



REGIONE BASILICATA



COMUNE DI MONTEMILONE
PROVINCIA DI POTENZA



PROVINCIA DI POTENZA



COMUNE DI VENOSA
PROVINCIA DI POTENZA

IMPIANTO EOLICO "PERILLO SOPRANO"



PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE EOLICA, DELLE OPERE CONNESSE E DELLE STRUTTURE INDISPENSABILI, AI SENSI DEL D.LGS. N. 387 DEL 2003, COMPOSTO DA N° 10 AEROGENERATORI PER UNA POTENZA COMPLESSIVA DI 56 MW, SITO NEI COMUNI DI MONTEMILONE-VENOSA (PZ)

COD. REG

DESCRIZIONE

A.3

SCALA DI RAPP.

A.3_ Relazione idrologica ed idraulica

PROPONENTE :

MILLEK SRL
VIA TADINO N. 52
20124 MILANO
P.IVA 09702620965
MAIL : info@millek.it
PEC : postmaster@pec.millek.it

CONSULENZA :



Corso A. De Gasperi 529/c
70125 BARI
Ing. Salvatore VERNOLE
Ordine degli Ingegneri della
Provincia di BARI
n. 5736

Corso Cornelio Tacito n.111 - 05100 Terni (TR)
P.Iva 01640650550 | renovaprogetti@pec.it

Ing. Giovanni MONTANARELLA
Ordine degli Ingegneri della
Provincia di Potenza
n. 1962

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

REV.

REV.

REV.

DATA

DATA

DATA



Indice

1. PREMESSE E SINTESI GENERALE DELL'INTERO STUDIO DI COMPATIBILITÀ.....	3
2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DEL SITO DI INTERVENTO IN RELAZIONE ALLA IDROGRAFIA SUPERFICIALE E ALLA AREE A DIVERSA PERICOLOSITA' INDIVIDUATE DAL PAI DELLA PUGLIA.....	4
3. ANALISI MORFOLOGICA.....	17
4.1. Indagine pluviometrica	21
4.2. Capacità di deflusso	24
4.3. Applicazione dei modelli afflussi-deflussi.....	27
4.3.1. Metodo SCS-CN	27
5. ANALISI IDRAULICA	31
5.1. Teoria del modello idraulico.....	31
5.2. Analisi a parametri distribuiti.....	34
5.3. Implementazione del modello idraulico.....	37
6. ANALISI DELLA COMPATIBILITA' DELL'INTERVENTO	43
6.1. Dimensionamento tombino di accesso alla WTG1.....	47
6.2. Dimensionamento tombino di accesso alla WTG8.....	52
6.3. Verifica del rinterro del cavidotto	58



1. PREMESSE E SINTESI GENERALE DELL'INTERO STUDIO DI COMPATIBILITÀ

Il presente studio è finalizzato alla: compatibilità idrologica ed idraulica del parco eolico di potenza 56 MWp in località Perillo Soprano nel comune di Montemilone.

Posto quanto sopra, ai sensi degli artt. 6 e 10 delle NTA del PAI, il presente studio dimostra la compatibilità idrologica del progetto al Piano di Assetto Idrogeologico, in relazione all'idrografia superficiale (reticoli idrografici riportati sulla cartografia IGM 1:25.000 e sulla bozza della carta idrogeomorfologica della regione Puglia), in particolare lo studio verifica:

- il posizionamento degli aerogeneratori ("WTG 1- 10") e delle rispettive piazzole di collegamento;
- tracciato dei cavidotti di collegamento (tra gli aerogeneratori e la sottostazione elettrica);
- il posizionamento della stazione elettrica dell'impianto di produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile,
- la nuova viabilità di progetto (o la ristrutturazione di quella esistente)

L'impianto e le sue infrastrutture interconnesse il gli aerogeneratori, la stazione elettrica, il cavidotto di collegamento e la viabilità di accesso, che in alcuni casi intersecano il reticolo idrografico, si definiscono di pubblica utilità, indifferibili ed urgenti.

Oltre alle suddette verifiche, lo studio affronta la progettazione e la verifica delle modalità di posa del cavidotto in funzione della capacità erosiva della piena di progetto (bicentenaria) secondo le prescrizioni dell'Autorità di Bacino della Puglia, in caso di intersezione del cavidotto con i reticoli idrografici. Per tale verifica si è studiata l'intersezione più gravosa estendendo la modalità di rinterro determinata per tutte le altre situazioni;

Si precisa che il posizionamento del parco eolico rappresentato negli elaborati grafici è stato già studiato per minimizzare l'interferenza con i vincoli di salvaguardia di cui agli artt 6, e 10 delle NTA del PAI, pertanto il presente studio illustra soltanto i risultati dello screening effettuato in fase di progettazione.

Lo studio in questione è stato redatto in conformità a quanto previsto dalla relazione generale di piano del PAI in particolare è stata effettuata:

Indagine idrologica: valutando l'analisi morfologica dei bacini tributari dei reticoli idrografici interferenti con gli elementi peculiari del campo la portata di progetto per ogni singolo reticolo.

Indagine idraulica: effettuando la modellazione idraulica e individuando le aree a



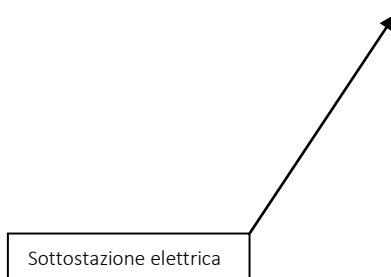
diversa pericolosità idraulica oltre le quali posizionare gli aerogeneratori e piazzole ed eventualmente la viabilità. Per i tratti interferenti con i reticoli è stata effettuata la progettazione dei tombini idraulici. Inoltre in tale fase è stata verificata la posa del cavidotto ovvero la valutazione della forza erosiva del regime idraulico e la conseguente verifica del ricoprimento nella zona di intersezione.

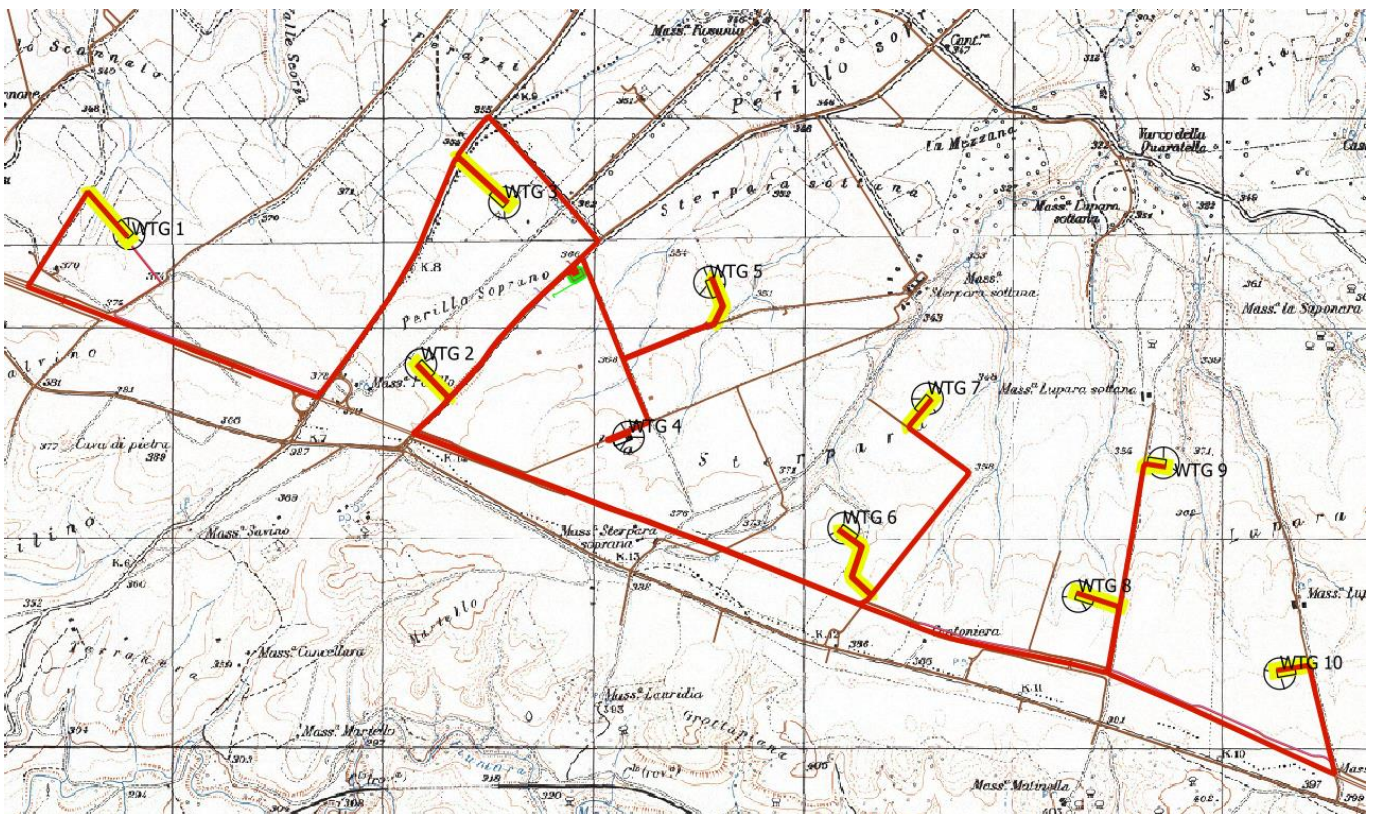
2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DEL SITO DI INTERVENTO IN RELAZIONE ALLA IDROGRAFIA SUPERFICIALE E ALLA AREE A DIVERSA PERICOLOSITA' INDIVIDUATE DAL PAI DELLA PUGLIA

Il campo eolico è compreso nella zona di competenza territoriale dell'Autorità di Bacino della Puglia, ora Autorità degli Appennini Meridionali

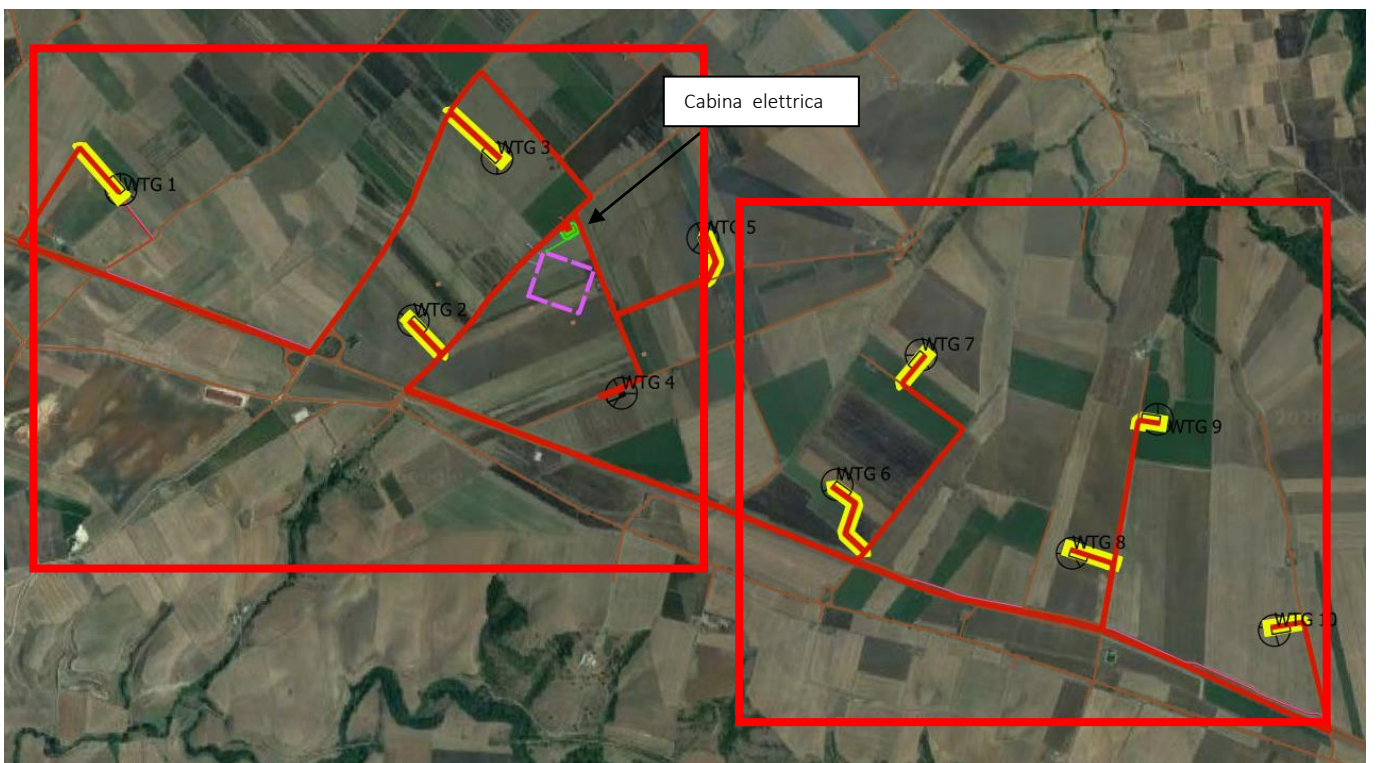


Inquadramento intervento rispetto competenza territoriale dell'autorità di Bacino degli appennini Meridionali

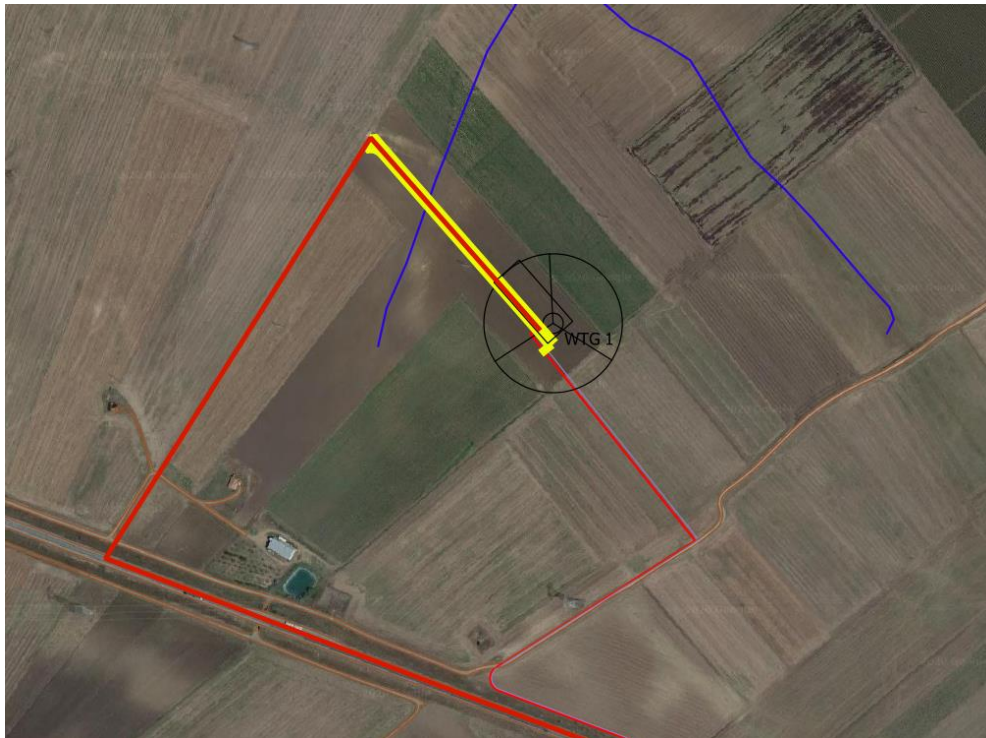




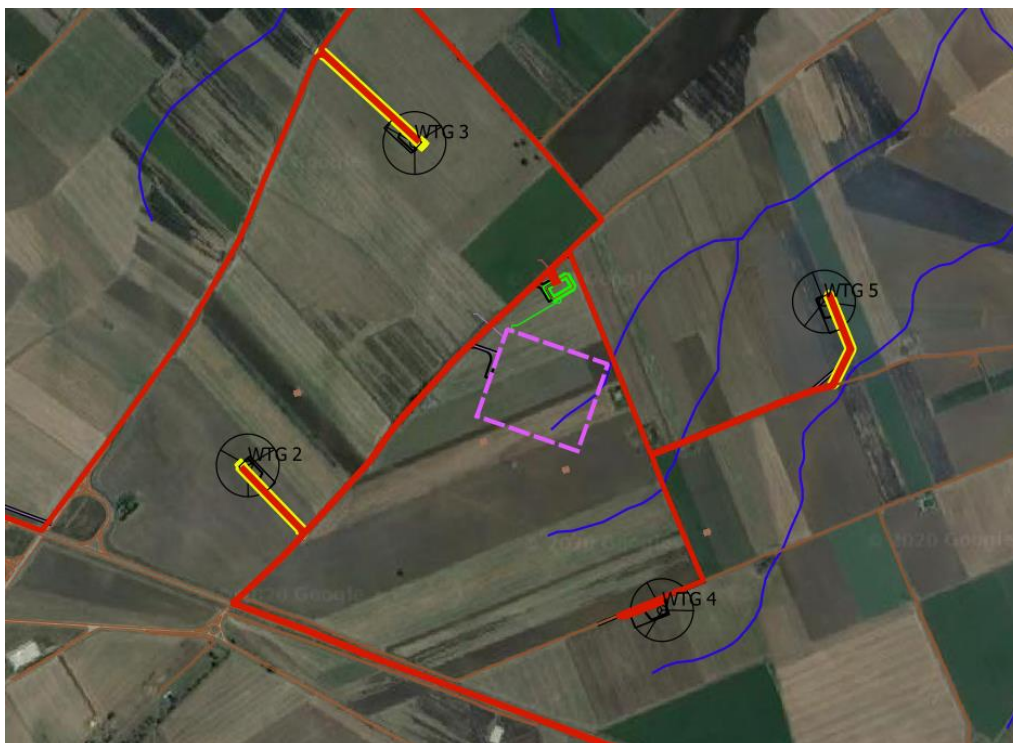
Intervento in progetto su cartografia IGM in scala 1:25.000



Panoramica degli elementi costituenti del parco: in rosso i cavidotti di collegamento, in giallo i nuovi tratti di viabilità, e in verde la cabina elettrica, in viola la stazione TERNA non di competenza del presente studio.



Particolare della Panoramica degli elementi costitutivi del parco: in rosso i cavidotti di collegamento, in giallo i nuovi tratti di viabilità, in blu i reticoli idrografici riportati nella cartografia IGM 1:25.000 [WTG 1]

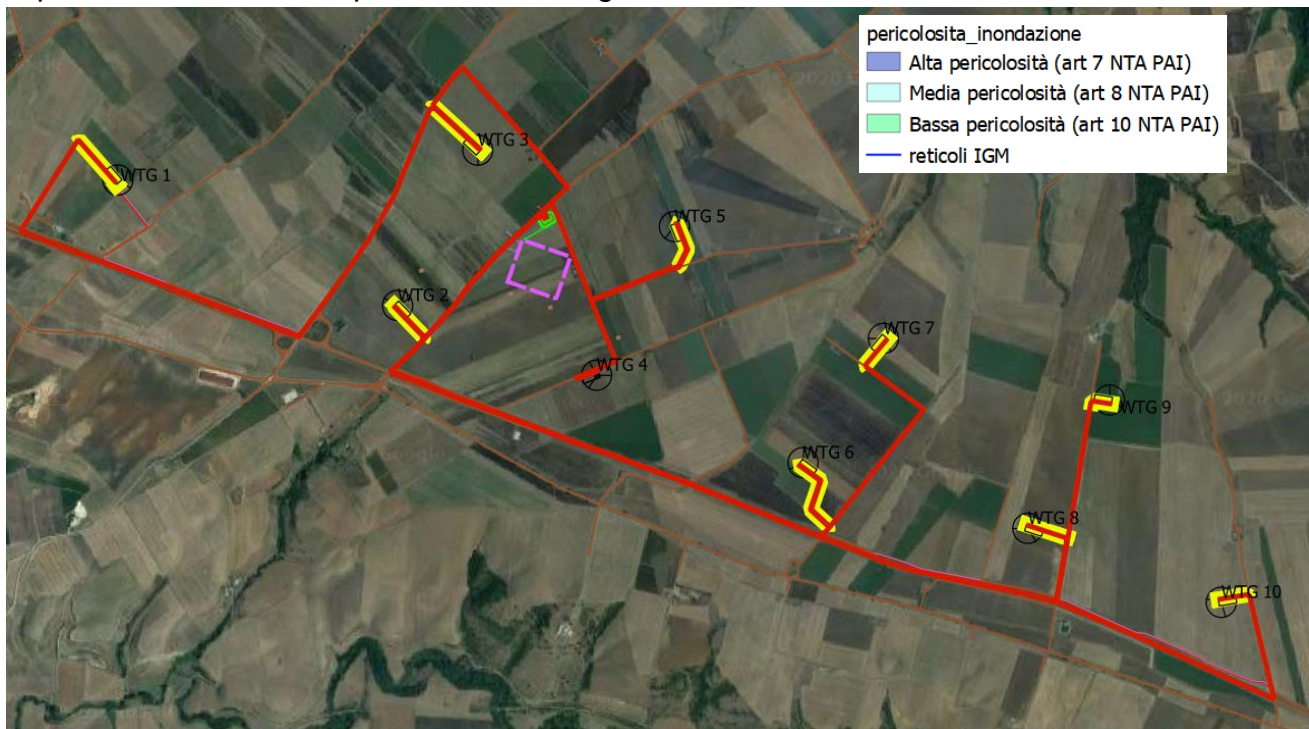


Particolare della Panoramica degli elementi costitutivi del parco: in rosso i cavidotti di collegamento, in giallo i nuovi tratti di viabilità, in verde la cabina elettrica, in viola la stazione Terna non di competenza del presente studio in blu i reticoli idrografici riportati nella cartografia IGM 1:25.000 [WTG 2-5]



Particolare della Panoramica degli elementi costituitivi del parco: in rosso i cavidotti di collegamento, in giallo i nuovi tratti di viabilità, e in verde la cabina elettrica in blu i reticoli idrografici riportati nella cartografia IGM 1:25.000 [WTG 6-10]

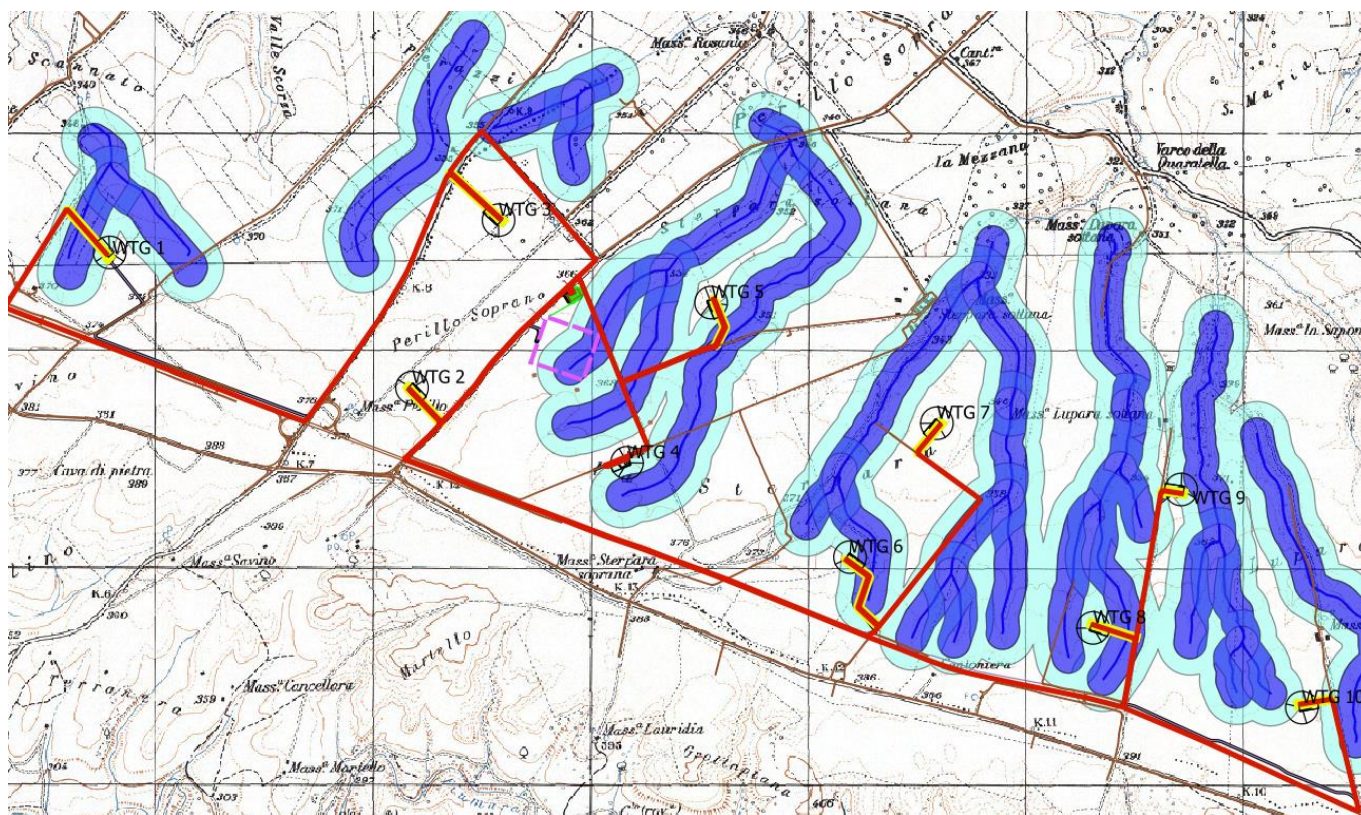
Dall'esame della zona interessata si evince che non esistono aree a diversa pericolosità idraulica riportate nel PAI vigente



Inquadramento intervento su ortofoto rispetto le aree a diversa pericolosità idraulica riportate nel PAI vigente

Per quanto riguarda le aree a modellamento attivo e golenali e di pertinenza fluviale di cui

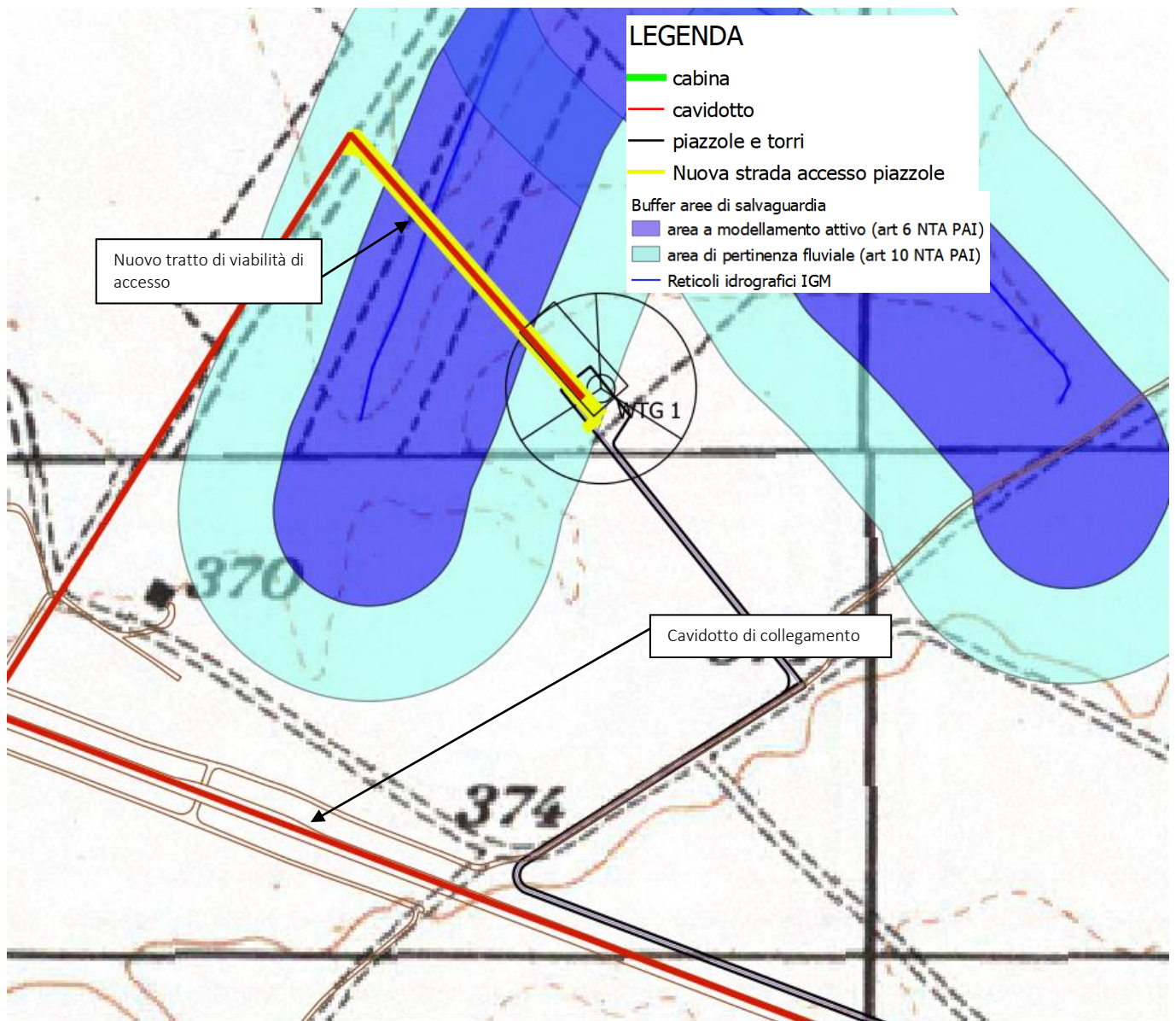
agli art 6 e 10 delle NTA del PAI della Puglia, dalla sovrapposizione dei buffer con il parco eolico si evidenziano alcune interferenze che saranno studiate nei paragrafi successivi.



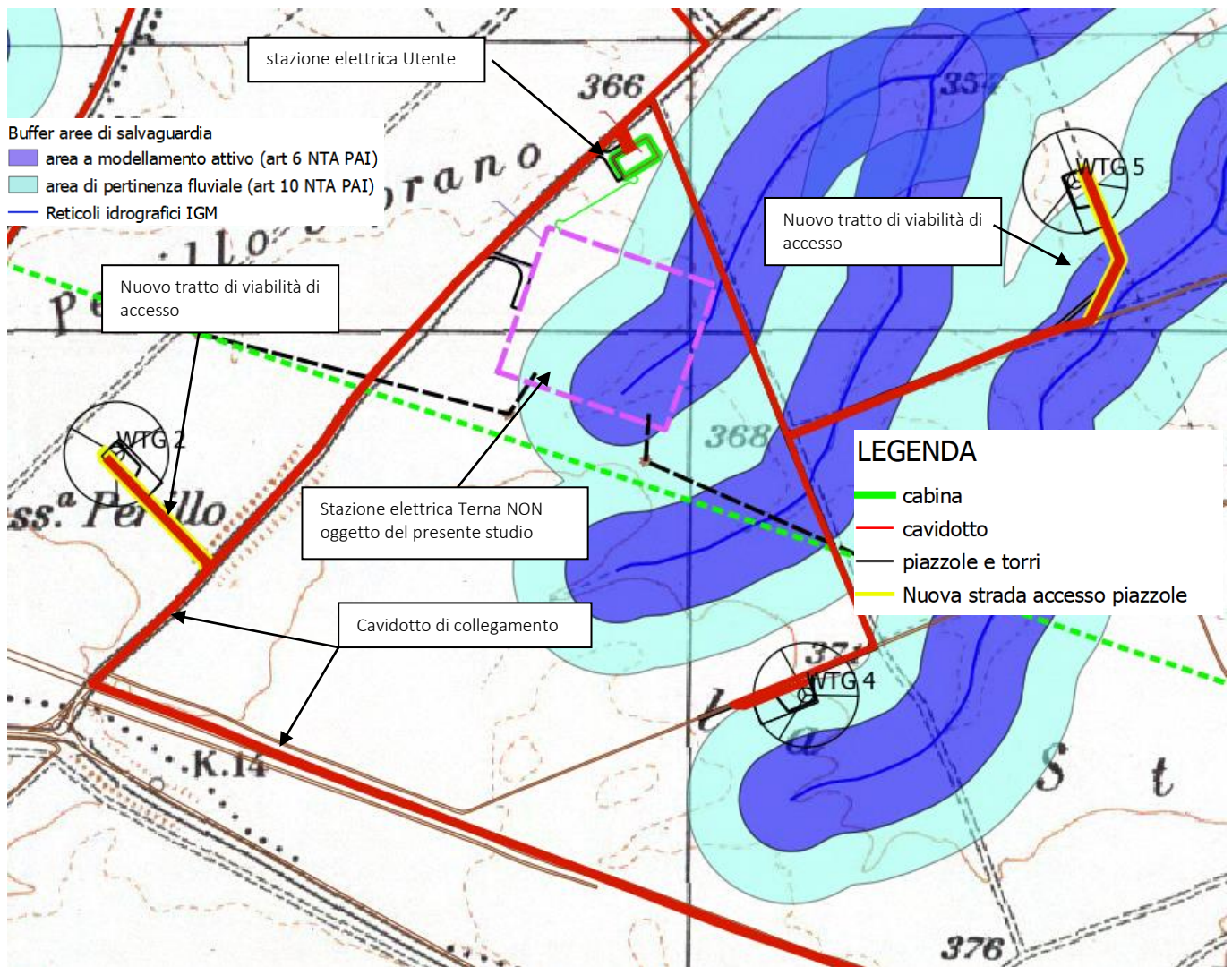
Panoramica delle interferenze con le aree di salvaguardia di cui agli artt 6 e 10 delle NTA del PAI della Puglia

In particolare:

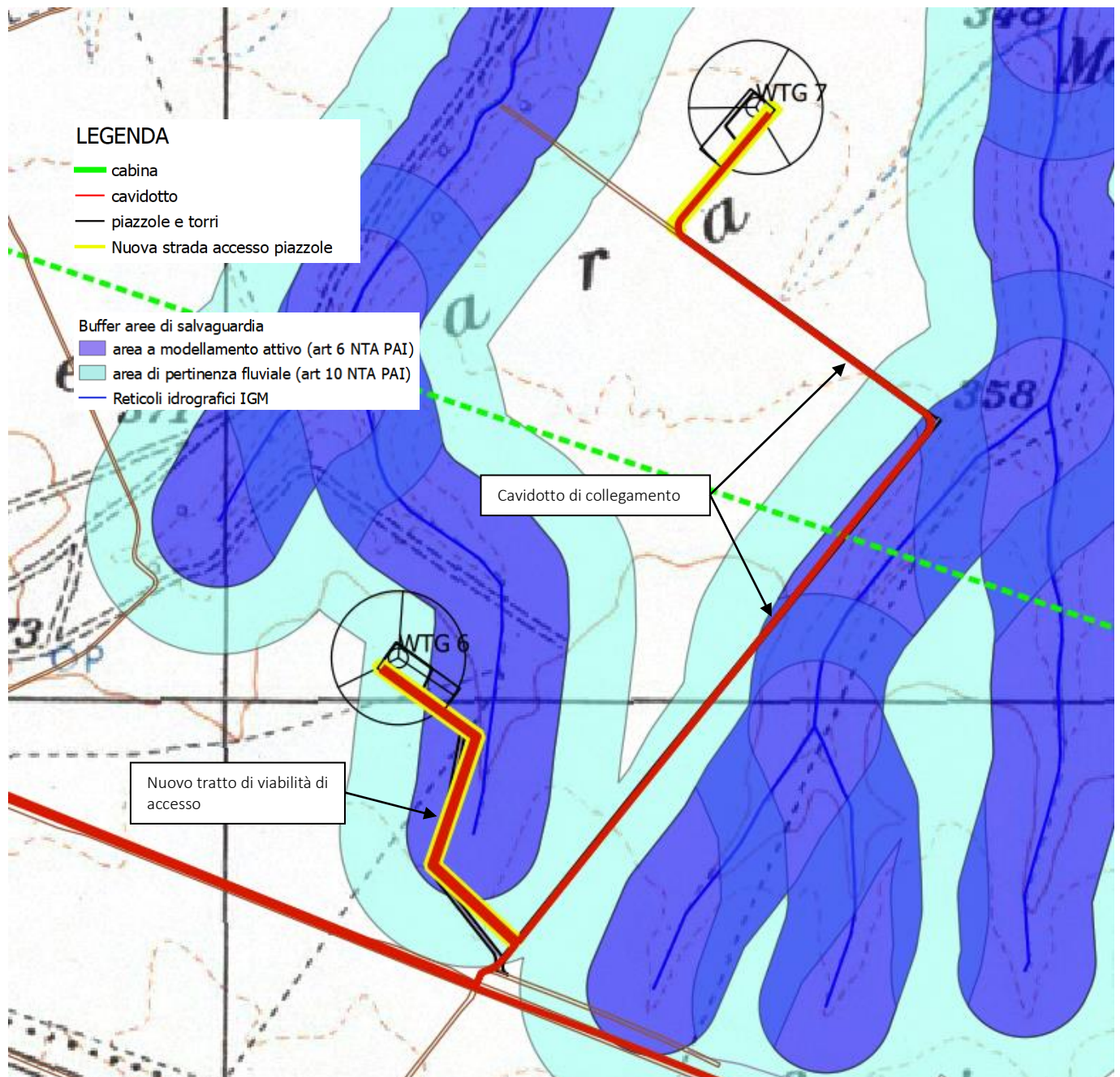
- le piazzole degli aerogeneratori WTG1, WTG 4, WTG 5. WTG 6, WTG 8, WTG 9 , WTG 10 risultano interferenti con le aree di pertinenza fluviale di alcuni reticoli riportati nella cartografia IGM in scala 1:25.000;
- I nuovi tratti di viabilità previsti di accesso alle piazzole sono in alcuni casi interferenti con il buffer delle aree di salvaguardia; La sottostazione elettrica utente invece, risulta libera da interferenze.;
- Il cavidotto elettrico, essendo posato su strade esistenti e in parte sui nuovi tratti, risulta interferente con le aree di salvaguardia.
- La stazione elettrica Terna NON risulta oggetto del presente studio di compatibilità.



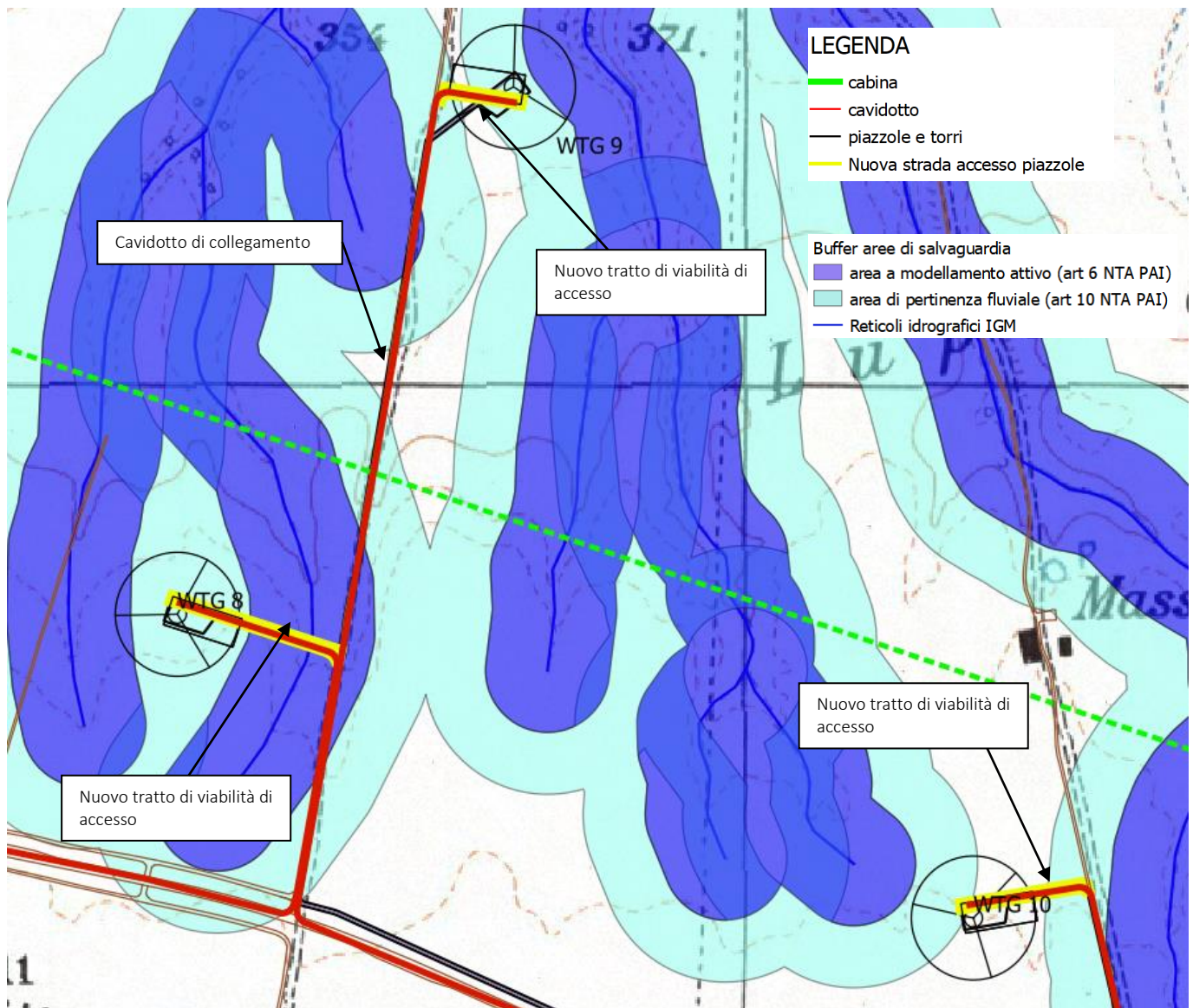
Interferenza della piazzola dell'aerogeneratore WTG 1



Interferenza della piazzola degli aerogeneratori WTG 4 e 5

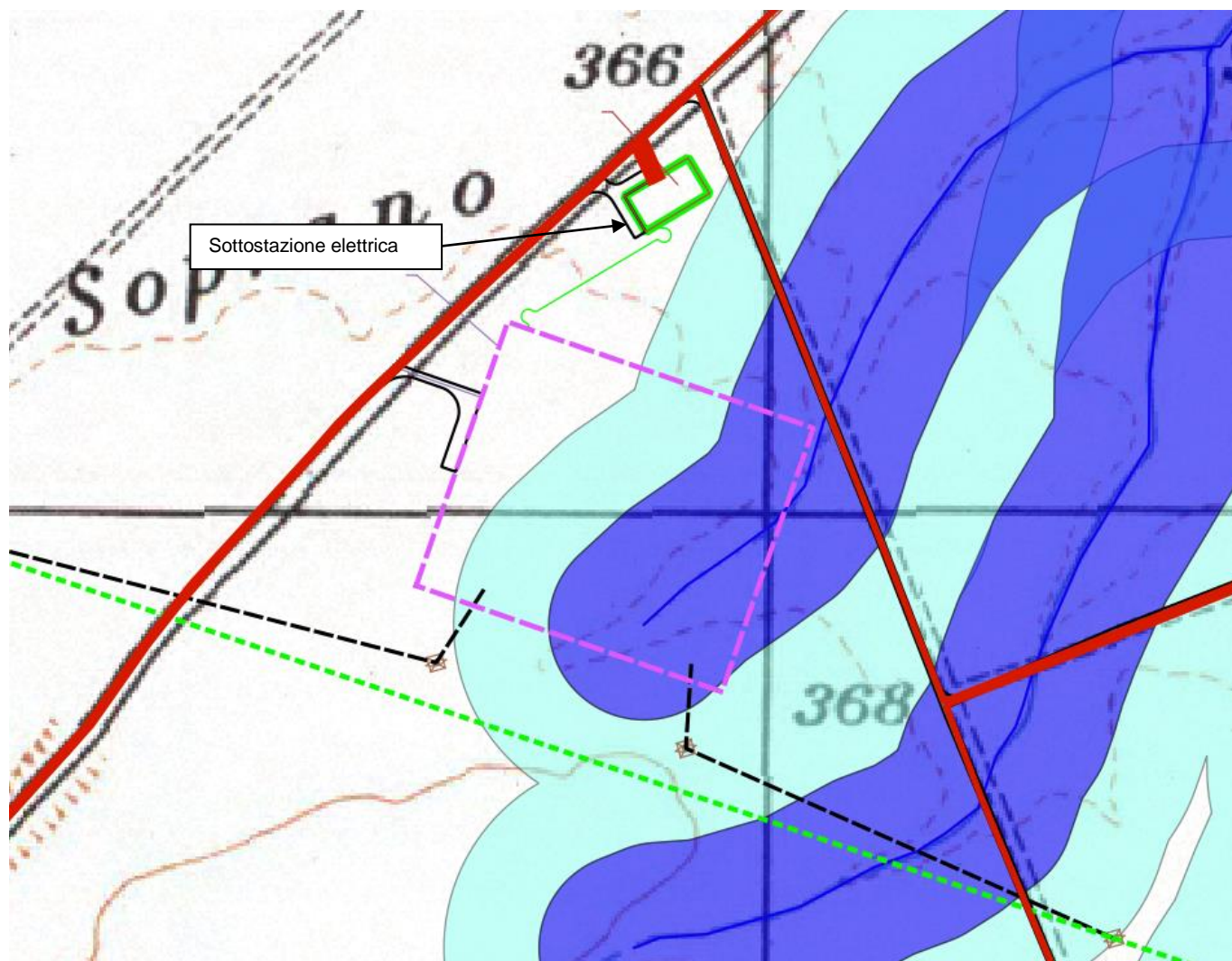


Interferenza della piazzola degli aerogeneratori WTG 6 e 7



Interferenza della piazzola degli aerogeneratori WTG 8, 9 e 10

Per quanto riguarda la sottostazione, si rileva la NON interferenza con le aree di salvaguardia.



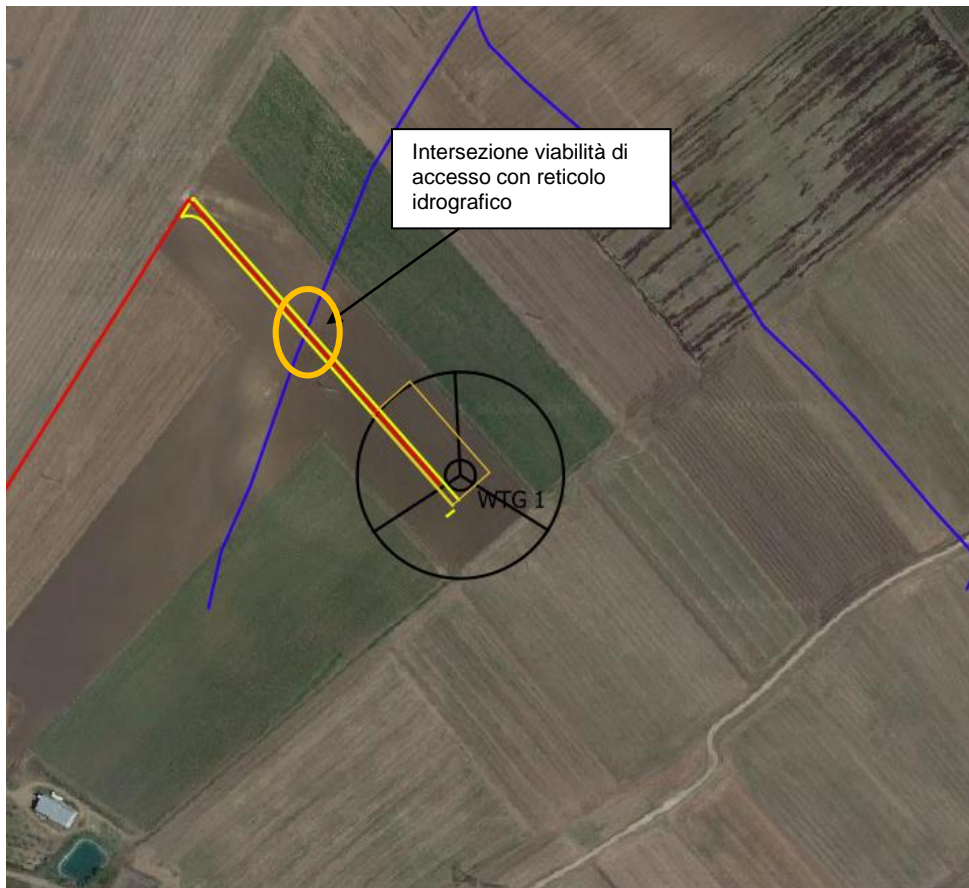
Posizione della sottostazione in relazione alle aree a modellamento attivo e di pertinenza fluviale

La viabilità del parco è costituita da strade esistenti e da nuovi tratti per l'accesso alle piazzole.

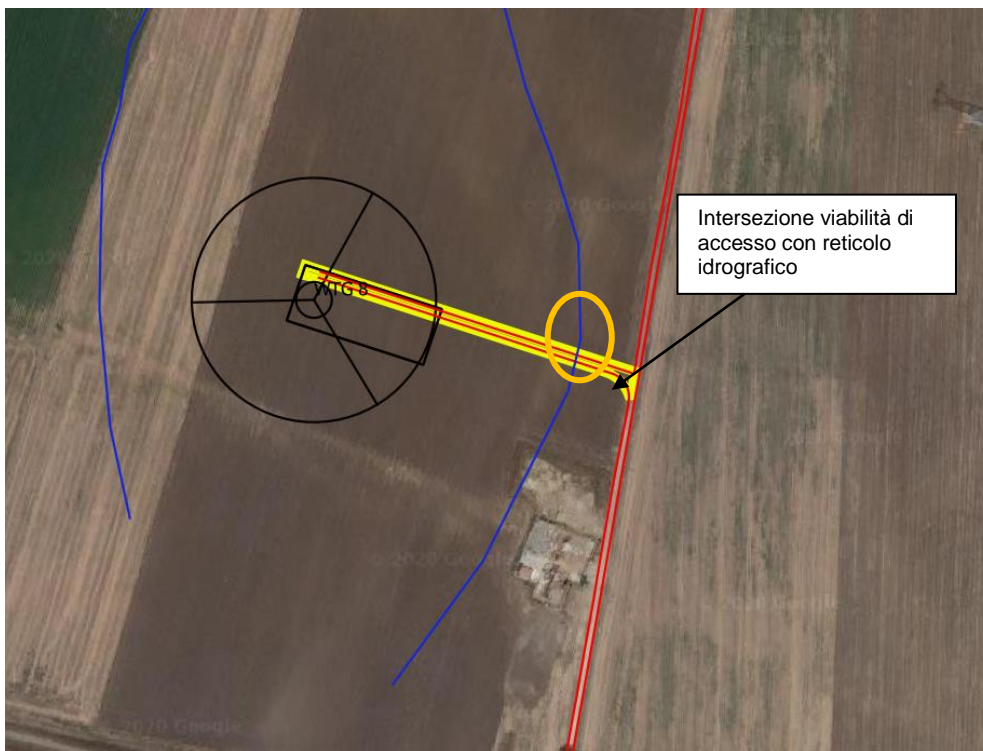
Trascurando i tratti di viabilità esistente che non viene interessata dagli interventi se non per la presenza del cavidotto di collegamento (a cui non si applica la disciplina di cui agli artt 6 e 10 delle NTA del PAI) la nuova viabilità NON risulta interferente con le aree a modellamento attivo e di pertinenza fluviale se non per un tratto NON delocalizzabile che interseca un reticolo idrografico corrispondente alla viabilità di accesso alla **WTG 1 e WTG 8**.

Per tale interferenza, è stato dimensionato un apposito tombino idraulico che consente alla piena bicentenaria di proseguire verso valle lasciando la viabilità in sicurezza e NON incrementando la pericolosità idraulica nelle aree contermini.

Si deve precisare che i reticoli interferenti con gli elementi del parco eolico sono di testata ovvero, come si vedrà nei paragrafi successivi costituiscono l'inizio dell'asta del bacino tributario, quindi presentano un regime idraulico molto contenuto.



Particolare dell'intersezione della viabilità di accesso alla WTG1 con un reticolo idrografico.



Particolare dell'intersezione della viabilità di accesso alla WTG8 con un reticolo idrografico.

In generale, l'intersezione del cavidotto con il reticolo idrografico (in assenza di aree a



diversa pericolosità idraulica) è soggetta agli artt 6 e 10 delle NTA del PAI. Secondo il comma 4 dell'art 6 *“all'interno delle aree e nelle porzioni di terreno di cui al precedente comma 1, possono essere consentiti 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”*

Inoltre, secondo il comma 2 dell'art 10, *“all'interno delle fasce di pertinenza fluviale sono consentiti tutti gli interventi previsti dagli strumenti di governo del territorio, a condizione che venga preventivamente verificata la sussistenza delle condizioni di sicurezza idraulica, come definita all'art. 36, sulla base di uno studio di compatibilità idrologica ed idraulica subordinato al parere favorevole dell'Autorità di Bacino Il cavidotto di collegamento, è previsto interrato”.*

Per quanto riguarda il cavidotto si provvederà a verificare se la profondità di posa è idonea alla resistenza rispetto alla capacità erosiva del reticolo più significativo.

La compatibilità dell'intersezione del cavidotto con il reticolo idrografico si ottiene progettando la posa del cavidotto ovvero presentare i seguenti requisiti:

- cavidotto interrato;
- cavidotto posizionato ad una profondità tale da non essere interessato dall'erosione del passaggio della piena bicentenaria;
- non modificare la morfologia dell'alveo;
- Non aumentare la pericolosità nelle zone contermini;

Al fine di valutare la profondità di posa del cavidotto, invece, si calcoleranno le forze di erosione in particolare:

- Forze di erosione generalizzate (erosione diffusa all'interno del canale in condizioni di assenza di singolarità);
- Forze di erosione localizzate dovute a singolarità quali la presenza di pile del ponte in alveo.

Premesso che tutte le verifiche saranno espresse nella relazione idraulica, il cavidotto sarà posato:

- lungo la banchina della strada ad una profondità di circa -1.50 m;

Le verifiche dell'escavazione sono state effettuate sul reticolo con un regime idraulico maggiore (WTG 8) estendendo, a vantaggio di sicurezza i risultati anche agli altri attraversamenti.

Di seguito si espongono i parametri di progetto "idrologici" che hanno consentito le verifiche descritte nell'indagine idraulica.



3. ANALISI MORFOLOGICA

Nel presente paragrafo viene effettuata un'analisi di consistenza dei reticoli interferenti in relazione alla morfologia della zona, individuando i bacini tributari.

L'approccio utilizzato per affrontare e risolvere le problematiche oggetto del presente studio contempla un'analisi a scala di bacino dei processi idrologici ed idraulici determinati dagli eventi meteorici estremi i cui effetti al suolo sono fortemente influenzati dallo stato dei luoghi, sia sotto l'aspetto della geomorfologia degli stessi sia dal punto di vista della loro destinazione d'uso.

Al fine di giungere a determinazioni che abbiano un riscontro in linea con la realtà dei luoghi è evidentemente necessario ricostruire, nella maniera quanto più dettagliata possibile, la conformazione dei luoghi che si andranno ad analizzare partendo da un esame a scala di bacino e via via aumentando sempre più il dettaglio dell'indagine.

Nel presente studio, al fine di ricavare un modello digitale quanto più dettagliato possibile, si è fatto riferimento ai seguenti dati cartografici disponibili:

- Cartografia IGM in scala 1:25000;
- Cartografia Tecnica in scala 1:5000;
- Carta idrogeomorfologica della Regione Puglia;
- Ortofoto.
- DTM 5 m Regione Basilicata (<http://rsdi.regione.basilicata.it/dbgt-ctr/>)

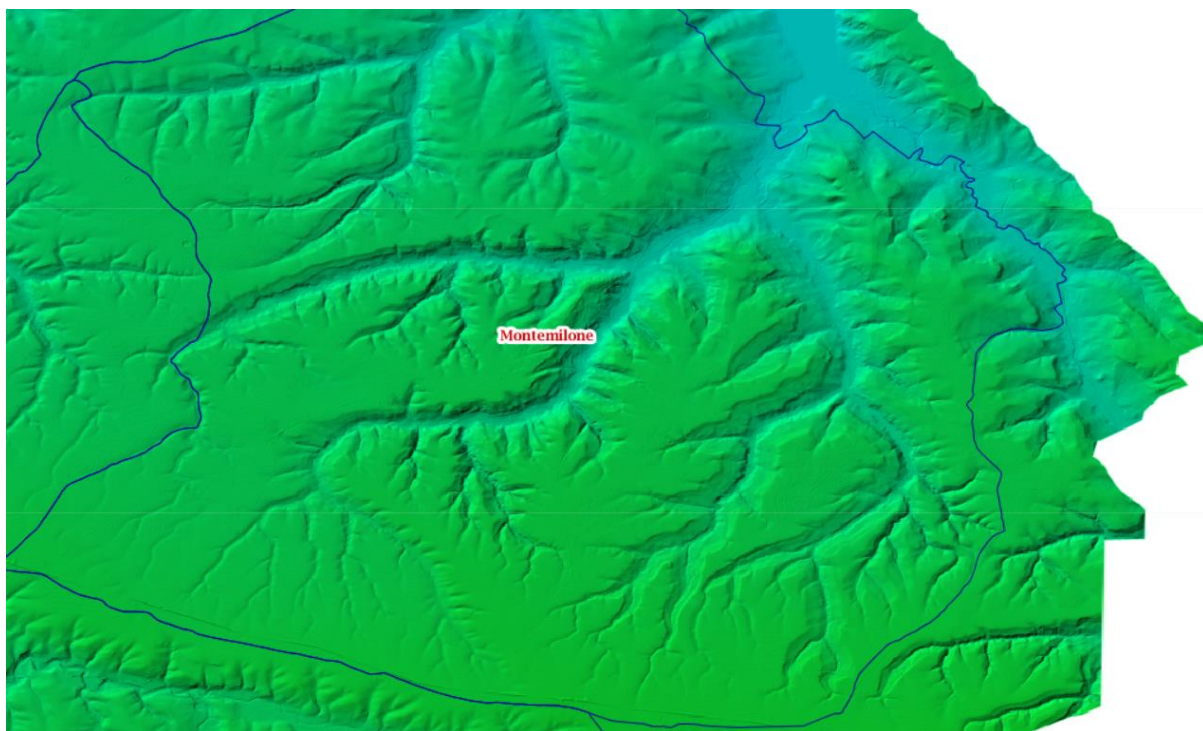
- **Rilievo Lidar (per l'analisi idraulica)**

La base di partenza per l'ottenimento dei bacini idrografici, grazie alle moderne tecnologie disponibili, è sicuramente il modello digitale del terreno. Quanto più il modello digitale del terreno approssima il reale andamento morfologico dei luoghi, tanto più simile alle situazioni reali saranno le situazioni determinate dall'analisi morfologica. Il livello di dettaglio del modello digitale del terreno è strettamente legato al tipo di "dato grezzo" di partenza ovvero maggiore è il livello di dettaglio della cartografia disponibile migliore sarà la qualità del modello digitale del terreno da essa derivato.

Il Modello Digitale del Terreno (DEM) è una rappresentazione tridimensionale georeferenziata della zona oggetto di studio.

Nel caso in oggetto, il processo conoscitivo idrologico-idraulico della zona si è sviluppato nel seguente modo: è stato importato il DTM regionale in ambiente GIS, trasformandolo nella griglia matriciale (Grid) dove con particolari algoritmi di calcolo si sono determinate le linee preferenziali di deflusso e subito dopo il bacino scolante sotteso.

Nel caso in oggetto si è lavorato con celle di 5 m.

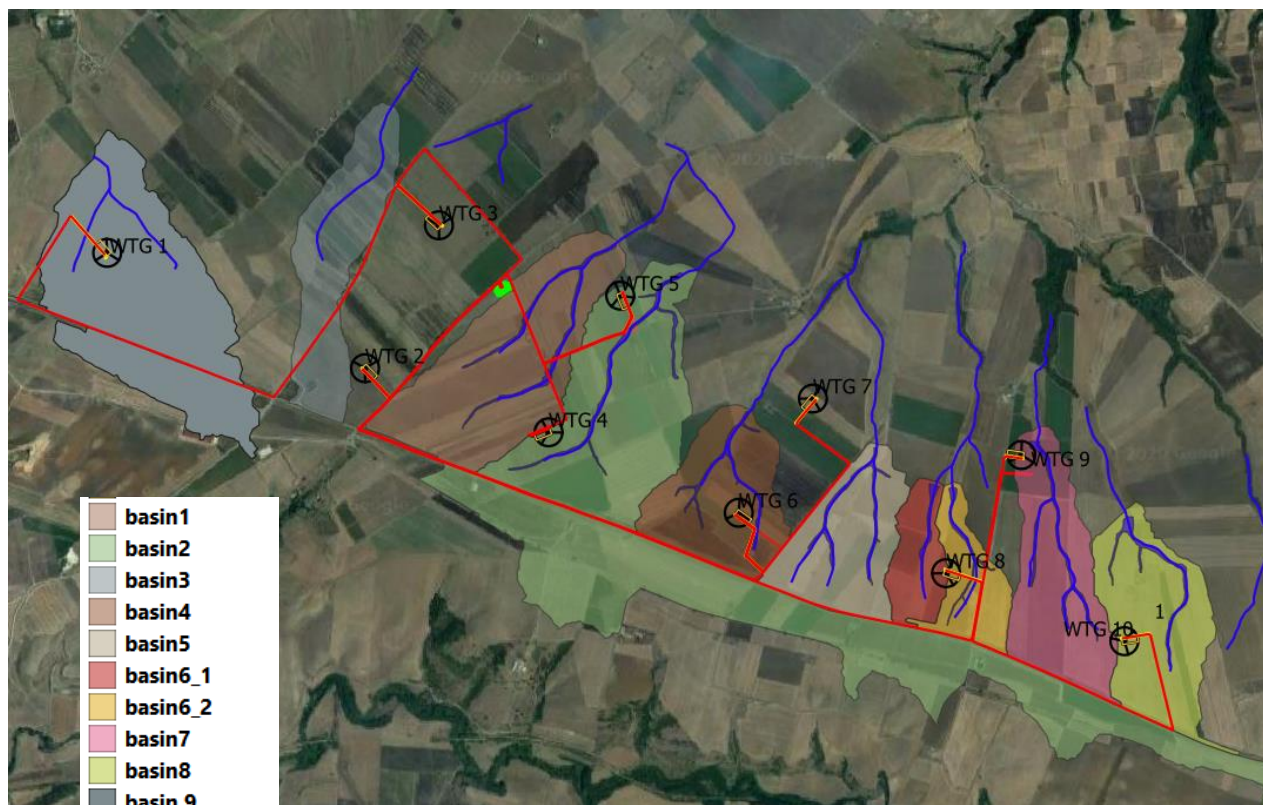


DTM con passo 5 m Regione Basilicata

L'individuazione del bacino scolante costituisce un passaggio fondamentale al fine della determinazione delle portate. I parametri individuati da questo tipo di analisi costituiscono una parte dell'input dei modelli idrologici e idraulici applicati nel seguito. Per questo motivo è importante investire risorse sufficienti in modo da avere la maggiore certezza possibile sui risultati ottenuti.

La base dati principale sulla quale è basata l'analisi morfologica è rappresentata dal modello tridimensionale del terreno. Il modello del terreno, rappresentato nelle tre dimensioni, consente di effettuare valutazioni sull'altimetria dei luoghi, sulle pendenze, sul deflusso delle acque, ecc.; pertanto, maggiore è la precisione del modello, intesa anche come densità di punti disponibili, e più attendibili sono le valutazioni che si possono fare.

Dall'analisi del modello digitale del terreno, determinato attraverso l'applicazione di software di elaborazione tipo GIS così come descritto nel paragrafo precedente, è stato possibile determinare il bacino idrografico afferente alla sezione di chiusura tirata in corrispondenza del margine ultimo dell'intersezione e determinare le caratteristiche morfometriche di cui necessita l'elaborazione idrologica.



Bacini tributari ai reticoli idrografici

Per quanto riguarda i parametri morfometrici si riportano le seguenti tabelle

BACINO	AREA	PERIMETRO	PENDENZA MINIMA	PENDENZA MASSIMA	PENDENZA MEDIA	QUOTA MINIMA	QUOTA MASSIMA	QUOTA MEDIA	LUNGHEZZA MASSIMA
ID	[kmq]	[km]	[%]	[%]	[%]	[m slm]	[m slm]	[m slm]	[m slm]
1	0.820	4.303	0.000	21.334	3.339	348.72	385.80	370.35	2.125
2	2.41	17.526	0.000	64.135	3.585	348.46	418.60	383.11	7.300
3	0.51	4.167	0.000	52.344	3.510	346.00	389.29	368.32	2.102
4	0.49	2.907	0.000	73.892	5.723	354.39	387.94	372.10	1.172
5	0.44	2.974	0.000	54.724	5.346	356.15	389.05	374.96	1.240
6_1	0.19	2.235	0.079	38.840	3.556	363.67	390.67	377.37	0.971
6_2	0.23	2.716	0.050	61.254	5.640	362.01	394.19	379.83	1.177
7	0.54	3.810	0.035	49.734	5.585	352.58	400.21	379.72	1.954
8	0.55	3.837	0.079	63.447	4.114	366.96	406.20	386.51	1.923
9	1.07	5.320	0.065	45.240	3.700	352.77	387.86	370.31	2.200

Parametri morfometrici dei bacini tributari

Altro parametro fondamentale che consente di identificare un primo aspetto del comportamento idrologico di un bacino è il tempo di corrivazione. Il tempo di corrivazione del bacino, t_c , si definisce come l'intervallo temporale che una goccia di pioggia, che cade nel punto idraulicamente più lontano, impiega per raggiungere la sezione di chiusura dello stesso. Per la determinazione del tempo di corrivazione del bacino tributario individuato si è fatto riferimento alle relazioni note in letteratura tecnica applicabili ai bacini delle stesse caratteristiche di quelli in questo studio determinati.



Nello specifico ci si è riferiti a varie relazioni escludendo i valori massimi e minimi e adottando la media matematica ottenendo i seguenti valori medi che si mantengono, ad eccezione del bacino n°2 inferiori all'ora.

BACINO	tc
ID	[h]
1	0.57
2	1.50
3	0.50
4	0.35
5	0.36
6_1	0.26
6_2	0.30
7	0.46
8	0.48
9	0.67



4. ANALISI IDROLOGICA

L'analisi idrologica comprende:

- l'indagine pluviometrica con determinazione delle curve di possibilità climatica in funzione dei tempi di ritorno considerati;
- l'indagine sulla capacità di deflusso dei suoli costituenti i bacini tributari;
- l'applicazione del modello afflussi –deflussi per la determinazione degli idrogrammi di piena e delle portate massime da inserire nei modelli idraulici.

4.1. Indagine pluviometrica

Per l'analisi idrologica-pluviometrica, così come riportato nella normativa vigente sulla difesa del suolo, è possibile far riferimento allo studio sulla Valutazione delle Piene (VAPI) relativo alla Puglia effettuato dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI) del CNR, conformemente al DPCM del 29.09.1998 e alla Relazione di Piano allegata al PAI approvato con delibera n.39 del 30/11/2005.

Nel VAPI l'analisi idrologica è basata sulla legge di distribuzione statistica TCEV (two components extreme value). (Rossi et al. 1984); la peculiarità di questo modello è quella di riuscire a considerare anche gli estremi idrologici, che sono di fatto gli eventi che inducono un livello di pericolosità più elevato, riconducendosi al prodotto di due funzioni di distribuzione di probabilità tipo Gumbel, una che riproduce l'andamento degli eventi ordinari e l'altra che riproduce l'andamento degli eventi eccezionali.

In questo studio viene effettuata una valutazione statistica condotta applicando le diverse funzioni di distribuzione di probabilità (fdp) oltre all'applicazione della metodologia VAPI.

L'analisi idrologica effettuata viene affrontata effettuando le seguenti valutazioni:

- Analisi pluviometrica;
- Applicazione dei modelli afflussi-deflussi;

Al fine di stabilire gli idrogrammi di piena da utilizzare come input nei modelli di calcolo idraulico è necessario in prima battuta stabilire gli ietogrammi di pioggia da applicare ai modelli afflussi-deflussi per la determinazione delle portate di piena. Per questo motivo è necessario effettuare un'analisi statistica degli eventi piovosi verificatisi in passato, attraverso l'analisi di un campione significativo di dati storici, per poi determinare le Curve di Possibilità Pluviometrica (CPP) dalle quali si può estrapolare lo ietogramma di pioggia.

Per far fronte alle indicazioni dell'Autorità di Bacino della Puglia, in linea tra l'altro con la normativa nazionale, in questo studio viene confrontata la metodologia di analisi riportata nel VAPI Puglia che fa riferimento alla fdp Tcev precedentemente citata, e le analisi statistiche relative agli annali delle stazioni pluviometriche dei topoi di

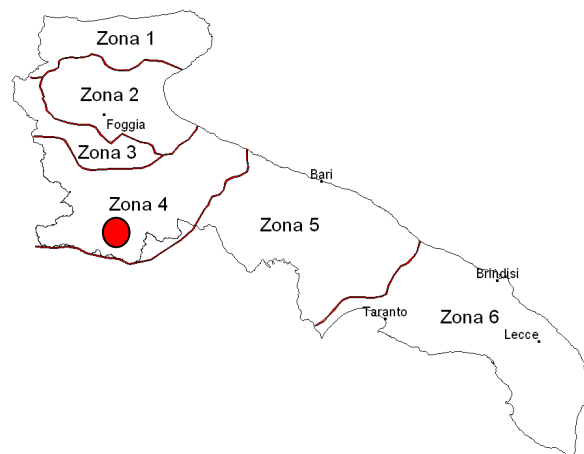
riferimento della zona con individuazione della fdp più aderente secondo il test statistico applicato.

Dal confronto sarà utilizzato la fdp più cautelativa relativamente alla sicurezza idraulica.

METODO VAPI

Come accennato in precedenza la metodologia VAPI si basa sulla funzione di distribuzione di probabilità denominata Tcev. La Tcev ha la caratteristica di conferire al modello idrologico maggiore flessibilità e capacità di adattamento alle serie di dati disponibili, tuttavia occorre disporre di una serie storica di dati sufficientemente lunga per non incorrere in errori di campionatura. Per ovviare a questo problema il GNDCI (che ha redatto il VAPI) ha messo a punto una procedura di regionalizzazione (Beran et al. 1986) che ha permesso di determinare i parametri della Tcev su tutto il territorio pugliese estendendo, in questo modo, la lunghezza delle serie storiche.

In Puglia la procedura di regionalizzazione ha individuato 6 zone omogenee la cui individuazione è rappresentata nella figura seguente.



Zone omogenee Vapi

Le relazioni che regolano ognuna delle sei zone sono le seguenti:

$$\begin{aligned} \text{Zona 1: } & x(t,z) = 26.8 t^{[(0.720+0.00503 z)/3.178]} \\ \text{Zona 2: } & x(t) = 22.23 t^{0.247} \\ \text{Zona 3: } & x(t,z) = 25.325 t^{[(0.0896+0.00531 z)/3.178]} \\ \text{Zona 4: } & x(t) = 24.70 t^{0.256} \\ \text{Zona 5: } & x(t,z) = 28.2 t^{[(0.628+0.0002 z)/3.178]} \\ \text{Zona 6: } & x(t,z) = 33.7 t^{[(0.488+0.0022 z)/3.178]} \end{aligned}$$

In particolare il bacino analizzato ricade nelle zona omogenea numero 4.

Pertanto, conformemente a quanto riportato nel DPCM 29/09/98 ed a quanto previsto



dalla relazione di piano del PAI, si è provveduto a calcolare la CPP mediante l'applicazione della metodologia VaPi

Per i massimi annuali delle precipitazioni giornaliere, è stato quindi adottato il 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 (Rossi e Versace, 1982; Rossi et al 1984). La teoria è contenuta nel *rapporto sintetico sulla Valutazione Piene redatto dal CNR-GNDCI*, a cui si rimanda per ogni opportuno approfondimento e confronto (<http://caronte.gndci.cs.cnr.it/GNDCI/rapporti/Bari.htm>)

L'area in oggetto si inquadra, nell'ambito delle aree pluviometriche omogenee individuate nel territorio regionale, in zona 4 pertanto l'equazione da applicare è la seguente:

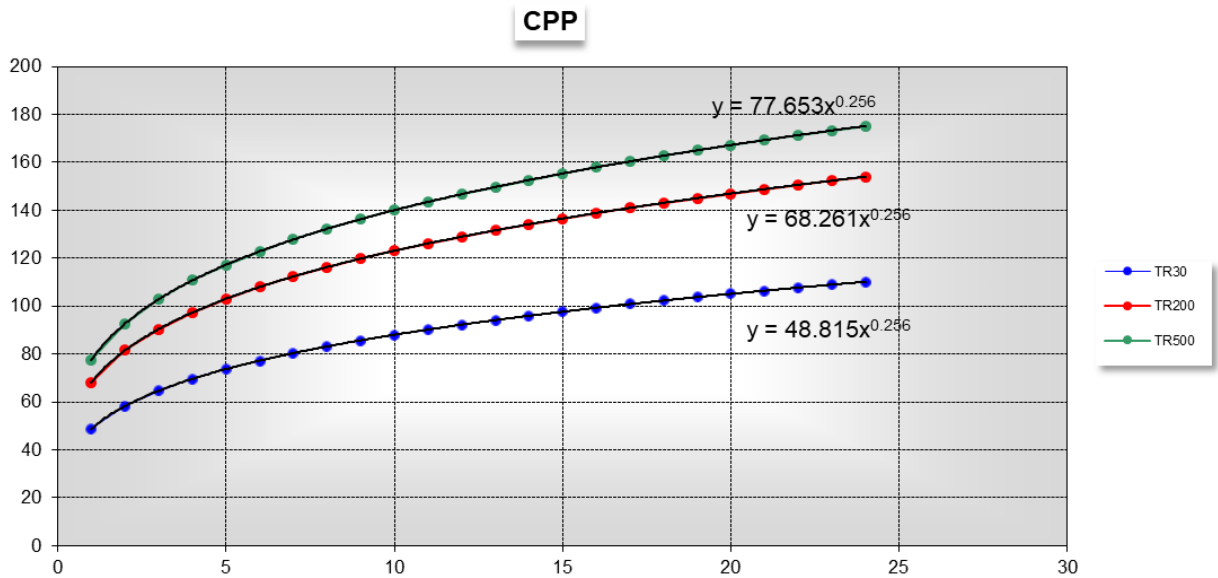
$$\text{Zona 4: } x(t) = 24.70 t^{0.256}$$

Tale equazione consente di valutare le altezze critiche per i differenti intervalli di precipitazione e per i vari tempi di ritorno prescelti, in funzione del solo parametro della quota assoluta sul livello del mare.

Nello studio in oggetto si è determinata la c.p.p. inserendo la quota media del bacino totale.

Al valore così ottenuto, vanno applicati coefficienti moltiplicativi relativamente al Fattore di Crescita KT (funzione del tempo di ritorno dell'evento di progetto, espresso in anni), ed al Fattore di Riduzione Areale KA (funzione della superficie del bacino espressa in kmq, e della durata dell'evento di progetto espressa in ore).

Determinando i valori di x per piogge di durata variabile da 1 a 24 ore è possibile costruire le curva di possibilità pluviometrica per i tempi di ritorno di 30, 200 e 500 anni per entrambe le zone omogenee.



Curva di possibilità pluviometrica con T_r di 30, 200 e 500 anni per la zona omogenea 4

I parametri a ed n della CPP per i diversi tempi di ritorno sono riportati nelle tabelle seguenti.

VAPI zona 4	a	n
TR30	48.81	0.25
TR200	68.26	0.25
TR500	77.65	0.25

Valori dei parametri a ed n della curva di possibilità pluviometrica relativa al bacino in oggetto della zona omogenea 4

4.2. Capacità di deflusso

Il parametro CN è denominato Curve Number esso indica l'attitudine del bacino a produrre deflusso e si stima sulla base delle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale. La stima del CN si effettua determinando il gruppo idrologico di appartenenza e, all'interno di ciascun gruppo, valutando la copertura d'uso del suolo; alle sottoclassi così determinate viene associato un valore di CN.

I valori del CN, quindi, rappresentano la capacità di risposta, in termini di infiltrazione e ruscellamento a fronte di un evento di pioggia, del bacino analizzato. Le caratteristiche geolitologiche sono state determinate facendo riferimento alla carta dei suoli redatta dall'IRSA CNR in scala 1:100.000, ed è stato possibile caratterizzare i suoli dal punto di

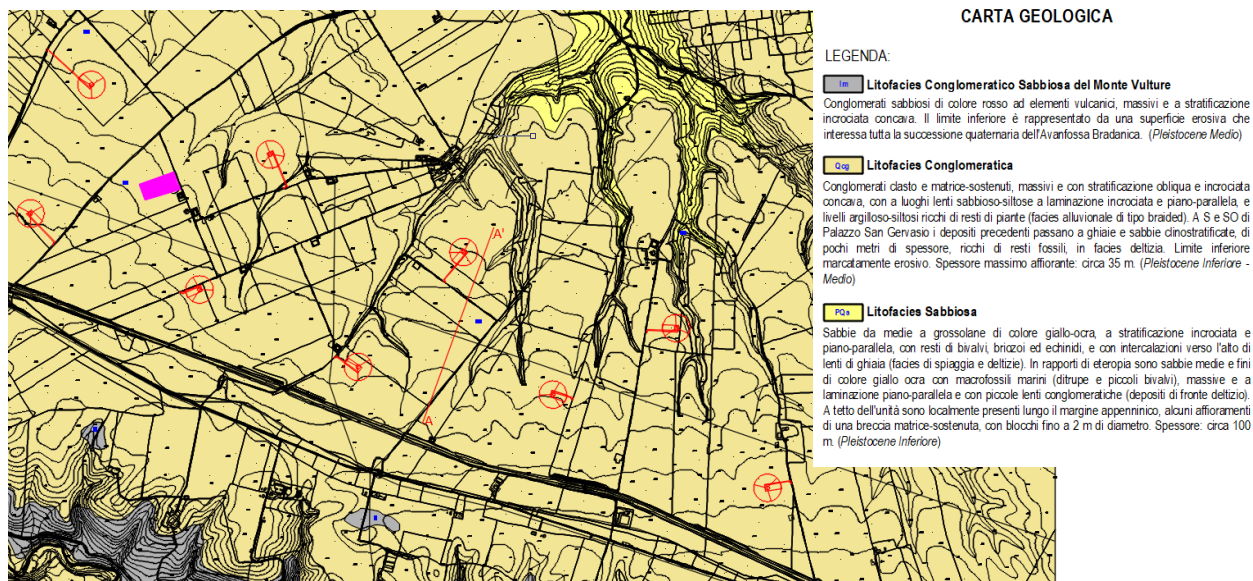
vista della permeabilità secondo la classificazione SCS.

In sintesi

Gruppo A	Suoli aventi scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde, con scarsissimo limo ed argilla e ghiaie profonde, molto permeabili. Capacità di infiltrazione in condizioni di saturazione molto elevata.
Gruppo B	Suoli aventi moderata potenzialità di deflusso. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A. Elevate capacità di infiltrazione anche in condizioni di saturazione.
Gruppo C	Suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta. Suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali. Scarsa capacità di infiltrazione e saturazione.
Gruppo D	Potenzialità di deflusso molto elevata. Argille con elevata capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressochè impermeabili in vicinanza della superficie. Scarsissima capacità di infiltrazione a saturazione.

Gruppi geolitologici

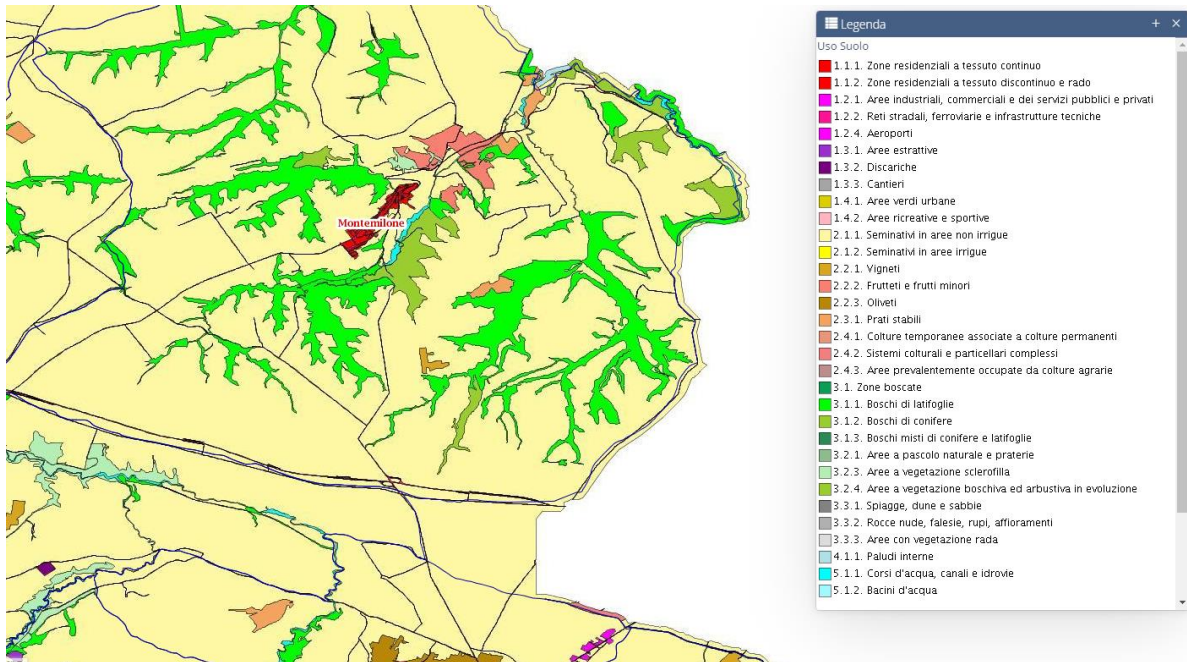
I suoli costituenti il litostrato della zona oggetto di indagine possono essere compresi nella classe C in quanto, come riportato nella relazione geologica allegata al progetto, sono costituiti essenzialmente da “ *Conglomerati clasto e matrice-sostenuti, massivi e con stratificazione obliqua e incrociata concava, con a luoghi lenti sabbioso-siltose a laminazione incrociata e piano-parallela, e livelli argilloso-siltosi ricchi di resti di piante (facies alluvionale di tipo braided). A S e SO di Palazzo San Gervasio i depositi precedenti passano a ghiaie e sabbie clinostratificate, di pochi metri di spessore, ricchi di resti fossili, in facies deltizia. Limite inferiore marcatamente erosivo. Spessore massimo affiorante: circa 35 m. (Pleistocene Inferiore - Medio)*”



Estratto della carta geologica



Dal punto di vista dell'uso del suolo, i terreni sono destinati a seminativi n aree non irrigue.



Carta di uso del suolo

Nell'ambito delle differenti classi di permeabilità così individuate, attraverso un calcolo ponderale basato sui dati acquisiti dalla carta dell'uso del suolo, si distinguono e si individuano le classi di CN per ogni sottobacino analizzato. Nel caso in esame, come carta di uso del suolo, si è fatto riferimento allo studio ACLA condotto dal CHIEAM-BARI in cui sono state individuate le seguenti classi alle quali sono stati associati i parametri di CN riscontrati in letteratura scientifica.

Uso del Suolo	A	B	C	D
<ul style="list-style-type: none"> Aree agricole con presenza di spazi naturali Seminativi in aree non irrigue Vigneti non irrigui Colture temporanee associate a colture permanenti Frutteti e frutti minori non irrigui 	62	71	78	81
Aree Urbane	92	92	92	92
Area residenziale	77	85	90	92
Bacini d'acqua	100	100	100	100
<ul style="list-style-type: none"> Colture erbacee da pieno campo a ciclo primaverile estivo Colture orticole a ciclo estivo autunnale/primaverile Colture orticole a ciclo primaverile-estivo Frutteti e frutteti minori irrigui Oliveti irrigui Sistemi colturali e particellari complessi Vigneti irrigui Sistemi colturali e particellari complessi Vigneti irrigui 	72	81	88	91
Prati stabili non irrigui	30	58	71	78
Zone Boscate	45	66	77	83



Poiché lo studio è rivolto al calcolo delle portate di piena e considerato che in occasione di queste ultime è fondamentale la condizione di imbibimento del terreno, il metodo SCS-CN fa riferimento a tre diverse situazioni di umidità antecedenti all'evento considerato:

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

classi AMC (Antecedent Moisture Conditions)

I valori di CN corrispondenti alle classi AMCI e AMCIII si determinano dal valore del CN relativo alla classe AMCI applicando le seguenti relazioni:

$$F = \frac{F_{AMCI} \cdot 0.06}{20 \cdot CN} \text{ valida per } 20 < CN < 90$$

$$F = \frac{F_{AMCI} \cdot 0.06}{20 \cdot CN}$$

Per le valutazioni idrologiche, che verranno descritte più avanti nel dettaglio, si anticipa che si farà riferimento ad una condizione di imbibizione del suolo nel periodo antecedente l'evento di tipo umido-saturo, pertanto al CN3.

Per tutti i bacini il valore del CN III risulta pari a 89.77

4.3. Applicazione dei modelli afflussi-deflussi

4.3.1. Metodo SCS-CN

Il metodo SCS trova ormai larga diffusione nell'ambito delle applicazioni tecniche di questo tipo per qualunque tipologia di bacino ed è ampiamente diffuso anche in Italia. Il metodo consente sia la semplice valutazione del volume della piena, o della sua portata al colmo, sia la ricostruzione dell'idrogramma. La stima dell'idrogramma di piena generato da un bacino, a seguito di una determinata precipitazione caratteristica, avviene attraverso l'analisi geomorfologica e di uso del suolo del bacino; l'idrogramma di piena viene valutato attraverso la preventiva acquisizione di diversi parametri tra cui quelli elencati nel seguito:

- CN (Curve Number);
- S grado di saturazione del terreno;
- IA (Initial Abstraction), grado di assorbimento iniziale del terreno;



- AMC (Antecedent Moisture Condition), grado di imbibizione precedente l'evento;
- TI (Time Lag), tempo di ritardo tra il centro del pluviogramma e quello dell'idrogramma;
- RL (Reach Lag), tempo impiegato dall'onda di piena per il trasferimento attraverso l'asta.

La metodologia si basa sull'ipotesi che sia sempre valida la seguente relazione:

$$\frac{V}{P_n} = \frac{W}{S}$$

con :

- V = volume di deflusso;
- W = volume idrico realmente invasato nel suolo;
- Pn = Pioggia netta = V + W;
- S = volume massimo che il suolo può immagazzinare.

La pioggia netta si può determinare sottraendo alla precipitazione totale (P) il parametro la che tiene conto dell'accumulo di volumi idrici in superficie, dell'infiltrazione iniziale e superficiale nel suolo e dell'intercettazione operata dalla copertura vegetale.

Sostituendo il valore di W = Pn – V si ottiene:

$$V = \frac{Pn^2}{Pn + S}$$

In linea generale il valore di la può essere assunto, come è stato fatto per il presente studio secondo le indicazioni dell' SCS, pari a: la = 0,2 S (valore normalmente utilizzato dall'Autorità di Bacino della Puglia)

Tenendo conto che Pn = P – la , il volume di deflusso V può essere ricavato dalla seguente relazione:

$$V = \frac{(P - 0,2S)^2}{(P + 0,8S)}$$

L'applicazione della formula suddetta presuppone la conoscenza della precipitazione totale P, la stima del massimo volume di invaso S del suolo che, teoricamente, può assumere tutti i valori positivi compresi tra 0 (superficie impermeabile) e infinito (nessuna formazione del deflusso superficiale).

La valutazione di S viene effettuata con l'ausilio della relazione seguente:



$$S = 25,4 \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

Il parametro CN è denominato Curve Number esso indica l'attitudine del bacino a produrre deflusso e si stima sulla base delle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale. La stima del CN (il cui valore varia tra 0 a 100) si effettua determinando il gruppo idrologico di appartenenza e, all'interno di ciascun gruppo, valutando la copertura d'uso del suolo; alle sottoclassi così determinate viene associato un valore di CN.

Per il calcolo della portata al colmo (Q) si considera un idrogramma approssimato di forma triangolare che ha una fase crescente di durata "Ta" (tempo di accumulo) e una fase di esaurimento "Te" (tempo di esaurimento).

Il volume risulta

$$V = \frac{Q}{2} \cdot (T_a + T_e) = \frac{Q}{2} T_p$$

Avendo indicato Tb (durata dell'evento di piena) = Ta + Te. Poiché è stato stabilito sperimentalmente che nella fase crescente dell'idrogramma defluisce un volume idrico che è pari al 37,50%, ne consegue che la durata della fase crescente è pari a 0.375 volte la durata dell'evento.

$$T_b = 2.67 T_a .$$

Esprimendo il volume di deflusso V in mm, il tempo Ta in ore, L'area del Bacino "A" in km, la portata al picco di piena (Q) è generalmente stimabile applicando la seguente relazione:

$$Q = 0,208 \cdot \left(\frac{VA}{T_a} \right)$$

La determinazione di Ta, nell'ipotesi di intensità costante di durata Tp e indicando con TL il tempo di ritardo (distanza tra il baricentro dello ietogramma e il picco dell'idrogramma triangolare) si effettua con la seguente relazione

$$T_a = 0,5 T_p + T_L \text{ (tempo di accumulo)}$$

Tp = tempo di pioggia;

Il tempo di ritardo "TL" Time lag si può calcolare con la formula di Mokus

$$T_L = 0,342 \cdot \left(\frac{L^{0.8}}{s^{0.5}} \right) * \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}$$

Dove s = pendenza media del bacino tributario



Si evince sperimentalmente che il tempo di corrivazione $T_c = 1.67 T L$

Nel presente studio, come ampiamente descritto nell'analisi pluviometrica, sono stati applicati i risultati rinvenienti dall'approccio VAPI. In questa analisi è stata ipotizzata una pioggia uniformemente distribuita sui bacini studiati, in funzione della zona omogenea considerata (zona 4), a cui è stato applicato uno ietogramma costante ricavato dall'analisi delle Curve di Possibilità Pluviometrica riferite ai tre tempi di ritorno di 30, 200 e 50 anni. Come già detto si è utilizzato uno $la=0,2S$, una condizione antecedente all'evento di tipo AMC=III (CN3) e i dati di input sono stati ricavati dall'analisi morfometrica e pluviometrica descritte in precedenza.

Le portate massime per tr 200 anni sono di seguito riportate

BACINO	Q max tr 200
ID	[mc/s]
1	5.20
2	8.23
3	3.31
4	4.98
5	4.25
6_1	1.83
6_2	2.33
7	4.22
8	3.93
9	6.90



5. ANALISI IDRAULICA

Al fine di valutare la compatibilità dei nuovi interventi ovvero la verifica della sicurezza idraulica si rende necessaria l'analisi idraulica per la determinazione delle aree a media pericolosità idraulica. L'output dello studio idrologico-idraulico consentirà di verificare la sussistenza delle condizioni di sicurezza idraulica (così come definita nell'art. 36 delle NTA: *“condizione associata alla pericolosità idraulica per fenomeni di insufficienza del reticolo di drenaggio e generalmente legata alla non inondabilità per eventi di assegnata frequenza. Agli effetti del PAI si intendono in sicurezza idraulica le aree non inondate per eventi con tempo di ritorno fino a 200 anni”*)

Questo tipo di valutazioni vengono eseguite, in linea generale, attraverso analisi numeriche dei processi idrologici ed idraulici che si possono verificare sui luoghi, con l'ausilio di sofisticati modelli di calcolo.

Per le analisi eseguite si è fatto uso del software FLO2D, modello di propagazione delle piene a schema bidimensionale. La scelta è stata dettata dal fatto che le opere in progetto sono inserite in un contesto idraulico in presenza di numerosi reticoli di “testata” e quindi con esiguo bacino tributario dove i deflussi cominciano a concentrarsi per dar luogo al regime idraulico sensibilmente più visibile nelle zone di valle.

5.1. Teoria del modello idraulico

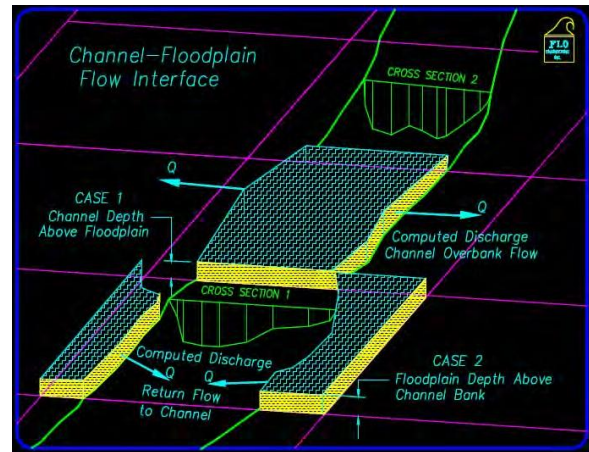
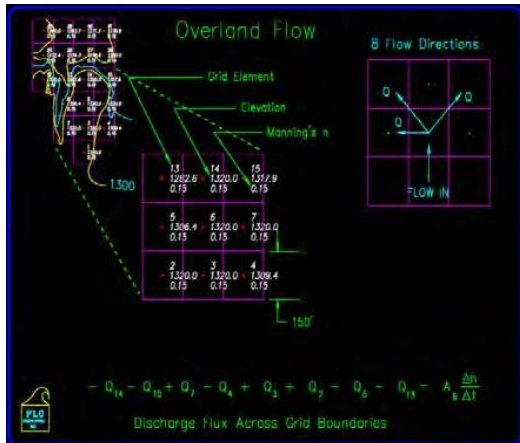
Il FLO-2D è un software per la modellazione idraulica bidimensionale utilizzato per diversi tipi di verifiche idrauliche come la propagazione delle piene anche quando siano interessate le golene, deflussi in zone non confinate, deflussi in aree urbane, trasformazione afflussi-deflussi, deflusso delle piene in aree costiere e colate fangose e detritiche. Esso permette di simulare un'inondazione su una topografia complessa e con una data scabrezza basando il suo funzionamento sulla conservazione del volume, che è fondamentale per avere un'esatta distribuzione della piena. Il modello usa l'equazione completa del moto di un'onda dinamica ed uno schema centrale alle differenze finite con otto potenziali direzioni di flusso per predire il procedere dell'idrogramma di piena su una griglia di elementi quadrati.

Il FLO2D permette di combinare il modello idrologico e il modello idraulico e richiede, per ogni simulazione di inondazione, principalmente due tipi di informazione: quella associata alle quote (modello digitale del terreno, DTM) e quella pluviometrica distribuita (oltre gli ulteriori altri parametri che entrano in gioco per valutazioni di tale complessità).

La topografia della superficie di flusso potenziale è rappresentata da un sistema di griglie quadrate. Agli elementi di griglia sono assegnati le quote ricavate da un'interpolazione dei punti del DTM.

Un modulo del software GDS (grid developer system) genera il sistema a griglia ed

assegna le quote. Il GDS sovrappone le griglie sui punti del DTM ed interpolando per mezzo di particolari algoritmi determina le quote di ogni elemento di griglia. Esso genera automaticamente il “piano di piena” (che rappresenterà schematicamente la nostra superficie di inondazione) e gli altri dati per cominciare una simulazione di inondazione.



Schema di funzionamento del modello idraulico di propagazione della piena in dominio bidimensionale

Il procedere dell’onda di piena sul dominio di flusso è controllato dalla topografia e dalla resistenza al deflusso. L’inondazione che si sviluppa in due dimensioni è portata a termine tramite un’integrazione numerica delle equazioni del moto e della conservazione del volume fluido, sia per un’inondazione di acqua sia per un flusso di sedimento.

Quindi le equazioni costitutive su cui si basa il modello sono:

- l’equazione di continuità;

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hv_x}{\partial x} = i$$

- l’equazione del moto (equazione del momento di un’onda dinamica).

$$S_{fx} = S_{0x} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{v_x}{g} \frac{\partial v_x}{\partial x} - \frac{v_x}{g} \frac{\partial v_x}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial v_x}{\partial t}$$

dove h è la profondità di flusso e V_x è la componente della velocità mediata lungo la profondità. L’eccesso di pioggia può essere diverso da zero sulla superficie di flusso.

La componente di attrito del pendio S_{fx} è basata sull’equazione di Manning. Gli altri termini includono la pendenza del letto S_{0x} , variazione di pressione e termini di accelerazione convettivi e locali.



Le equazioni del moto in FLO-2D in realtà inquadrano il software come modello di propagazione quasi bidimensionale. L'equazione del moto è risolta calcolando la velocità di flusso media attraverso un elemento di griglia di confine, considerando una direzione alla volta. Ci sono otto direzioni potenziali di flusso, le quattro perimetrali (nord, sud, est, ovest) e le quattro diagonali (nordest, sudest, nordovest, sudovest). Ogni calcolo di velocità è essenzialmente monodimensionale in natura ed è risolto indipendentemente delle altre sette direzioni. La stabilità di questo schema numerico esplicito è basata su uno specifico criterio di controllo della misura della variabile computazionale "intervallo temporale". La grandezza delle componenti dell'accelerazione relative alla pendenza del fondo ed ai termini di pressione è importante. Henderson nel 1966 calcolò i termini dell'equazione del moto per un canale alluvionale ripido ed un idrogramma crescente velocemente. I risultati di Henderson sono i seguenti:

Termini dell'equazione	So	$\delta y/\delta x$	$V\delta V/g\delta x$	$\delta V/g\delta t$
Grandezza (ft/mi)	26	0.5	0.12-0.25	0.05

dove S_o rappresenta la pendenza del fondo, $\delta y/\delta x$ è il gradiente di pressione, $V\delta V/g\delta x$ è l'accelerazione convettiva, $\delta V/g\delta t$ è l'accelerazione locale.

Henderson dimostrò su varie applicazioni per diverse pendenze, che l'onda cinematica ($S_o=S_f$) è sufficiente per modellare la progressione dell'onda di piena e che il contributo del gradiente di pressione e delle accelerazioni può essere trascurato.

L'aggiunta del gradiente di pressione, per la precisione, migliora la simulazione del flusso su superfici caratterizzate da una complessa topografia. L'equazione di onda diffusiva con il gradiente di pressione è necessaria se il sistema di griglie presenta depressioni topografiche.

I termini dell'accelerazione locale e convettiva, invece, diventano importanti soprattutto per la soluzione di canali con pendenze nulle (secche) o con pendenze molto elevate.

Quindi è sempre usata l'equazione completa del moto, senza apportare nessuna delle semplificazioni suddette, enunciate soltanto per chiarire meglio il modello teorico che è alla base del FLO-2D.

Al fine di valutare la potenzialità di deflusso in termini di portata massima e di volumi trasportati dalla corrente si possono utilizzare 2 metodologie:

- Modellazione a parametri concentrati con applicazione dell'idrogramma di piena dedotta dalle formulazioni empiriche (metodo CN SCS già illustrato nel precedente paragrafo);
- Analisi idraulica con parametri distribuiti con applicazione dello ietogramma di progetto (con durata 1 h) e valutazione idrogramma di piena su sezioni di controllo.



Al fine di simulare con un estremo grado di dettaglio l'evoluzione dell'evento di piena e del suo effetto al suolo, si è applicato un modello bidimensionale a parametri distribuiti che comprenda tutti i bacini ovvero simulando una unica precipitazione che tenga conto dell'intero territorio.

Tale sistema nettamente più realistico rispetto uno con dominio bidimensionale a parametri concentrati simula con realtà l'evento critico dando risultati eventualmente anche non aspettati in quanto segue l'insieme delle linee preferenziali di deflusso del territorio e NON solo l'asse principale del reticolo che invece è un'approssimazione del modello a parametri concentrati oppure il modello monodimensionale.

5.2. Analisi a parametri distribuiti

Nel modello a parametri distribuiti, in sintesi, il fenomeno viene simulato con una situazione più realistica soprattutto per bacini poco estesi rispetto all'applicazione delle formulazioni empiriche e ai parametri concentrati.

La differenza sostanziale tra le due metodologie è che la prima è basata su relazioni matematiche legate a coefficienti tarati su particolari bacini mentre la seconda (modello idraulico a parametri distribuiti) simula l'effettivo evento piovoso dalla precipitazione, all'immagazzinamento e alla diffusione del deflusso suddividendo in celle la morfologia del territorio.

In generale il Modello matematico idraulico è una rappresentazione del sistema reale tramite un insieme di relazioni matematiche che anche non potendo descrivere esattamente il suo comportamento nel particolare permette comunque di formulare in maniera matematica il problema di controllo.

La complessità del modello dipende dal sistema che si deve descrivere.

Esistono molti tipi di modelli che possono essere classificati secondo diversi criteri: modelli fisici (di scala, analogici, di simulazione) oppure astratti (deterministici, aggregati e distribuiti o non deterministici, probabilistici e stocastici), ecc.

Fra questi sono molto significativi e costituiscono oggetto di attività di ricerca scientifica recente i modelli fisicamente basati a parametri distribuiti che simulano i fenomeni di trasformazione afflussi deflussi proponendosi di fornire una descrizione matematica delle componenti del bilancio idrologico che si svolge nel bacino idrografico, attraverso cui le precipitazioni meteoriche, in funzione sia del tempo che dello spazio, in corrispondente sezione di chiusura (idrogramma di piena).

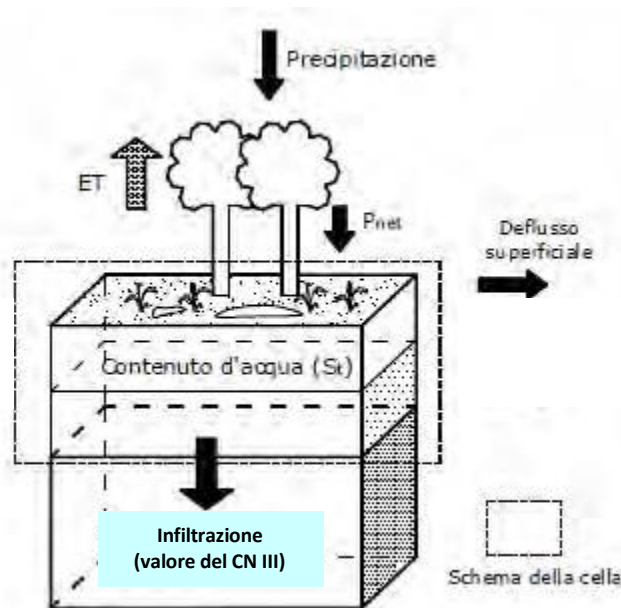
Generalmente nel modello idrologico di trasformazione afflussi deflussi il bacino idrografico viene considerato come un sistema soggetto ad ingresso variabile nel tempo e nello spazio dell'intensità di pioggia (input), la cui uscita è rappresentata dall'andamento della portata nel tempo (output) defluente attraverso la sezione di

chiusura. La risposta del sistema dipende dalla variabilità spaziale e temporale sia delle caratteristiche dell'evento pluviometrico, che di quelle geopedologiche e morfologiche del bacino idrografico.

Poiché non è possibile una conoscenza completa di tutti i processi che influenzano la risposta idrologica del bacino, nel modello idrologico la complessità del sistema reale viene semplificata, esaltando le grandezze fondamentali e trascurando gli elementi ritenuti secondari.

Nel modello idrologico fisicamente basato a parametri distribuiti la complessità del sistema viene rappresentata attraverso tutti i fenomeni fisici coinvolti. Oltre a rappresentare la relazione input- output, sono riprodotte le relazioni interne fra le variabili idrologiche.

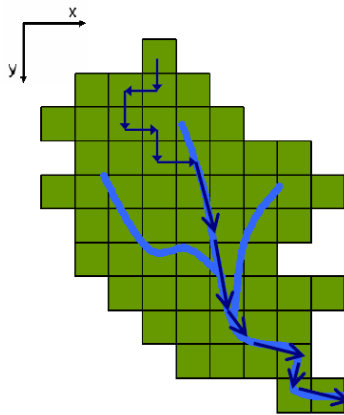
Adottando la schematizzazione spaziale a griglia (raster), è possibile infatti attribuire ad ogni cella le informazioni relative a morfologia del bacino, sviluppo del reticolo idrografico, caratteristiche idrogeologiche del suolo, (anche eventualmente carico inquinante immesso), afflusso meteorico, ecc. che vengono utilizzate nelle varie equazioni di bilancio e di trasferimento.



Il modello restituisce una descrizione dei processi funzionanti in un sistema idrologico in maniera puntuale, mediante la ricerca della soluzione delle equazioni differenziali, esprimenti i bilanci di massa, di quantità di moto e, quando necessario, di energia, che governano i processi medesimi.

Nonostante le ipotesi semplificative necessarie a risolvere le equazioni che governano i vari processi, tali modelli richiedono una cospicua mole di dati e notevoli tempi di calcolo.

Nel caso in oggetto, la variabili che concorrono alla definizione del problema sono:

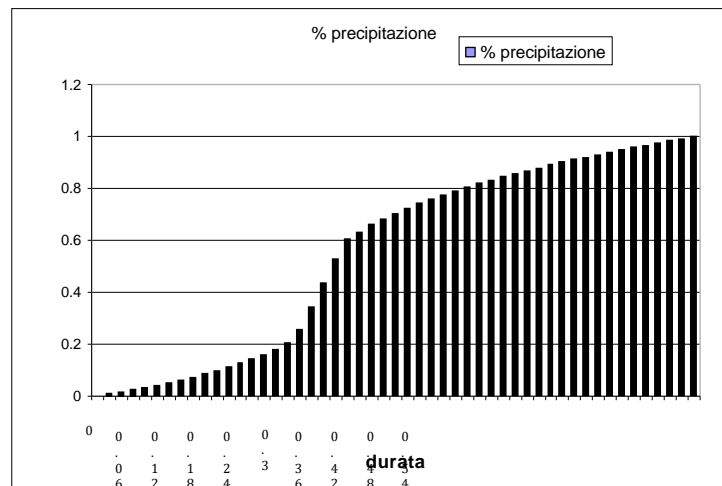


Nel caso in questione la verifica è stata effettuata :

- inserendo il valore del CN ponderato del bacino in tutte le celle (inserimento dei valori di perdita iniziale (Ia),

Immagazzinamento superficiale (S) e infiltrazione;

- applicando diversi ietogrammi di progetto (modello Chicago per massimizzare l'intensità) in funzione delle durate diverse durate di precipitazione;



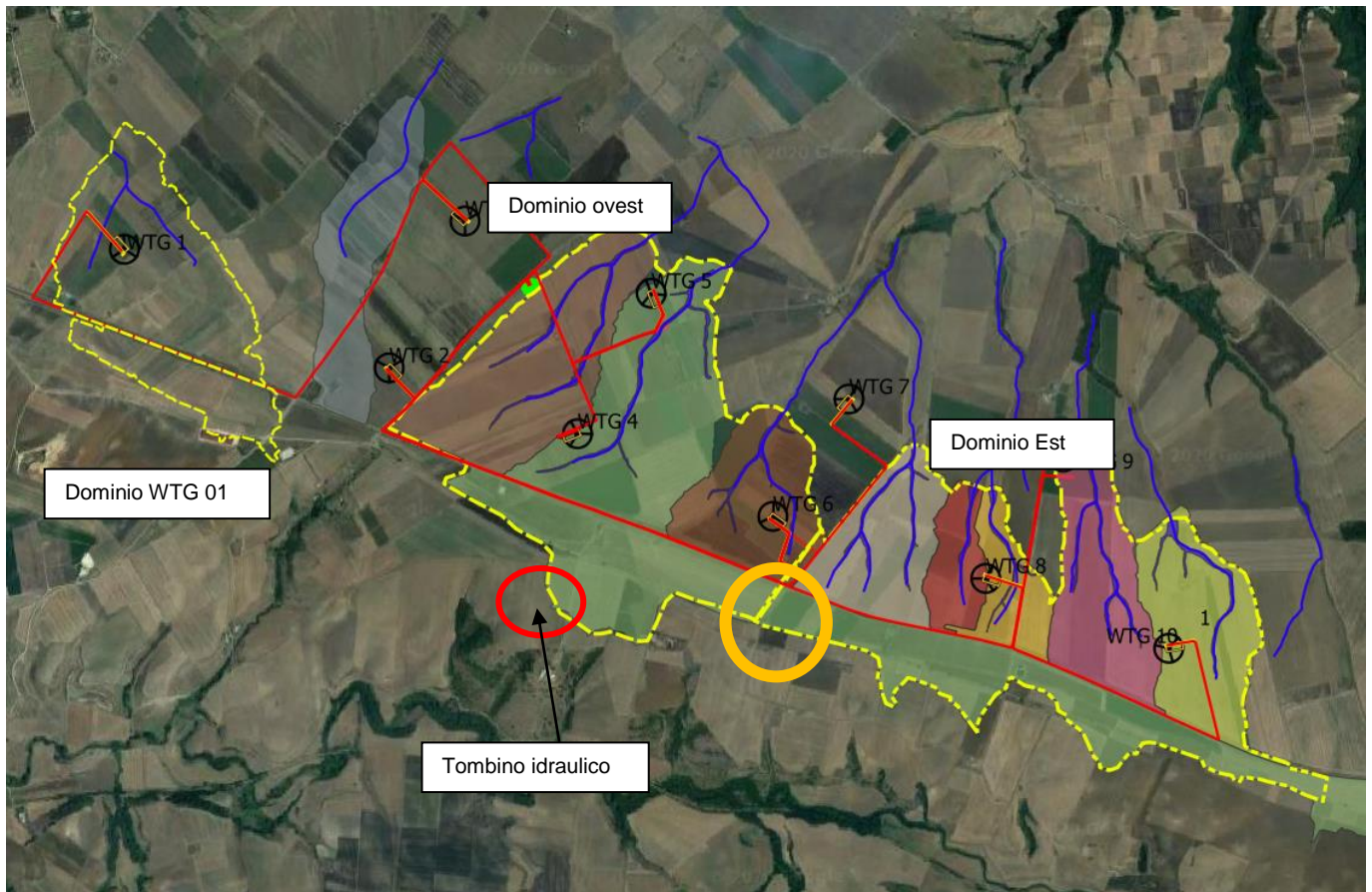
Cumulata tipo della distribuzione dello ietogramma chicago

Le durate sono state scelte nell'intorno del tempo di corrivazione calcolato con il metodo del SCS (CN III) ovvero si è adottata la durata di 1 h in quanto si è visto che mediamente è quella comune a tutti bacini tributari oggetto di studio e quindi la portata massima si ottiene per quella durata.

Ogni cella del dominio avrà come valore di infiltrazione il corrispondente valore relativo al CN III determinato dalla mappa del CN II precedentemente ricavata secondo le relazioni del metodo SCS.

5.3. Implementazione del modello idraulico

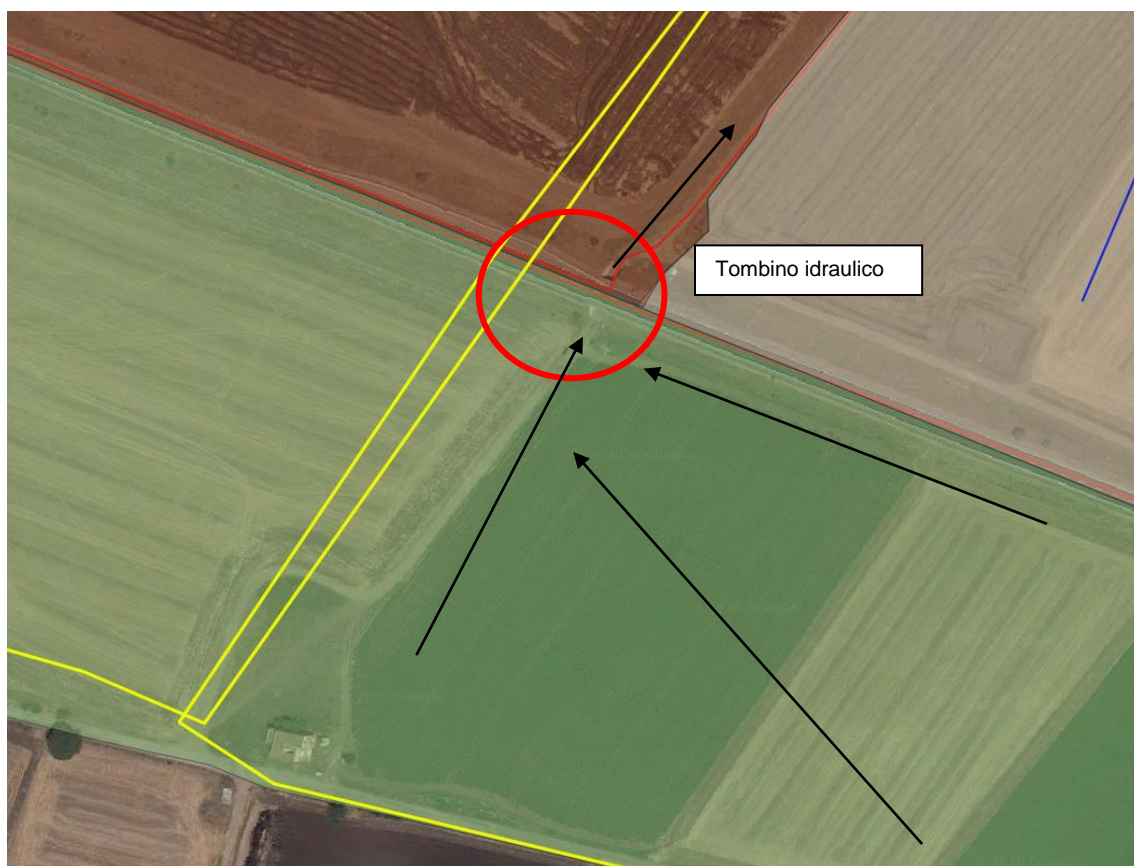
Al fine di studiare l'intero territorio con un certo grado di dettaglio, si è scelto di operare con **celle da 5 m.** con tale definizione, realizzare un unico modello sarebbe molto difficoltoso in quanto si avrebbero dei tempi computazionali elevatissimi pertanto si è deciso di suddividere lo studio idraulico in 3 domini a schema bidimensionale.



Rappresentazione dei domini di studio. Partendo da destra: ovest ed est

Due domini (este e ovest) sono stati suddivisi verificando le effettive direzioni di deflusso ovvero inglobando i bacini tributari più vicini. La suddivisione può sembrare parzializzare il bacino 2 in realtà, l'algoritmo durante dell'analisi morfologica non ha tenuto conto della presenza di un tombino che parzializza effettivamente il bacino 2 convogliando le acque nel bacino 4.

Un terzo dominio separato è stato costruito per studiare il regime idraulico del reticolo interferente con la torre WTG 01.



Particolare del tombino di intercettazione dei deflussi del bacino 2 (spartiacque dominio ovest – est)

Per quanto riguarda i parametri di progetto da inserire, come già spiegato, è stata ricavata la distribuzione del relativo ietogramma del tipo “Chicago”, che rappresenta la distribuzione più utilizzata per il dimensionamento delle opere idrauliche in quanto permette di simulare eventi meteorici intensi e concentrati.

Questo ietogramma di progetto fu sviluppato da Keifer e Chu nel 1957 con riferimento alla fognatura di Chicago. La principale caratteristica di questo tipo di ietogramma consiste nel fatto che per ogni durata, anche parziale, l'intensità media della precipitazione del suddetto ietogramma è congruente con quella definita dalla curva di possibilità pluviometrica.

Lo ietogramma Chicago presenta il vantaggio di essere poco sensibile alla variazione della durata di base. Infatti la parte centrale dello ietogramma rimane la stessa per durate progressivamente maggiori, aggiungendosi solo due “code” all'inizio ed alla fine dell'evento. Inoltre esso, pur essendo dedotto dalle curve di possibilità pluviometrica, risente solo in minima parte, se la durata complessiva è sufficientemente lunga, della sottostima dei volumi insita nel procedimento di definizione delle curve stesse.

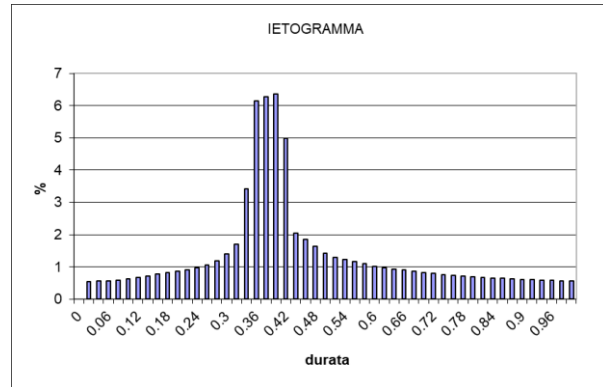
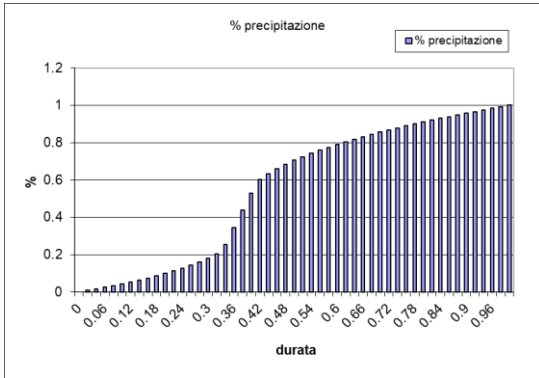
Si rimanda alla letteratura tecnica, gli opportuni approfondimenti sulla costruzione della cumulata e dello ietogramma



Nel caso in questione è stata prevista una durata di precipitazione di 1 h coerente con i tempi di corrivazione e time lag dei bacini indagati.

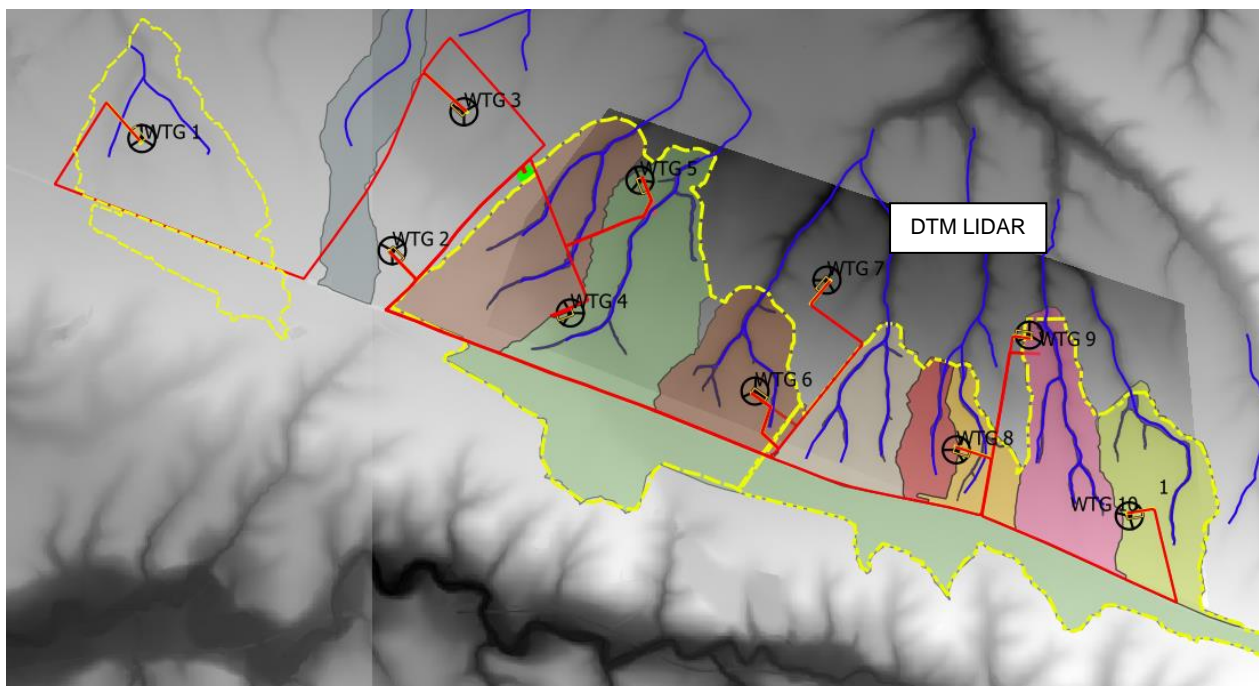
L'altezza di pioggia per durata 1 h (nella zona omogenea 4) = 68.26 mm

Applicando la distribuzione del tipo Chicago si ottiene lo ietogramma da applicare uniformemente distribuito sui domini di studio:



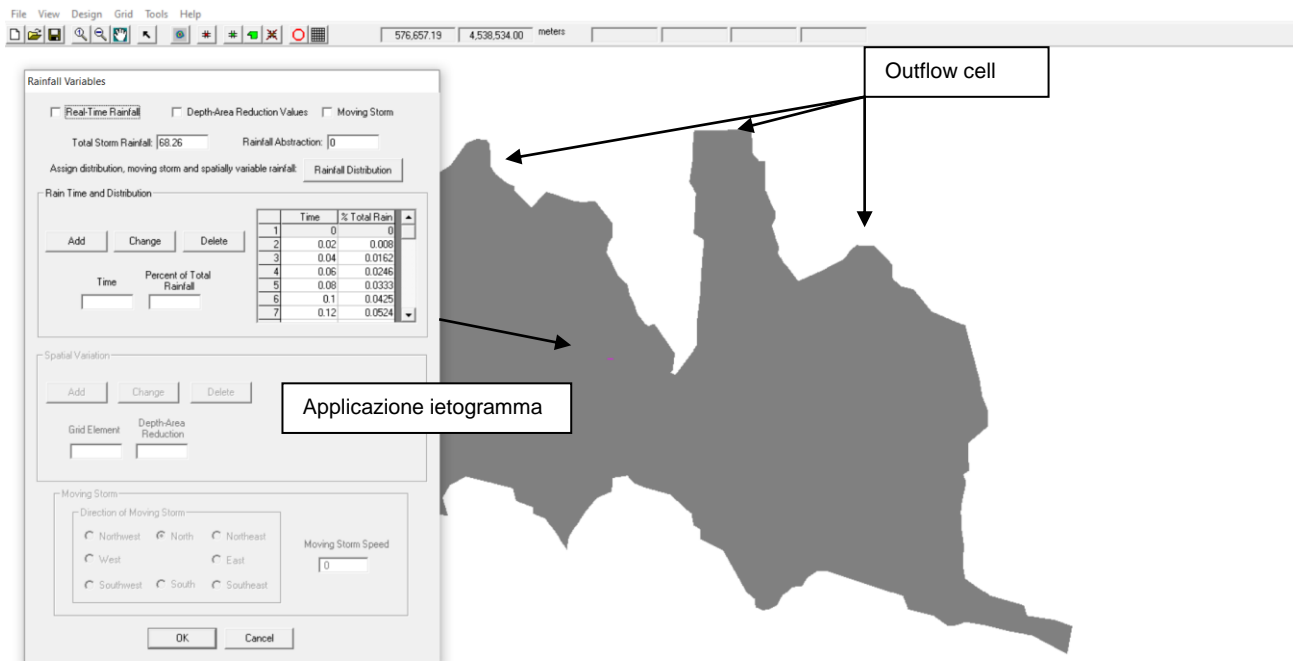
Cumulata e ietogramma per durata 1 h

Anche in questo caso, per eseguire i calcoli idraulici si sono elaborati i dati topografici disponibili per ottenere il grid con la risoluzione voluta, al fine di implementare il modello geometrico tridimensionale su cui basare i calcoli numerici utilizzando il rilievo LIDAR acquisito. Il rilievo LIDAR è stato "fuso" (*merged*) con il DTM della regione Basilicata concentrando quindi il dettaglio nella zona di impluvio garantendo un massimo livello di dettaglio



Fusione del DTM Regionale e Lidar (con colorazione più scura)

Il DEM ricavato è stato processato attraverso il PREPROCESSING GRID DEVELOPER SYSTEM (GDS), componente del FLO-2D. Il GDS consente di elaborare il DEM inserendo tutti gli elementi necessari per la costruzione della geometria di calcolo. Nel caso in esame è stata utilizzata una griglia di calcolo la cui dimensione di cella è stata fissata pari a 5 metri.



Esempio di geometria del dominio processata con GDS (dominio est)

Per quanto riguarda l'infiltrazione, si è utilizzato il metodo del CN applicando per tutte le celle un valore pari a 89,76 corrispondente al CN III calcolato in precedenza.

Per il valore di Manning si è utilizzato quello di default del software pari a 0.04.

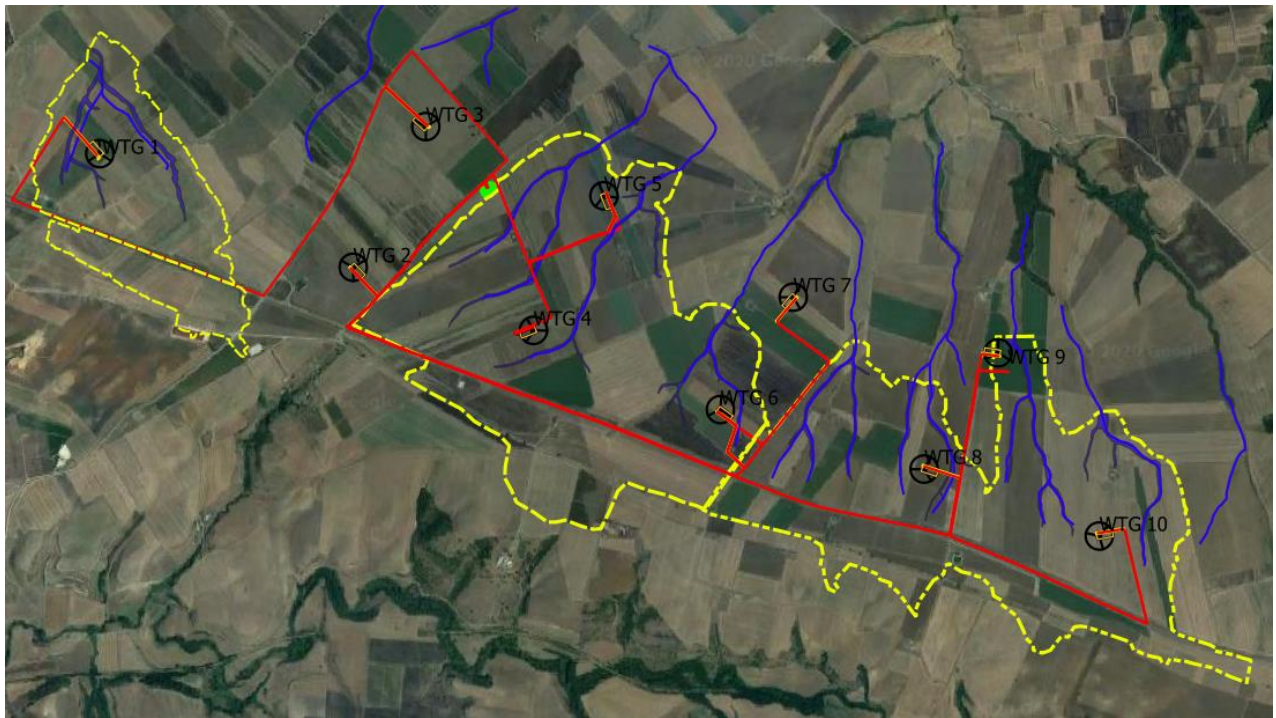
Costruito il modello geometrico che meglio schematizza lo stato dei luoghi con le opere in progetto è stata simulata la propagazione della piena nel dominio di calcolo per conoscere gli scenari di allagamento con riferimento ai due tempi di ritorno 200 anni

I risultati delle varie modellazioni possono essere dedotti dalla lettura dei valori dei parametri idrodinamici nelle singole celle, che restituiscono, per ogni valore di time step, il valore dei tiranti e della velocità per ogni cella della sezione di lettura e quindi della portata.

Con l'utilizzo dell'applicativo MAPPER, post-processore di FLO-2D sono state ricavate le mappe dei valori massimi dei tiranti e delle velocità in ogni cella del dominio mono e bidimensionale con un passo temporale $\Delta t=10$ min, tuttavia per ottenere la mappa delle aree allagabili per tempi di ritorno di 200 anni è stato necessario combinare i dati dei tiranti > 0.2 m e delle velocità >0.3 m/s come usualmente adottato nella maggior parte degli studi idraulici analizzati in Autorità di Bacino.

Nelle figure che seguono sono riportati i risultati delle simulazioni eseguite e mostrate le aree allagabili per differenti tempi di ritorno.

Applicando le soglie di taglio si ottiene l'estensione dell'area a media pericolosità idraulica così come riportato nell'immagine sottostante.

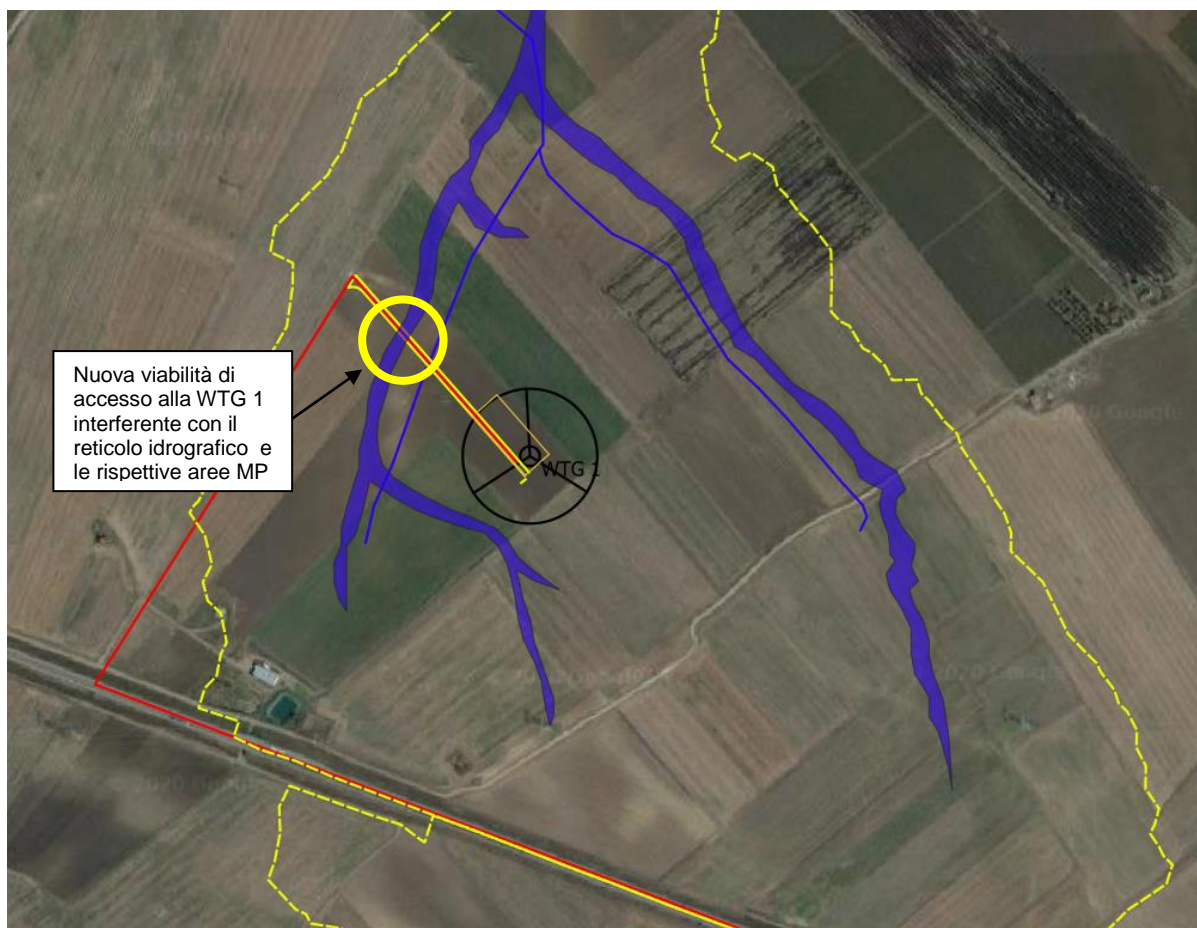


Individuazione delle aree a media pericolosità idraulica.

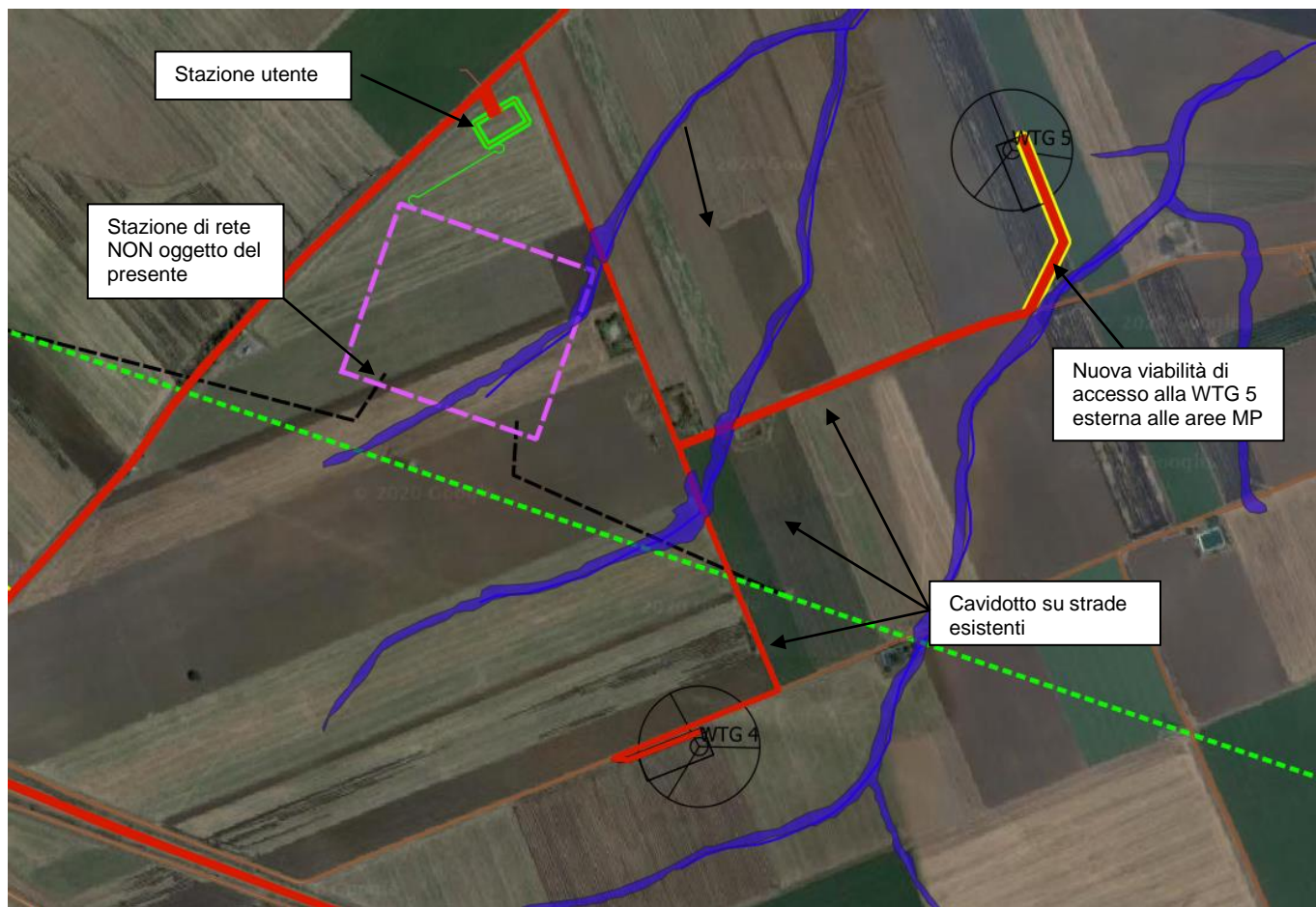
6. ANALISI DELLA COMPATIBILITA' DELL'INTERVENTO

Nel presente paragrafo si analizza la compatibilità dell'intervento in funzione delle aree a media pericolosità idraulica (tr 200 anni) individuate.

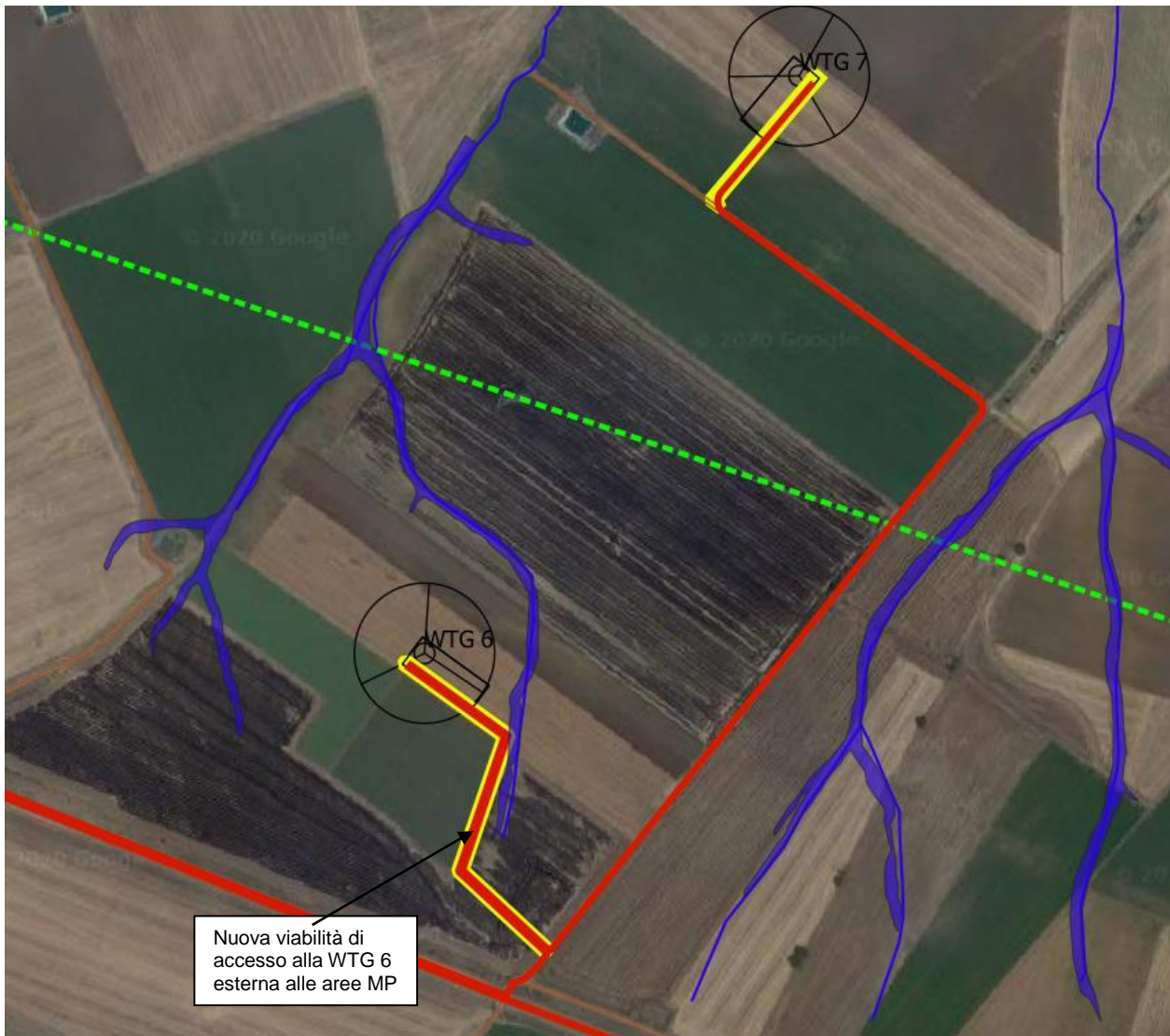
- Tutte gli aerogeneratori e le relative piazzole risultano esterne alle aree individuate;
- La cabina elettrica non risulta inteessata da aree a pericolosità idraulica;
- I cavidotti sono posati sulle strade esistenti e il loro tracciato interseca i reticoli idrografici. A tal fine sarà effettuata nel paragrafo successivo la verifica della posa dello stesso cavidotto in funzione della capacità erosiva del reticolo più gravoso.
- Le nuove viabilità di accesso alle piazzole sono esterne alle aree a media pericolosità idraulica individuate con esclusione della viabilità di accesso alla piazzola del WTG1 e WTG 8 per le quali , nei successivi paragrafi sarà dimensionato opportuno tombino idraulico.



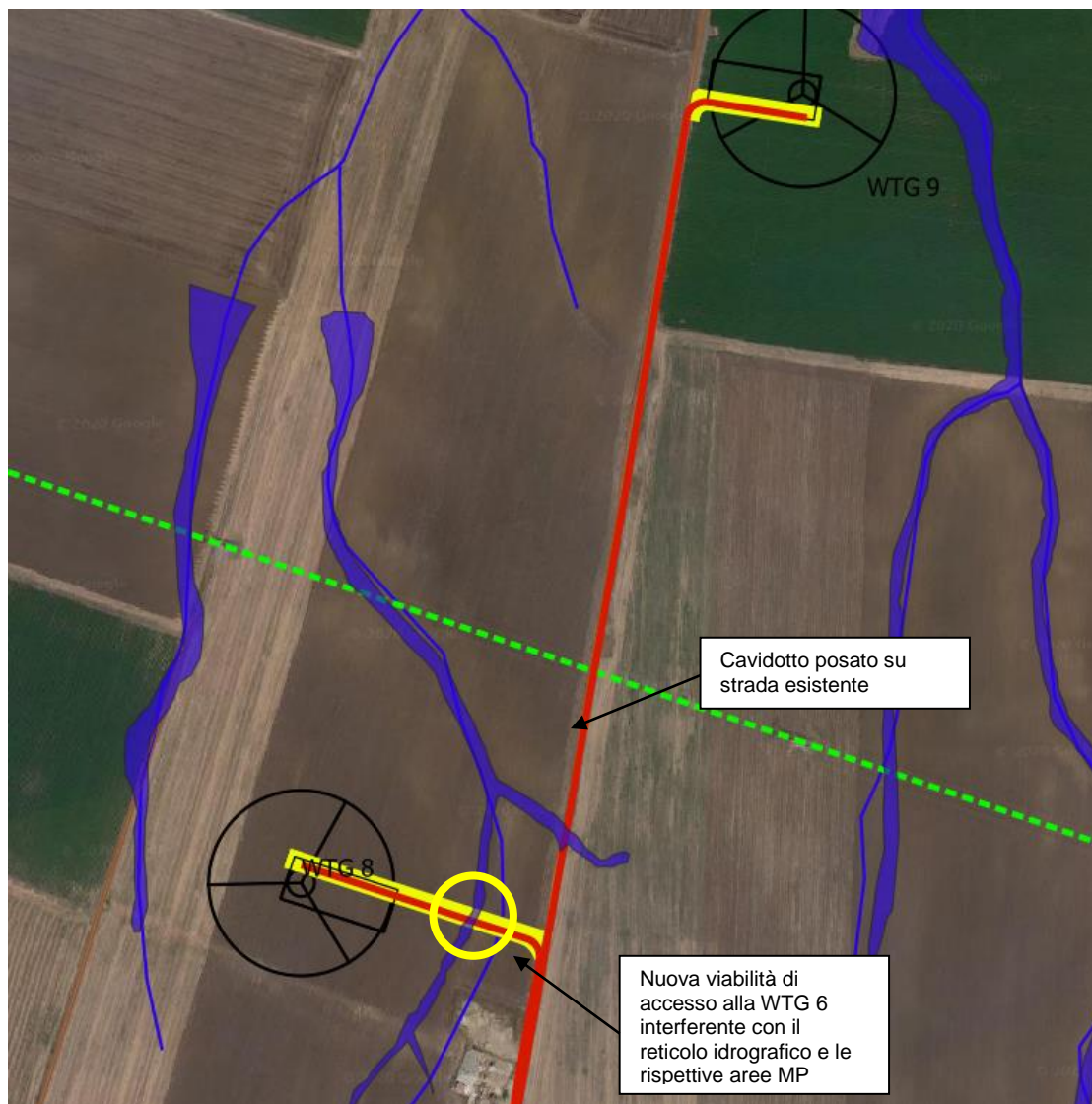
Verifica compatibilità torri WTG 1, e strada di accesso (in rosso i cavidotti). In blu le aree a media pericolosità idraulica



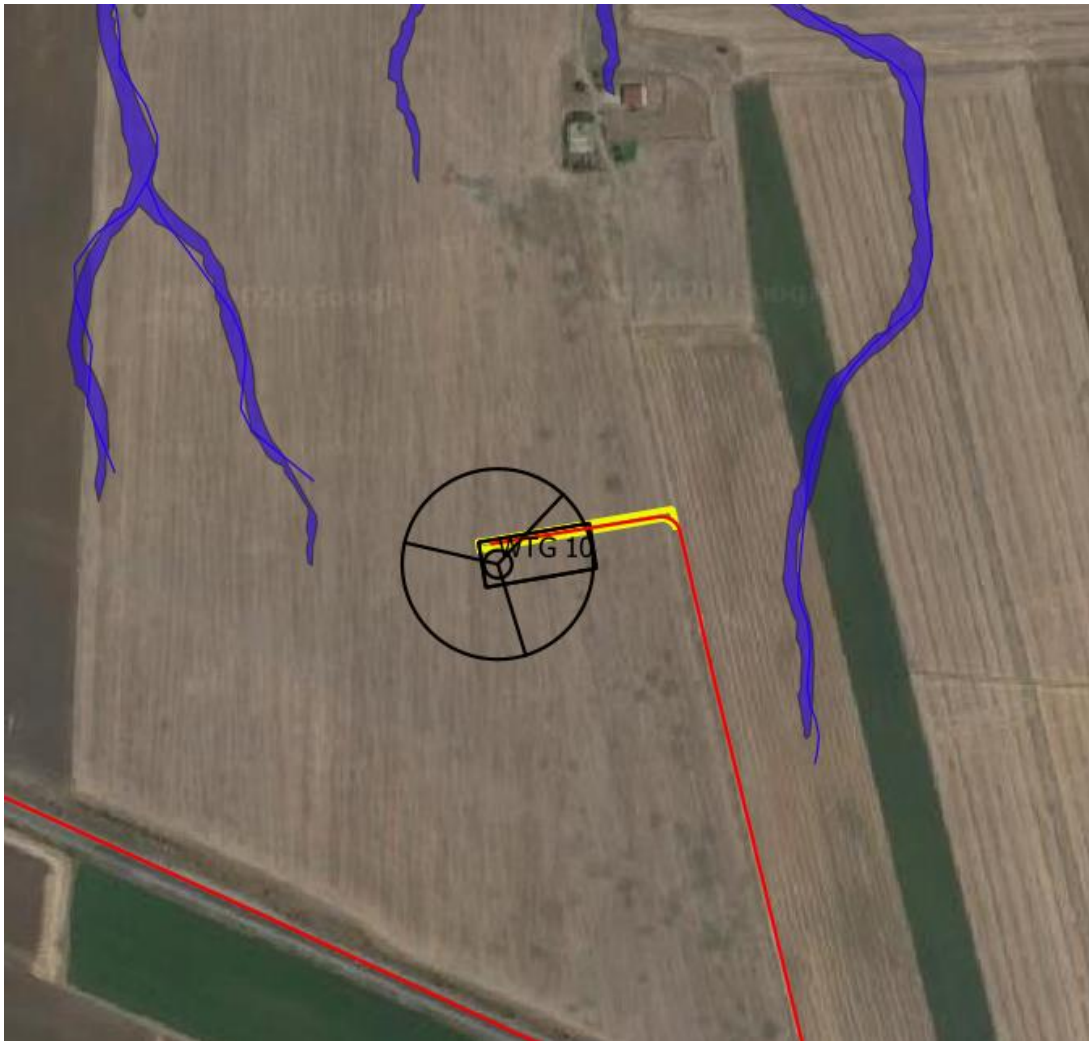
Verifica compatibilità torri WTG 4 e 5, cabina elettrica e strade di accesso (in rosso i cavidotti). In blu le aree a media pericolosità idraulica



Verifica compatibilità torri WTG 6 e 7, e strade di accesso (in rosso i cavidotti). In blu le aree a media pericolosità idraulica



Verifica compatibilità torri WTG 8 e 9, e strade di accesso (in rosso i cavidotti). In blu le aree a media pericolosità idraulica



Verifica compatibilità la torre WTG 10, e strada di accesso (in rosso i cavidotti). In blu le aree a media pericolosità idraulica

6.1. Dimensionamento tombino di accesso alla WTG1

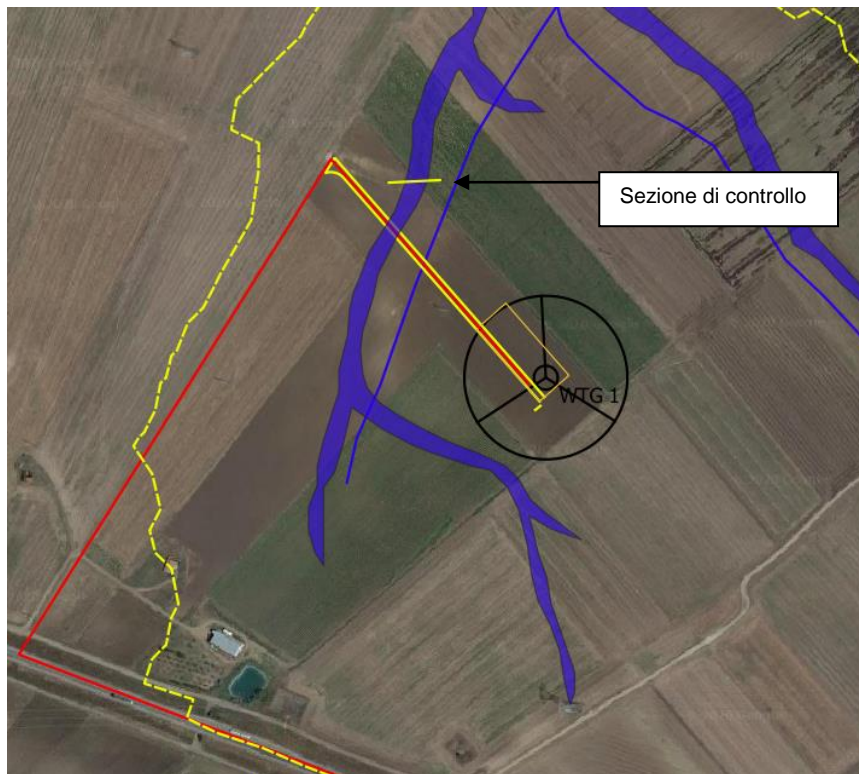
Come verificato nel paragrafo precedente, la nuova viabilità di accesso alla torre WTG1 risulta interferente con un reticolo idrografico.

Ai sensi dell'art 8 delle NTA del PAI della Puglia, l'intervento proposto dovrà essere realizzato in sicurezza idraulica e tale da NON dover alterare la pericolosità idraulica nelle zone contermini. Per tale motivo è stata prevista:

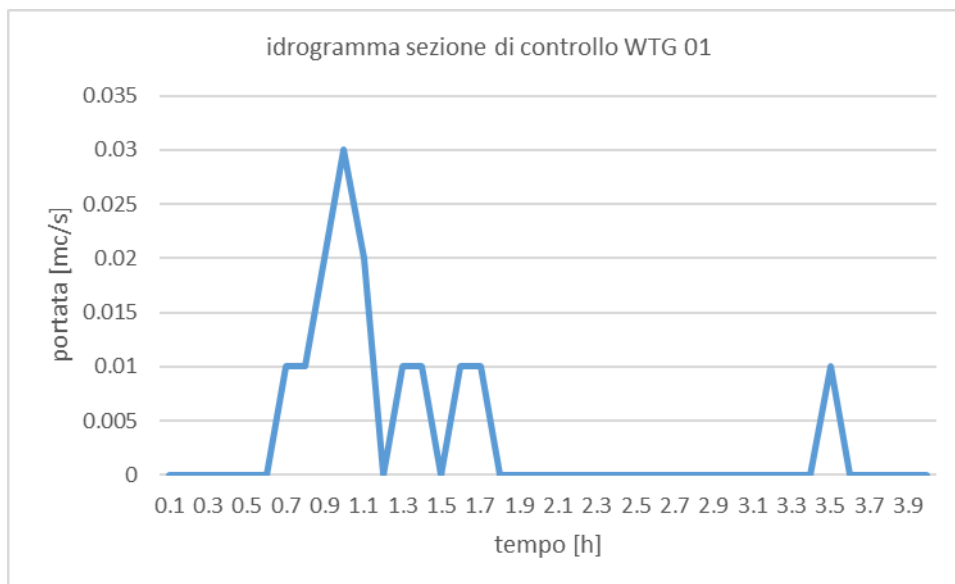
- La viabilità sopraelevata rispetto all'asse del reticolo di 1.50 m (nel punto di maggior dislivello)
- La realizzazione di una infrastruttura idraulica (tombino) in grado di garantire la continuità idraulica (N°2 tubazioni in CAV DN 600 mm).

A tal fine nella modellazione idraulica è stata posta una sezione di controllo

immediatamente a valle dell'intersezione oggetto di studio, in grado di quantificare l'onda di piena nel punto di indagine e quindi per dimensionare correttamente il tombino idraulico.



Posizionamento della sezione di controllo per la determinazione degli idrogrammi di piena in prossimità dell'intersezione della strada di accesso alla piazzola WTG 1 con il reticolo idrografico

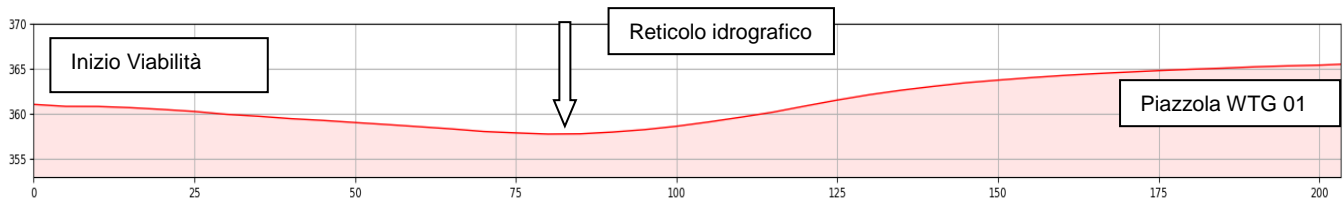


La portata massima che si verifica nella sezione di controllo risulta pari a 0.3 mc/s

La nuova viabilità è lunga circa 203 m. a circa 79 m dall'inizio della strada esistente si riscontra la presenza dell'incisione del reticolo con un talweg a quota pari a 357.74 m slm.

Il profilo del terreno evidenzia che il dislivello rispetto alla quota della piazzola WTG 01

(avente quota pari a 365.51) risulta pari a 7.77 m.



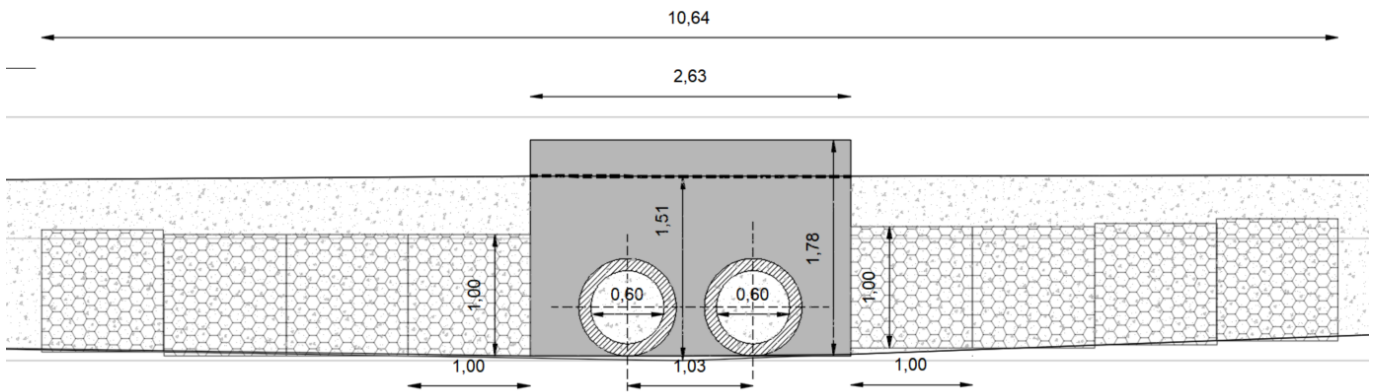
La pendenza trasversale del reticolo che interseca la viabilità è del 3%.

Per quanto riguarda il tombino, adottando una sezione circolare di diametro 600 mm in cls, valutando la scala di deflusso, si evince che la portata di 0.30 mc/s transita attraverso l'infrastruttura con un franco di sicurezza di circa il 65% il diametro della sezione con una velocità pari a 3.41 m/s.

	h	χ	V	Q	RIEMP	V/Vr	Q/Qr	h/D
	m		m/s	l/s	%			
1	0.0300	46.7049	1.1305	5.9752	5%	0.2569	0.0048	0.0500
2	0.0600	52.2099	1.7654	25.9781	10%	0.4012	0.0209	0.1000
3	0.0900	55.6228	2.2743	60.4843	15%	0.5168	0.0486	0.1500
4	0.1200	58.0970	2.7067	108.9645	20%	0.6151	0.0876	0.2000
5	0.1500	60.0209	3.0835	170.4456	25%	0.7007	0.1370	0.2500
6	0.1800	61.5756	3.4156	243.6716	30%	0.7761	0.1958	0.3000
7	0.2100	62.8605	3.7098	327.1745	35%	0.8430	0.2629	0.3500
8	0.2400	63.9362	3.9703	419.3119	40%	0.9022	0.3370	0.4000
9	0.2700	64.8416	4.2000	518.2853	45%	0.9544	0.4165	0.4500
10	0.3000	65.6031	4.4008	622.1470	50%	1.0000	0.5000	0.5000
11	0.3300	66.2386	4.5738	728.7966	55%	1.0393	0.5857	0.5500
12	0.3600	66.7599	4.7195	835.9668	60%	1.0724	0.6718	0.6000
13	0.3900	67.1744	4.8378	941.1945	65%	1.0993	0.7564	0.6500
14	0.4200	67.4850	4.9279	1041.7698	70%	1.1198	0.8372	0.7000
15	0.4500	67.6904	4.9882	1134.6440	75%	1.1335	0.9119	0.7500
16	0.4800	67.7838	5.0158	1216.2562	80%	1.1397	0.9775	0.8000
17	0.5100	67.7494	5.0056	1282.1709	85%	1.1374	1.0304	0.8500
18	0.5400	67.5532	4.9479	1326.1653	90%	1.1243	1.0658	0.9000
19	0.5700	67.1083	4.8188	1337.0121	95%	1.0950	1.0745	0.9500
20	0.6000	65.6031	4.4008	1244.2941	100%	1.0000	1.0000	1.0000

Scala di deflusso tubazione in cls DN 600 mm con pendenza trasversale del 3%

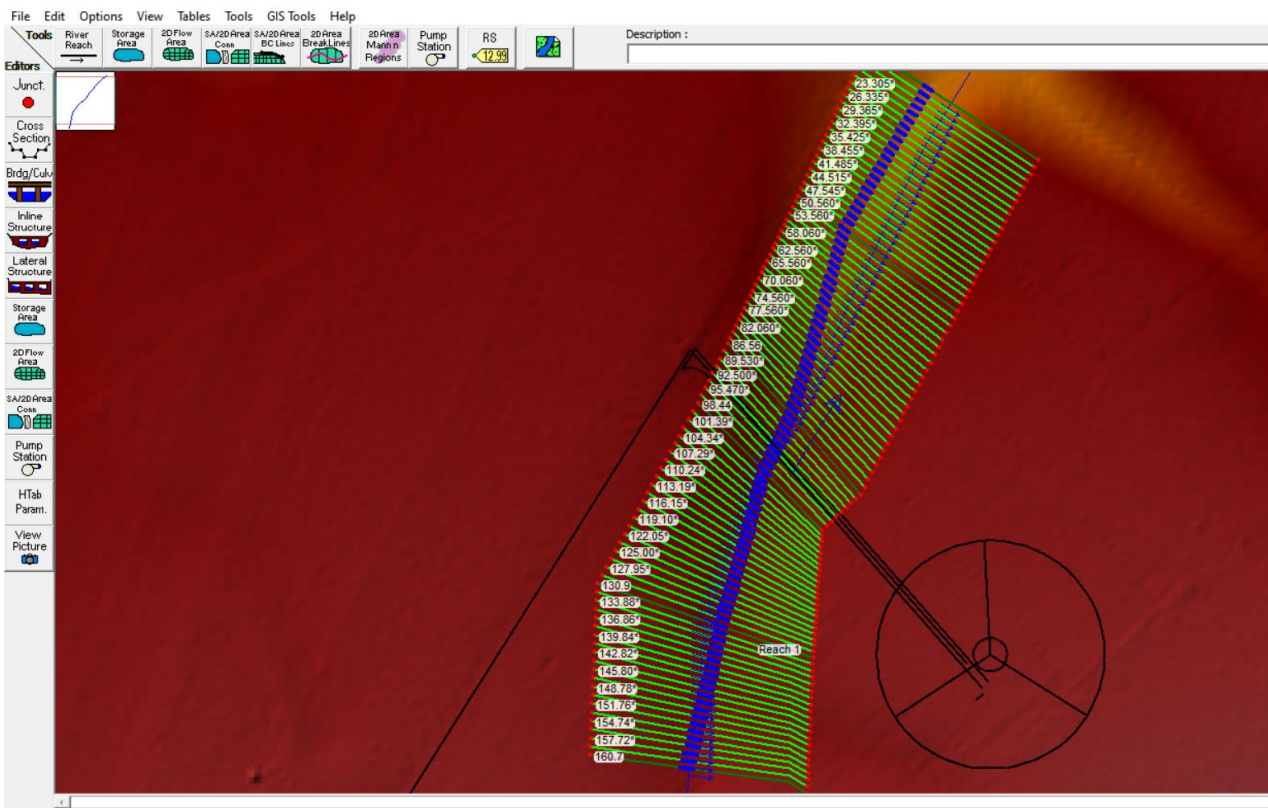
A vantaggio di sicurezza sono previsti n°2 tubazioni DN 600 mm in parallelo per aumentare la capacità di drenaggio e limitare il rischio intasamenti.



Particolare tombino di attraversamento viabilità di accesso alla piazzola WTG 01

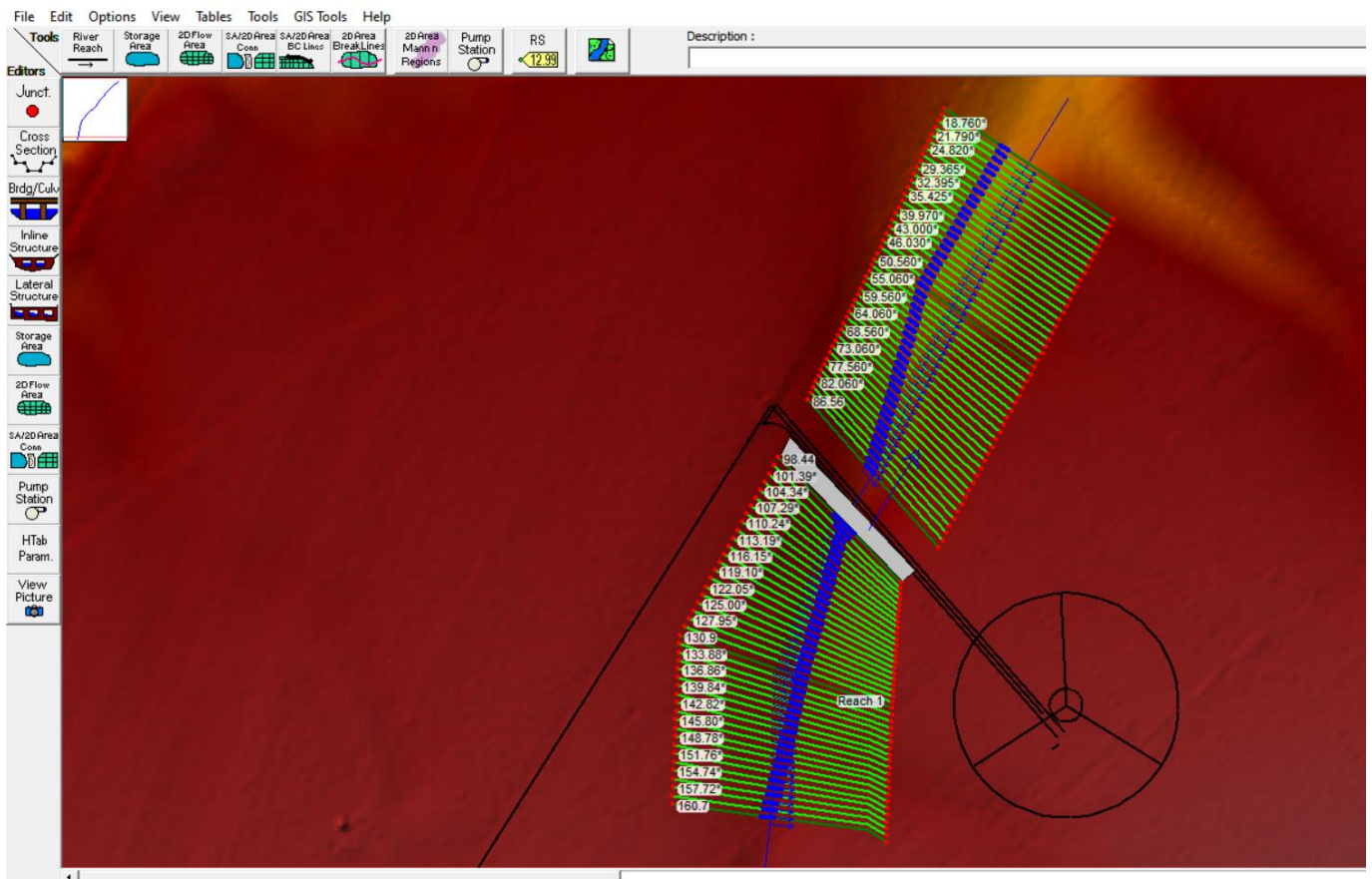
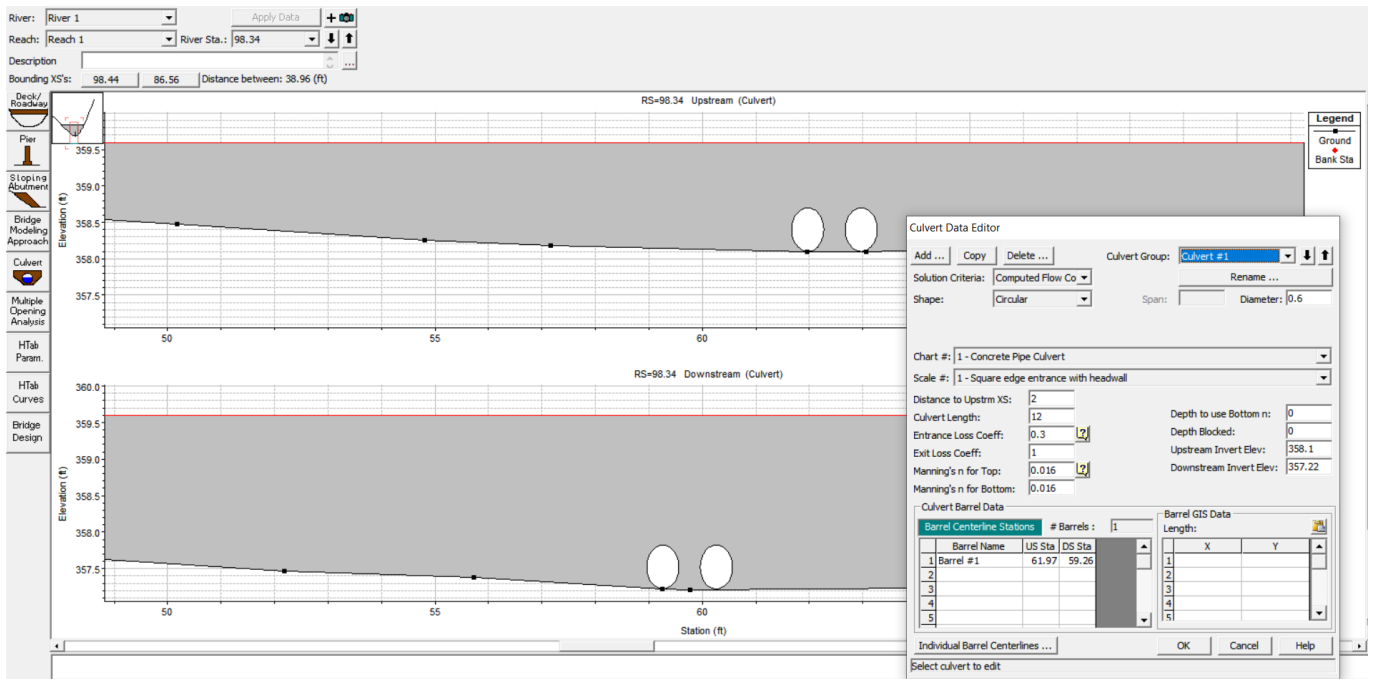
La nuova viabilità sarà quindi sopraelevata di circa 1.50 m rispetto all'asse del reticolo e protetta lato monte da una serie di gabbionate estese per 10 m per l'erosione localizzata.

Per la verifica dell'invarianza della pericolosità idraulica è stato effettuata una modellazione con software HEC RAS solo del tratto in questione, inserendo dapprima la configurazione allo stato di fatto con una portata di 0.30 mc/s e condizioni al contorno con pendenza in moto uniforme al 3%.

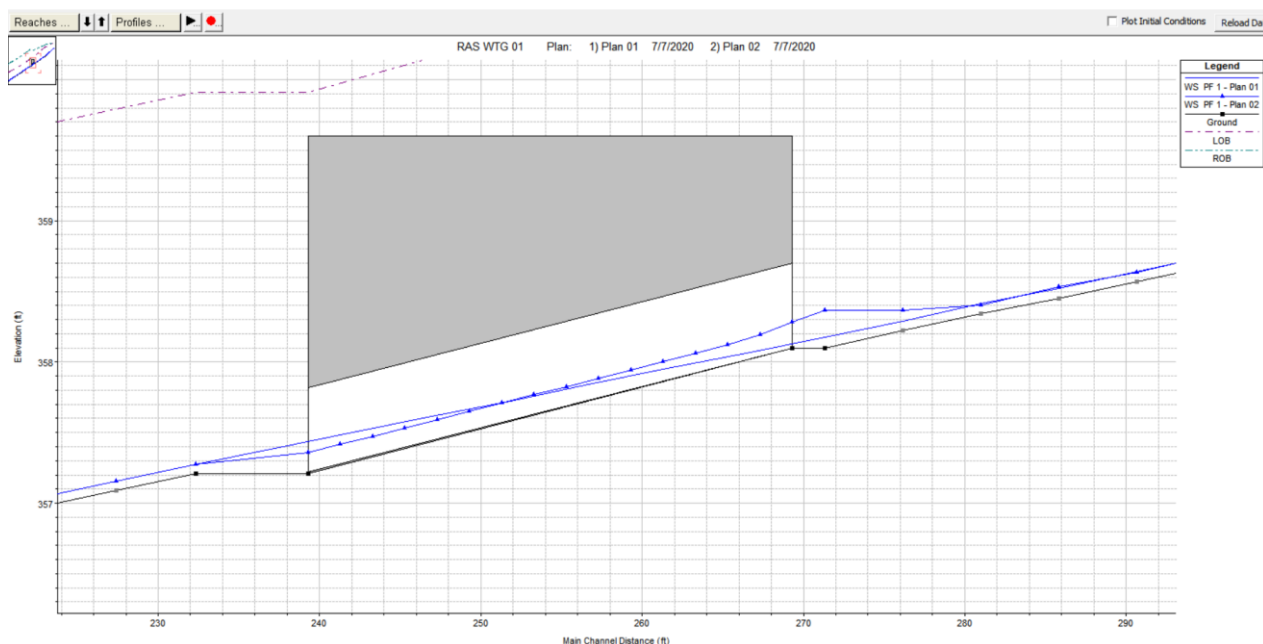


Aree a diversa pericolosità allo stato di fatto attraversamento WTG 01

Successivamente si è inserito nella stessa geometria un culvert con le due tubazioni DN 600 mm e l'innalzamento della livelletta stradale come da disegno.



Aree a diversa pericolosità allo stato di progetto (con culvert) attraversamento WTG 01



Profilo idraulico tombino allo stato di progetto

La pericolosità idraulica a seguito della realizzazione della viabilità e dei relativi tombini, non varia sostanzialmente rispetto allo stato attuale, pertanto la nuova viabilità di accesso risulta compatibile con le NTA del PAI della Puglia.

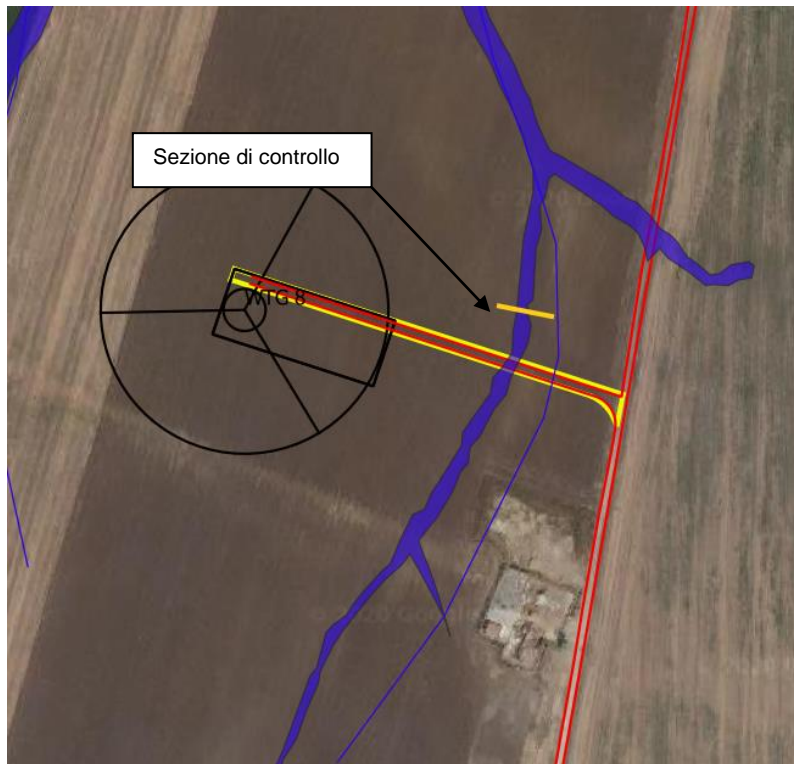
6.2. Dimensionamento tombino di accesso alla WTG8

Come per la torre WTG 01, anche la nuova viabilità di accesso alla torre WTG8 risulta interferente con un reticolo idrografico.

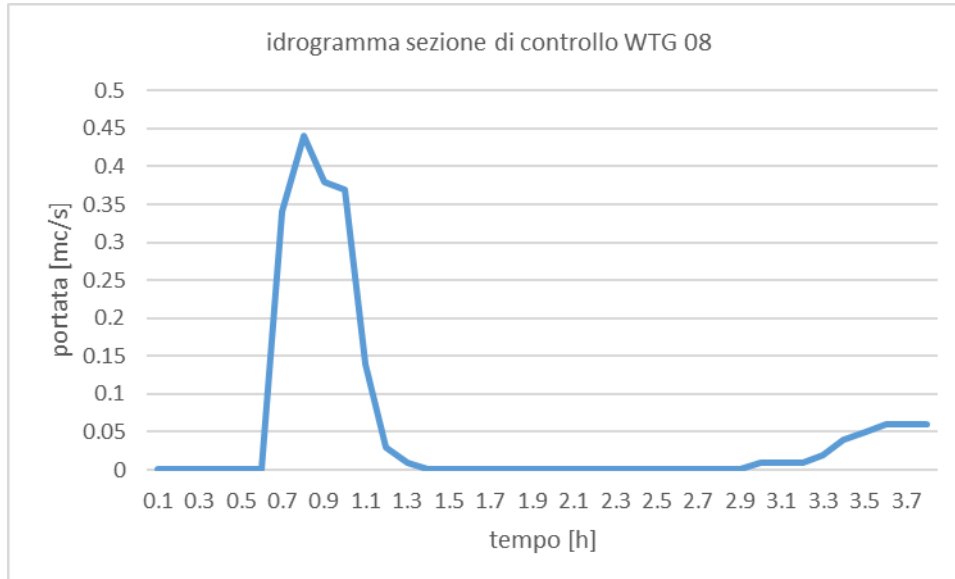
Ai sensi dell'art 8 delle NTA del PAI della Puglia, l'intervento proposto dovrà essere realizzato in sicurezza idraulica e tale da NON dover alterare la pericolosità idraulica nelle zone contermini. Per tale motivo è stata prevista:

- La viabilità sopraelevata rispetto all'asse del reticolo di 1.50 m (nel punto di maggior dislivello)
- La realizzazione di una infrastruttura idraulica (tombino) in grado di garantire la continuità idraulica (N°2 tubazioni circolari in CAV DN 800 mm).

A tal fine nella modellazione idraulica è stata posta una sezione di controllo immediatamente a valle dell'intersezione oggetto di studio, in grado di quantificare l'onda di piena nel punto di indagine e quindi per dimensionare correttamente il tombino idraulico.



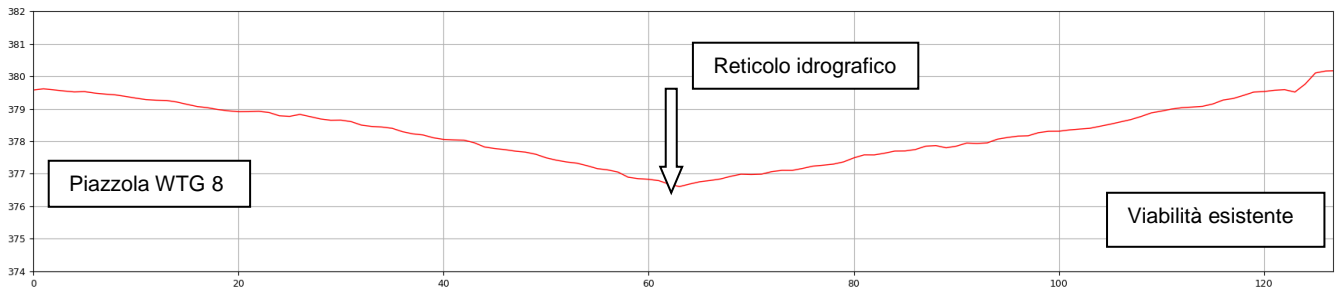
Posizionamento della sezione di controllo per la determinazione degli idrogrammi di piena in prossimità dell'intersezione della strada di accesso alla piazzola WTG 8 con il reticolo idrografico



La portata massima che si verifica nella sezione di controllo risulta pari a 0.45 mc/s

La nuova viabilità è lunga circa 127 m. a circa 64 m dalla strada esistente si riscontra la presenza dell'incisione del reticolo con un talweg a quota pari a 376.30 m slm.

Il profilo del terreno evidenzia che il dislivello rispetto alla quota della viabilità esistente (avente quota pari a 380.20) risulta pari a 3.90 m.



Profilo longitudinale nuova viabilità accesso alla piazzola WTG 8

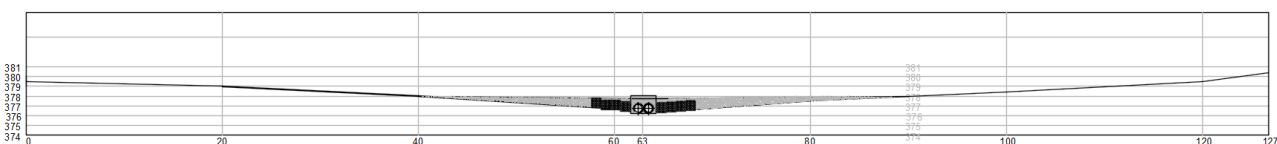
La pendenza trasversale del reticolo che interseca la viabilità è del 5%.

Per quanto riguarda il tombino, adottando una sezione circolare di diametro 800 mm in cls, valutando la scala di deflusso, si evince che la portata di 0.45 mc/s transita attraverso l'infrastruttura con un franco di sicurezza di circa il 40% il diametro della sezione con una velocità pari a 2 m/s.

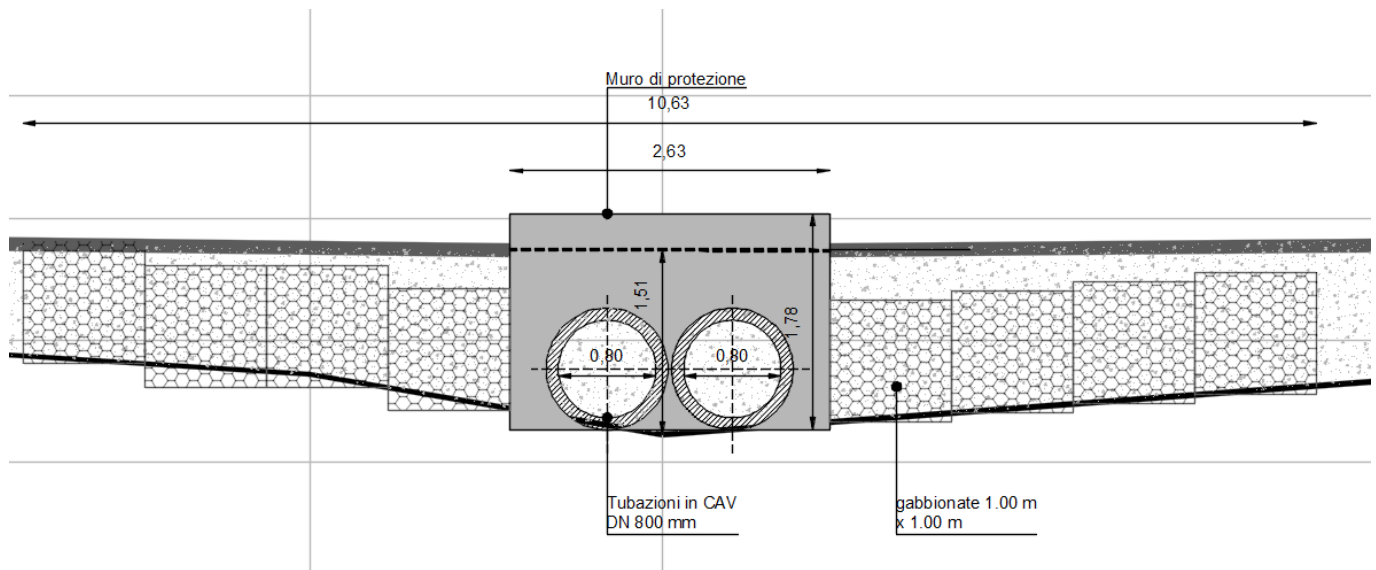
	h	χ	V	Q	RIEMP	V/Vr	Q/QR	h/D
	m		m/s	l/s	%			
1	0.0400	32.6659	0.3727	3.5023	5%	0.2569	0.0048	0.0500
2	0.0800	36.5161	0.5821	15.2269	10%	0.4012	0.0209	0.1000
3	0.1200	38.9031	0.7498	35.4524	15%	0.5168	0.0486	0.1500
4	0.1600	40.6336	0.8924	63.8687	20%	0.6151	0.0876	0.2000
5	0.2000	41.9792	1.0166	99.9054	25%	0.7007	0.1370	0.2500
6	0.2400	43.0666	1.1261	142.8262	30%	0.7761	0.1958	0.3000
7	0.2800	43.9653	1.2231	191.7708	35%	0.8430	0.2629	0.3500
8	0.3200	44.7176	1.3090	245.7764	40%	0.9022	0.3370	0.4000
9	0.3600	45.3509	1.3848	303.7890	45%	0.9544	0.4165	0.4500
10	0.4000	45.8835	1.4510	364.6667	50%	1.0000	0.5000	0.5000
11	0.4400	46.3279	1.5080	427.1785	55%	1.0393	0.5857	0.5500
12	0.4800	46.6926	1.5560	489.9955	60%	1.0724	0.6718	0.6000
13	0.5200	46.9824	1.5950	551.6739	65%	1.0993	0.7564	0.6500
14	0.5600	47.1997	1.6248	610.6254	70%	1.1198	0.8372	0.7000
15	0.6000	47.3434	1.6446	665.0629	75%	1.1335	0.9119	0.7500
16	0.6400	47.4087	1.6537	712.8992	80%	1.1397	0.9775	0.8000
17	0.6800	47.3846	1.6504	751.5346	85%	1.1374	1.0304	0.8500
18	0.7200	47.2474	1.6313	777.3216	90%	1.1243	1.0658	0.9000
19	0.7600	46.9362	1.5888	783.6794	95%	1.0950	1.0745	0.9500
20	0.8000	45.8835	1.4510	729.3334	100%	1.0000	1.0000	1.0000

Scala di deflusso tubazione in cls DN 800 mm con pendenza trasversale del 5%

A vantaggio di sicurezza sono previsti n°2 tubazioni DN 800 mm in parallelo per aumentare la capacità di drenaggio e limitare il rischio intasamenti.

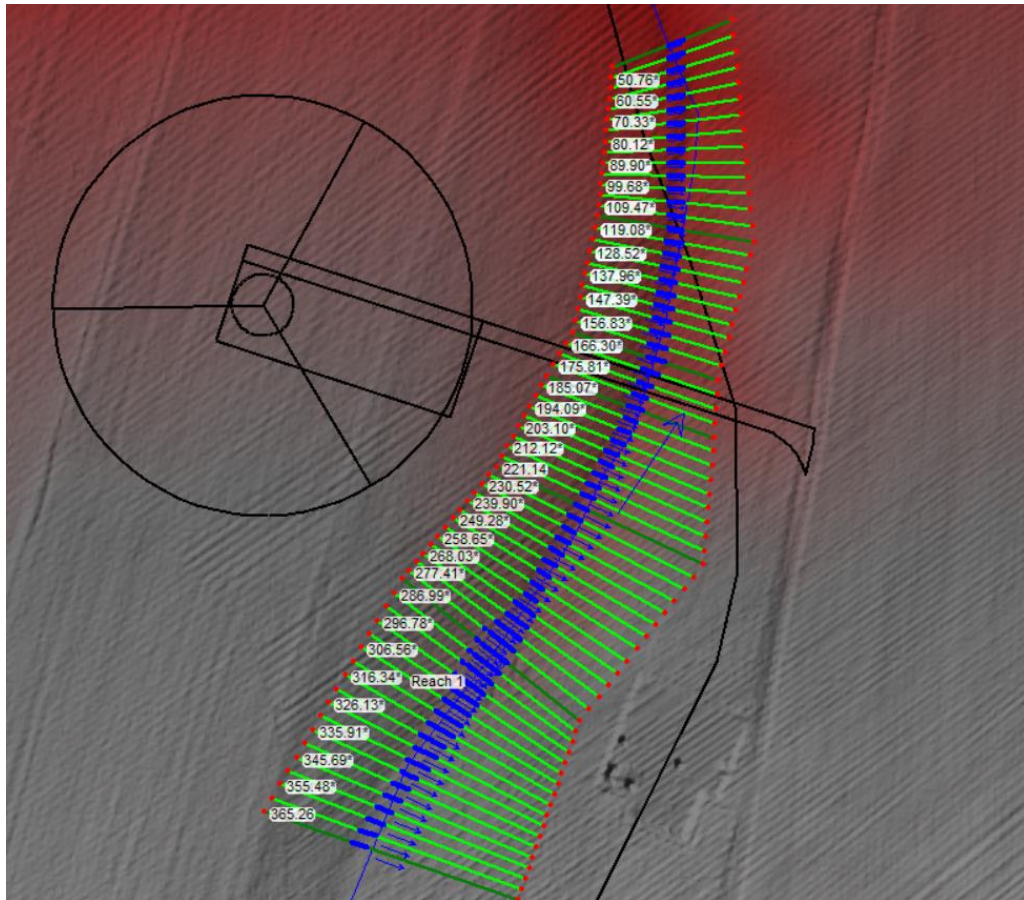


La nuova viabilità sarà quindi sopraelevata di circa 1.50 m rispetto all'asse del reticolo e protetta lato monte da una serie di gabbionate estese per 10 m per l'erosione localizzata.



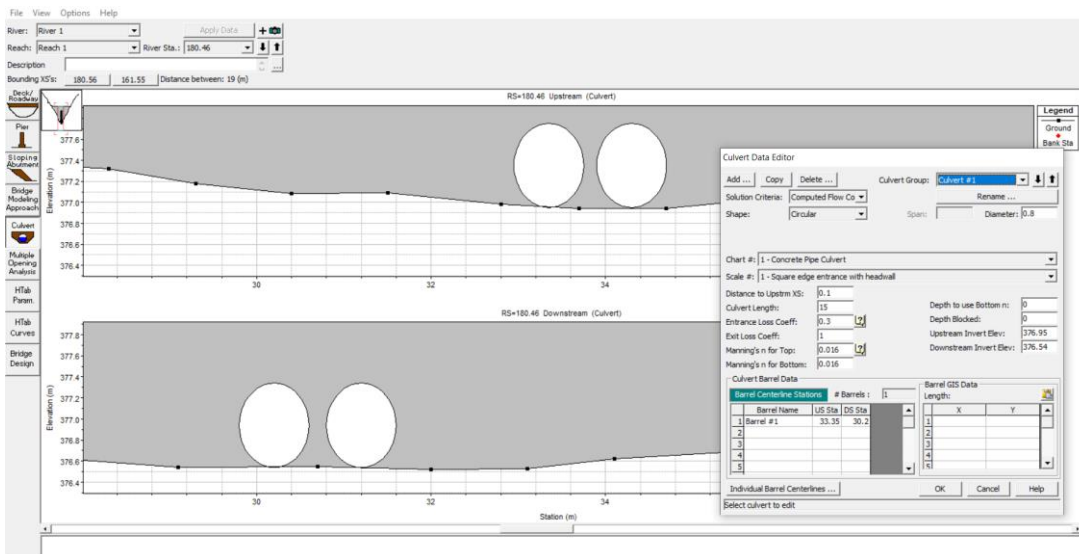
Particolare tombino di attraversamento viabilità di accesso alla piazzola WTG8

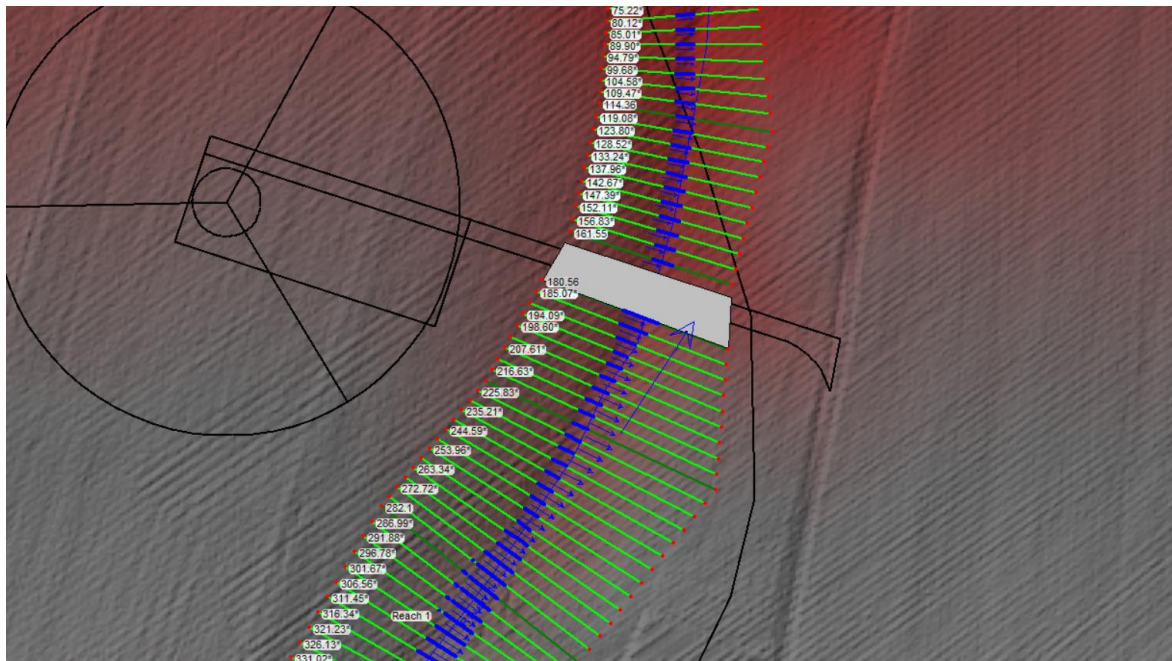
Per la verifica dell'invarianza della pericolosità idraulica è stata effettuata una modellazione con software HEC RAS solo del tratto in questione, inserendo dapprima la configurazione allo stato di fatto con una portata di 0.45 mc/s e condizioni al contorno con pendenza in moto uniforme al 5%.



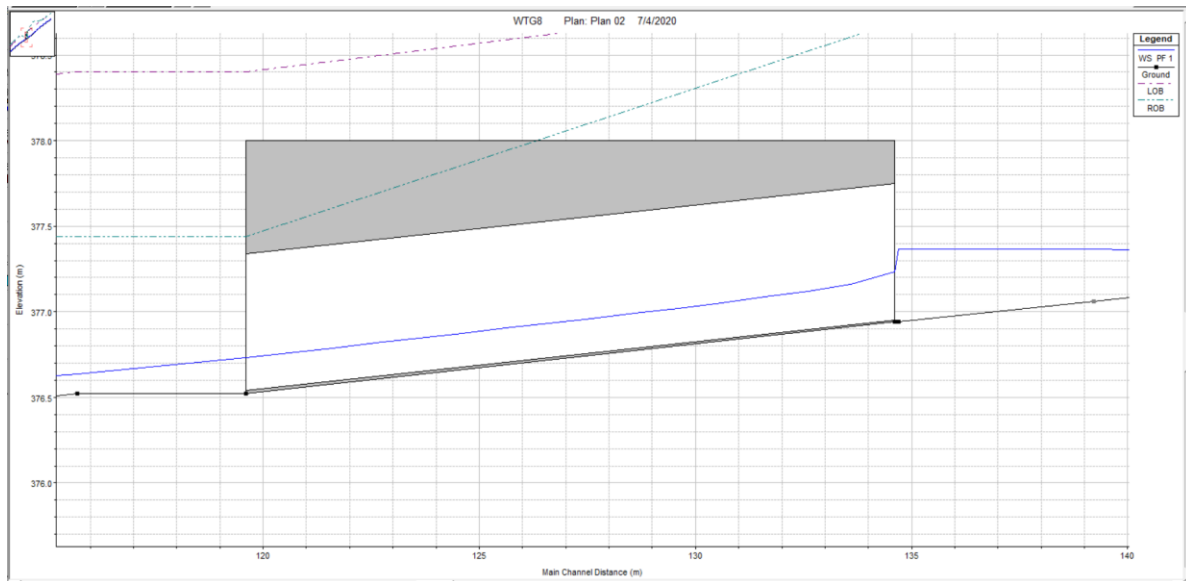
Are e a diversa pericolosità allo stato di fatto attraversamento WTG 8

Successivamente si è inserito nella stessa geometria un culvert con le due tubazioni DN 800 mm e l'innalzamento della livelletta stradale come da disegno.





Aree a diversa pericolosità allo stato di progetto (con culvert) attraversamento WTG 8



Profilo idraulico tombino allo stato di progetto

La pericolosità idraulica a seguito della realizzazione della viabilità e dei relativi tombini, non varia sostanzialmente rispetto allo stato attuale, pertanto la nuova viabilità di accesso risulta compatibile con le NTA del PAI della Puglia.



6.3. Verifica del rinterro del cavidotto

La compatibilità dell'intersezione del cavidotto con il reticolo idrografico si ottiene progettando la posa del cavidotto ovvero presentare i seguenti requisiti:

- cavidotto interrato;
- cavidotto posizionato ad una profondità tale da non essere interessato dall'erosione del passaggio della piena bicentenaria;
- non modificare la morfologia dell'alveo;
- Non aumentare la pericolosità nelle zone contermini;

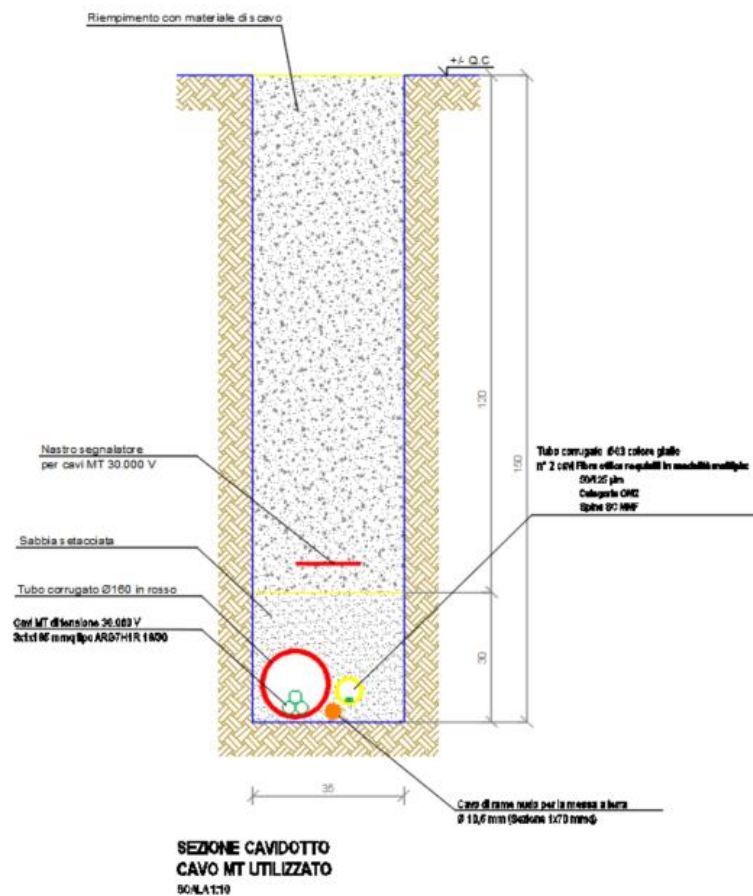
La posa del cavidotto, al fine di soddisfare tali requisiti sarà effettuata con scavo in trincea stretta.

Al fine di valutare la profondità di posa del cavidotto, invece, si calcoleranno le forze di erosione in particolare:

- Forze di erosione generalizzate (erosione diffusa all'interno del canale in condizioni di assenza di singolarità);
- Forze di erosione localizzate dovute a singolarità quali la presenza di pile del ponte in alveo.

Premesso che tutte le verifiche saranno esposte nella relazione idraulica, il cavidotto sarà posato:

- lungo la banchina della strada ad una profondità di circa -1.00 m;
- nell'alveo, ad una profondità di circa -1.00 m in grado di garantire un franco di sicurezza sull'escavazione massima che si potrebbe avere in caso di piena. L'attraversamento avviene sempre idraulicamente a valle dell'infrastruttura dove l'erosione è minima.



Sezione tipo di posa del cavidotto

In generale la corrente idrica, esercita una azione di trascinamento sui grani di materiale disposti sul contorno bagnato e, se questi non sono sufficientemente stabili, li sposta: ossia, erode il letto fluviale mobile.

L'erosione provoca l'abbassamento del letto e/o il crollo delle sponde con allargamento a spostamento (migrazione) dell'alveo.

Si suole distinguere tra:

- erosione locale, che si realizza in prossimità di singolarità idrauliche - ostacoli costituiti da pile o spalle di ponti, ovvero salti e scivoli che causano bruschi aumenti di velocità della corrente - ove la turbolenza risulta particolarmente intensa. Il fenomeno ha decorso rapidissimo e può portare alla rovina dell'opera in alveo (ponte, argine, briglia) nel corso di una sola piena. L'erosione locale può avvenire in condizioni sia di acqua chiara sia di "letto vivo" ossia con trasporto del materiale di alveo di monte. Questo tipo di erosione è dovuta principalmente ad eventi intensi associati a precipitazioni eccezionali.

- erosione generalizzata, che si sviluppa quando la portata di sedimento immessa da monte non è sufficiente a saturare la capacità di trasporto della corrente idrica; la saturazione della capacità di trasporto avviene prelevando materiale d'alveo, ossia, erodendo il letto; questa



può procedere uniformemente o localmente ma in maniera graduale

Questo tipo di erosione è dovuta alle piene ordinarie.

La profondità della erosione di un tronco d'alveo per carenza di apporto di materiale solido da monte può invece essere studiata con delle formulazioni empiriche.

Infatti la sua sezione si deformerà, approfondendosi e/o allargandosi, fino a che l'azione di trascinarsi della corrente non diminuirà al di sotto del valore critico individuato.

Per le valutazioni più speditive si può ricavare la profondità di erosione δ come differenza tra il tirante d'acqua h antecedente alla erosione e il tirante d'acqua h_e a fenomeno avvenuto:

$$\delta = h_e - h$$

Il tirante d'acqua h_e a fenomeno avvenuto si ricava dalle formule, del tutto empiriche e senza giustificazione teorica, dell'equilibrio dei canali a regime.

La formula di Blench (1969) propone:

$$h_e = 0.379 q^{2/3} d_{50}^{-1/6} \quad \text{per sabbia e limo} \quad \text{con } 6 \cdot 10^{-5} < d_{50} \text{ (m)} < 0.002$$

$$h_e = 0.692 q^{2/3} d_{50}^{-1/12} \quad \text{per sabbia e ghiaia} \quad \text{con } 0.002 < d_{50} \text{ (m)}$$

la formula di Maza Alvarez ed Echavarria (1973) propone:

$$h_e = 0.365 q^{0.784} d_{50}^{-0.157} \quad \text{per sabbia e ghiaia con} \quad d_{75} \text{ (m)} < 0.006$$

Dove per q = portata nell'unità di larghezza del canale.

Nei casi di studio del presente progetto, si calcolerà la portata specifica, il tirante idrico in condizioni stazionarie e il tirante idrico post evento di piena. La differenza costituisce lo scavo dell'erosione.

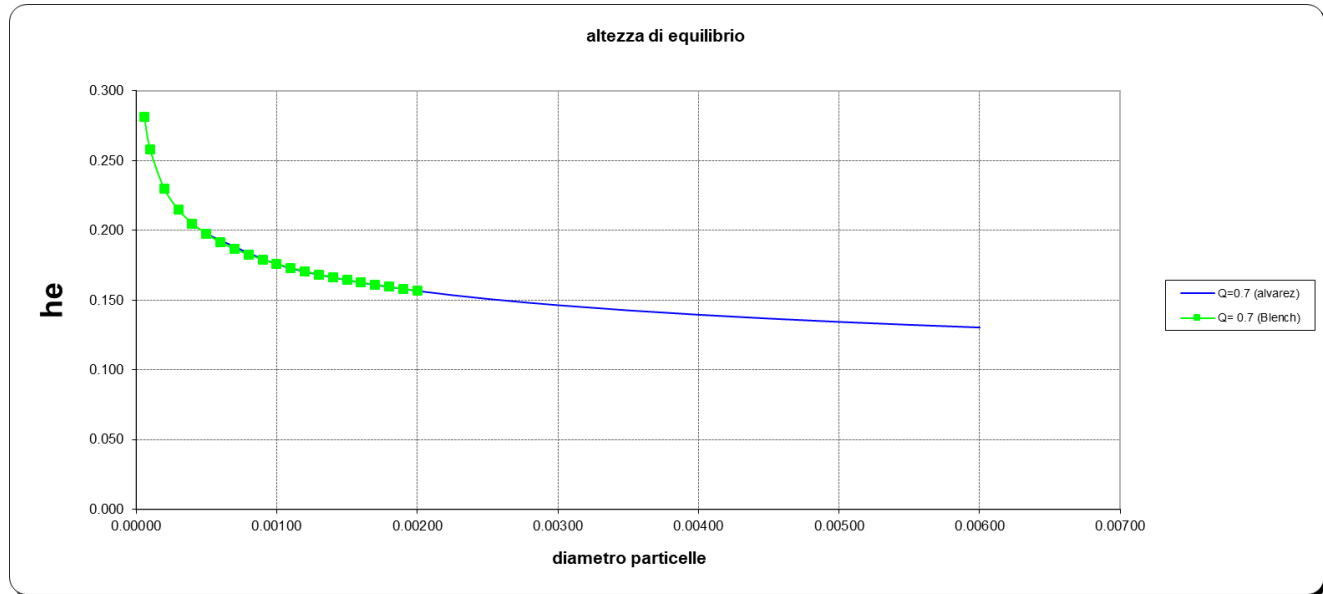
Per quanto la verifica idraulica, si è scelto lo stesso reticolo indagato per la viabilità della WTG 8 in quanto rappresentativo rispetto le altre intersezioni. (stesso bacino tributario, calcolato nella sezione di chiusura delle altre intersezioni).

Per il calcolo della quota di posa della tubazione interrata si è proceduto alla determinazione delle forze di erosione in funzione della portata relativa alla piena massima transitabile nella sezione.

Portata idraulica tr 200 anni	0.45 mc/s
Larghezza floodplain nella sezione di attraversamento:	8 m
Portata specifica:	0.056 mc/s / m
Tirante idrico medio:	0.5 m

Al fine di non sottovalutare le forze erosive, si è considerato una composizione granulometrica del fondo dell'alveo (d 50) media di 0.0004 mm (molto cautelativa in quanto $\gg 0.002$ mm che contraddistingue un terreno totalmente argilloso).

Utilizzando la formula di Blench e di Maza Alvarez si ottiene la profondità di equilibrio dell'alveo a seguito della piena e dello scavo erosivo massimo.



Curve della Profondità di equilibrio in funzione della portata specifica e delle dimensioni delle particelle delle terre costituenti l'alveo

Dal grafico si ricava che la massima altezza di scavo risulta pari a 0.15 m.

La posa del cavidotto così come rappresentata risulta protetta da eventuali erosioni diffuse dovute all'intersezione dei reticoli idrografici.