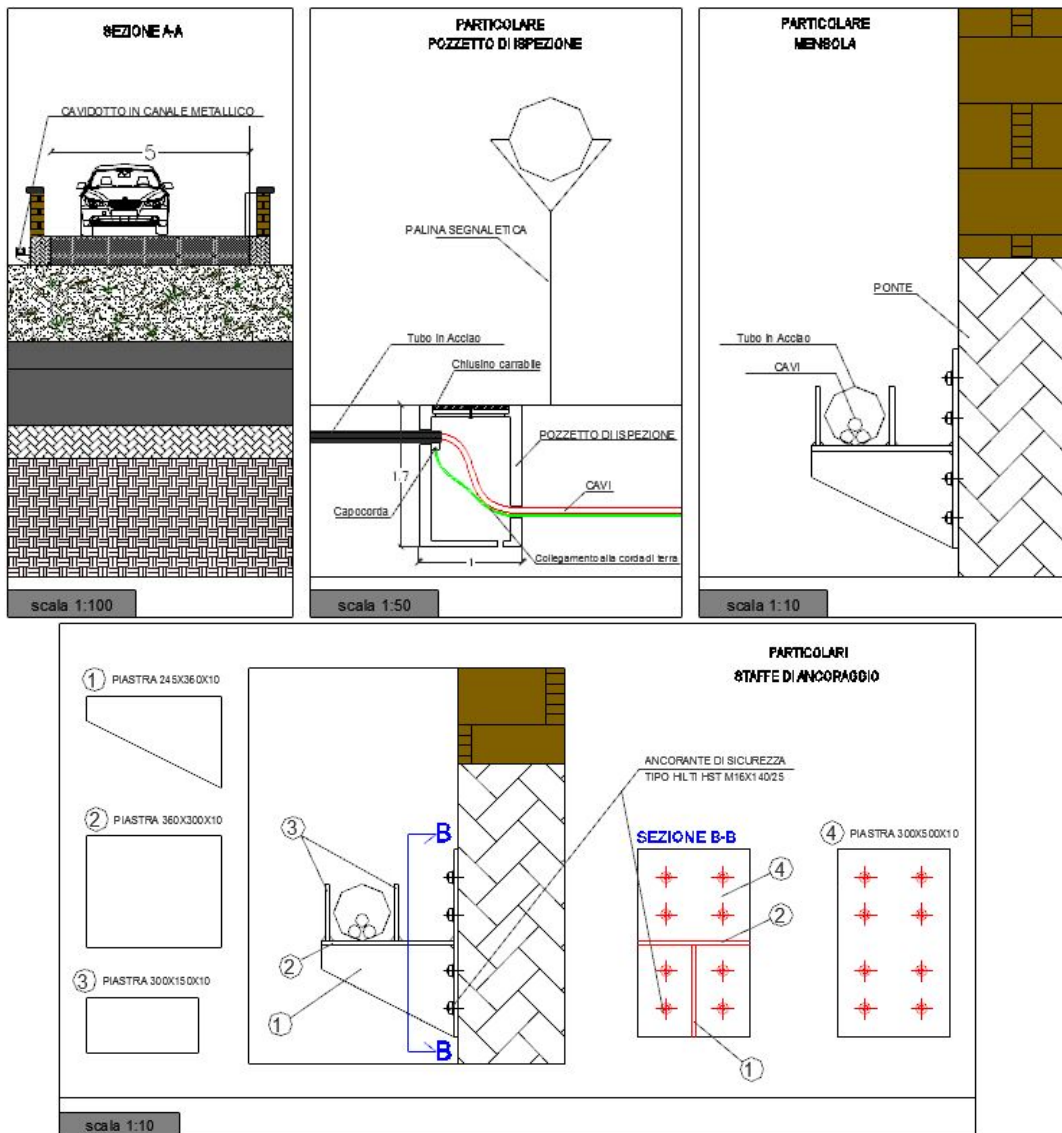


**Figura 8- Fasi di lavorazione tecnica TOC**



La posa in opera del cavidotto mediante staffaggio riguarda, invece, soltanto i tratti di cavidotto scelti in modo da attraversare i corsi d'acqua su ponticelli e cunicoli già esistenti. Lo staffaggio non richiede cambiamenti di sezione sia dell'alveo naturale che dell'attraversamento, per cui questo intervento implica un impatto nullo sull'ambiente idrico, in quanto non verrà alterato il deflusso delle acque. Il cavidotto viene, appunto, staffato, in tubo camicia, all'impalcato del ponte sul lato di valle, in maniera da non subire alcuna influenza anche durante la eventuale piena duecentennale e senza alterare minimamente le caratteristiche fisiche e strutturali del ponticello, oltre che le condizioni di deflusso in alveo.



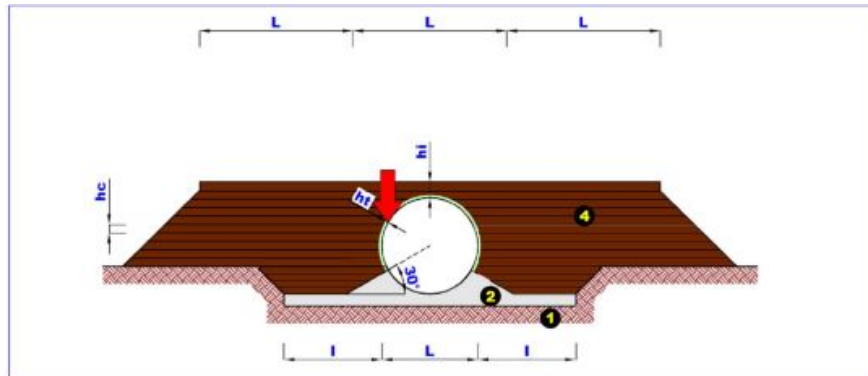


**Figura 9 - Rappresentazione grafica dello staffaggio su ponte**

Inoltre per ciò che concerne le intersezioni del reticolo idrografico con la viabilità da realizzare o da adeguare, qualora non fossero già previste opere idrauliche, verranno posizionati appositi tombini in cemento armato DN1000 per gli attraversamenti con tecnologia TOC e del tipo Armco, in lamiera ondulata, circolare DN 1000 per gli attraversamenti su strada di campagna e/o da realizzarsi effettuati con scavo (cfr. figure seguenti):







- 1** sterro generale (livello da determinare in funzione della portanza dei terreni in loco, a cura del cliente)
- 2** fondazione artificiale e letto di posa
- 4** rilevato laterale di tenuta
- l**  $\geq 1.00$  m. su un buon terreno - L negli altri casi
- L** luce condotta
- h** 20 cm. sabbia  $\varnothing$  max. 5 mm.
- hc** 20 ÷ 30 cm. max. altezza dello strato
- hi** altezza di rilevato minima, atta a permettere la circolazione dei mezzi di cantiere



**Figura 10 - Rappresentazione grafica del tombino con tubazione circolare Armco**

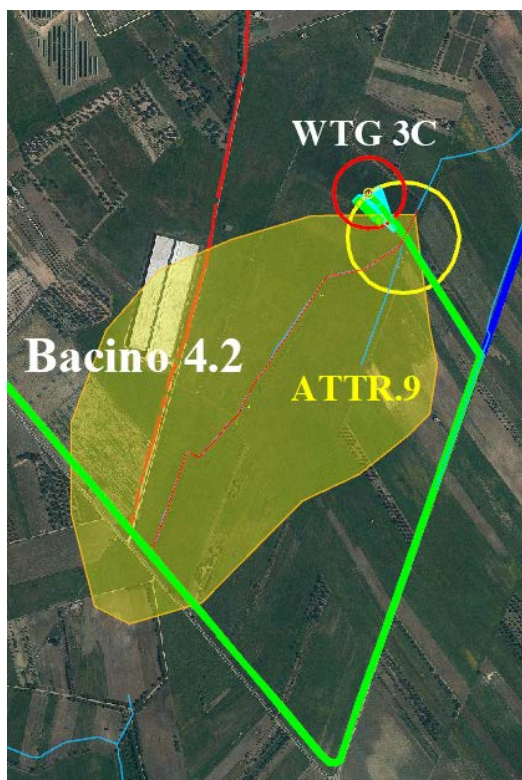


**Figura 11 - Rappresentazione grafica del tombino circolare in cemento armato**

**L'unico aerogeneratore del parco eolico in progetto rientrante nelle aree golenali, poiché sito a poco meno di 150 metri dal reticolo idrografico, risulta essere il WTG03C.** Tutti gli altri aerogeneratori e le relative opere annesse risultano invece ad una distanza maggiore di 150 m dal reticolo idrografico.

### 3. Descrizione del bacino idrografico

Dall'analisi delle interferenze effettuata al capitolo precedente, emerge che l'unica interferenza, determinata dalla mutazione dello stato dei luoghi per la realizzazione di una nuova viabilità, è rappresentata dall'intersezione 9. L'asta imputata raccoglie le acque afferenti al bacino 4 avente le seguenti caratteristiche geomorfologiche indicate nella tabella seguente:



Bacino 4.2		
<i>Lungh. dell'asta princ.</i>	<i>[Km]</i>	1.098
<i>H massima del bacino</i>	<i>[m]</i>	76.50
<i>H media del bacino</i>	<i>[m]</i>	74.25
<i>H sezione chiusura</i>	<i>[m]</i>	72.00
<i>H monte dell'asta</i>	<i>[m]</i>	76.00
<i>Superficie del Bacino</i>	<i>[Kmq]</i>	0.58



#### 4. Inquadramento geologico e geomorfologico del bacino di studio

L'area interessata dai bacini di interesse, compreso quello scelto per la successiva modellazione idraulica, ricade nel foglio 203 della Carta Geologica d'Italia (Brindisi), scala 1:100.000.

Dal punto di vista geologico, in relazione a quanto riportato dalla Carta Geologica d'Italia, il territorio in cui si estende il bacino idrografico oggetto del presente studio, è interessato dalle seguenti formazioni geologiche:

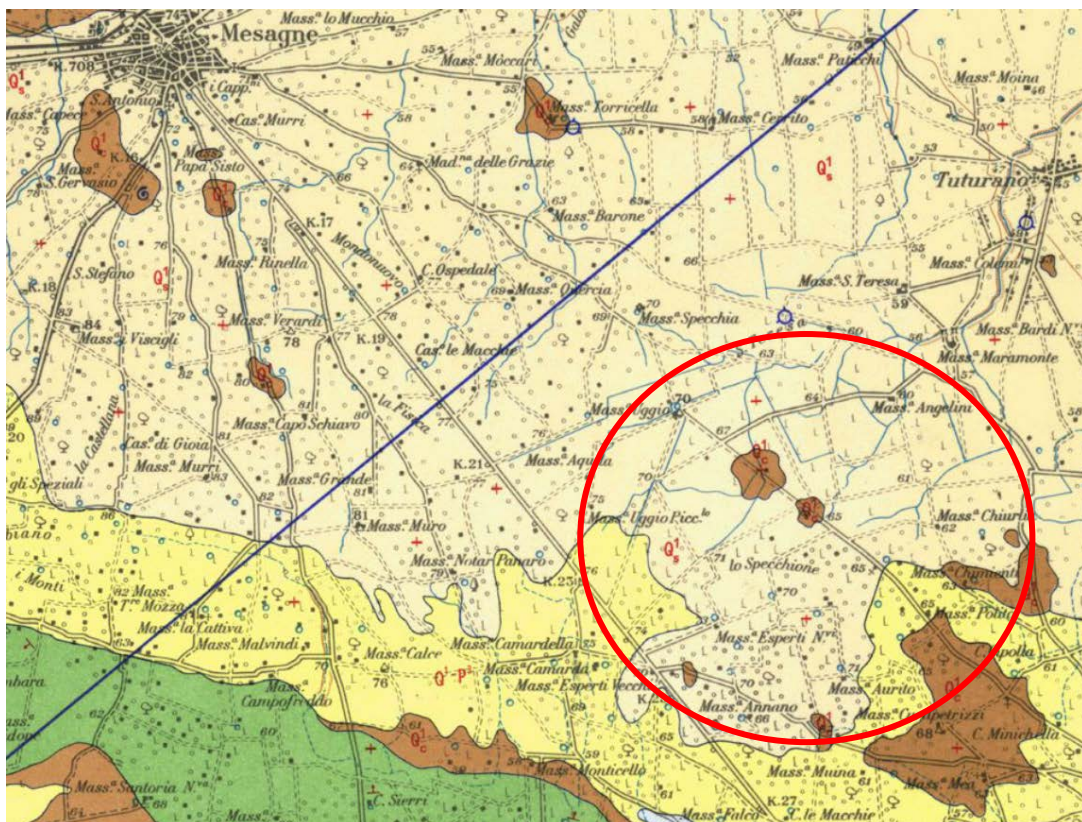
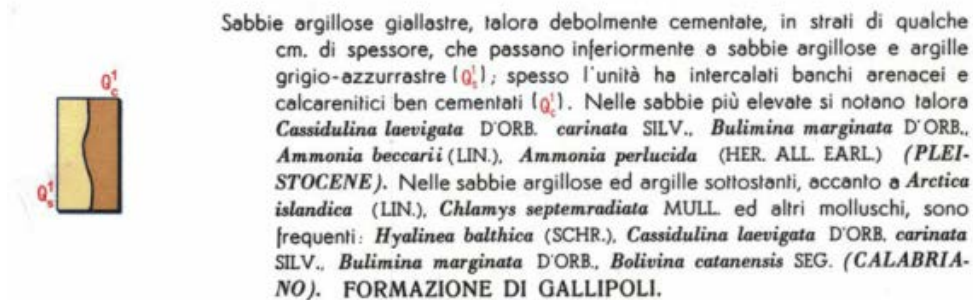


Figure 12: Stralcio della carta geologica d'Italia (F.203, scala 1:100.000).

#### 4.1. Uso del suolo

Dall'analisi dell'uso del suolo del territorio di area vasta di interesse si evince che risulta principalmente utilizzato per seminativi in aree non irrigue (80%) e vigneti (11%). La restante parte del bacino è ad uso frutteto (0.6%), uliveto (0.77%), insediamenti industriali (5%) e reti stradali e parti accessorie (1%).

Come si può evincere dalla carta dell'uso del suolo di seguito riportata (figura seguente), si evidenzia la presenza di:

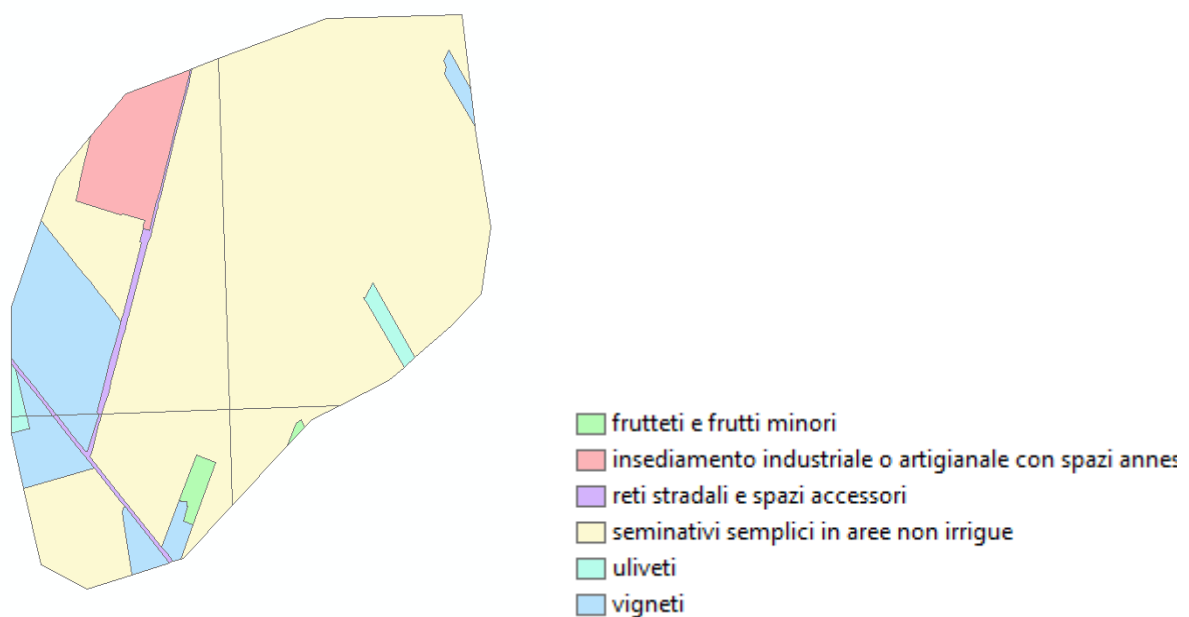


Figure 13 – Carta Uso del suolo

## 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  $K_{TR}$ , detta fattore probabilistico di crescita, funzione del periodo di ritorno  $TR$  e indipendente dalla durata.

Tale fattore è, in generale, funzione del tempo di ritorno  $TR$  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  $TR$  ed il fattore di crescita  $K_{TR}$ , 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  $K_{TR}$  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  $TR$  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>	$\mu(h,t) = at^n$

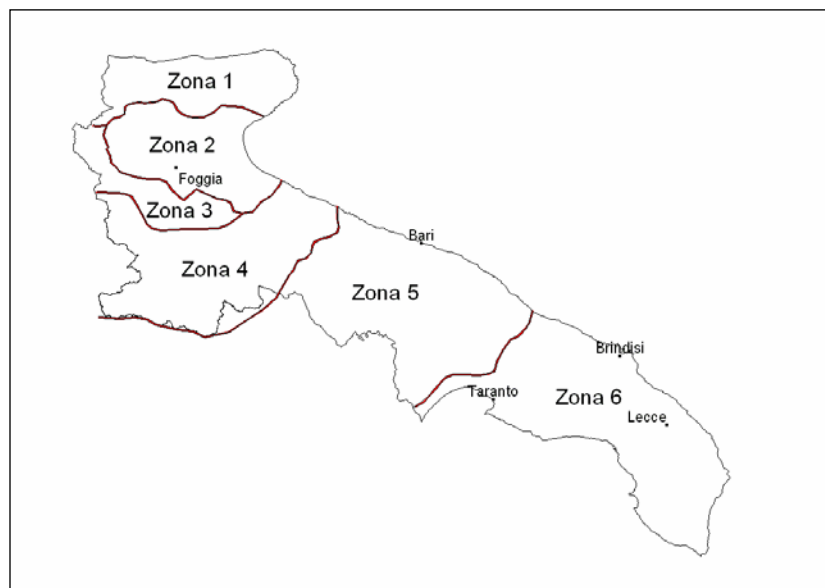
**Tabella 2- Correlazione tra  $\mu(X_g)$  e la durata di precipitazione.**



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.



**Figure 14 - 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  $\square(X_d)$  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:

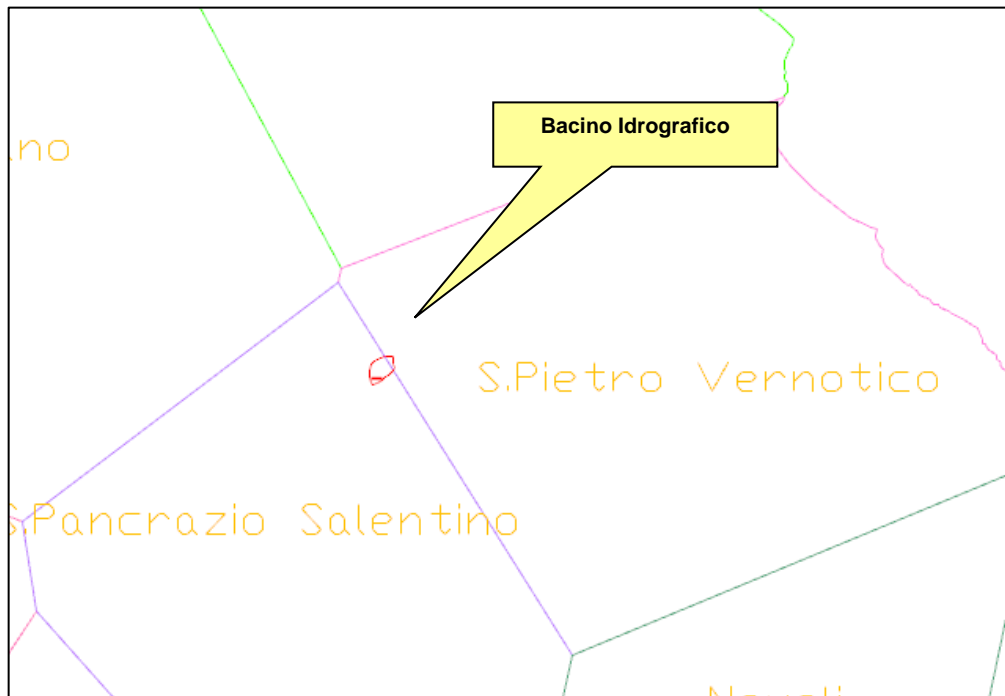
$$h = K_T \cdot \mu(X_d) \quad (4)$$

### 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 quasi interamente il bacino idrografico di interesse e di cui si riporta l'annale idrologico. In questo caso visto che una piccola parte ricade anche nell'area della stazione di San Pietro Vernotico, sono stati analizzati anche questi dati, ma a vantaggio di sicurezza sono stati utilizzati i dati della stazione di San Pancrazio Salentino che risultano leggermente più alti.



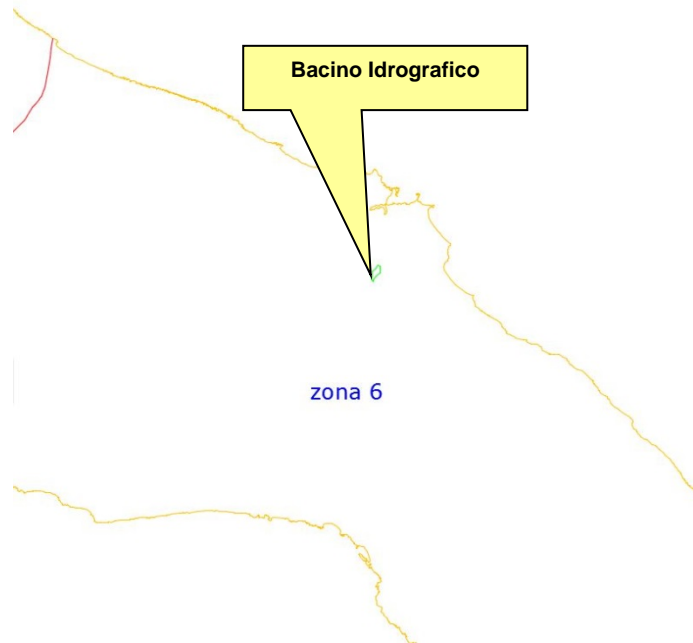


**Figure 15 – Inquadramento del bacino idrografico nel poligono di Thiessen di Brindisi.**

Stazione di:	SAN PANCRAZIO SALENTINO				
	durate [ore]				
anni	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



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 5.



**Figure 16 – Zona VAPI di interesse del bacino idrografico.**

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

$$x(t,z) = 33.7 t^{0.0022z+4.1223+\ln 0.89-\ln 33.7} / \ln 24 \quad (5)$$

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):

<b>Tr = 30 – Stazione di San Pancrazio Salentino</b>					
<b>Distribuzioni probabilistiche</b>	<b>DURATE</b>				
	<b>1 h</b>	<b>3 h</b>	<b>6 h</b>	<b>12 h</b>	<b>24 h</b>
<b>GUMBEL</b>	67,389	97,647	112,178	128,091	139,602
<b>VAPI</b>	64,602	80,915	93,267	107,505	123,915

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

<b>Tr = 200 – Stazione di San Pancrazio Salentino</b>					
<b>Distribuzioni probabilistiche</b>	<b>DURATE</b>				
	<b>1 h</b>	<b>3 h</b>	<b>6 h</b>	<b>12 h</b>	<b>24 h</b>
<b>GUMBEL</b>	88,489	130,675	148,840	168,556	180,658
<b>VAPI</b>	97,629	122,284	140,951	162,467	187,268

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

<b>Tr = 500 – Stazione di San Pancrazio Salentino</b>					
<b>Distribuzioni probabilistiche</b>	<b>DURATE</b>				
	<b>1 h</b>	<b>3 h</b>	<b>6 h</b>	<b>12 h</b>	<b>24 h</b>
<b>GUMBEL</b>	98,621	146,534	166,443	187,986	200,370
<b>VAPI</b>	113,581	142,264	163,981	189,013	217,866

**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 maggiori di quelle derivate dall'utilizzo della metodologia GUMBEL, soprattutto per alti tempi di ritorno.

**Pertanto, nel presente studio è utilizzata la curva di possibilità climatica determinata dall'applicazione del metodo VAPI 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.



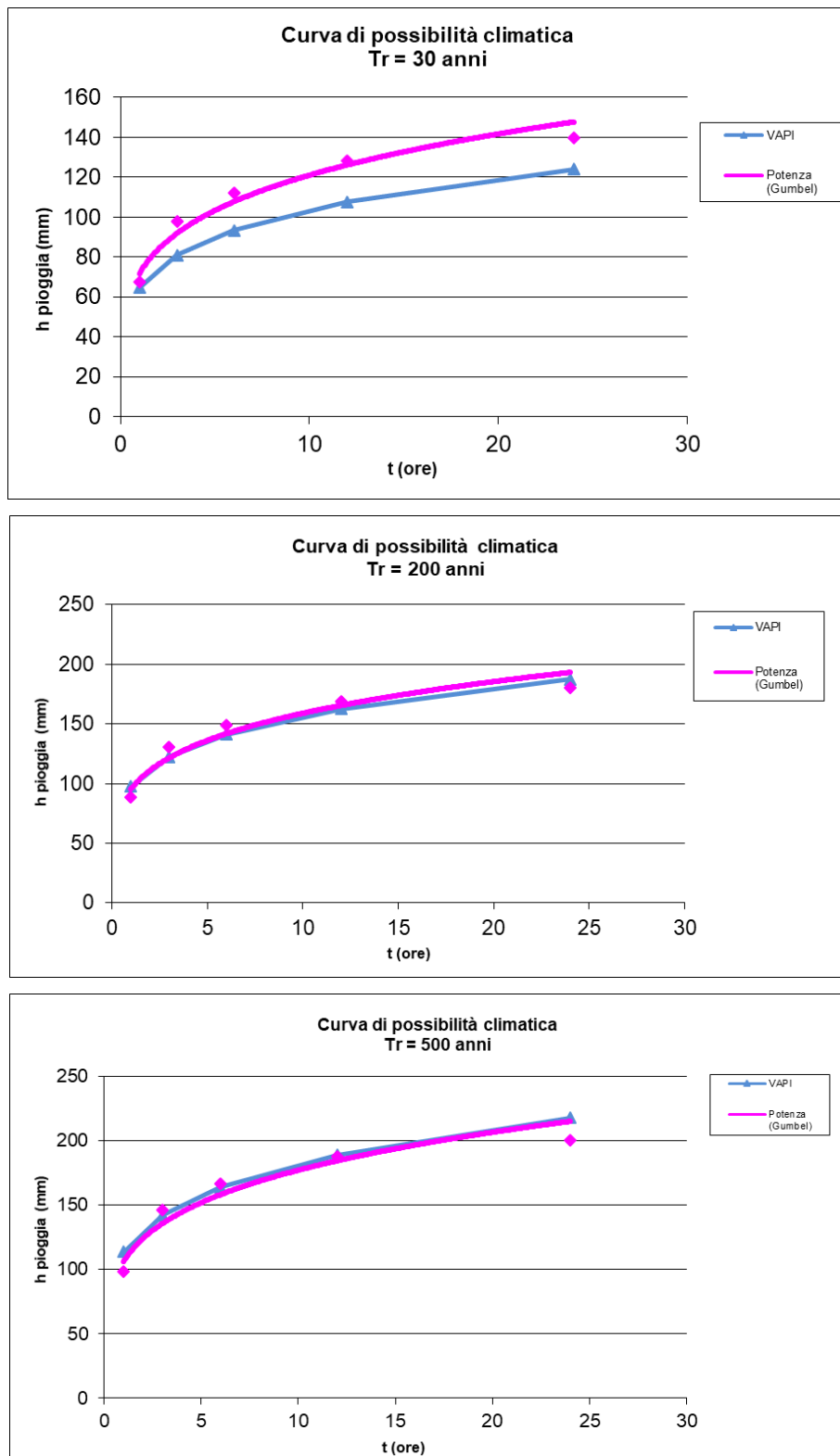


Figure 17 –Curve di possibilità climatica ai diversi tempi di ritorno





## 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 e 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  $t_c$  è espresso in ore,  $A$  in  $\text{km}^2$  mentre  $L$ , la lunghezza dell'asta principale del corso d'acqua a partire dallo spartiacque, è espressa in km e  $H_m$ , 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  $t_c$  è espresso in ore e  $L$  in km. Il parametro  $i_a$  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</b>	0.947	3.912	1.001	0.619

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, escludendo unicamente Giandotti poiché non adatta a bacini idrografici di modesta estensione, come quello in oggetto.

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

	<b>Tc (h)</b>
<b>BACINO</b>	0.856

**Tabella 7 – Tempo di corrivazione.**

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 0,500**.

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

$T_r$	$a$	$n$	$t_c$ [h]	$h$ [mm]	$i_c$ [mm]	$Q$ [mc/s]
30 anni	71,598	0,228	0,856	69,099	80,760	6,508
200 anni	95,150	0,223	0,856	91,902	107,411	8,656
500 anni	106,460	0,221	0,856	102,852	120,208	9,687

**Tabella 8 – Valori delle portate di piena con il metodo razionale del Bacino di interesse.**



## 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  $I_a$  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  $I_a$  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

**Tabella 9 – Valori del CN in funzione delle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale.**



<b>Classe AMC</b>	<b>Precipitazioni nei dieci giorni precedenti (mm)</b>
<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

**Tabella 10 – 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>
BACINO	79,35	89.93

**Tabella 11 – Calcolo del Curve Number per il bacino di interesse**

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 pluvigramma 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 corrivazione).

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:

$$t_b = 2.67t_a$$

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<sup>2</sup>, 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]	$Q_p$ [mc/s]
30 anni	62,570	37,927	1,196	37,927	1,624	2,819
200 anni	94,558	67,332	1,196	67,332	1,624	5,004
500 anni	110,009	81,981	1,196	81,981	1,624	6,093

**Tabella 12 – Valori delle portate di piena con il metodo del CN del Bacino di interesse.**



## 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 il bacino idrografico di interesse siano risultate, al variare del tempo di ritorno, quasi sempre minori di quelle derivate dall'utilizzo del metodo Razionale.

Si è scelto, pertanto, di utilizzare i valori derivanti dal presente studio idraulico con metodo del Razionale per la portata duecentennale, indicata nella tabella seguente unitamente alle portate con  $Tr = 30$  e 500 anni:

Q (m <sup>3</sup> /sec)	Media Pericolosità idraulica	Media Pericolosità idraulica	Media Pericolosità idraulica
	Tr= 30 anni	Tr= 200 anni	Tr= 500 anni
<b>METODO CN</b>	2.819	5.004	6.093
<b>METODO RAZIONALE</b>	6.508	8.656	9.687

**Tabella 13 – Portate finali di calcolo**



## 7. MODELLAZIONE IDRAULICA

Il tracciamento dei profili di corrente è stato condotto utilizzando il codice di calcolo HEC-RAS versione 3.1.3, 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 da un alveo, formato da **n.7 sezioni** (numerate progressivamente da monte verso valle).

Tutte le sezioni sono poste a distanza variabile a seconda del diverso assetto morfologico dell'alveo. 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):

HEC-RAS Plan: Plan 02 River: Affluente Reach: Affluente

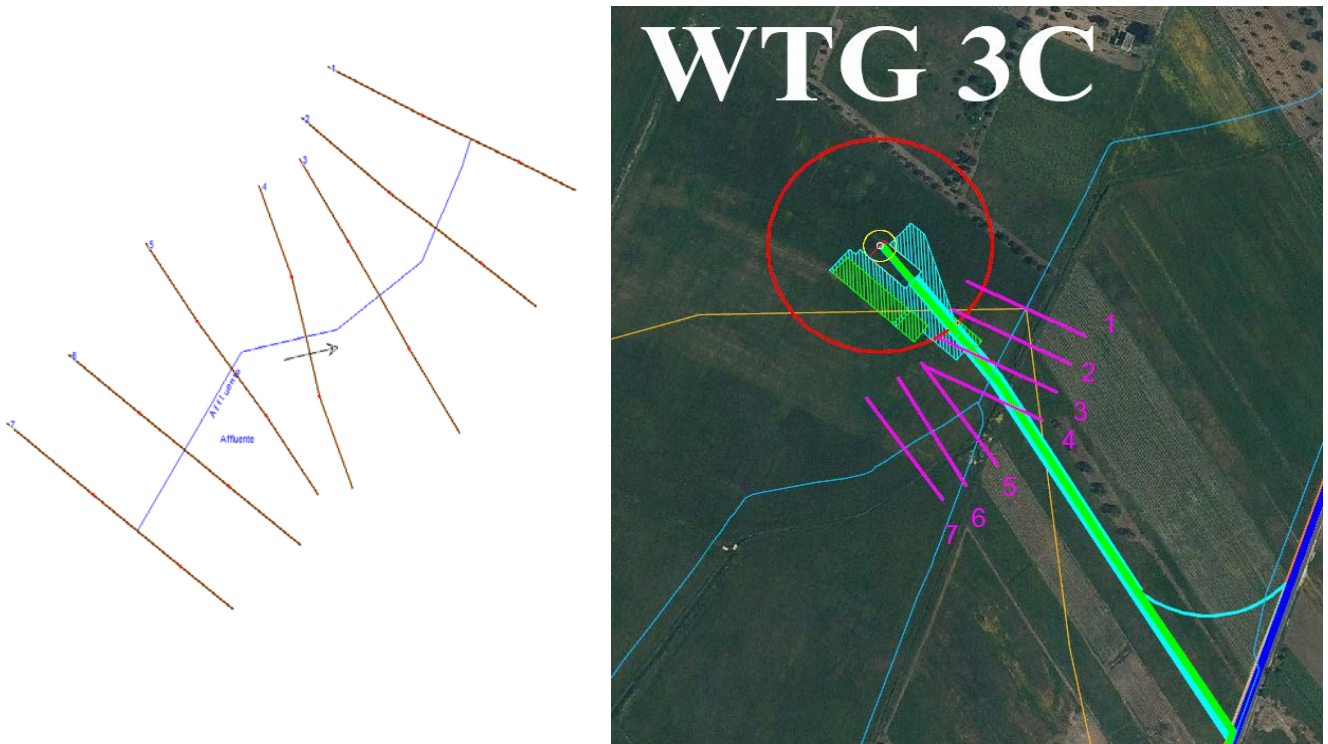
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Affluente	7	Tr=30anni	6.51	72.12	72.88	72.70	72.91	0.005134	0.81	8.02	26.22	0.47
Affluente	7	Tr=200anni	8.66	72.12	72.95	72.77	72.99	0.005566	0.85	10.19	33.13	0.49
Affluente	7	Tr=500anni	9.69	72.12	72.98	72.80	73.02	0.005674	0.86	11.25	36.33	0.49
Affluente	6	Tr=30anni	6.51	71.97	72.73		72.76	0.004736	0.78	8.31	27.04	0.45
Affluente	6	Tr=200anni	8.66	71.97	72.80		72.83	0.004727	0.85	10.33	33.57	0.46
Affluente	6	Tr=500anni	9.69	71.97	72.82		72.86	0.004724	0.87	11.31	36.58	0.46
Affluente	5	Tr=30anni	6.51	71.82	72.58		72.61	0.004997	0.81	8.08	26.18	0.46
Affluente	5	Tr=200anni	8.66	71.82	72.65		72.69	0.005015	0.87	10.01	32.54	0.47
Affluente	5	Tr=500anni	9.69	71.82	72.68		72.72	0.005020	0.90	10.96	35.43	0.48
Affluente	4	Tr=30anni	6.51	71.67	72.43		72.46	0.005256	0.82	7.92	25.88	0.47
Affluente	4	Tr=200anni	8.66	71.67	72.49		72.53	0.005308	0.89	9.79	31.81	0.49
Affluente	4	Tr=500anni	9.69	71.67	72.52		72.56	0.005328	0.92	10.69	34.64	0.49
Affluente	3	Tr=30anni	6.51	71.52	72.24		72.28	0.006718	0.89	7.27	25.14	0.53
Affluente	3	Tr=200anni	8.66	71.52	72.31		72.36	0.006395	0.94	9.18	29.65	0.53
Affluente	3	Tr=500anni	9.69	71.52	72.34		72.39	0.006178	0.96	10.14	32.96	0.52
Affluente	2	Tr=30anni	6.51	71.32	72.05		72.09	0.006170	0.86	7.53	25.71	0.51
Affluente	2	Tr=200anni	8.66	71.32	72.13		72.17	0.005904	0.88	9.89	32.12	0.50
Affluente	2	Tr=500anni	9.69	71.32	72.16		72.20	0.006035	0.89	10.94	35.48	0.51
Affluente	1	Tr=30anni	6.51	71.12	71.88	71.70	71.92	0.005001	0.81	8.05	25.97	0.46
Affluente	1	Tr=200anni	8.66	71.12	71.97	71.77	72.01	0.005001	0.81	10.73	34.71	0.46
Affluente	1	Tr=500anni	9.69	71.12	72.00	71.80	72.04	0.005010	0.82	12.02	97.37	0.47

**Figure 18 – Parametri idraulici del calcolo in moto permanente**

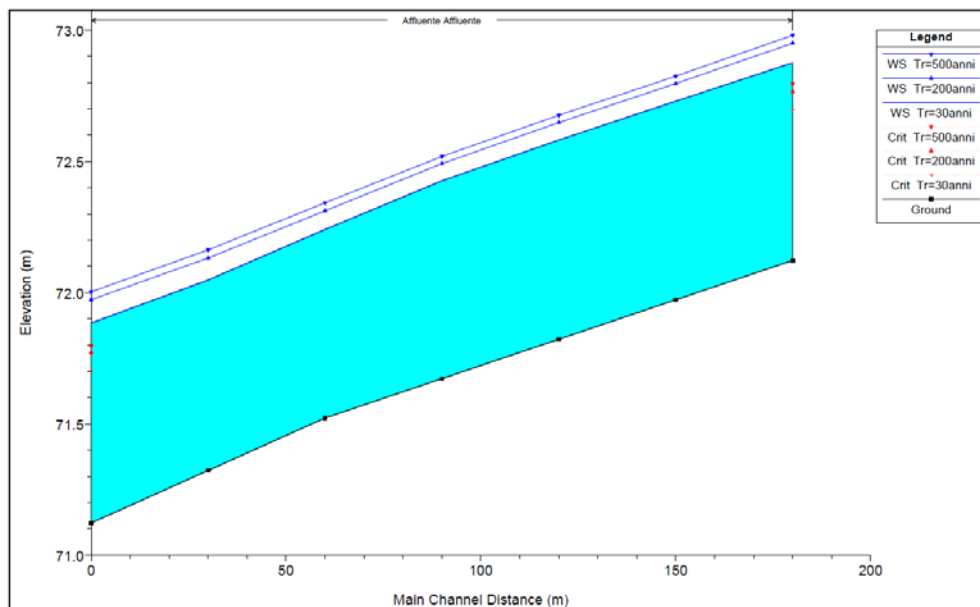
Si specifica che le sezioni sono numerate in modo decrescente da monte verso valle, mentre le distanze progressive in modo crescente da valle verso monte.

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.





**Figure 19 – Planimetria con indicazione delle sezioni su Hec-Ras**



**Figure 20 - Profilo longitudinale di moto permanente**

(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.**

Tale risultato è possibile desumerlo anche dalla consultazione delle sezioni trasversali (allegate alla presente relazione), dalle quali sono evidenti i livelli idrici di piena per ogni sezione.





## 8. CONCLUSIONI

Dall'analisi dei risultati condotti con il presente studio, con il quale sono stati determinati i profili di moto permanente al variare del tempo di ritorno, si è potuto evincere che sia gli aerogeneratori (comprese opere accessorie quali cabina elettrica e piazzola) che le nuove opere stradali risultano esterne alle aree inondabili duecentennali.

Si può, pertanto, asserire che la realizzazione delle torri e delle opere accessorie, non comportano alcuna modifica al perimetro delle aree inondabili, e nessuna variazione del livello di sicurezza delle aree adiacenti.

Relativamente alle 10 intersezioni del tracciato del cavidotto con il reticolo idrografico, **si può asserire che la realizzazione mediante la tecnica della trivellazione orizzontale controllata (T.O.C.), che prevede una posa del cavo ad una profondità di 2 m dal fondo alveo, non comporta alcuna modifica alla morfologia del reticolo idrografico, garantendo allo stesso tempo un ampio margine di sicurezza idraulica, sia nei confronti dei deflussi superficiali che di quelli (eventuali) sotterranei. Allo stesso modo anche la realizzazione mediante staffaggio su ponte non comporta alcuna modifica alla morfologia del reticolo idrografico.**

Nella condizione dello stato di progetto si è potuto desumere che le opere di adeguamento non comportano alcuna modifica della morfologia dell'alveo e nessuna variazione del livello di sicurezza delle aree adiacenti.

**Pertanto, gli interventi di progetto risultano essere compatibili con le finalità e le prescrizioni del PAI.**



## 9. ALLEGATI

ALLEGATO 1 – Individuazione dei Bacini Idrografici su IGM 1:25.000

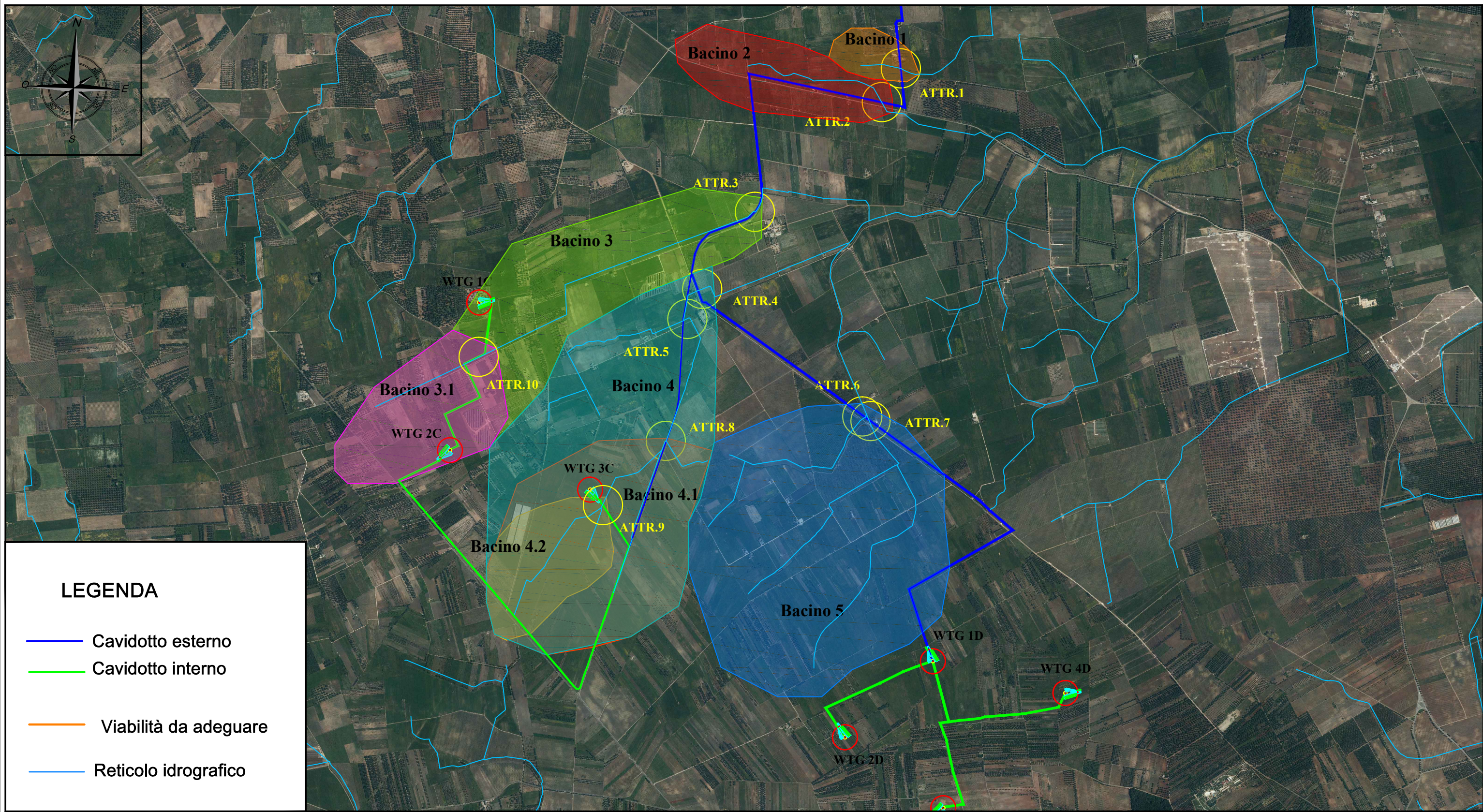
ALLEGATO 2 – Individuazione del Bacino Idrografico 4.2 su IGM 1:25.000

ALLEGATO 3 – Individuazione del Bacino Idrografico 4.2 su Ortofoto

ALLEGATO 4 – Individuazione delle cross section e delle aree inondabili duecentennali



# STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDROLOGICA ED IDRAULICA RELATIVO ALLA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO EOLICO NEI COMUNI DI BRINDISI, MESAGNE E CELLINO SAN MARCO



Committente:

**EN. IT SRL**  
 Verona (VR), Via Francia 21/C, 37135  
 C.F. /IVA 04642500237

Progettista:

**ATECH**  
 SOCIETÀ DI INGEGNERIA &  
 SERVIZI PER L'INGEGNERIA  
Via delle Basatzenze, 48 - 70125 Bari tel. 080-3219948 fax 080-2020986

Titolo Allegato:

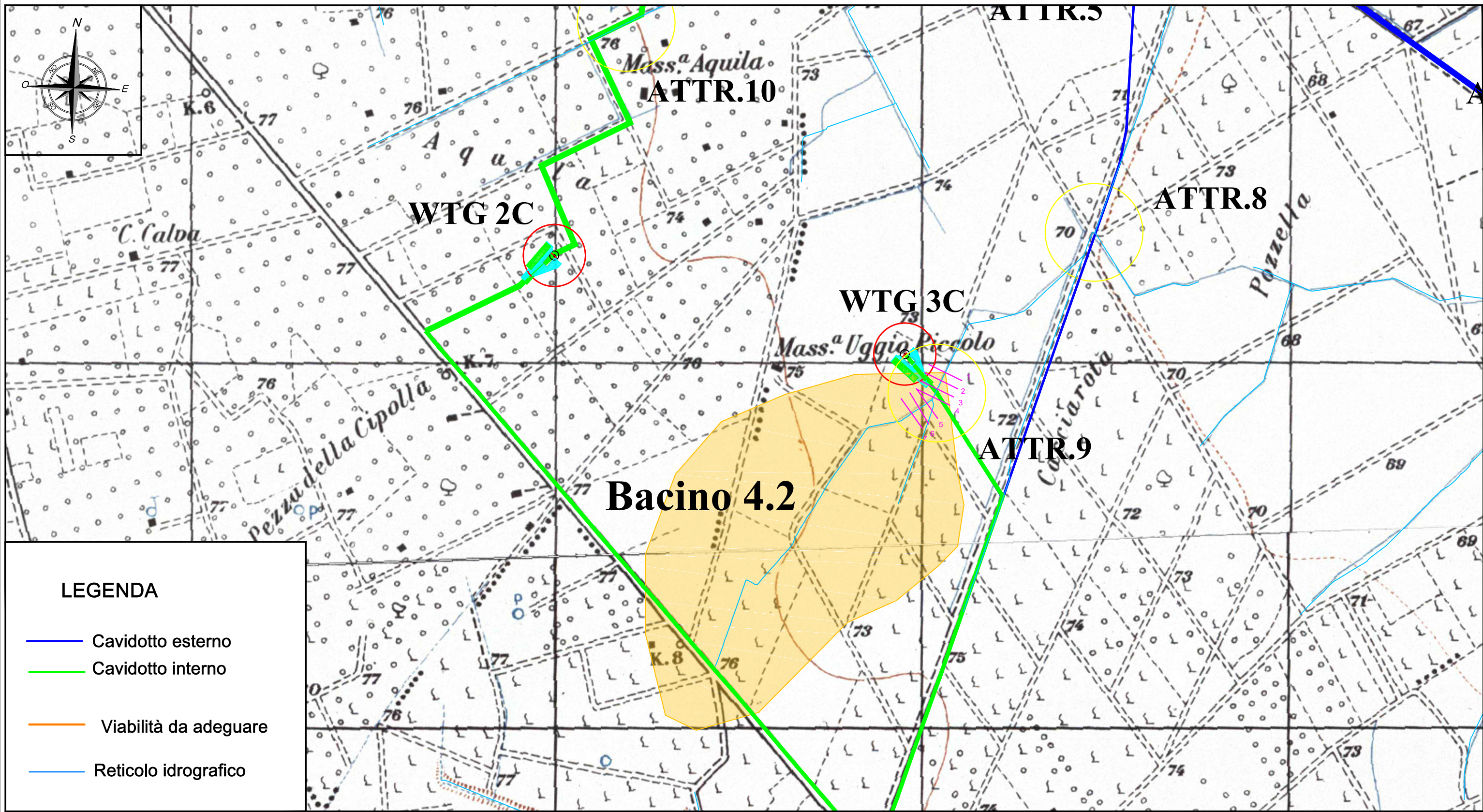
*Inquadramento del Bacini Idrografici*

Data: **DICEMBRE 2019**

Scala: **1:25.000**

Elaborato: **B.1**

# STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDROLOGICA ED IDRAULICA RELATIVO ALLA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO EOLICO NEI COMUNI DI BRINDISI, MESAGNE E CELLINO SAN MARCO



## LEGENDA

- Cavidotto esterno
- Cavidotto interno
- Viabilità da adeguare
- Reticolo idrografico

Committente:

**EN. IT SRL**  
Verona (VR), Via Francia 21/C, 37135  
C.F. /IVA 04642500237

Progettista:



Titolo Allegato:

*Inquadramento del Bacino 4.2 su IGM*

Data:

**DICEMBRE 2019**

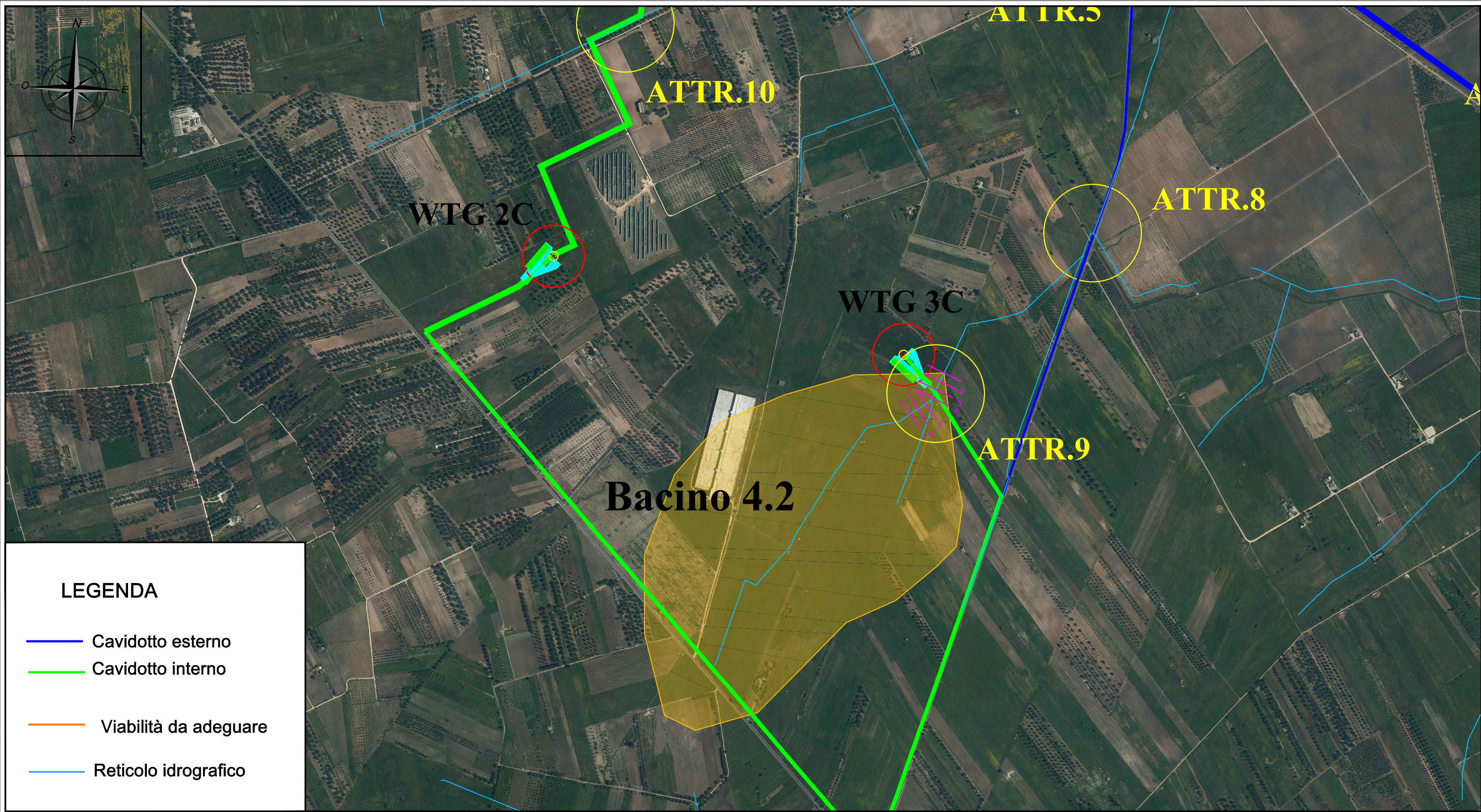
Scala:

**1:10.000**

Elaborato:

**B.2**

# STUDIO DI COMPATIBILITÀ IDROLOGICA ED IDRAULICA RELATIVO ALLA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO EOLICO NEI COMUNI DI BRINDISI, MESAGNE E CELLINO SAN MARCO



Committente:  
**EN. IT SRL**  
Verona (VR), Via Francia 21/C, 37135  
C.F. /IVA 04642500237

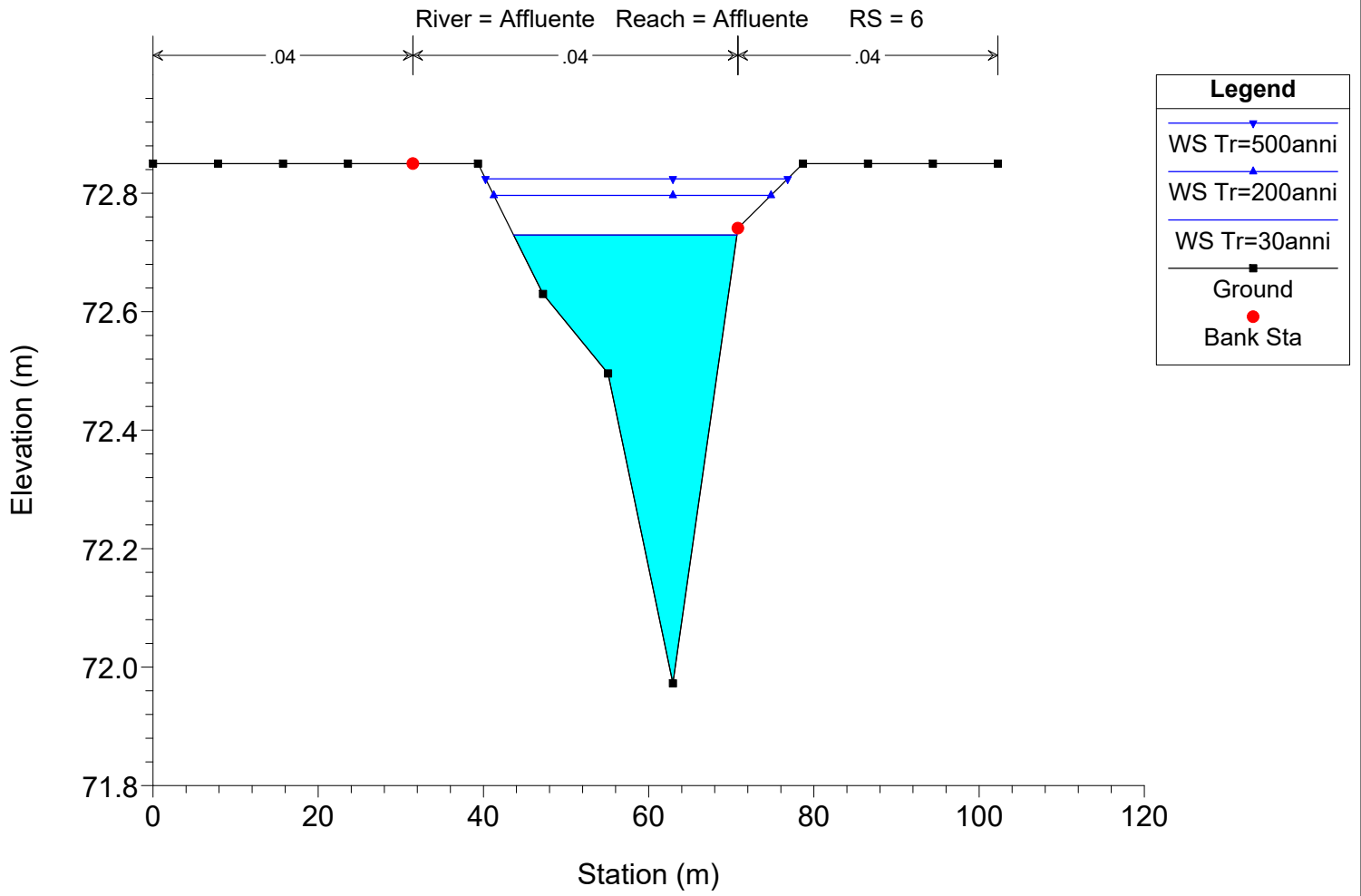
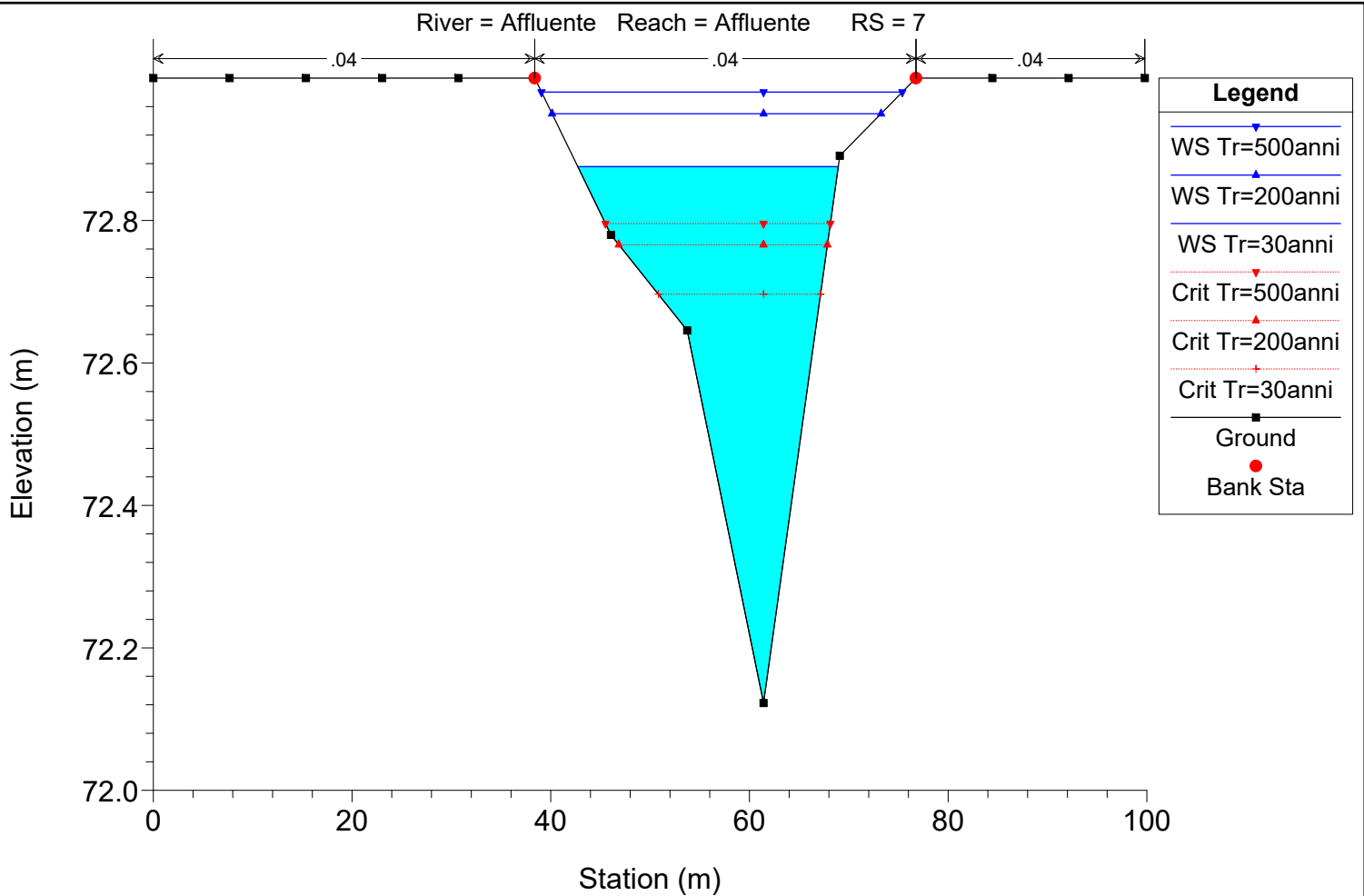
Progettista:  
**ATECH**  
SOCIETÀ DI INGEGNERIA &  
SERVIZI PER L'INGEGNERIA  
Via della Bastanza, 48 - 70125 Bari tel. 080 3219948 fax 080 2020986

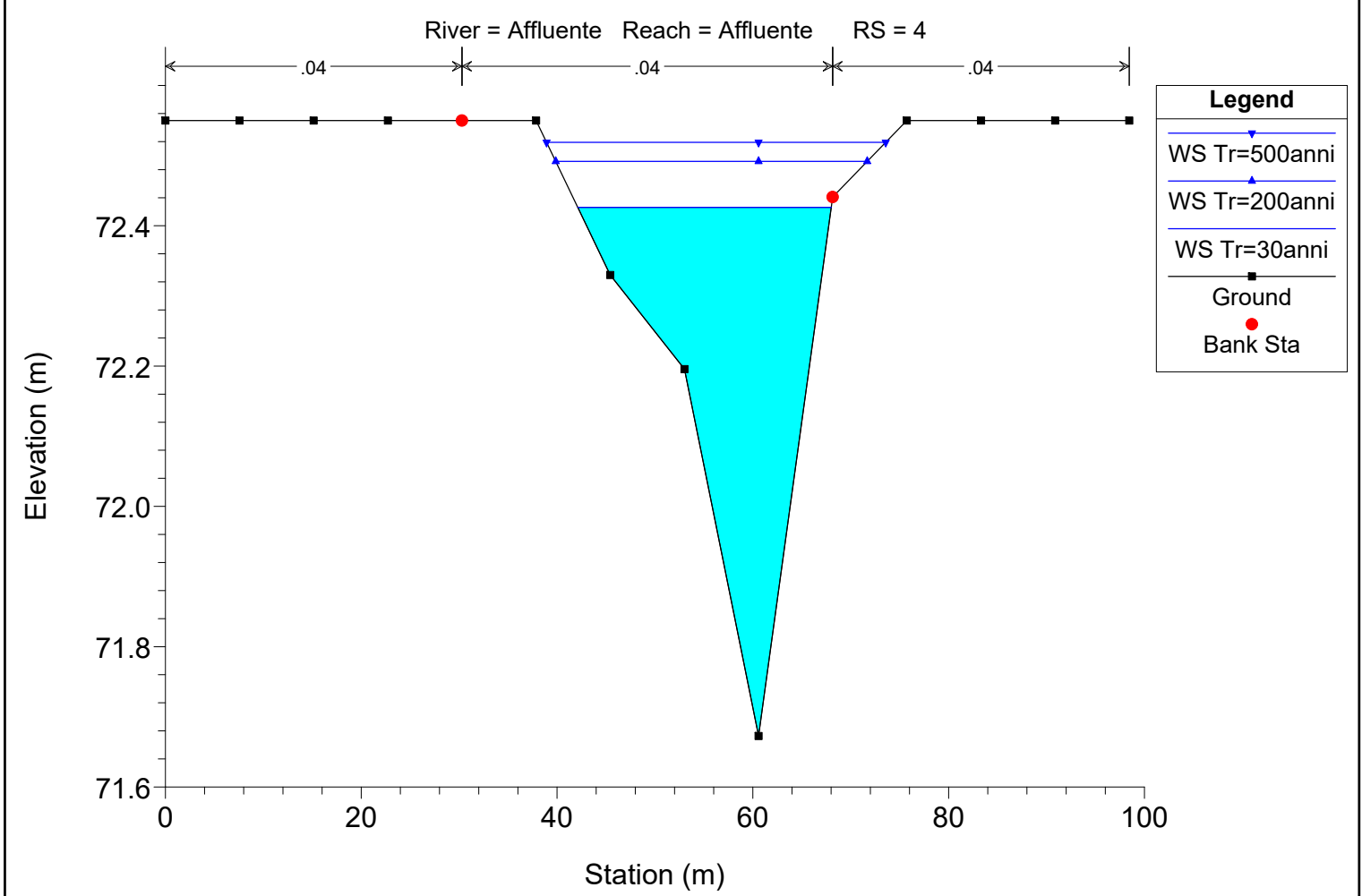
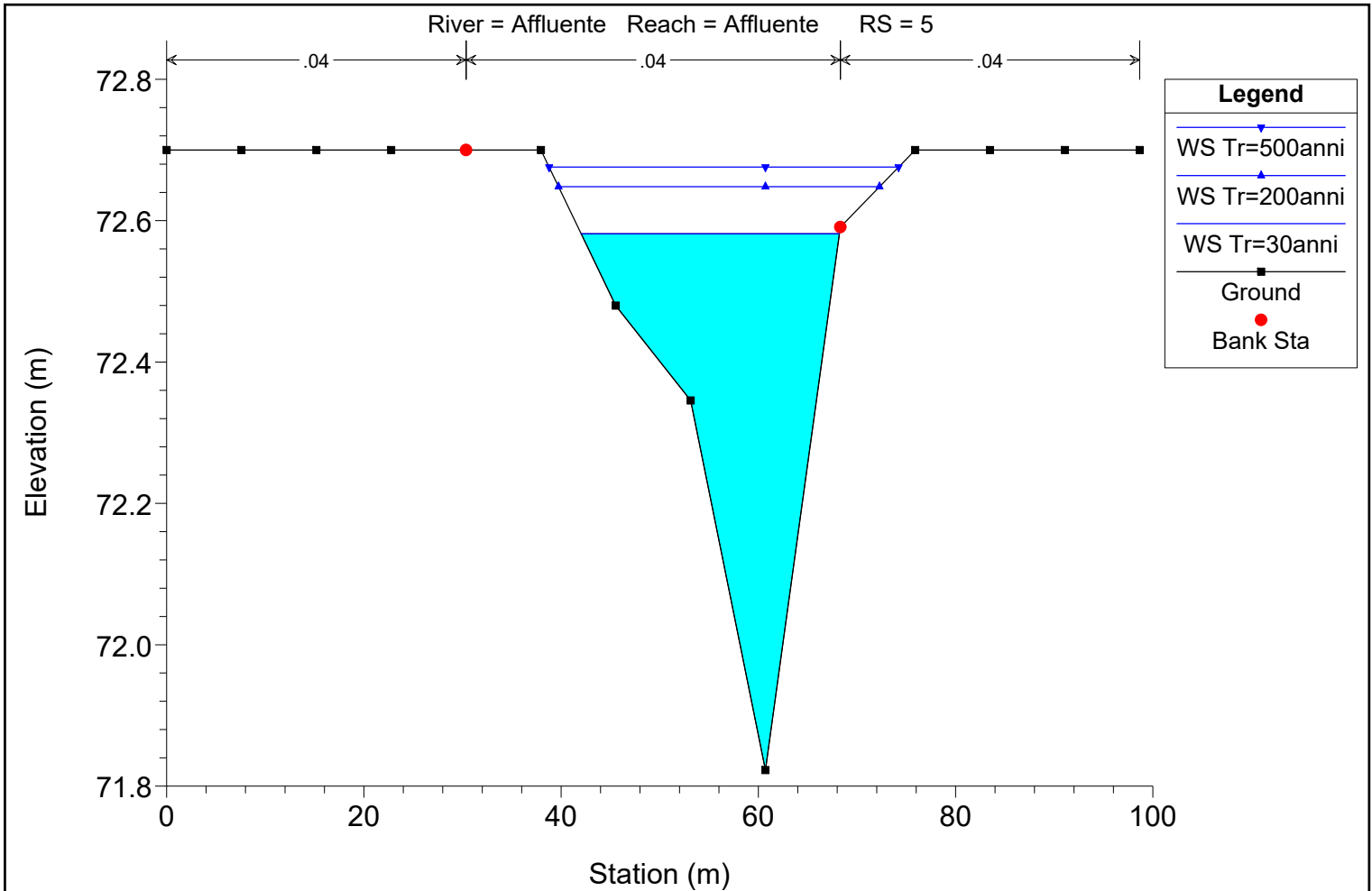
Titolo Allegato:  
*Inquadramento del Bacino 4.2 su ortofoto*

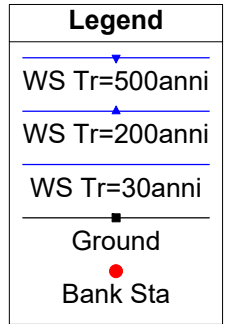
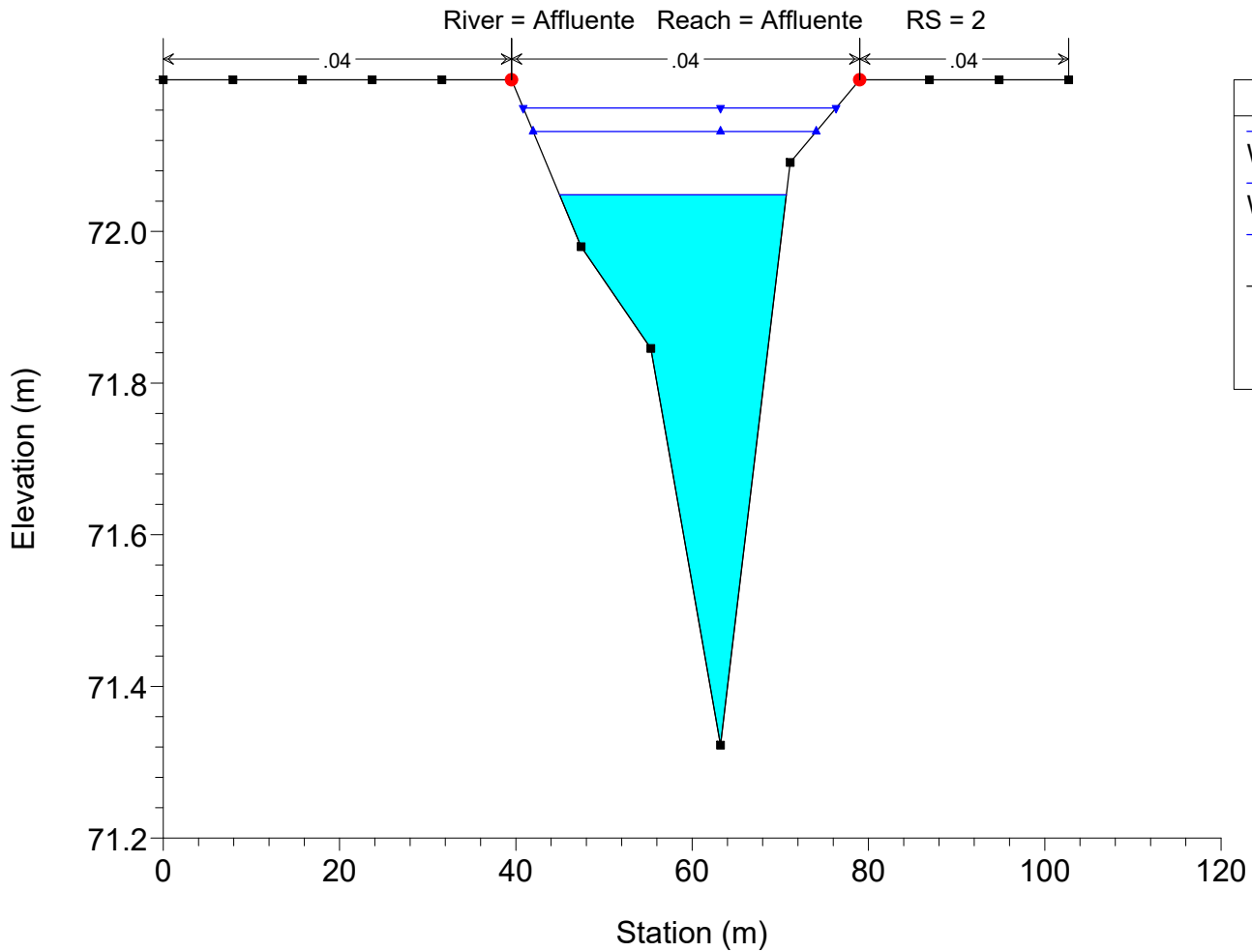
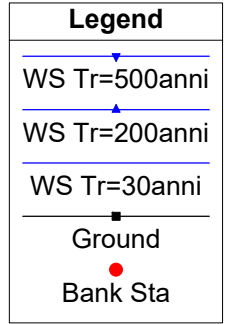
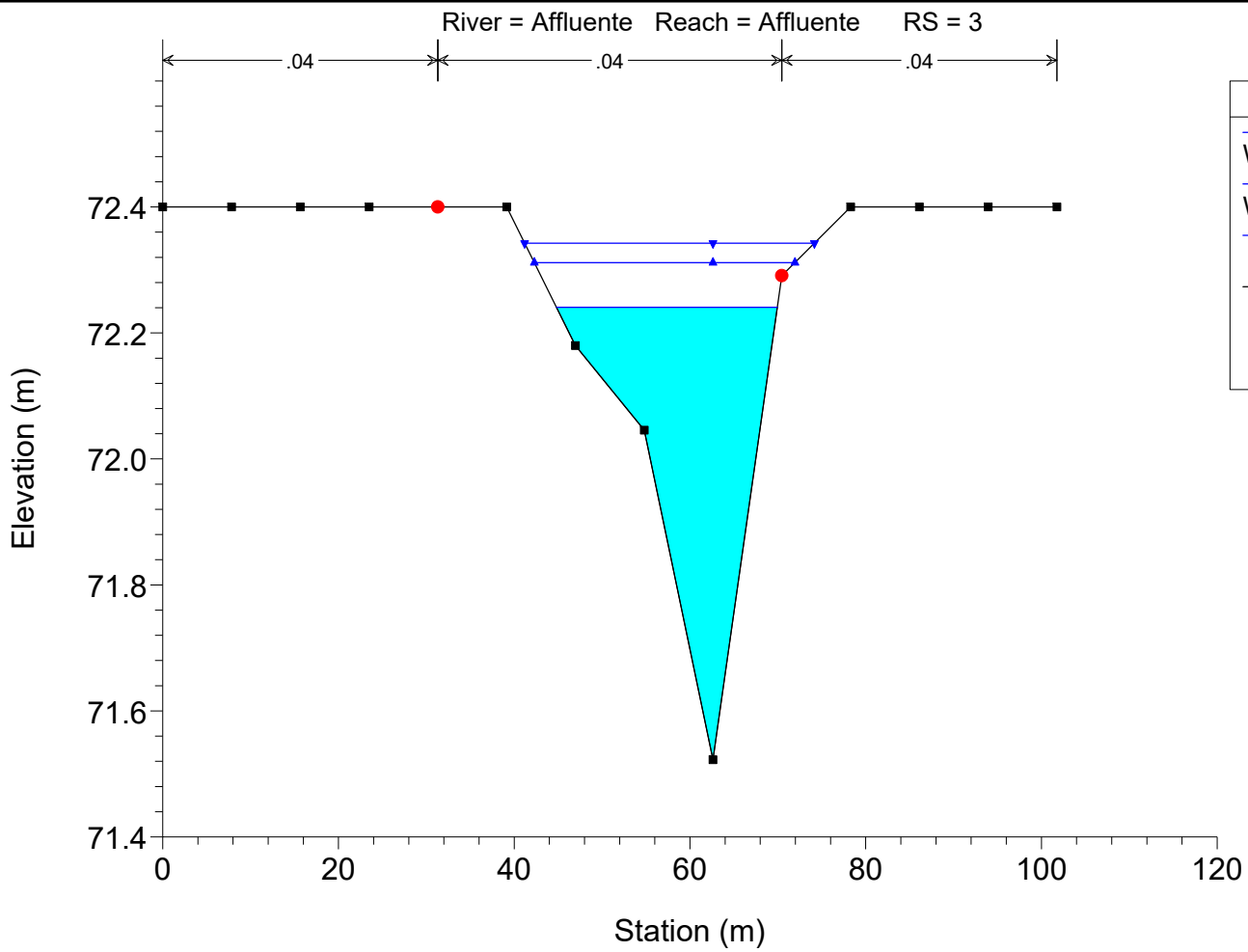
Data: **DICEMBRE 2019**

Scala: **1:10.000**

Elaborato: **B.3**









River = Affluente Reach = Affluente RS = 1

