

loc.tà Sant'Antioco

Traversa sul "Riu Cherchelighes" a valle delle sorgenti di Sant'Antioco

AUTORIZZAZIONE ALLA PROSECUZIONE DELL'ESERCIZIO AI SENSI DELLA L.R. 12/2007 (art. 26 approvazione tecnica in sanatoria)

Responsabile AREA TECNICA: Geom. Aldo CORATZA

Responsabile del Procedimento: Geom. Aldo CORATZA

Progettisti Responsabili: Dott. Ing. Andrea LOSTIA

Dott. Geol. Tiziana CARRUS

COMUNE DI SCANO DI MONTIFERRO
AREA TECNICA - SERVIZIO LAVORI PUBBLICI



SOGGETTO INCARICATO

SOE Sud Ovest Engineering S.r.l.

Ingegneria
Architettura
Urbanistica
Ambiente
Territorio
Green energy
Consulting engineering
Servizi integrati di outsourcing
Engineering and contracting
Direttore Tecnico: Dott. Ing. Andrea Lostia

Vale Marconi n. 87, 09131 CAGLIARI
Codice fiscale e partita IVA: 03454150925
Capitale Sociale 10.000,00 € i.v.
Tel./Fax: 070.8571341
sudovestengineering@gmail.com
soesrl@legalmail.it
www.sudovestengineering.it

U.O. - Servizio Tecnico
Dott. Ing. Andrea Lostia
Dott. Geol. Tiziana Carrus
Dott. Ing. Simona Borea

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

ELABORATO		TAVOLA		SCALA		ALLEGATO
D						
COMMESSA		APPROVAZIONE		REVISIONE/RIAPPROVAZIONE		APPROVAZIONE DEFINITIVA
2016_27 (1627)						
livello	emissione	data	redazione	verifica	approvazione	VISTO COMMITTENTE
fattibilità	00		a. lostia	a. lostia	a. lostia	

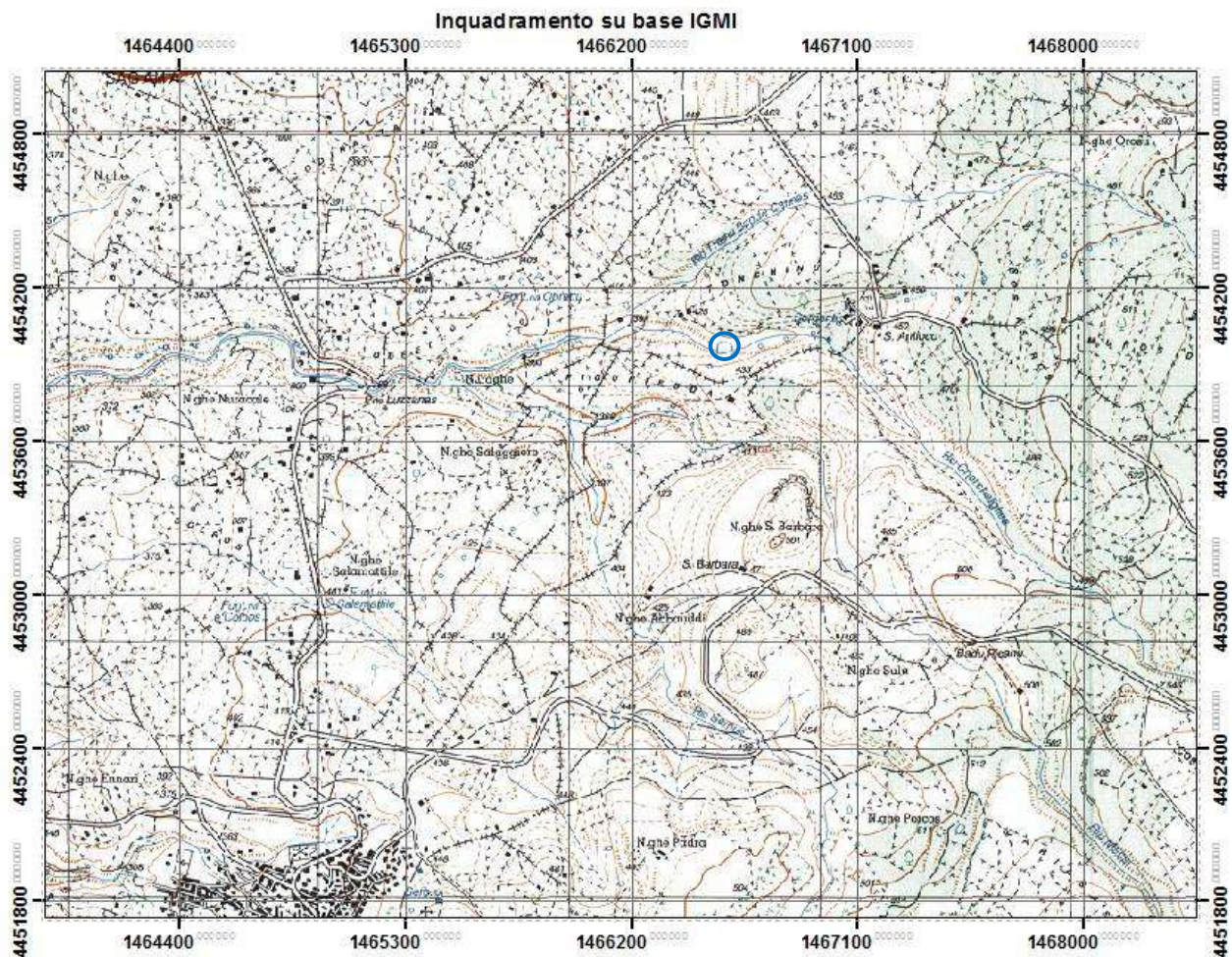
progetto di proprietà della Sud Ovest Engineering S.r.l., è vietata la riproduzione, l'utilizzo del contenuto e/o la cessione a terzi senza autorizzazione scritta ai sensi di legge

INDICE

PREMESSA	2
ANALISI IDROLOGICA	3
1 Bacino idrografico e parametri morfometrici	5
2 Stima della portata di piena	6
3 Il metodo razionale basato sulla distribuzione TCEV	7
4 Tempo di corrivazione.....	8
5 Determinazione delle curve di possibilità pluviometrica	10
6 Sezioni di controllo e bacini idrografici	13
6.1 BACINO TRAVERSA	13
6.2 BACINO RIO CHERCHELIGHES	18
ANALISI IDRAULICA.....	19
1 Il modello idraulico	19
2 Schematizzazione delle sezioni.....	23
3 Parametri di verifica	23
CONCLUSIONI.....	24
ALLEGATI	24

PREMESSA

La presente relazione è parte integrante della documentazione tecnica ed amministrativa necessaria al proseguimento del procedimento di approvazione tecnica in sanatoria ex art. 26 della L.R. 12/2007, dello sbarramento e del relativo invaso in località "Sant'Antioco" in agro di Scano di Montiferro. L'invaso in località "Sant'Antioco" è generato da uno sbarramento in calcestruzzo classificato ai sensi dell'art. 3 dell'allegato A della L.R. n. 12/2007, come segue: Tipologia I (invasi e piccole dighe) - Categoria A - Sottocategoria A1 - Sbarramenti con altezza fino a 6 metri e con volume di invaso fino a 10.000 metri cubi. L'area oggetto del presente studio è individuabile nella Carta Topografica d'Italia in scala 1:25000, Foglio 497 sez. II - Bosa, e nella Carta Tecnica Regionale Numerica sez. 497160 denominata "Scano Montiferro" ed è localizzata, secondo la toponomastica della Sardegna, nel Montiferru. Più precisamente la traversa è situata circa 2.5 km a nord est dell'abitato di Scano di Montiferro, lungo il corso d'acqua del Rio Cherkelighes nella località denominata "S. Antioco", in cui a monte sono presenti delle sorgenti ad uso acquedottistico gestite dalla società Abbanoa S.p.a.. L'altitudine media è di circa 416-420 m s.l.m...



ANALISI IDROLOGICA

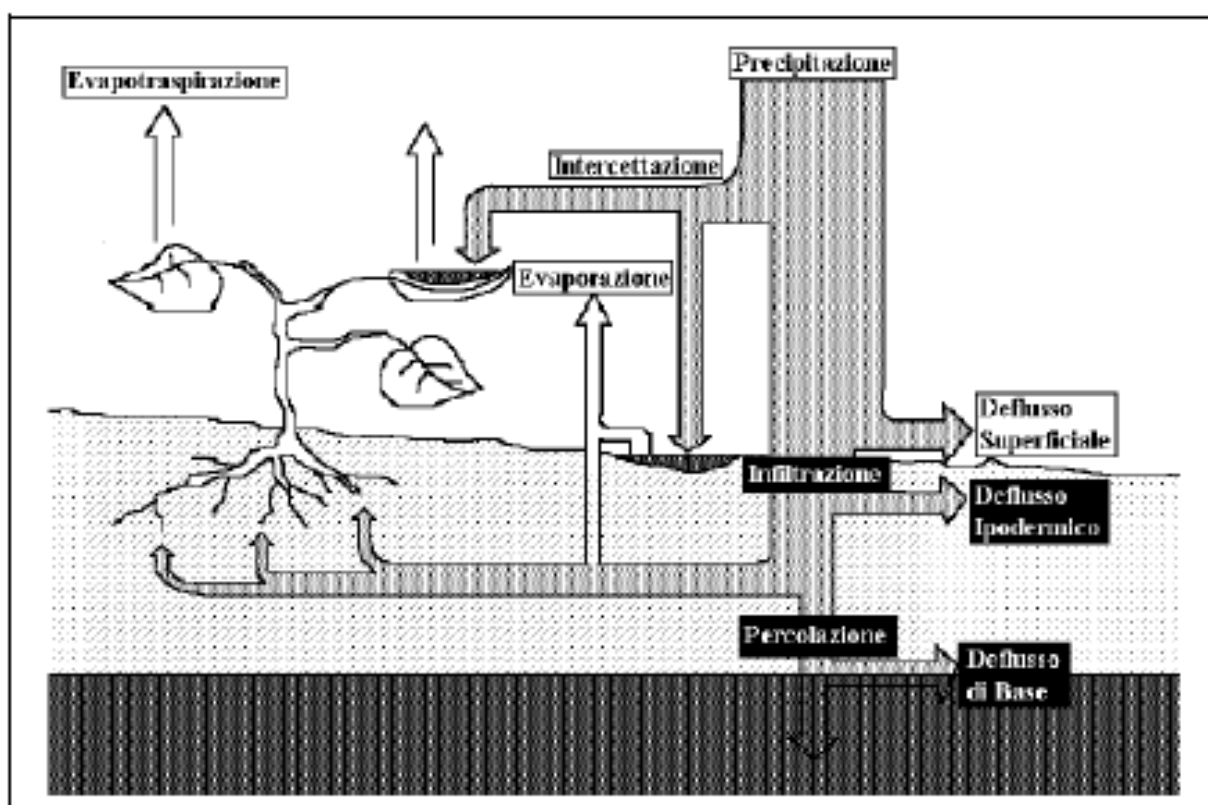
La porzione di territorio oggetto di studio è rappresentata dal bacino idrografico del "rio charchelighes", ricompreso all'interno del Bacino unico della Sardegna nel sub bacino n. 3 Coghinas-Mannu-Temo, così come riportato nel Piano di Assetto Idrogeologico e nel Piano Stralcio delle Fasce Fluviali. L'individuazione del sistema idrografico, costituisce la base di partenza dello studio idrologico e idraulico.

È importante rilevare che la definizione delle aree di allagamento sulla cartografia è l'ultimo passo di un processo di analisi che non può essere scisso dalle fasi che lo precedono e che, come tale, risente delle schematizzazioni che necessariamente devono essere assunte.

Nell'analisi idrologica l'ordine di schematizzazione assunto riguarda sia il quadro concettuale che esprime il verificarsi del fenomeno, sia la successiva traduzione modellistica del fenomeno semplificato.

Nel primo caso giova rilevare che la schematizzazione di base per la rappresentazione della trasformazione degli afflussi in deflussi parte dall'individuazione di un processo descrittivo che assume il deflusso come accorpamento negativo delle grandezze facenti parte del bilancio idrico.

In particolare con il concetto di "trasformazione afflussi-deflussi" raggruppa l'insieme di quei diversi processi idrologici che concorrono alla formazione del deflusso, a partire dalla precipitazione meteorica, prima ancora che il deflusso stesso si incanali nella rete idrografica secondo la seguente schematizzazione.



La realizzazione di modelli di piena passa necessariamente attraverso ulteriori semplificazioni del fenomeno, trascurando alcune grandezze possono che considerarsi influenti, infatti:

- l'evapotraspirazione risulta essere modesta o nulla in relazione ai deflussi superficiali che assumono importanza preponderante rispetto agli altri;

- i diversi tipi di deflusso (superficiale, ipodermico, profondo o di base) assumono una importanza relativa che varia in funzione del tempo caratteristico di risposta del bacino in esame;
- il deflusso di base, ovvero quello che può ritenersi costante e determinato dalle portate di magra del corso d'acqua, può essere ritenuto costante nell'ambito dell'evento di piena. Tale contributo, risulta in genere essere di uno o più ordini di grandezza inferiore alle portate di piena, e quindi in buona approssimazione trascurabile, così pure il deflusso ipodermico nel caso di un bacino di dimensioni medie o piccole.

La seconda fase consiste nello stabilire le relazioni analitiche intercorrenti tra le caratteristiche dell'evento meteorico che causa la piena e le modalità con cui avviene la trasformazione afflussi-deflussi.

Il processo di analisi ha avuto le sue prime formulazioni nella metà dell'800 (Mulvany) nella relazione veniva definito il valore della portata al colmo Q per un assegnato periodo di ritorno per effetto di una precipitazione ricadente in un bacino assegnato.

Nella sua formulazione, venivano assunte le seguenti semplificazioni:

- il valore della portata al colmo Q relativo ad un evento meteorico costante, è il maggiore tra tutti i valori di portata definiti per lo stesso bacino e per lo stesso tempo di ritorno T .
- per un preassegnato periodo di ritorno, l'evento meteorico che genera il valore massimo di portata ha una durata pari al tempo di corrivazione;
- che la portata al colmo Q per un evento causata da una precipitazione ragguagliata di intensità costante sia proporzionale all'intensità della precipitazione, alla superficie del bacino e a un coefficiente C legato alle caratteristiche del bacino e al suo grado di impermeabilità.

Il successivo approccio cinematico cui si fa affidamento per la determinazione della portata introduce semplificazioni che tendono a schematizzare il deflusso sempre assumendo delle condizioni che tendono a eliminare le interazioni tra le grandezze che concorrono; in particolare, le ipotesi di base sono:

- il trasferimento della piena sia affidata al trasferimento di massa liquida;
- ogni goccia percorra sempre la stessa traiettoria anche con l'evoluzione del processo di pioggia, e che quindi le linee di corrivazione siano immutabili;
- il tempo di corrivazione, e quindi la velocità di ruscellamento dell'acqua sia immutabile con il livello di saturazione del terreno e con il formarsi del velo idrico superficiale, la velocità della goccia non sia influenzata dal moto delle altre gocce;
- la portata di piena sia data dalla somma delle portate provenienti dalle altre parti di bacino che si presentano alla sezione di chiusura allo stesso istante.

Le ipotesi di cui sopra diventano di fondamentale importanza in relazione al contesto territoriale entro cui si opera, e inducono approssimazioni più o meno rilevanti in base alle forme e caratteristiche dei bacini riferimento.

Entrando nelle specifiche grandezze che influenzano il modello, si rileva che le semplificazioni riguardano sia il grado di precisione della stima dell'intensità di pioggia, della sua distribuzione spaziale, che evidentemente della superficie del bacino ma anche della sua forma, così pure dell'individuazione della pioggia netta, e passa attraverso una modellizzazione della risposta del bacino stesso.

Le considerazioni su esposte, dunque, inducono a ritenere che possa essere accettato un grado di scostamento rispetto alle condizioni che realmente potrebbero verificarsi.

In fase di valutazione delle grandezze su richiamate, sarà opportuno valutare il grado di imprecisione che deriva dalla valutazione dell'intensità di pioggia, dalla sua distribuzione spaziale e dal comportamento del bacino idrografico per quanto attiene il processo di trasformazione afflussi deflussi.

Con l'ausilio di codici specifici per l'idrologia in ambiente GIS è stata dunque eseguita la prima fase di processo dei dati. Successivamente sono stati definiti, per ogni cella, la direzione del flusso, la direzione di massima pendenza, il numero di celle a monte che contribuiscono al flusso, la rete di drenaggio, le aree di drenaggio per ogni segmento idrico, etc., ai fini di ottenere il quadro completo che concorre all'individuazione dei parametri di bacino.

L'intera procedura consente di individuare quindi i principali parametri idrologici, quali la pendenza del bacino, l'asta principale, la lunghezza e pendenza dell'asta principale, la quota massima, minima e la superficie del bacino, la pendenza media.

Il calcolo della portata è stato effettuato conformemente a quanto previsto nelle Linee Guida del PAI. In esse si rileva che, in mancanza di dati osservati, si dovrà far ricorso alle metodologie di calcolo disponibili, che possono essere inquadrare in due grandi sottoinsiemi: la prima è nota sotto la generale definizione di Metodi Diretti, la seconda come Metodi Indiretti, in cui l'aggettivo diretto o indiretto specifica se la portata al colmo in qualunque sezione è ricavata direttamente, ovvero indirettamente tramite trasformazione afflussi-deflussi.

Nel caso specifico, la stima della portata di piena ad assegnata frequenza sarà determinata attraverso il confronto critico tra metodologie dirette, indirette e i metodi empirici.

Per l'applicazione dei metodi di cui sopra si dovrà ricorrere all'individuazione dei parametri morfologici dei bacini in studio.

1 Bacino idrografico e parametri morfometrici

Intendiamo per bacino idrografico la superficie topografica dalla quale le acque di pioggia, defluendo naturalmente, passano per la sezione di chiusura. Le caratteristiche morfometriche esaminate riguardano le dimensioni planimetriche, il rilievo, la pendenza media del bacino, dell'asta fluviale e il tempo di corrivazione, riferite ai principali bacini idrografici individuati nel territorio comunale che ai sub-bacini utili ai fini delle verifiche del calcolo idraulico.

Le dimensioni planimetriche sono:

- **A** - area o superficie del bacino: superficie della proiezione orizzontale del bacino idrografico chiuso alla sezione del corso d'acqua;
- **P** - perimetro: lunghezza della proiezione orizzontale di tutto il contorno dello spartiacque del bacino idrografico;
- **L** - lunghezza dell'asta (fluviale) principale: lunghezza misurata considerando il "percorso idraulicamente più lungo" partendo dallo spartiacque sino alla sezione di chiusura dell'asta (fluviale) principale, la quale identifica il percorso dei deflussi più importante nel bacino, lungo il quale dovrebbero anche defluire le portate maggiori.

I parametri o i coefficienti più significativi di un bacino relativi alle sue caratteristiche morfometriche sono:

- pendenza media del bacino j_m :

$$j_m = \Delta z * \Sigma l_i / A$$

Δz differenza di quota tra le curve di livello o anche detta equidistanza tra isoipse,

Σl_i sviluppo totale delle curve di livello

A superficie del bacino

- altitudine media del bacino H_m :

$$H_m = \Sigma S_i z_i / A$$

S_i area compresa tra due curve di livello, differenza di quota tra le curve di livello o anche detta equidistanza tra isoipse,

z_i sviluppo totale delle curve di livello

A superficie del bacino

- pendenza media dell'asta (fluviale) principale i_m :

$$\sqrt{i_m} = \frac{L_a}{\sum_k \frac{l_k}{\sqrt{i_k}}}$$

dove l_k e i_k sono la lunghezza e la pendenza del k-esimo tratto elementare dell'asta principale.

Il tracciamento dei bacini è stato fatto in ambiente GIS e integrato con applicativi specializzati per l'elaborazione idrologica. In particolare si è proceduto alla creazione di un modello digitale del terreno (DEM) costituito da una griglia a maglia quadrata di 10 metri ottenuta con un algoritmo triangolare ottimizzato (TIN), a sua volta desunto dalla trasformazione numerica delle isocore vettoriali 3D tratte dalla Carta Tecnica Regionale.

Il DEM così elaborato costituisce la base altimetrica su cui individuare la linea di dislivello che delimita il bacino e fornisce la rappresentazione numerica da cui desumere i parametri morfometrici del bacino stesso necessari alle elaborazioni idrologiche.

In particolare il DEM consente, con operazioni semplici, di determinare l'area dei bacini totale e parziali, le quote delle sezioni d'interesse, le altitudini medie, minime e massime.

La carta delle acclività, derivata dal DEM, consente la determinazione della pendenza media del bacino; la struttura di rete assunta, infine, con l'aggiunta della coordinata Z del DEM, consente agevolmente l'individuazione dell'asta principale, con gli attributi di lunghezza e pendenza media, e del suo profilo altimetrico.

2 Stima della portata di piena

Come previsto dalle Linee Guida PAI la stima della portata al colmo può essere eseguita con tre metodi differenti:

- 1) metodo "diretto o probabilistico"
- 2) metodo "indiretto o analitico"
- 3) metodo "empirico".

I primi pervengono al valore della portata al colmo in una sezione di interesse a partire dall'analisi di serie storiche osservate di portata; i secondi sfruttano un modello di trasformazione afflussi-deflussi che consente di pervenire alla portata di progetto partendo dall'analisi statistica delle piogge; i metodi empirici, infine, si basano sull'osservazione di valori di portata al colmo che vengono posti in relazione con particolari parametri geomorfologici di bacino.

Non disponendo di serie storiche osservate di portate occorre subito scartare l'ipotesi di ricorrere a metodi di stima diretti che tra l'altro sono stati validati solo per grandi bacini al di sopra di 40-60 km².

I metodi empirici hanno il difetto di non tenere conto di nessuna analisi statistica, sono legati alla limitata serie di valori osservati e, in genere, danno dei valori di portata decisamente sovrastimati.

In tale ottica i metodi indiretti, vista anche la dimensione dei bacini in studio, paiono i più adatti a sopperire alla inconsistenza dei dati osservati e, tra questi, il metodo razionale, basato sulla formula omonima, risulta certamente fra i più utilizzati.

La scelta del modello trasformazione afflussi-deflussi è un aspetto molto importante in quanto determina l'accuratezza dei risultati delle elaborazioni e la corretta interpretazione della dinamica del bacino in esame. Nel caso dei nostri bacini in studio vista la loro dimensione ed essendo contigui, alcune caratteristiche idrologiche sono state considerate omogenee.

Il parametro di riferimento che descrive la risposta idrologica di un terreno in termini di trasformazione degli afflussi (piogge) in deflussi (portate) è detto "contributo specifico di piena" o "coefficiente udometrico" (u), espresso usualmente in $[l/s\cdot ha]$. La stima di " u " avviene utilizzando dei modelli concettuali semplificati che permettono di ricavare la portata massima che si ha alla sezione di chiusura del bacino a fronte di una precipitazione di assegnata durata e tempo di ritorno.

Tra i vari modelli analitico/concettuali disponibili in letteratura tecnica vi sono tre diversi metodi:

- il Metodo Razionale o Cinematico o del Tempo di Corrivazione, che rappresenta nel contesto italiano la formulazione sicuramente più utilizzata a livello operativo;
- il Metodo dell'Invaso;
- Il Metodo Curve Numbers proposto dal Soil Conservation Service (SCS) americano.

Circa la scelta della distribuzione di probabilità per le piogge (da adottarsi con la formula razionale), gli ultimi sviluppi della letteratura in proposito di eventi estremi in Sardegna hanno mostrato come la distribuzione Two Components Extreme Value, nota come TCEV, si presenti più adatta di quella Lognormale per interpretare i fenomeni di pioggia brevi e intensi. Il metodo permette di esprimere la massima portata inerente una generica sezione che sottende ad un bacino di area A , in funzione della precipitazione critica ragguagliata che chiameremo $h_{(T)}$. Il metodo trova fondamento dall'ipotesi che il tempo impiegato da una goccia di pioggia per raggiungere la sezione di chiusura del bacino sia una costante che dipende soltanto dalla posizione del punto in cui questa è caduta; tale intervallo di tempo viene definito come "tempo di corrivazione". La sua importanza deriva dal fatto, che per una precipitazione di durata t_c , tutto il bacino contribuisce al deflusso superficiale, e quindi alla sezione di chiusura si registrerà la massima portata.

3 Il metodo razionale basato sulla distribuzione TCEV

La stima della portata di colmo con i metodi indiretti come quello razionale con distribuzione TCEV passa attraverso la valutazione della pioggia critica, cioè della pioggia che determina la portata massima, nell'ipotesi approssimata che il tempo di ritorno di un certo evento di pioggia si possa attribuire anche alla portata che esso genera.

La trasformazione Afflussi-Deflussi che consente di passare dalle precipitazioni alle portate fa ricorso al metodo Cinematico e alla cosiddetta "formula razionale" che calcola la portata di piena in base al fenomeno della corrivazione delle particelle liquide.

Per tale formula la pioggia critica è quella di durata pari alla somma del tempo di corrivazione più il tempo di formazione del deflusso superficiale. Quindi se si indica con Θ la durata critica si ha:

$$\Theta \equiv T_c + t_f$$

T_c il tempo di corrivazione del bacino

t_f il tempo di formazione del deflusso superficiale;

Nota la durata critica Θ la formula razionale definisce la portata al colmo relativa ad un certo tempo di ritorno con la relazione:

$$Q = i_{n,r} [\Theta, T_R, r(\Theta, A)] \cdot A \cdot$$

In modo più esplicito:

$$Q = \frac{\Phi h [\Theta, T_R] r[\Theta, A] A}{\Theta} \quad (1)$$

Essendo

A l'area del bacino in km^2

$h[\Theta, T_R]$ l'altezza di pioggia critica di durata Θ e tempo di ritorno T_R

Φ il coefficiente di deflusso

$r(\Theta, A)$ il fattore di ragguaglio della precipitazione all'area del bacino

$\Theta \equiv T_c + t_f$ durata critica

Posto

$$h_{n,r}[\Theta, T_R, r] = \Phi h[\Theta, T_R] r[\Theta, A]$$

Si può dire che la portata al colmo in una certa sezione che chiude un bacino di area A assegnata e relativa ad un certo tempo di ritorno T_R risulta determinata una volta nota l'altezza di pioggia netta ragguagliata, di durata critica Θ , relativa a quel tempo di ritorno T_R e ragguagliata all'intero bacino (detta **altezza di pioggia critica**).

Si pongono di conseguenza due ordini di problemi:

- Definire la durata critica;
- Determinare l'altezza di pioggia critica.

Il calcolo della durata critica passa attraverso la determinazione del tempo di corrivazione e del tempo di formazione del deflusso.

Per il primo si hanno delle formule empiriche indicate di seguito, per il secondo si procede ad una valutazione per via iterativa.

Circa l'altezza di pioggia critica si procede come indicato nei paragrafi successivi.

4 Tempo di corrivazione

Sullo schema concettuale della corrivazione che si basa sul *metodo cinematico* o *metodo della corrivazione*, per la stima delle portate di piena, le ipotesi basilari da tenere in considerazione sono:

- Ogni singola goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende unicamente dal punto in cui essa è caduta;
- La velocità di una goccia non è influenzata dalla presenza delle altre gocce, cioè ognuna di esse scorre indipendentemente dalle altre; in realtà sappiamo che la velocità dell'acqua lungo un pendio o un alveo dipende, oltre che dalle caratteristiche della superficie bagnata anche dal tirante idrico; ne consegue che in un bacino si possono avere diversi tempi di corrivazione sia in funzione delle caratteristiche del suolo che in funzione della durata e dell'intensità dell'evento.
- La portata defluente si ottiene sommando le singole portate elementari provenienti dalle diverse aree del bacino che confluiscono alla sezione di chiusura.

La trasformazione afflussi-deflussi è una determinata sequenza di operazioni che permette, conoscendo l'altezza di precipitazione e la durata di un evento meteorico, di ottenere la portata che defluisce per la sezione di chiusura del bacino idrografico.

Fattore da tenere in considerazione è che la velocità dell'acqua si mantiene pressoché costante da monte verso valle, dal momento che, la diminuzione di pendenza è bilanciata dai cambiamenti di larghezza, di profondità e di scabrezza.

Teoricamente, il tempo impiegato da una goccia d'acqua caduta nel punto idraulicamente più lontano, cioè il punto dello spartiacque da cui ha origine l'asta principale della rete idrografica, per raggiungere la sezione di chiusura, prende il nome di tempo di corrivazione.

Il tempo di corrivazione, considerando che è il tempo impiegato da una goccia d'acqua per percorrere l'intera asta fluviale principale, dall'origine sullo spartiacque topografico alla sezione di chiusura, è il maggiore tra quelli di tutti i punti del bacino.

Il tempo di corrivazione si stima in genere utilizzando formule empiriche, derivate dall'analisi di una gran quantità di casi reali, che esprimono il legame mediamente esistente tra il tempo di corrivazione e alcune grandezze caratteristiche del bacino di facile determinazione.

In particolare le linee Guida PAI suggeriscono:

FORMULA DI VENTURA

$$T_c = 0,127 \left(\frac{A}{i_m} \right)^{\frac{1}{2}} \quad [ore]$$

dove:

A è l'area del bacino in Km²
i_m pendenza media dell'asta principale.

FORMULA DI PASINI

$$T_c = \frac{0,108(A \cdot L)^{\frac{1}{3}}}{i_m^{\frac{1}{2}}} \quad [ore]$$

dove:

A è l'area del bacino in km²
i_m pendenza media dell'asta principale
L è la lunghezza dell'asta principale in km

FORMULA DI VIPARELLI

$$T_c = \frac{L}{(1 \div 1,5) \cdot 3,6} \quad [ore]$$

dove :

L è la lunghezza dell'asta principale in km
1-1,5 è la velocità media della corrente in m/s

FORMULA DI GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{(H_m - H_o)}} \quad [ore]$$

dove :

A è l'area del bacino in km²
H_m altitudine media del bacino m slm
H_o altitudine della sezione di chiusura m slm
L è la lunghezza dell'asta principale in km

Nella scelta del tempo di corrivazione occorre tenere conto delle incertezze insite nelle formule che consentono di stimarlo; ogni formula, vista la natura prevalentemente empirica, è valida per i bacini per i quali è stata ricavata e tarata. Nel caso in questione si possono fare alcune interessanti osservazioni:

- la relazione di Ventura è stata introdotta nell'ambito di uno studio sulle reti di bonifica bolognese;
- la relazione di Pasini è stata introdotta nell'ambito di uno studio sulle reti di bonifica della pianura renana;
- la formula di Viparelli è senza dubbio la più semplice, si basa sulla corrivazione e ricava il tempo di corrivazione come un rapporto tra lunghezza e velocità nell'ipotesi che l'acqua viaggi alla velocità di 1 m/s;
- la formula introdotta da Giandotti, la più utilizzata in Italia deriva dall'esame del fenomeno di corrivazione;

Al fine di minimizzare gli errori comunque insiti nella stima di questo parametro si è deciso di assumere, come tempo di corrivazione, quello derivante dalla media delle formulazioni indicate quando esse danno risultati simili fra loro e adottare invece i valori più piccoli quando la diversità dei valori ottenuti suggerisce la maggior cautela, fermo restando che se il rio è un tronco critico già studiato dal PAI, i valori di portata devono essere comunque prossimi o inferiori a quelli presenti nel PAI vigente.

5 Determinazione delle curve di possibilità pluviometrica

L'altezza di pioggia critica viene calcolata a partire dalla curva di possibilità pluviometrica che esprime la legge di variazione dei massimi annuali di pioggia in funzione della durata della precipitazione, τ , ad assegnata frequenza di accadimento o periodo di ritorno T_R .

Le curve di possibilità pluviometrica disponibili si possono esprimere secondo due differenti distribuzioni probabilistiche:

- distribuzione **Log-Normale** (Sardegna suddivisa in 4 sottozone omogenee)
- distribuzione **TCEV** (Sardegna suddivisa in 3 sottozone omogenee definizione della pioggia indice)

In entrambi i casi, la Sardegna è suddivisa in zone pluviometriche omogenee per le piogge di breve durata. Ciascuna zona, per distribuzione geografica, può rappresentare un distinto regime pluviometrico. Le curve sono state determinate per ciascun gruppo nella forma:

$$h = a \cdot \tau^n$$

dove h rappresenta l'altezza di precipitazione per una durata τ , mentre a ed n sono i coefficienti caratteristici di ogni gruppo omogeneo, funzione del tempo di ritorno e, nel caso della distribuzione TCEV, della pioggia indice.

Si descrive brevemente la procedura utilizzata per la determinazione delle curve segnalatrici di possibilità climatica valide nelle località esaminata, utilizzando i risultati in (Deidda e Piga, 1998) qui presentati in forma aggiornata. L'altezza di pioggia lorda $h_l(\tau)$ in mm di durata τ in ore e di assegnato tempo di ritorno T in anni è fornita dalla seguente relazione monomia:

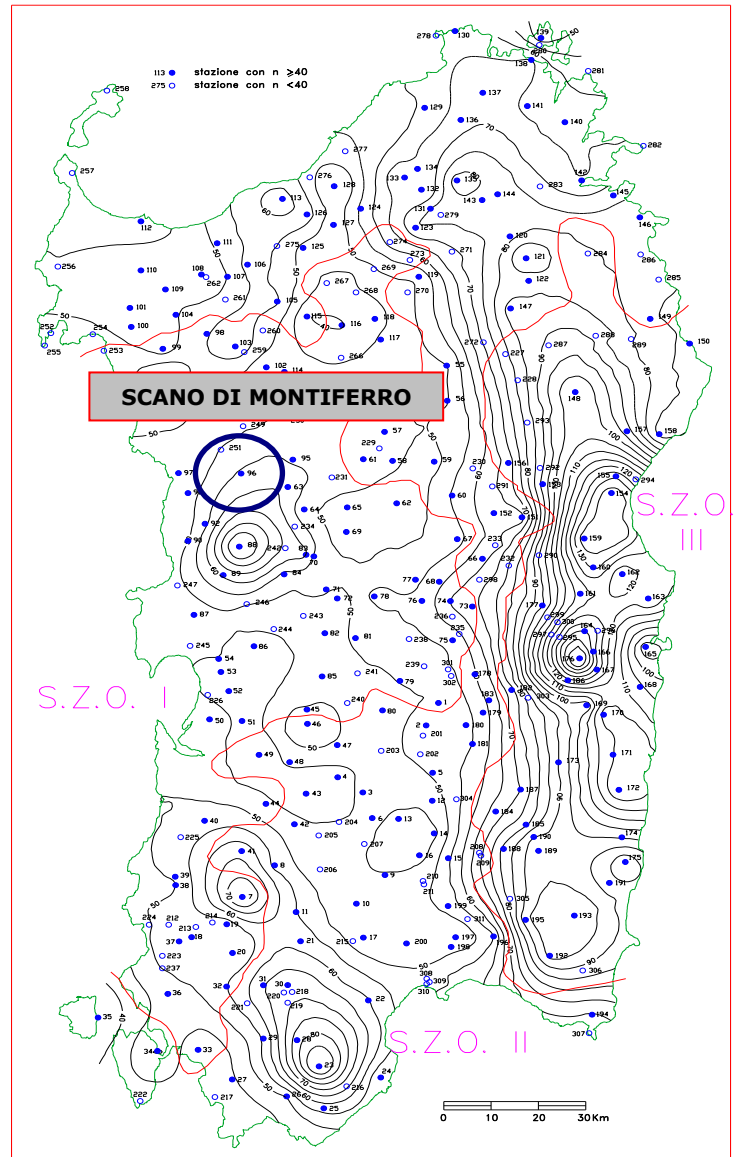
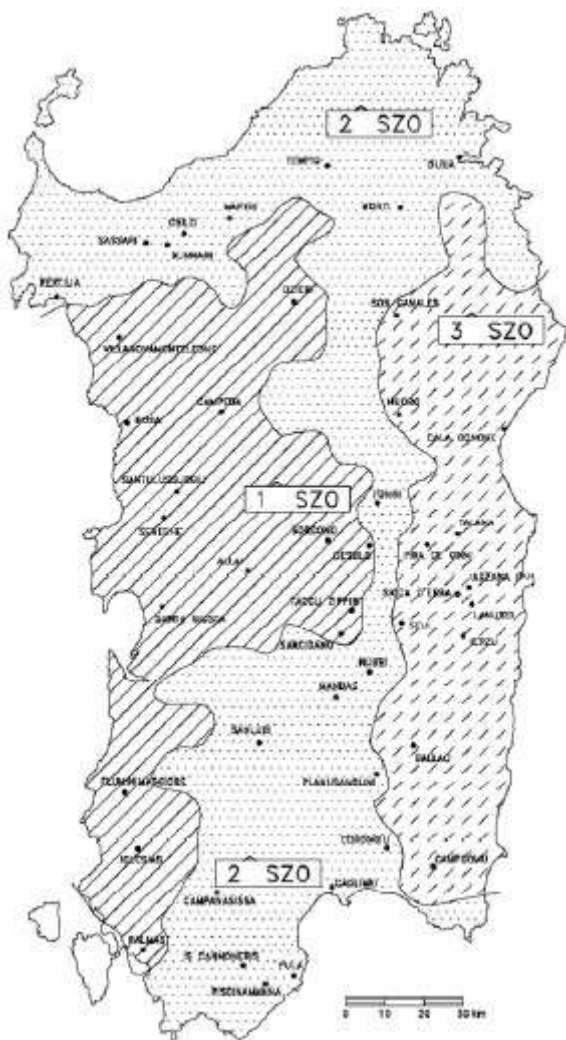
$$h_l(\tau) = a \tau^n \quad (2)$$

La pioggia indice, definita nella distribuzione TCEV ed elemento tipico della singola stazione pluviometrica, tiene conto dell'altezza di pioggia caduta in 1 ora e consente di rappresentare direttamente le caratteristiche degli eventi meteorici per il territorio in esame; pertanto è l'elemento che permette di scendere più in dettaglio rispetto alla semplice suddivisione in sottozone che caratterizza il metodo basato sulla distribuzione Log-Normale.

Anche in virtù di questo fatto come distribuzione probabilistica delle piogge si è adottata la **TCEV** (Two Component Extreme Value) parametrizzata secondo lo studio condotto da Deidda e Piga sulle curve di possibilità climatica in Sardegna a partire dall'analisi dei massimi annui delle piogge brevi e intense.

Di seguito si descrive il calcolo per un tempo di ritorno di T anni.

L'applicazione del metodo prevede il calcolo preliminare della pioggia indice giornaliera $\bar{h}(g)$ valutabile per interpolazione dalle isoiete della carta della relativa distribuzione spaziale.



Divisione delle sottozone omogenee SZO della Regione Sardegna

Dalla pioggia indice giornaliera si ricava la **pioggia indice** o pioggia media di durata τ ,

$$\bar{h}(\tau) = \frac{\bar{h}_g}{0.886 * 24^{(-0.493 + 0.476 \log(\bar{h}_g))}} * \tau^{(-0.493 + 0.476 \log(\bar{h}_g))} \quad (2)$$

In questa relazione la pioggia indice va calcolata assumendo come durata quella critica

$$\Theta \equiv T_c + t_f$$

Il tempo di corrivazione è stato stimato, mentre per il tempo di formazione del deflusso superficiale si procede in modo iterativo con la formula suggerita nelle linee guida PAI:

$$t_f = \frac{I_a}{i(\Theta, r)}$$

Essendo I_a l'assorbimento iniziale (vedi stima delle perdite SCS)
 $i(\Theta, r)$ l'intensità di pioggia ragguagliata di durata critica.

Definita la pioggia indice si definisce una variabile aleatoria normalizzata:

$$h'(\tau) = \frac{h(\tau)}{\bar{h}(\tau)} = a \tau^n \quad (2)$$

Dove **a** ed **n** sono i parametri della curva normalizzata definiti per le tre sotto zone omogenee della Sardegna (SZO) in funzione del tempo di ritorno per durate minori e maggiori di 1 ora e per tempi di ritorno maggiori o minori di 10 anni con le seguenti formule (per T>10 anni):

SZO	Durata ≤ 1 ora	Durata > 1 ora
Sottozona 1	$a=0.46378+1.0386*\text{Log}(T)$	$a=0.46378+1.0386*\text{Log}(T)$
	$n=-0.18449+0.23032*\text{Log}(T)-3.3330*10^{-2}*\text{Log}^2(T)$	$n=-1.0563*10^{-2}-7.9034*10^{-3} \text{Log}(T)$
Sottozona 2	$a=0.44182+1.0817*\text{Log}(T)$	$a=0.44182+1.0817*\text{Log}(T)$
	$n=-0.18676+0.24310*\text{Log}(T)-3.5453*10^{-2}*\text{Log}^2(T)$	$n=-5.6593*10^{-3}-4.0872*10^{-3} \text{Log}(T)$
Sottozona 3	$a=0.41273+1.1370*\text{Log}(T)$	$a=0.40926+1.1441*\text{Log}(T)$
	$n=-0.19055+0.25937*\text{Log}(T)-3.8160*10^{-2}*\text{Log}^2(T)$	$n=1.5878*10^{-2}+7.6250*10^{-3} \text{Log}(T)$

Tabella 1 Parametri della curva normalizzata

Poiché i bacini ricadono interamente in **sottozona 1**, in funzione della durata critica e del tempo di ritorno (maggiori di 10 anni) si possono calcolare i valori di a ed n.
Assumendo T si determinano **a** ed **n** e sostituendo nella (2) si determina il valore della variabile aleatoria normalizzata posto $\tau \equiv \Theta$

$$h'(\tau) = a \tau^n$$

Utilizzando la relazione (2) si perviene infine a determinare l'altezza di pioggia critica relativa ad un dato T:

$$h(\Theta) = h'(\Theta) \bar{h}(\Theta)$$

Quella determinata è la pioggia **lorda** critica h con tempo di ritorno T anni, ma per stimare la portata con la formula 1 occorre la cosiddetta pioggia netta h_{netta} valutata con la formula:

$$h_{netta} = \Phi h = \frac{(h - I)^2}{(h + S - I)}$$

dove:

S (in mm) è l'assorbimento del bacino, espresso dalla relazione

$$S = 254 \cdot \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

CN Curve Number

I_a è l'assorbimento iniziale legato ad S dalla relazione:

$$I_a = 0.2 \cdot S$$

Nel caso in questione, considerato l'uso del suolo e il tipo di suolo e ponendoci nelle condizioni più critiche di AMCIII si determina il CN quindi S, I e $h_{netta} = \Phi h$.

$$\Phi = \frac{h_{netta}}{h}$$

Il coefficiente di deflusso ϕ è il parametro che determina la trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi. Esso è determinato, come il rapporto tra il volume defluito attraverso un'assegnata sezione in un definito intervallo di tempo e il volume meteorico totale precipitato nell'intervallo stesso. Il coefficiente di deflusso è valutato considerando le caratteristiche di permeabilità, e quindi, di utilizzo, delle diverse superfici presenti nell'intero bacino scolante.

Si calcola un coefficiente di ragguaglio r per $\tau=\Theta$ con la relazione valida per $A < 20 \text{ km}^2$

$$r = 1 - (0.0394 A^{0.354}) \tau^{(-0.40+0.0208 \ln(4.6-\ln(A)))}$$

Introducendo ϕ, h, r, A e Θ nella (1) si ha infine la determinazione della portata Q relativa a quel tempo di ritorno.

6 Sezioni di controllo e bacini idrografici

Stabilita la metodologia per il calcolo della portata occorre definire i bacini e le sezioni di controllo rispetto alle quali valutare le portate.

Il bacino considerato è quello del "rio charchelighes", sono stati definiti due bacini idrografici, quello sotteso dalla sezione di chiusura della traversa (cd bacino sbarramento o traversa) e quello totale del "rio charchelighes" (cd bacino valle) sotteso dalla sezione di chiusura in prossimità della confluenza nel "rio mannu".

6.1 BACINO TRAVERSA

Il tracciamento del bacino è stato fatto in ambiente GIS e integrato con applicativi specializzati per l'elaborazione idrologica. In particolare si è proceduto alla creazione di un modello digitale del terreno (DEM) costituito da una griglia a maglia quadrata di 10 metro ottenuta da con un algoritmo triangolare ottimizzato (TIN), a sua volta desunto dalla trasformazione numerica delle isocore vettoriali 3D tratte dalla Carta Tecnica Regionale.

Il DEM così elaborato costituisce la base altimetrica su cui individuare la linea di displuvio che delimita il bacino e fornisce la rappresentazione numerica da cui desumere i parametri morfometrici del bacino stesso necessari alle elaborazioni idrologiche.

In particolare il DEM consente, con operazioni semplici, di determinare l'area dei bacini totale e parziali, le quote delle sezioni d'interesse, le altitudini medie, minime e massime.

La carta delle acclività, derivata dal DEM, consente la determinazione della pendenza media del bacino; la struttura di rete assunta, infine, con l'aggiunta della coordinata Z del DEM, consente agevolmente l'individuazione dell'asta principale, con gli attributi di lunghezza e pendenza media, e del suo profilo altimetrico. Dal profilo si ricava la pendenza media attraverso la formula:

$$\sqrt{i} \equiv \frac{L}{\sum \frac{l_i}{\sqrt{i_i}}}$$

Dove L è la lunghezza dell'asta principale, e i_i la pendenza del tratto di asta di lunghezza l_i compresa tra due curve di livello.

Si riporta in Tabella 2 la sintesi dei parametri esprimanti le caratteristiche geomorfologiche del bacino.

BACINO SBARRAMENTO (sotteso dalla sezione di chiusura della traversa)	
SUPERFICIE (kmq)	16.07
LUNGHEZZA ASTA PRINCIPALE (Km)	9.16
PENDENZA MEDIA ASTA PRINCIPALE	0.032
PENDENZA MEDIA BACINO	0.34
ALTITUDINE MEDIA (m slm)	648.67
ALTITUDINE SEZIONE TERMINALE (m slm)	416

Tabella 2 Parametri di bacino

Per il calcolo delle portate di piena e per stabilire le perdite di bacino si deve poi dare una stima del Curve Number. Precisamente l'utilizzo congiunto delle informazioni relative all'uso del suolo e alla geologia e stante la presenza di superfici con discrete capacità di assorbimento consentono di attribuire al bacino un valore di **CN III = 94**.

Figura 1 Altitudine media Bacino

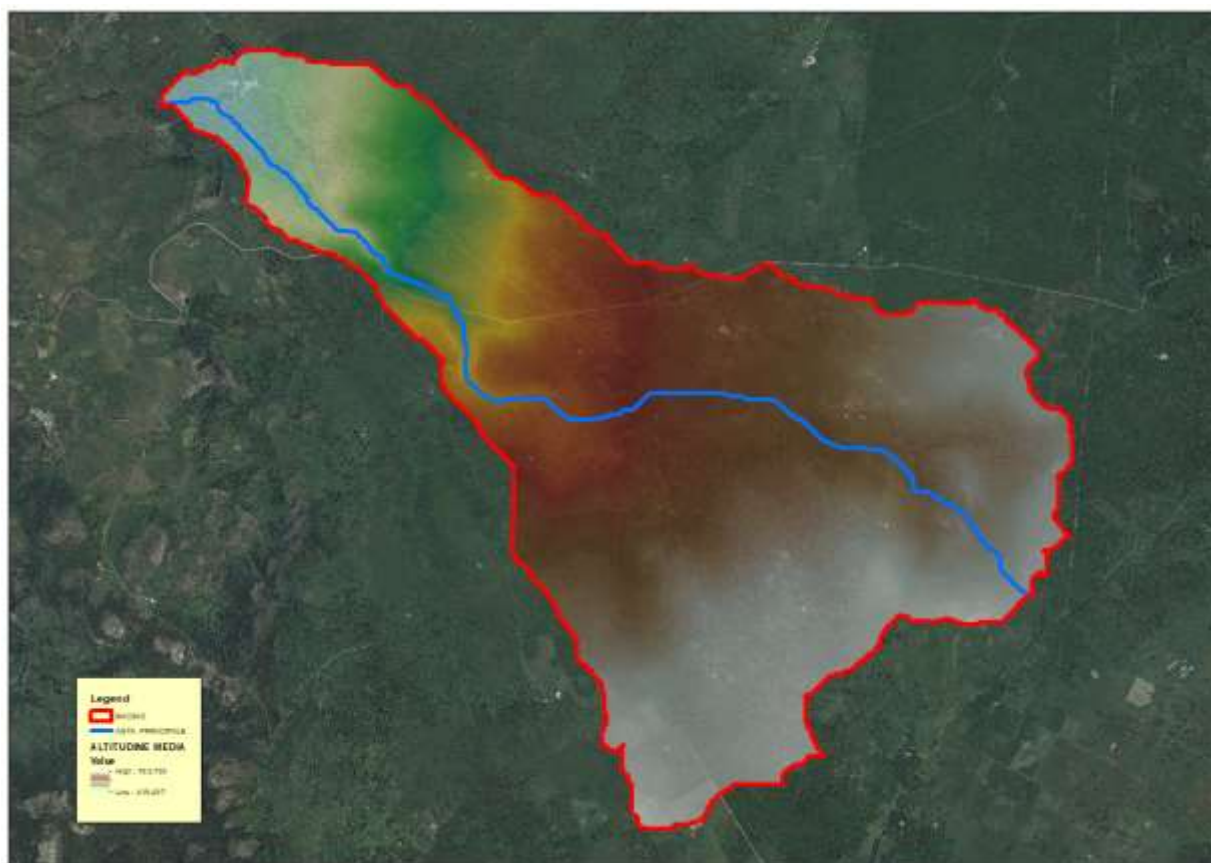
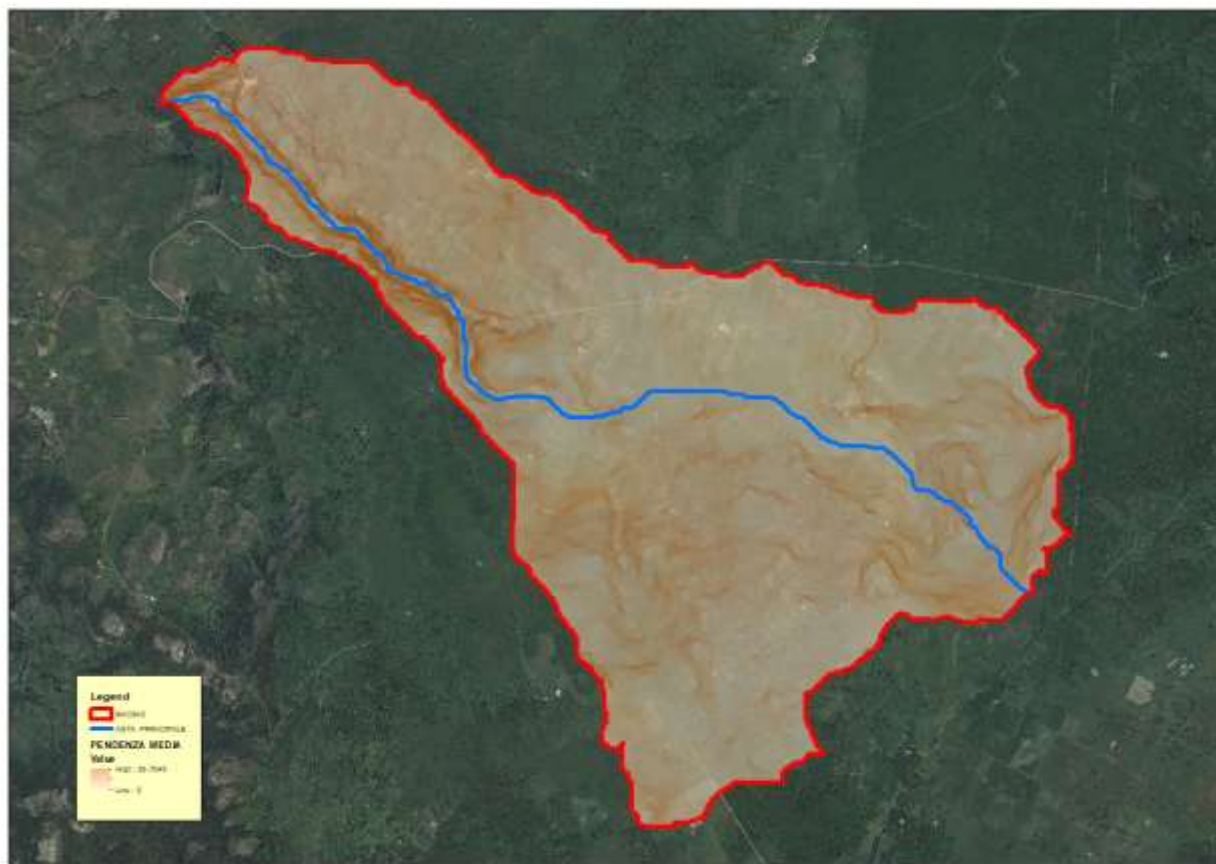


Figura 2 Pendenza media Bacino



Calcolo del tempo di corrivazione

Come suggeriscono le linee Guida PAI può essere valutato con alcune formule empiriche:

FORMULA DI VENTURA :

$$T_c = 0,127 \left(\frac{A}{i_m} \right)^{\frac{1}{2}} \quad [ore]$$

dove :

A è l'area del bacino in Km²

i_m pendenza media dell'asta principale.

$$T_c \equiv 2.8465 \quad ore$$

FORMULA DI PASINI :

$$T_c = \frac{0,108(A \cdot L)^{\frac{1}{3}}}{i_m^{\frac{1}{2}}} \quad [ore]$$

dove :

A è l'area del bacino in km²

i_m pendenza media dell'asta principale

L è la lunghezza dell'asta principale in km

$$T_c \equiv 3.1882 \quad ore$$

FORMULA DI VIPARELLI :

$$T_c = \frac{L}{(1 \div 1,5) \cdot 3,6} \quad [ore]$$

dove :

L è la lunghezza dell'asta principale in km

1-1,5 è la velocità media della corrente in m/s

V=1.5 m/s si ha:

$$T_c \equiv 1.6963 \quad ore$$

FORMULA DI GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{(H_m - H_o)}} \quad [ore]$$

dove :

A è l'area del bacino in km²

H_m altitudine media del bacino m slm

H_o altitudine della sezione di chiusura m slm

L è la lunghezza dell'asta principale in km

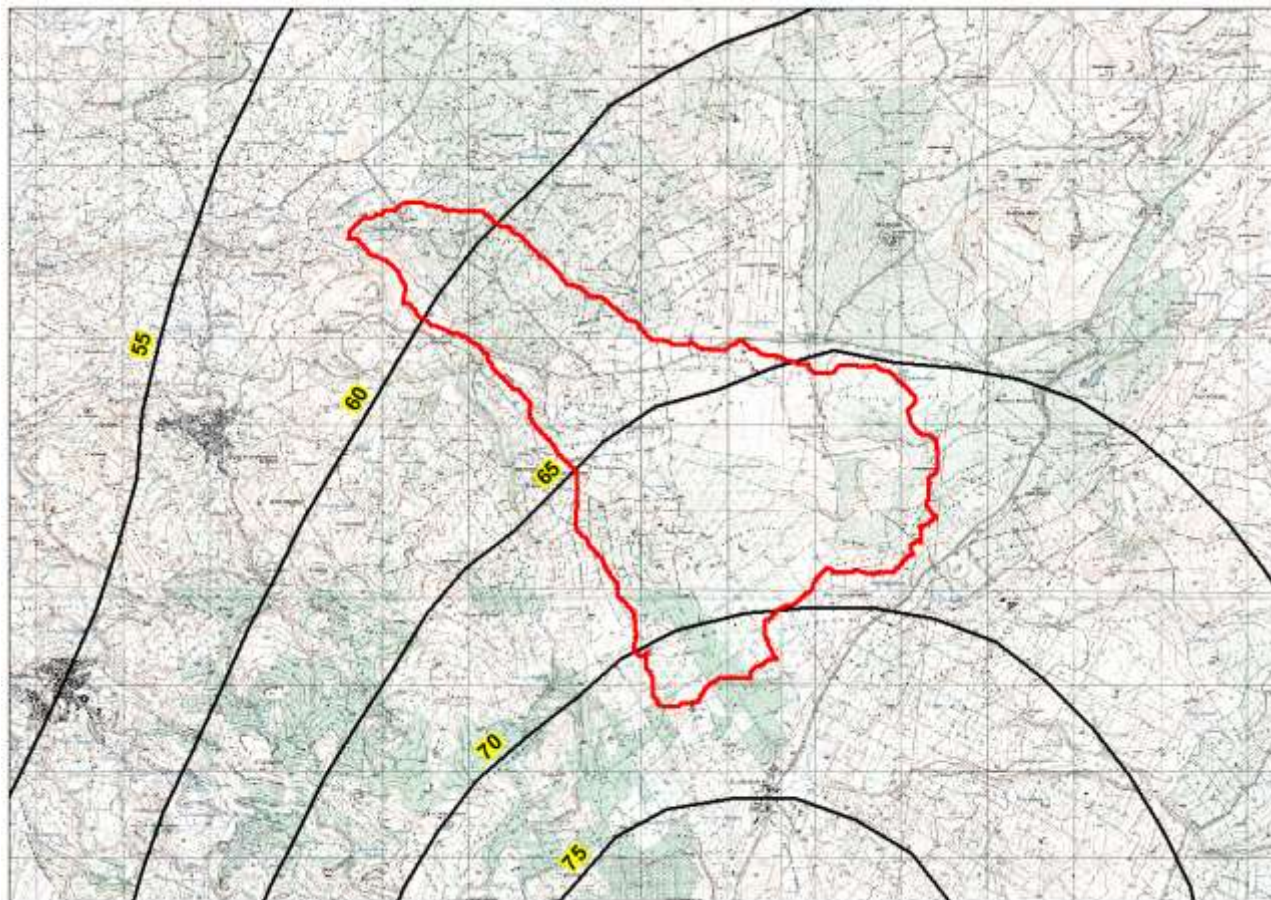
$$T_c \equiv 2.4615 \quad ore$$

Per ragioni di cautela si è deciso di adottare come tempo quello della formulazione di Viparelli:

$$T_c \equiv 1.6963 \quad ore$$

Calcolo delle portate di piena ai vari tempi di ritorno

Utilizzando come tempo di corrivazione Viparelli e stimando una pioggia indice giornaliera pari a 65 mm



si ottiene infine:

$$Q_{50} = 104.58 \, m^3 / s$$

$$Q_{100} = 123.75 \, m^3 / s$$

$$Q_{200} = 143.06 \, m^3 / s$$

$$Q_{500} = 168.73 \, m^3 / s$$

Trattandosi di uno sbarramento è stata determinata anche la portata al tempo di ritorno dei mille anni

$$Q_{1000} = 188.21 \, m^3 / s$$

Il coefficiente di deflusso risulta pari a

$$\Phi = \frac{h_{netta}}{h} = 0.8114$$

6.2 BACINO RIO CHERCHELIGHES

Per affinare lo studio e valutare quindi anche gli effetti dell'onda di piena a valle della traversa è stata considerata un'ulteriore sezione di controllo posta nella confluenza del "rio cherchelighes" con il "rio mannu", determinando il relativo bacino idrografico.

Le portate ai vari tempi di ritorno in questo caso sono state stimate con il metodo del contributo unitario:

Superficie bacino "rio cherchelighes (bacino valle): 24,36 km ²					
contributo unitario	6,51	7,70	8,90	10,50	11,71
Tempo di ritorno in anni	Q50	Q100	Q200	Q500	Q1000
Portate m ³ /s	158,49	187,55	216,81	255,71	285,24

ANALISI IDRAULICA

La fase di processo delle informazioni morfometriche del sistema, come già anticipato, ha come obiettivo primario quello di individuare i principali dati da utilizzarsi per l'analisi idraulica, e precisamente:

- la definizione dell'asse del corso d'acqua;
- il tracciamento del ciglio destro e sinistro dell'alveo;
- il tracciamento delle sezioni trasversali.

Lo scopo delle analisi idrauliche è consistito nella individuazione delle aree suscettibili di essere inondate da eventi di piena caratterizzati da assegnato tempo di ritorno. Le metodiche utilizzate seguono rigorosamente quanto prescritto nelle Linee Guida del PAI.

In generale, tutte le analisi sono state condotte assumendo lo stato stazionario (moto permanente) sebbene i processi di propagazione delle onde di piena siano fenomeni di moto vario. Questa ipotesi è supportata dal fatto che le variazioni di portata nel tempo in occasione delle piene naturali non sono così rapide da rendere necessaria un'analisi in condizioni di moto vario.

Lo studio si è svolto secondo le seguenti fasi:

1. definizione della configurazione del sistema;
2. ricostruzione della geometria dell'alveo mediante rilievo e analisi dei progetti esistenti;
3. individuazione delle condizioni al contorno e implementazione della idrologia del sistema;
4. ricostruzione dei profili di corrente e calcolo dei livelli di moto permanente;
5. tracciamento delle aree di inondazione;

Ogni fase ha comportato l'analisi di studi, progetti e documenti esistenti, indagini presso enti e rilievi di campagna.

Per la modellazione si è ricostruita la geometria dell'alveo di piena mediante sezioni trasversali estese sufficientemente sino a comprendere la possibile espansione di piena; la congruità delle sezioni nei riguardi della loro effettiva capacità di rappresentare la zona di propagazione è stata analizzata mediante sopralluoghi e raffronti con immagini satellitari.

I dati topografici sono stati processati mediante il codice HEC-RAS per realizzare il modello idraulico descritto dettagliatamente più avanti.

1 Il modello idraulico

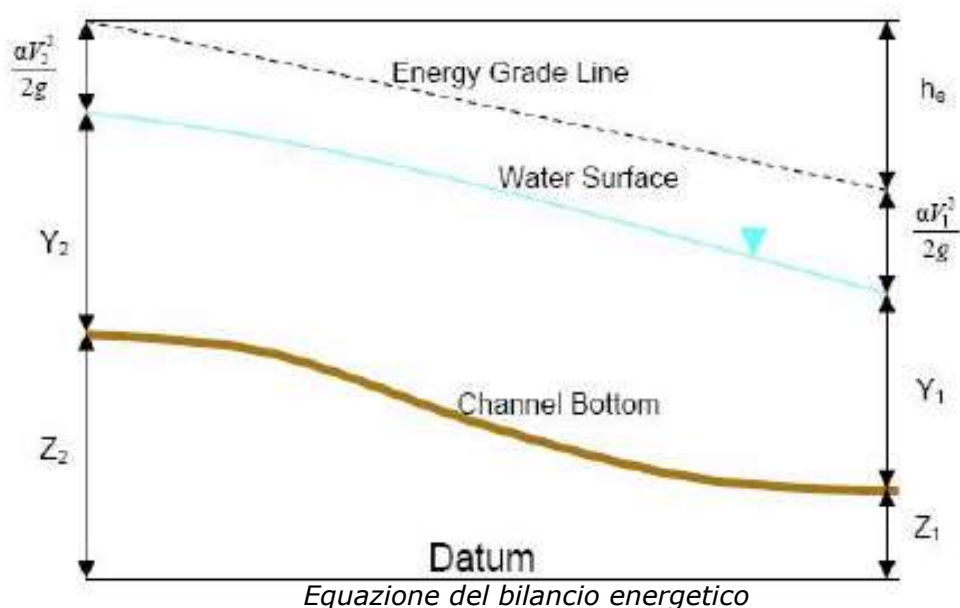
Il codice di calcolo utilizzato in questo studio, per la modellazione idraulica, denominato HEC-RAS, nella sua versione 5.0, è stato sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers; il modello è in grado di effettuare simulazioni di tipo monodimensionale del fenomeno di propagazione dell'onda di piena su corsi d'acqua in condizioni di moto stazionario e non stazionario.

Questa scelta è stata fatta per ragioni di coerenza con il PAI che ha individuato e perimetrato le aree a rischio idraulico e utilizzando tale codice. Il modello presuppone che siano fornite tutte le informazioni necessarie, ed in particolare la geometria di un numero sufficiente di sezioni trasversali, la scabrezza che metta in conto le resistenze idrauliche, le condizioni al contorno e le portate.

Il programma consente di inserire sezioni trasversali fittizie, interpolando quelle rilevate, in modo da assicurare che il passo di discretizzazione spaziale non ecceda un assegnato valore limite ed è in grado di modellare il comportamento di canali naturali e artificiali tenendo conto dell'influenza sul moto di manufatti di vario tipo che possano influenzare le caratteristiche della corrente ecc..

MOTO PERMANENTE

Per l'analisi in moto permanente HEC-RAS determina il profilo del pelo libero tra una sezione e la successiva mediante la procedura iterativa denominata *standard step*, risolvendo l'equazione del bilancio energetico,



$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - h_e \quad (1)$$

dove:

Y_1 e Y_2 sono le altezze d'acqua riferite al fondo dell'alveo;

Z_1 e Z_2 sono le altezze del fondo rispetto ad una quota di riferimento;

V_1 e V_2 sono le velocità medie della corrente nelle due sezioni estreme del tronco fluviale considerato;

α_1 e α_2 sono coefficienti di ragguaglio delle potenze cinetiche;

h_e è la perdita di carico tra le due sezioni considerate.

Il termine h_e dipende sia dalle perdite per attrito che da quelle per contrazione ed espansione. Si può valutare mediante la seguente relazione:

$$h_e = L \cdot \bar{S}_f + C \cdot \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (2)$$

dove:

L è la lunghezza del tronco considerato;

$\bar{S}_f$ è la cadente media tra le due sezioni;

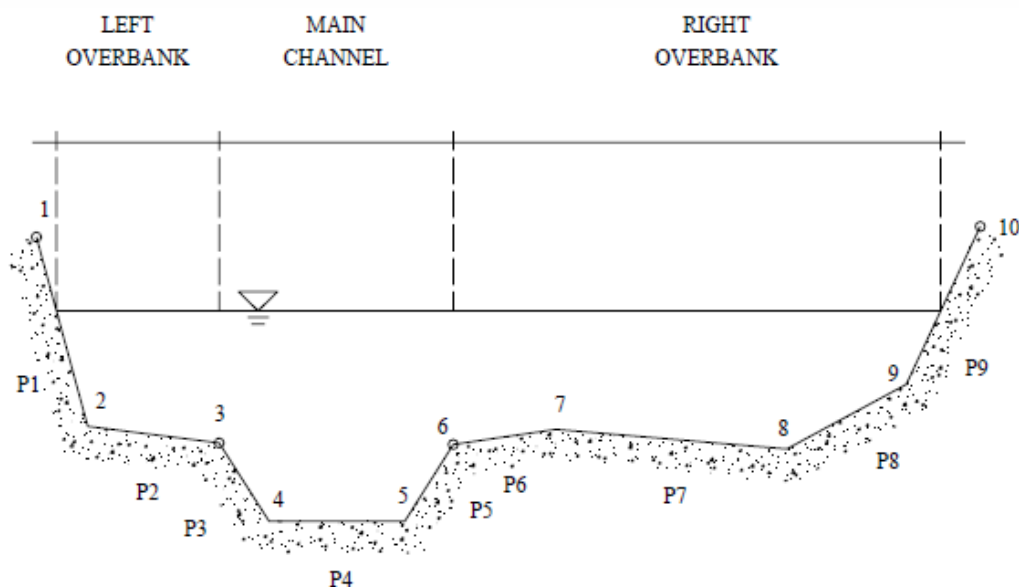
C è il coefficiente di perdita di carico per contrazione o espansione.

Il primo termine rappresenta la perdita di carico totale per attrito, prodotto tra le due sezioni dalla cadente media. Il programma prevede diverse possibilità di calcolo della cadente, che viene determinata presupponendo una suddivisione della sezione d'alveo in sottosezioni all'interno delle quali la velocità possa ritenersi con buona approssimazione costante.

Il secondo termine della equazione per il calcolo delle perdite di carico rappresenta invece il contributo dovuto alla contrazione ed espansione dell'area bagnata; tali perdite sorgono nel momento in cui si abbia un allargamento o restringimento della sezione che determini una situazione di corrente non lineare. Il coefficiente C varia in un intervallo compreso tra 0.1 e 1 per correnti subcritiche, mentre in caso di correnti veloci generalmente si assumono valori inferiori.

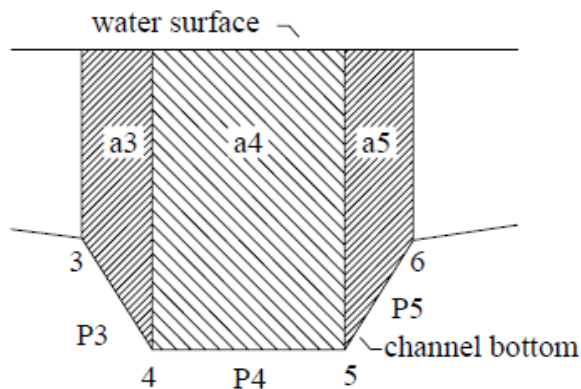
L'altezza del pelo libero, in riferimento ad una assegnata sezione, viene determinato mediante una risoluzione iterativa delle equazioni (1) e (2). Il modello fornisce inoltre i valori dell'altezza critica nelle diverse sezioni fluviali. Qualora si verifichino transizioni da corrente lenta e veloce o viceversa, in tali segmenti di asta fluviale l'equazione di bilancio energetico è sostituita dall'equazione globale di equilibrio dinamico.

Ogni sezione descritta da un numero N di punti è suddivisa in tre "porzioni" (left overbank, main channel, right overbank), come illustrato in figura.



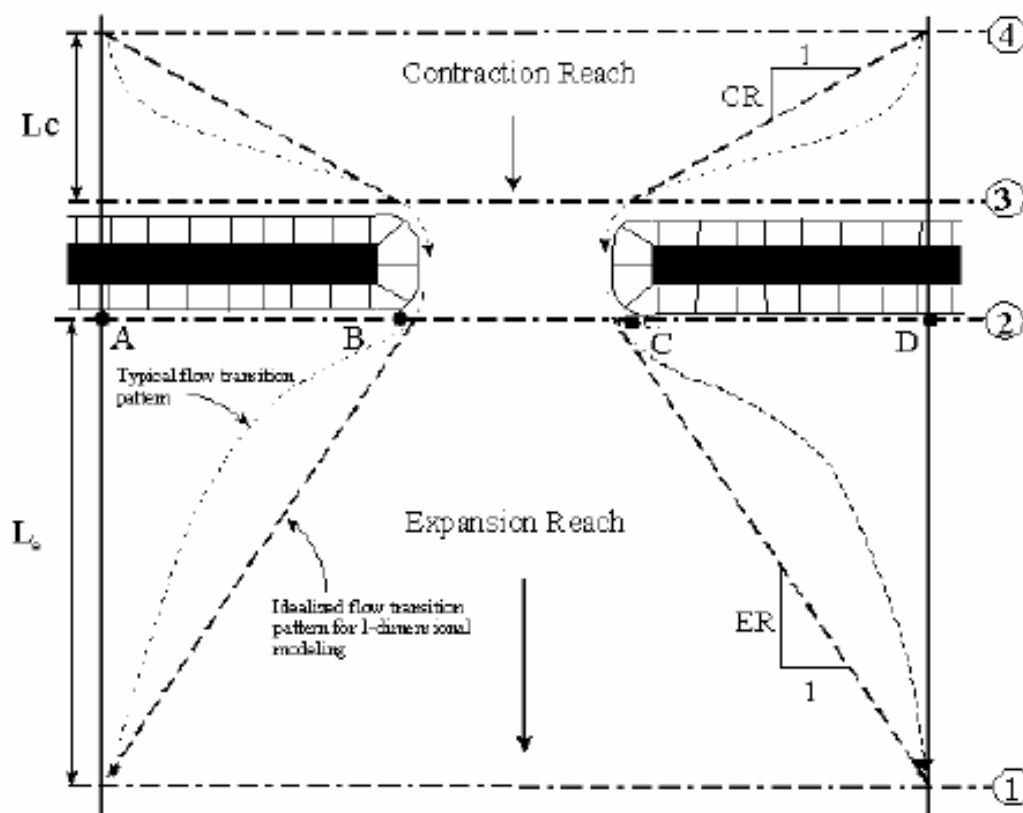
SUDDIVISIONE DELLA SEZIONE IN TRE COMPONENTI

Ogni sezione è ulteriormente suddivisa in *sub-section*, come illustrato nella figura sottostante, ad esempio l'area corrispondente al *main channel* è data dalla sommatoria delle aree delle *sub-section*, che la compongono secondo quanto riportato in figura.



Il modello HEC-RAS consente di modellare l'effetto indotto sulla corrente dalla presenza di attraversamenti fluviali, nel caso che il deflusso attraverso il ponte avvenga a pelo libero ma anche in pressione. La perdita di energia causata dal ponte è divisa in tre parti: in primo luogo le perdite che si hanno nella zona immediatamente a valle del ponte dove, generalmente, si ha un'espansione della corrente. Sono poi considerate le perdite di energia che si verificano durante l'attraversamento del ponte, nonché le perdite che si hanno immediatamente a monte, ove la corrente subisce una contrazione. Per lo studio del deflusso attraverso un ponte HEC-RAS fa riferimento a quattro sezioni fluviali trasversali: sezione a monte del ponte, sezione di ingresso al ponte, sezione in uscita al ponte e sezione a valle del ponte. Il calcolo può essere effettuato utilizzando diverse soluzioni.

Per rendere definito il problema occorre fornire 4 sezioni, due delle quali rispettivamente a monte e a valle dell'interferenza in cui siano trascurabili i fenomeni dovuti alla contrazione della corrente (sezioni 4 e 1), le altre due immediatamente a monte e a valle del manufatto (sezioni 2 e 3), in queste è necessario imporre un'area inefficace.



GEOMETRIA DI UN PASSAGGIO RISTRETTO

Il metodo del bilancio energetico (metodo *standard step*), tratta la sezione in cui è presente il ponte esattamente come le altre, ad eccezione del fatto che l'area occupata dalla struttura viene sottratta dall'area totale e che il perimetro bagnato risulta incrementato per via del contributo dato dal ponte stesso. Poiché le perdite totali sono funzione delle perdite per attrito e delle perdite per contrazione ed espansione, occorre definire in questa fase i coefficienti necessari per il calcolo. In particolare, essendovi variazioni di velocità anche notevoli, il coefficiente di contrazione e soprattutto quello di espansione risulteranno sensibilmente maggiori dei valori assunti per i normali tronchi fluviali.

Il metodo del bilancio della quantità di moto si basa invece sull'applicazione dell'omonima equazione tra le quattro sezioni fluviali in precedenza descritte. Il modello permette all'utente di utilizzare, per lo studio di ogni ponte, ciascuno dei metodi sopra citati o eventualmente di selezionarli entrambi; il software provvede a restituire il profilo che prospetta la situazione caratterizzata da maggior criticità.

CONDIZIONI AL CONTORNO IN MOTO PERMANENTE

Assegnato il valore di portata di moto permanente, nel caso di corrente lenta occorre specificare una condizione al contorno di valle; viceversa, per correnti veloci, è richiesta la definizione di una condizione al contorno di monte. Per un regime misto, invece, si rende necessaria la specifica di entrambe le condizioni, ovvero a monte e a valle. HEC-RAS ammette la definizione delle condizioni al contorno attraverso la specifica di un valore di altezza assegnato, oppure imponendo il passaggio del profilo per l'altezza critica, oppure per l'altezza di moto uniforme.

2 Schematizzazione delle sezioni

Il modello di simulazione richiede che venga definita la geometria di un certo numero di sezioni di calcolo su cui si andranno a calcolare i livelli idrici nelle diverse condizioni di portata.

Nell'apposita tavola sono indicati i tronchi critici con l'individuazione delle relative sezioni idrauliche di calcolo.

A tale scopo si è ricostruito lo sviluppo di diverse sezioni trasversali dei corsi d'acqua in studio utilizzando le informazioni cartografiche e di rilievo seguenti:

- Cartografia tecnica regionale al 10000
- Rilievi di ponti, tombini e altre opere d'arte;
- **DTM 10 m** ottenuto dalla trasformazione delle isocore e dei punti quotati 3D della cartografia al 10000 con passaggio intermedio su TIN.
- **DTM 1 m** ottenuto dalla trasformazione delle isocore e dei punti quotati 3D della cartografia al 2000 con passaggio intermedio su TIN.
- Sopralluoghi.

Nelle sezioni si è avuto cura di rilevare gli elementi significativi seguenti:

- Quote del fondo alveo desunte dai rilievi;
- Quote delle aree golenali in base alla cartografia 1:1000 e al DTM 1 m (urbano) e 10 m (extraurbano);
- Quote e luci dei manufatti che interferiscono idraulicamente con l'evoluzione della piena: quali ponti, tombini e tratti tombati.

3 Parametri di verifica

Il calcolo così come sopra descritto è stato condotto complessivamente su circa 200 sezioni rilevate o ricostruite.

Per quanto riguarda le **condizioni al contorno** ci si è posti nell'ipotesi di regime misto e pertanto si è imposta una condizione di valle e una di monte,

Precisamente:

- per i tratti che si sviluppano in campagna si è assunta l'altezza di moto uniforme corrispondente alla pendenza dell'asta;
- per i segmenti a pendenza elevata, dell'ordine di alcune unità percentuali, con forti irregolarità altimetriche si è imposta l'altezza critica;

La caratterizzazione delle **resistenze idrauliche** dell'alveo e delle aree limitrofe è stata effettuata assumendo opportuni valori del coefficiente di Manning o di Strickler secondo quanto riportato in letteratura (Open-Channel Hydraulics, V. T. Chow).

I coefficienti di scabrezza sono stati attribuiti a tratti omogenei d'alveo e di golena riconosciuti attraverso fotografie aeree e ricognizioni sul posto.

In particolare si è adottato un coefficiente di Manning compreso tra 0.011 e 0.040, valore assunto **0.040**. Infine si è posto pari a **0.1** il **coefficiente di contrazione** e **0.3 quello di espansione**, tipici di transizione graduale fra le sezioni, anche quando in pratica la sezione rimane costante, come nel caso dei tratti regolarizzati.

Come **input idrologico**, si è deciso di assumere le portate indicate nel suddetto studio e precedentemente riportate.

Come **output** la procedura descritta ha consentito il calcolo, per ogni sezione, della quota dei livelli idrici corrispondenti alle portate assegnate, nonché tutti i parametri idraulici relativi al profilo di corrente, riprodotti in forma tabellare nei **report** di analisi che riportano i risultati delle verifiche.

In particolare, i dati numerici forniti dal calcolo sono:

- 1 la quota minima dell'alveo (linea di *thalweg*) in m s.l.m. indicata come quota fondo;
- 2 la quota del pelo libero, in m s.l.m.;
- 3 la velocità media in alveo in m/s;
- 4 il numero di Froude.

Le quote del pelo libero, riportate planimetricamente nel transetto esteso delle sezioni significative utilizzando dei contour costruiti sul DTM 10 m e DTM 1 m dove disponibile, hanno consentito di individuare l'involuppo delle superfici bagnate dalla piena.

Il codice HEC, inoltre, produce un file dati specifico per la rappresentazione planimetrica, contenente tutte le informazioni di quota della corrente nelle sezioni di calcolo nonché le coordinate dei punti estremi del pelo libero nel sistema geografico di riferimento che possono essere utilizzate in ambiente GIS per la mappatura delle aree.

CONCLUSIONI

Sulla base dello studio condotto sono state determinate le aree allagabili da un evento di piena con tempo di ritorno di mille anni nel tratto di asta fluviale studiata, quella che va dalla sezione 1 a valle della traversa alla sezione 14 a monte. Detta perimetrazione involuppa abbondantemente, le aree allagabili per l'evento di piena innescato dalla rottura improvvisa della traversa, quindi in via cautelativa e vantaggio della sicurezza si considerano le stesse aree anche per l'evento di piena generato dalla rottura improvvisa della traversa.

Dall'analisi condotta e considerata l'orografia del terreno a valle della traversa si evidenzia come la piena, con tempo di ritorno di 100 anni, sia contenuta e incassata nell'alveo inciso con allargamenti nell'ordine di 70 m di ampiezza.

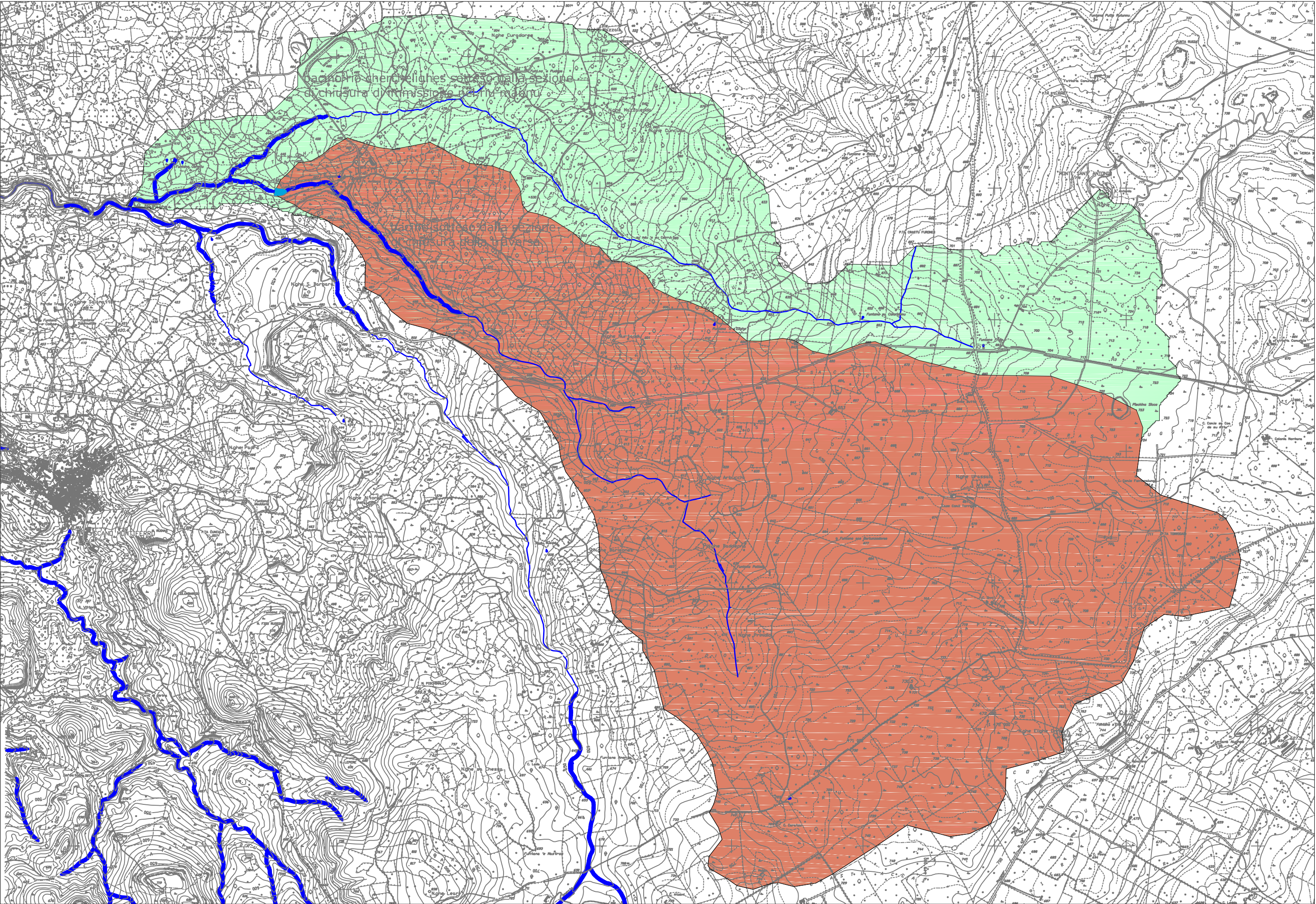
ALLEGATI

Seguono quali allegati alla presente relazione:

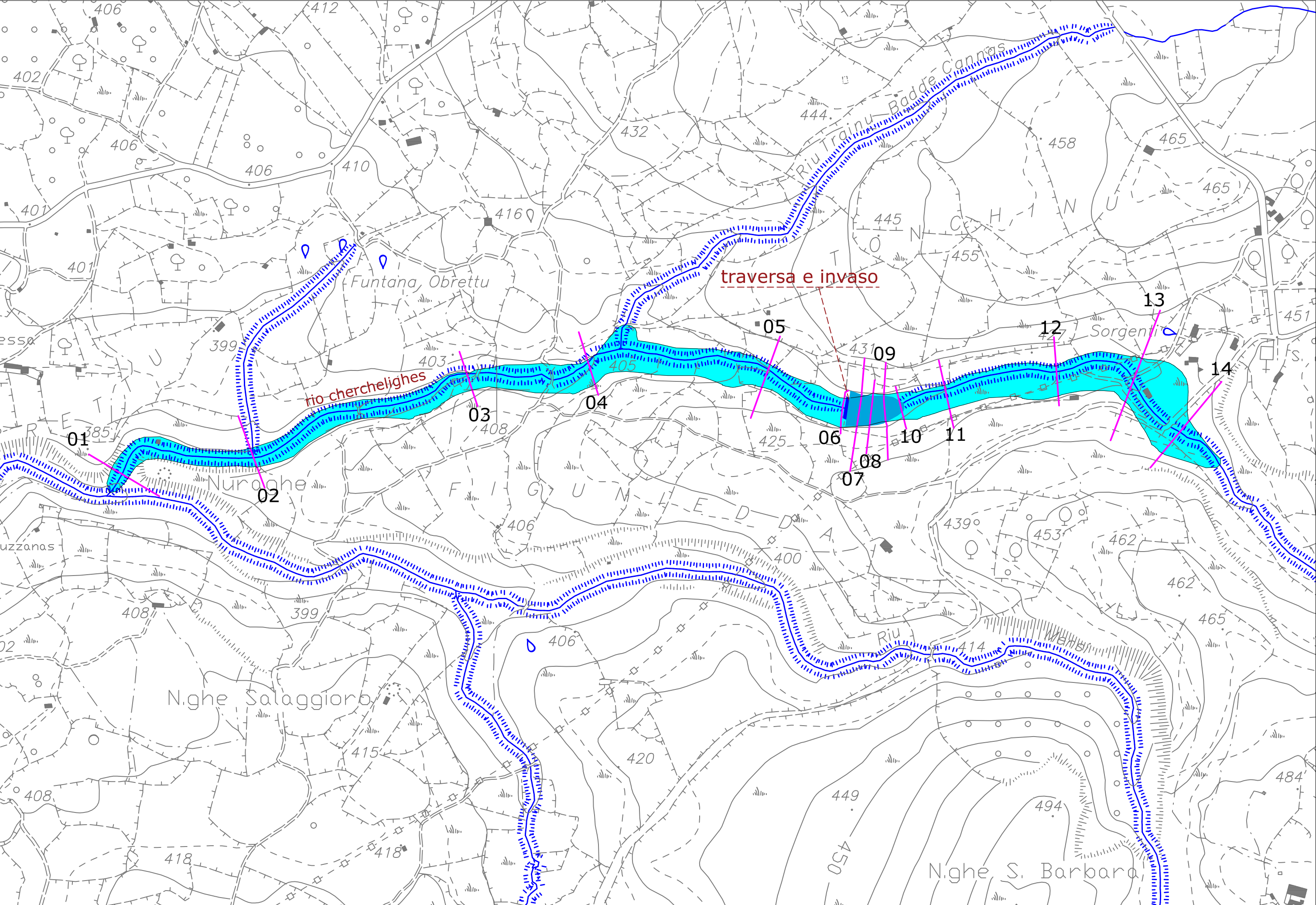
- carta del reticolo e dei bacini idrografici
- carta delle aree allagabili con indicazione delle sezioni di calcolo
- report analisi idraulica.

Il Tecnico
Sud Ovest Engineering S.r.l.
Dott. Ing. Andrea Lostia Dott. Geol. Tiziana Carrus

Carta del reticolo e dei bacini idrografici - scala 1:25000



CARTA DELLE AREE ALLAGABILI PER PORTATE CON TEMPO DI RITORNO DI MILLE ANNI - scala 1:5000

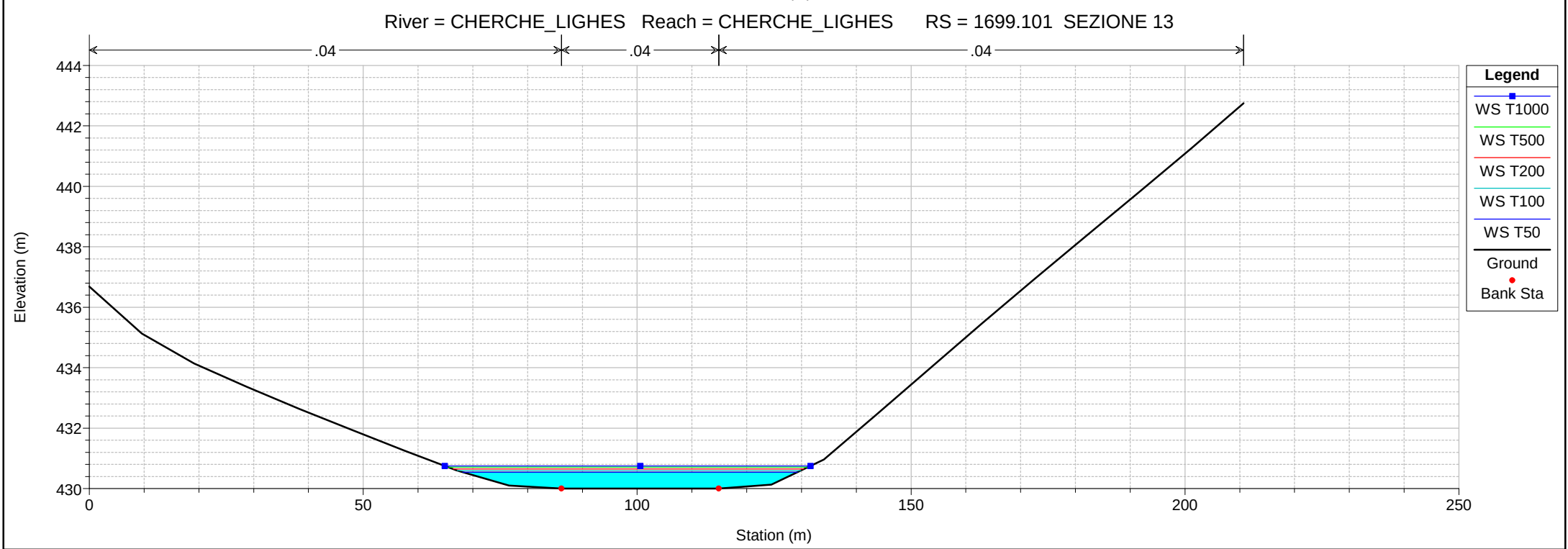
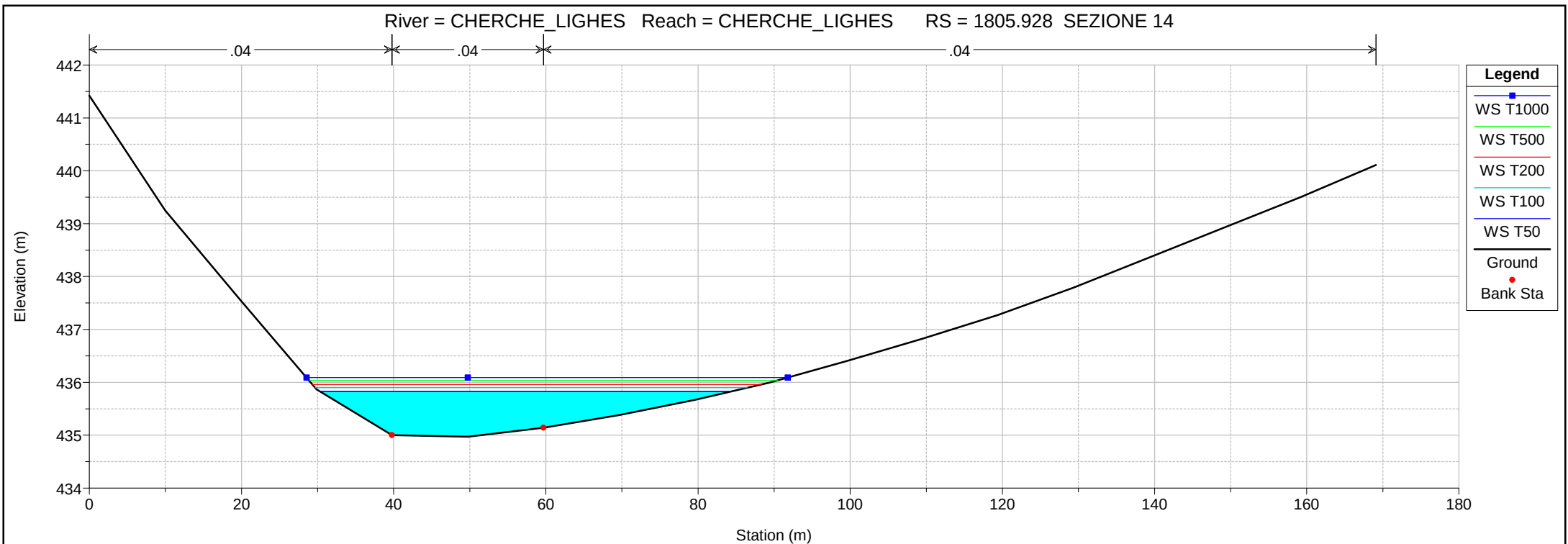


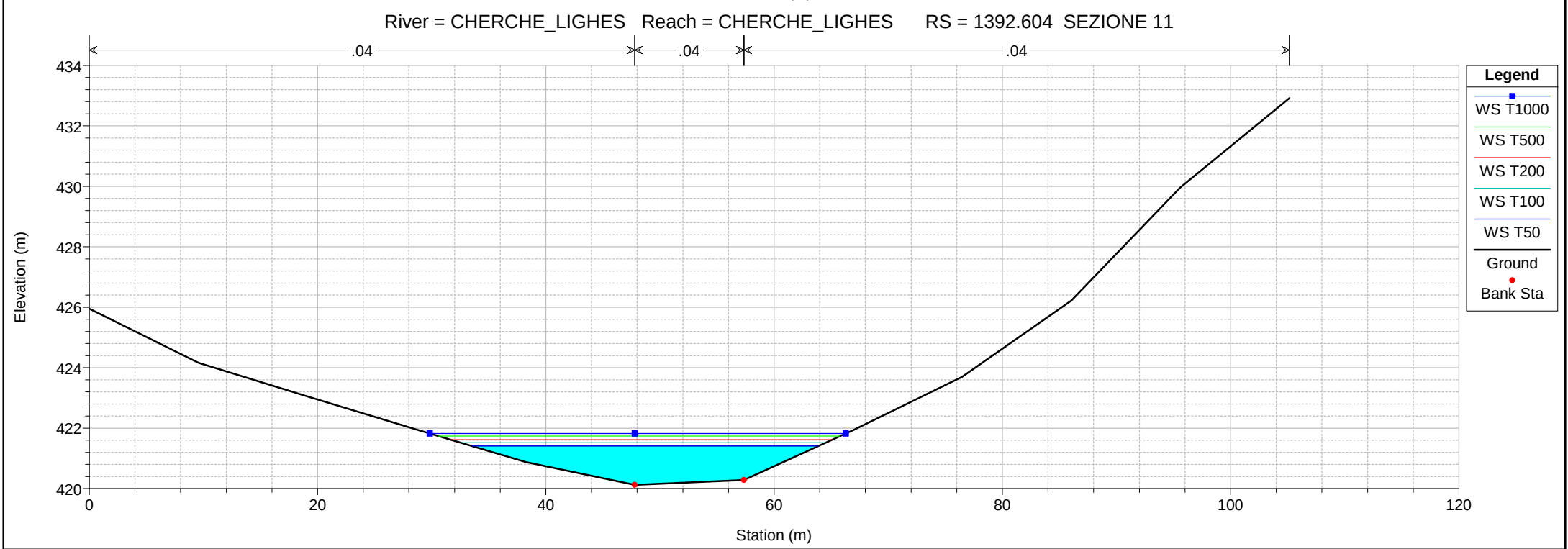
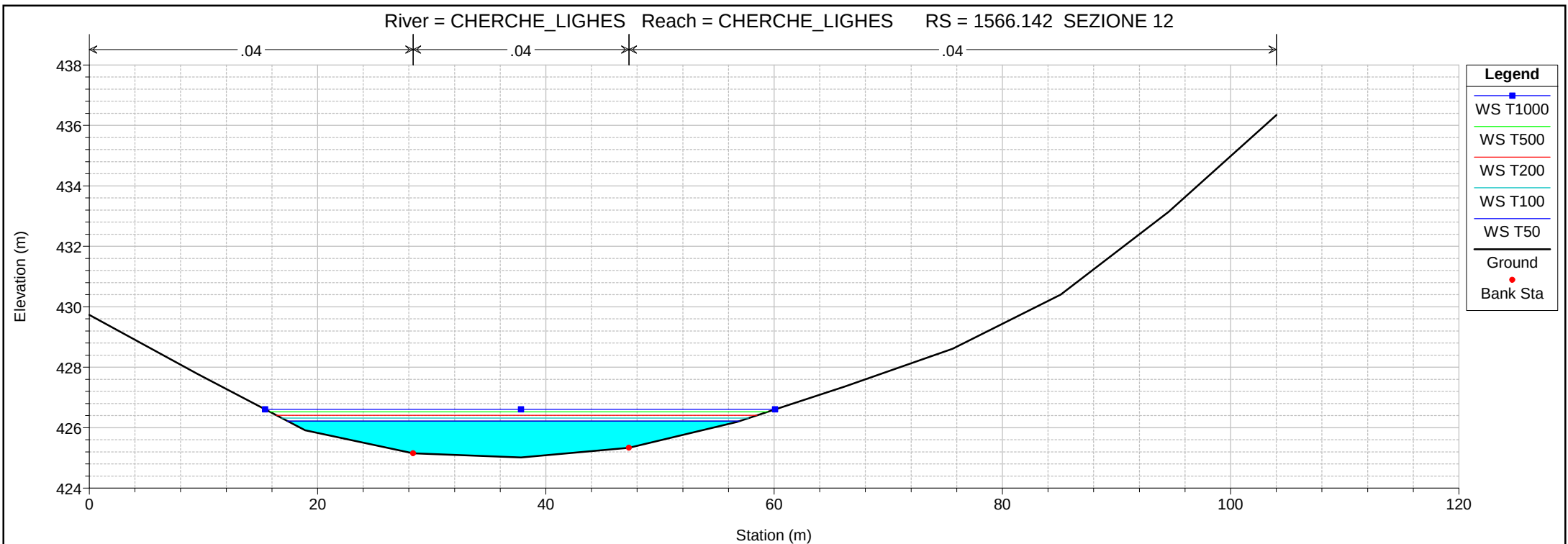
RIU CERCHE LIGES

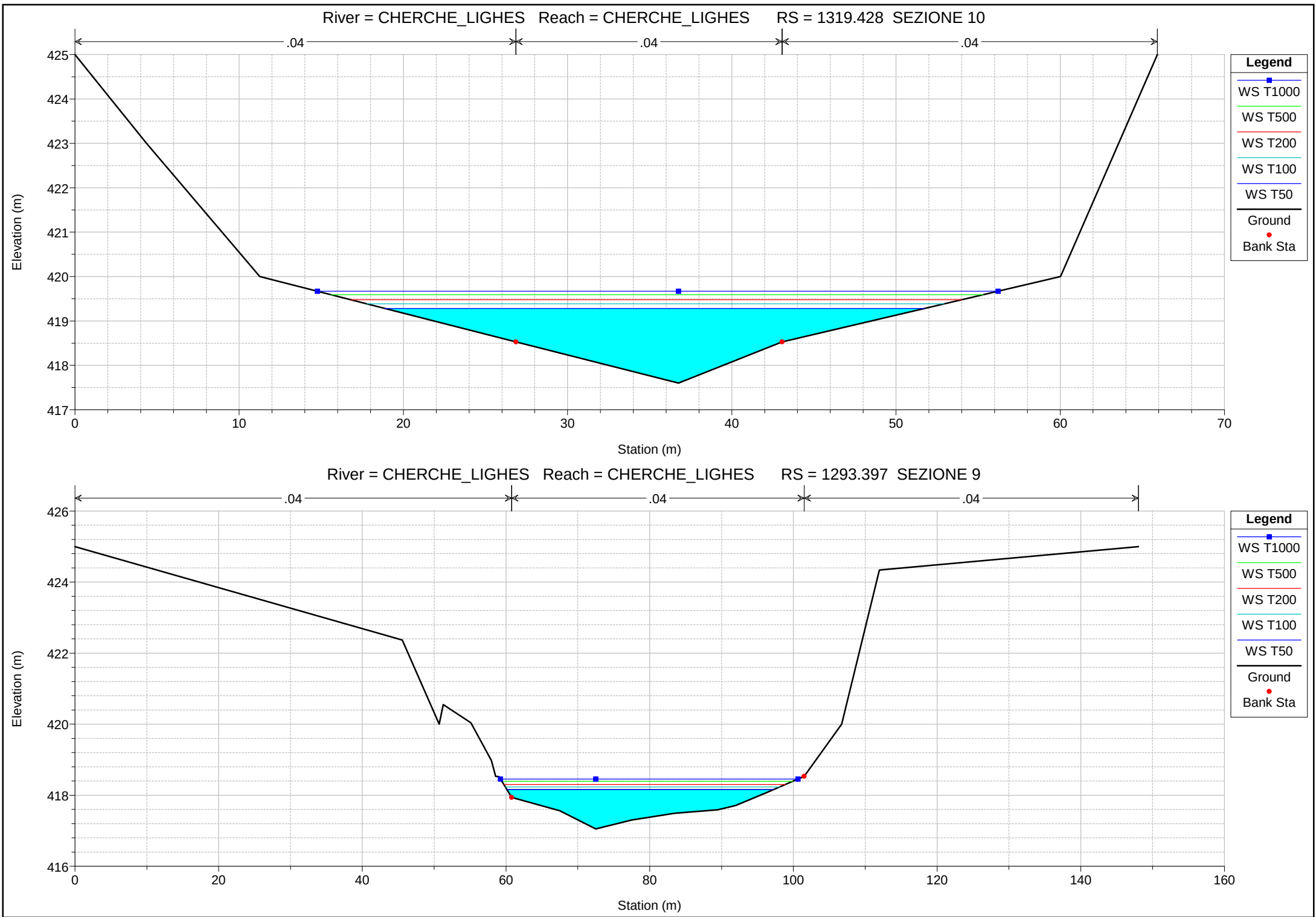
SEZIONI IDRAULICHE

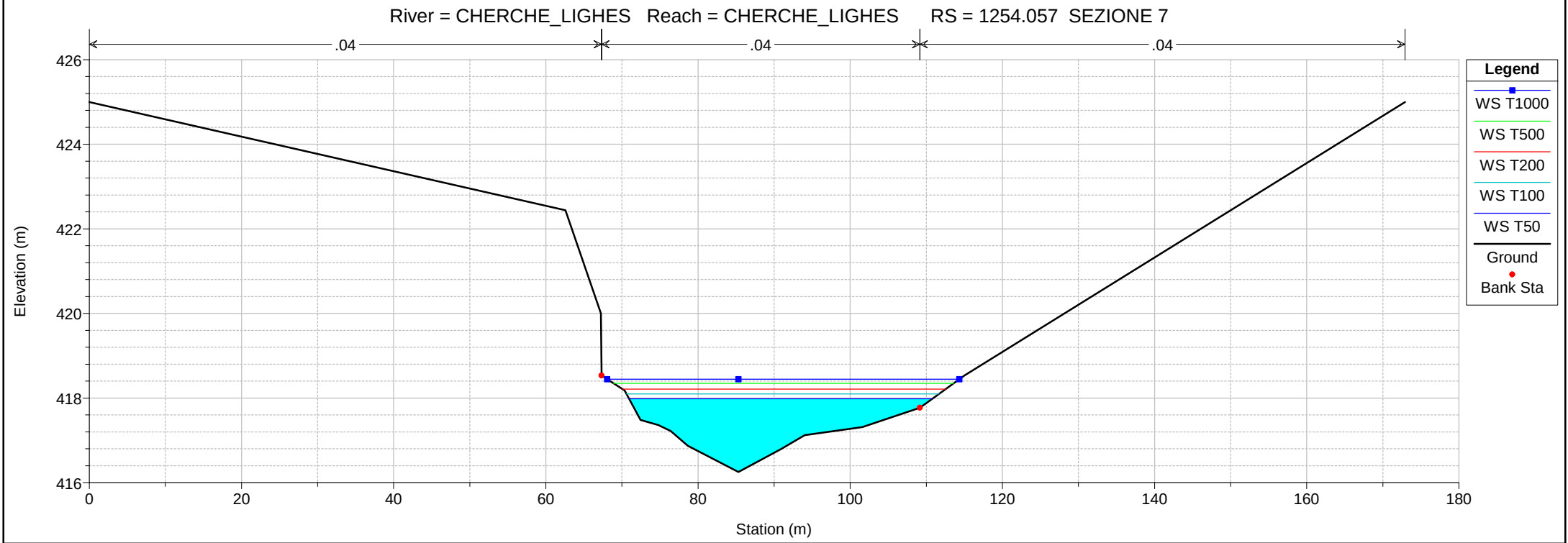
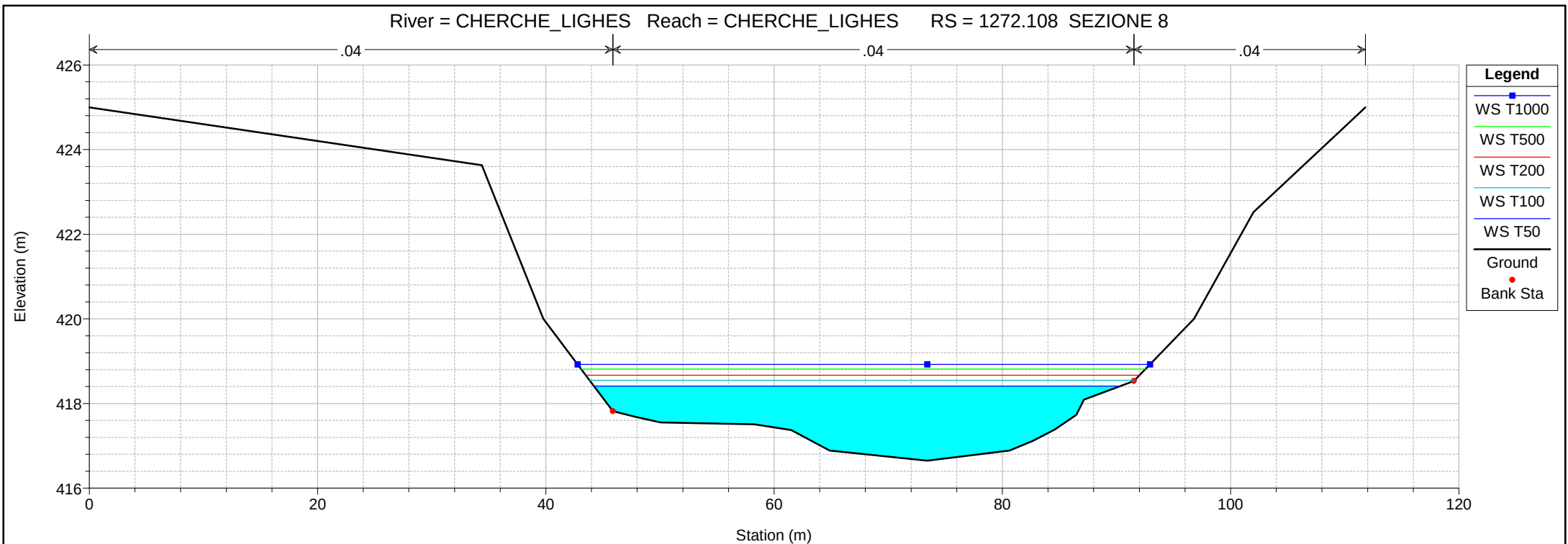
PROFILO

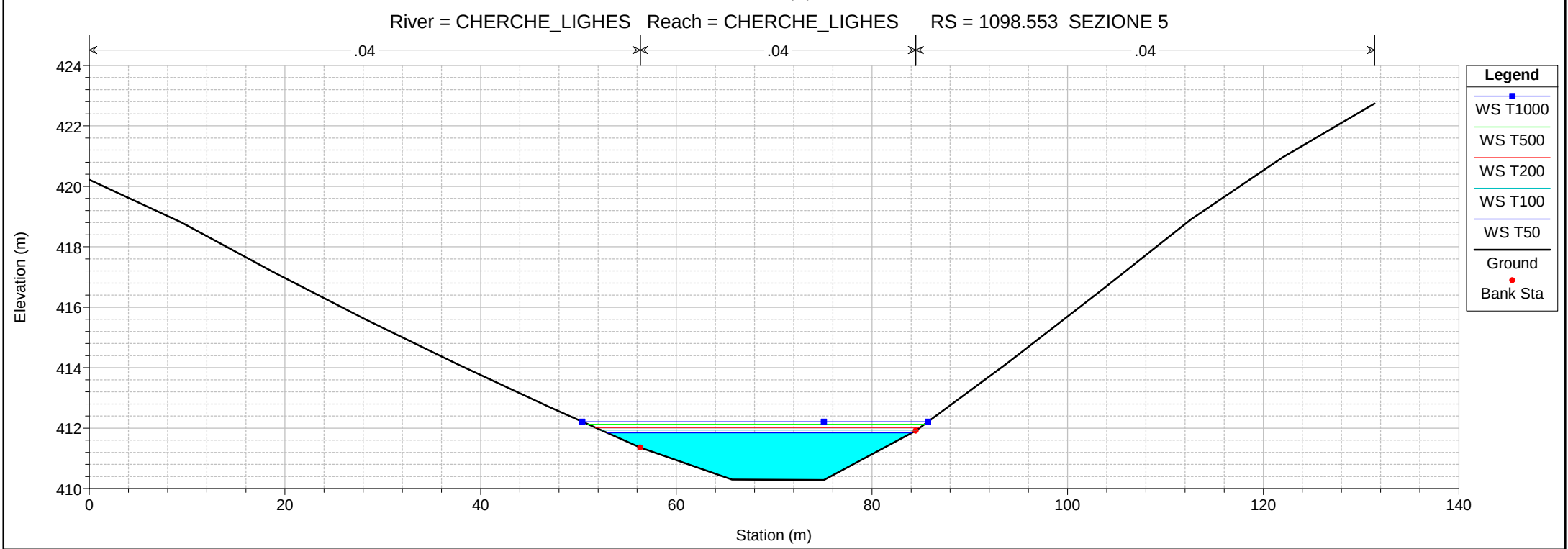
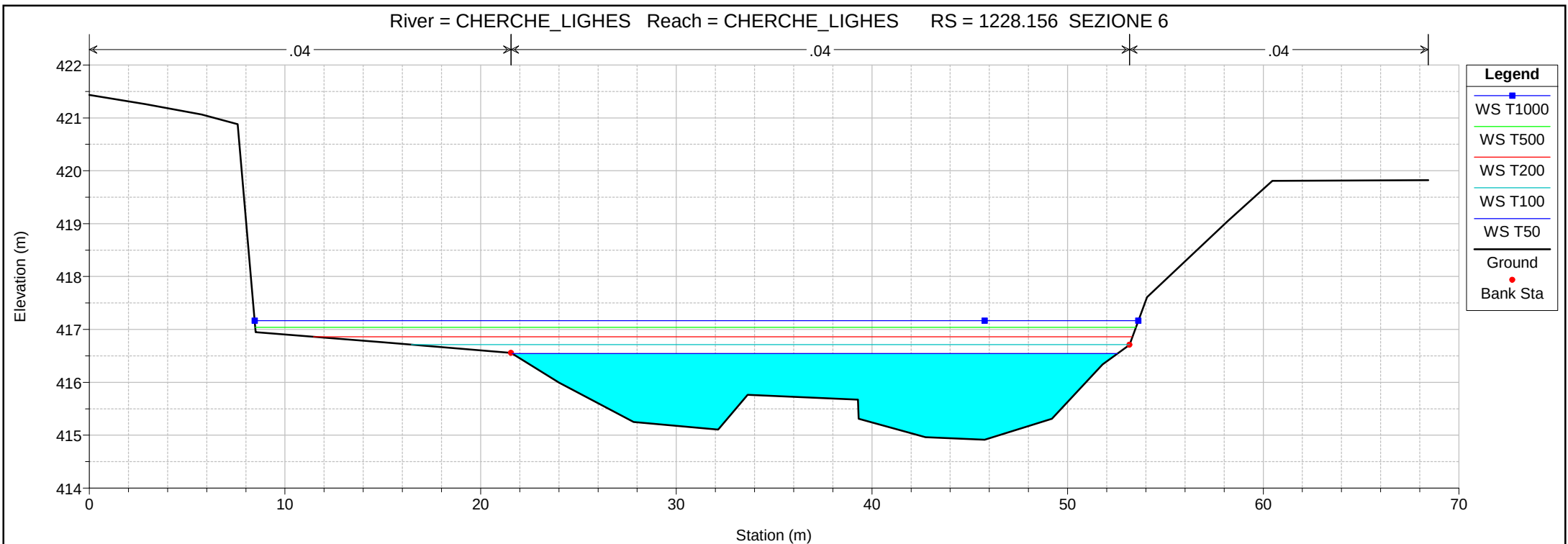
RISULTATI NUMERICI

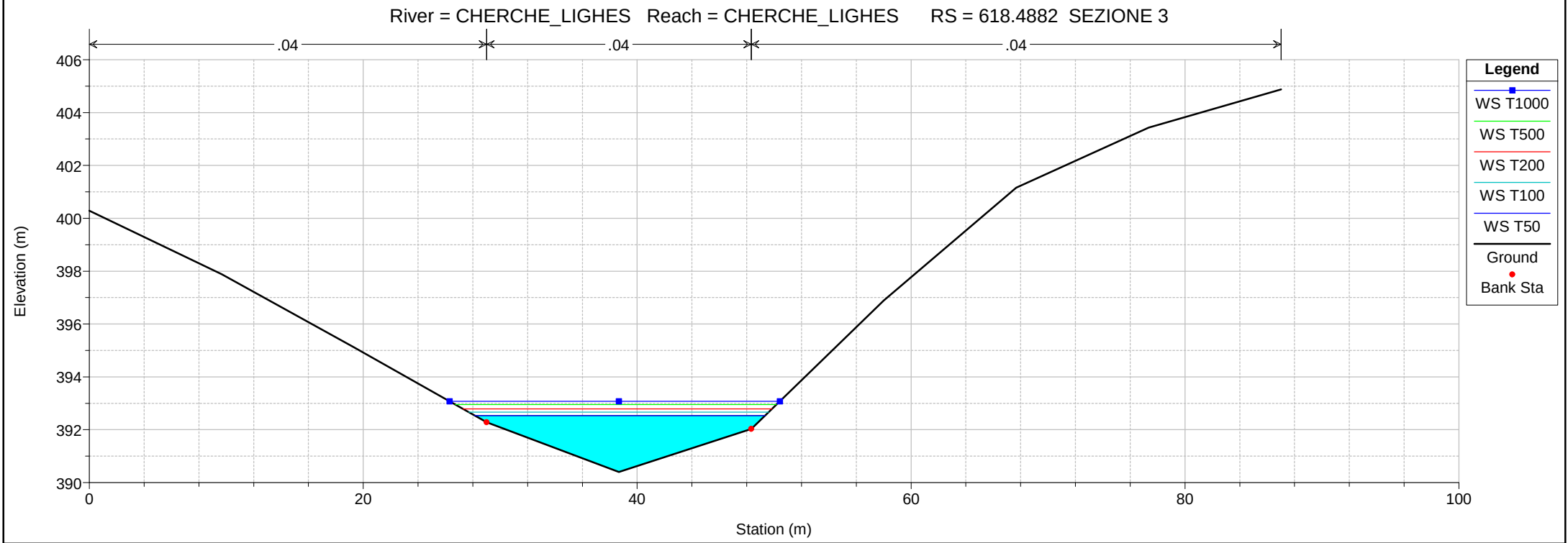
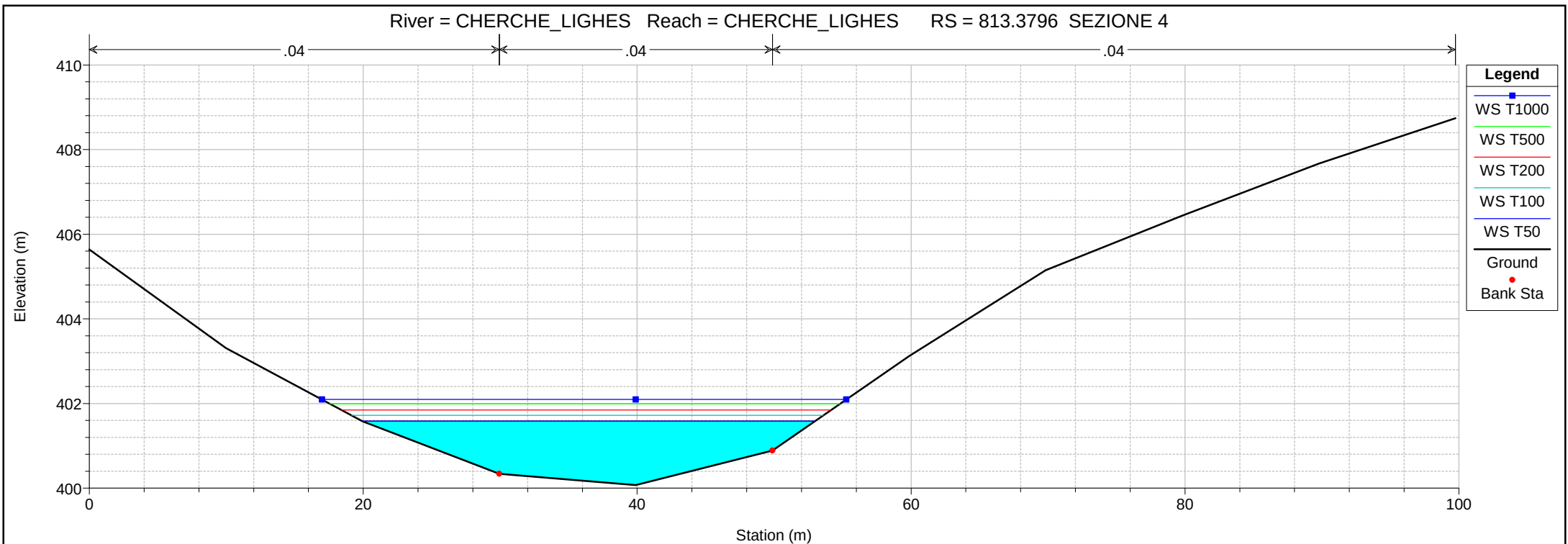


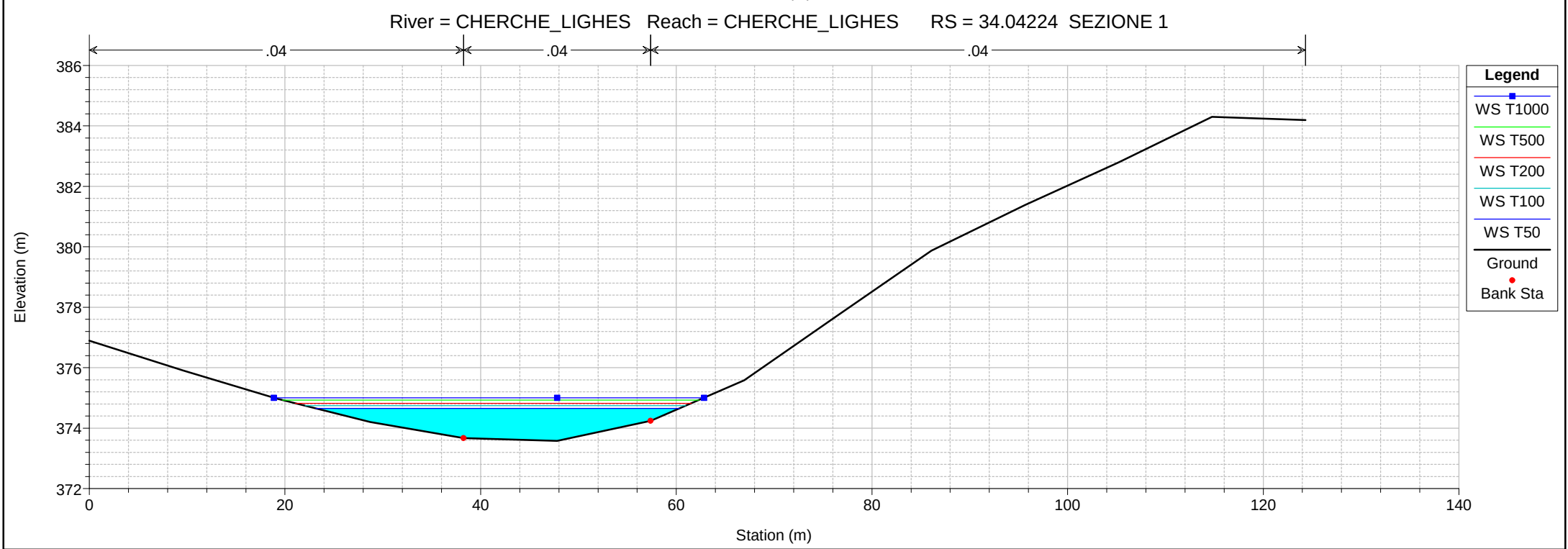
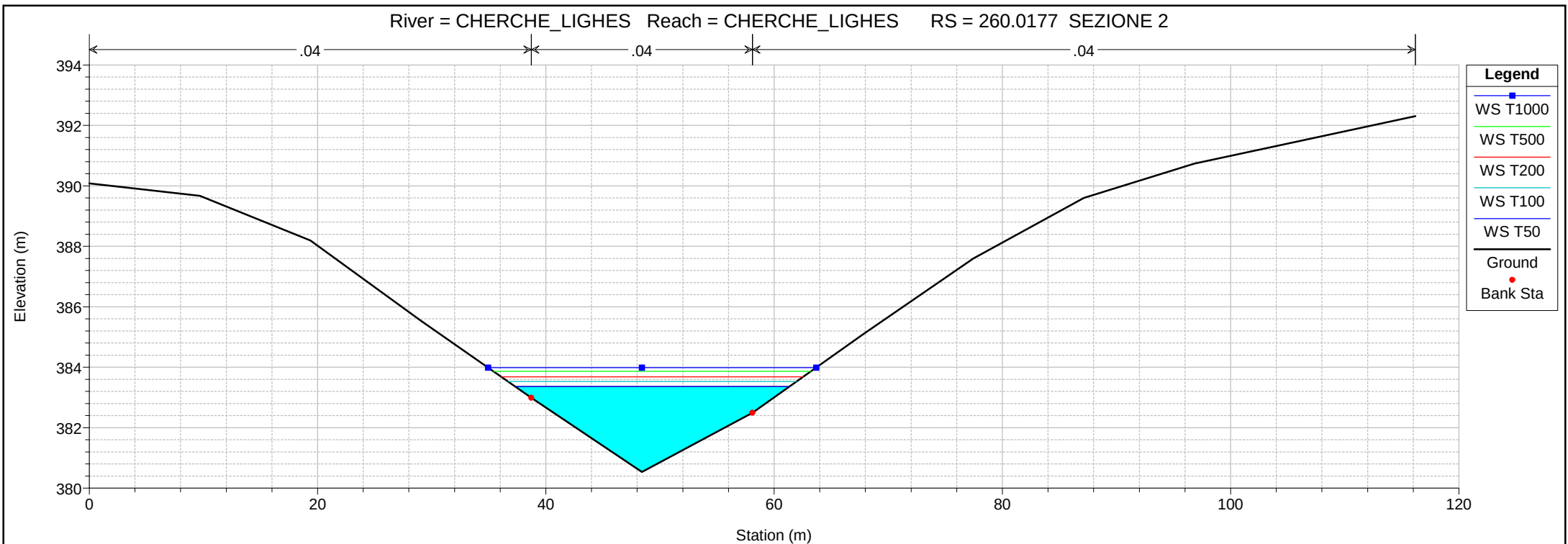


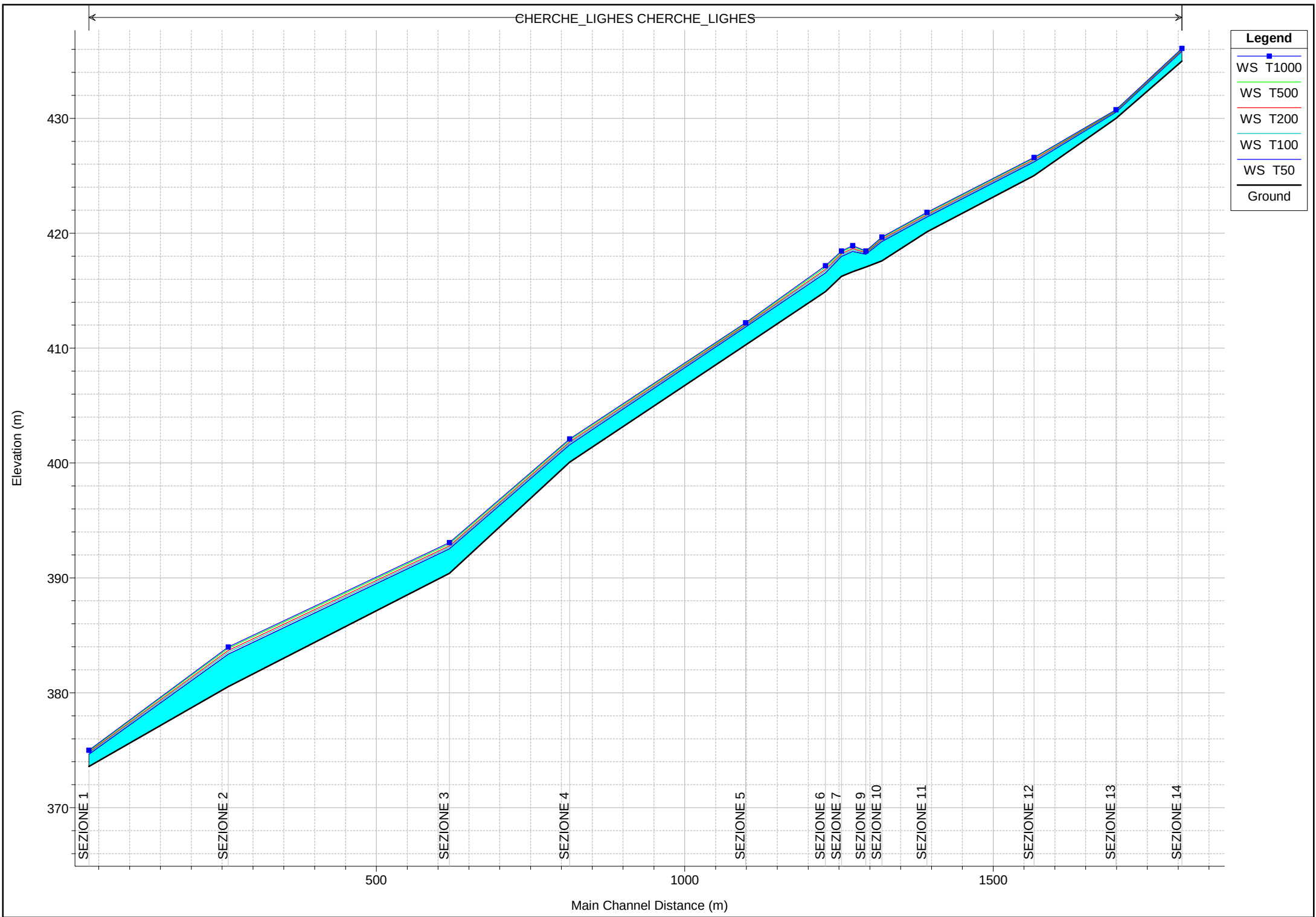












Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Max Chl Dpth	Vel Total	Froude # Chl	Top Width
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)		(m)
CHERCHE_LIGHES	34.04224 SEZIONE 1	T50	158.49	373.58	374.65	1.07	6.18	2.34	37.19
CHERCHE_LIGHES	34.04224 SEZIONE 1	T100	187.55	373.58	374.74	1.16	6.47	2.36	38.88
CHERCHE_LIGHES	34.04224 SEZIONE 1	T200	216.81	373.58	374.82	1.24	6.72	2.37	40.50
CHERCHE_LIGHES	34.04224 SEZIONE 1	T500	255.71	373.58	374.93	1.35	6.97	2.37	42.55
CHERCHE_LIGHES	34.04224 SEZIONE 1	T1000	285.24	373.58	375.01	1.43	7.14	2.36	43.98
CHERCHE_LIGHES	260.0177 SEZIONE 2	T50	158.49	380.53	383.36	2.83	4.52	1.13	24.01
CHERCHE_LIGHES	260.0177 SEZIONE 2	T100	187.55	380.53	383.53	3.00	4.78	1.16	25.29
CHERCHE_LIGHES	260.0177 SEZIONE 2	T200	216.81	380.53	383.68	3.15	5.02	1.18	26.45
CHERCHE_LIGHES	260.0177 SEZIONE 2	T500	255.71	380.53	383.86	3.33	5.31	1.21	27.82
CHERCHE_LIGHES	260.0177 SEZIONE 2	T1000	285.24	380.53	383.99	3.46	5.52	1.23	28.75
CHERCHE_LIGHES	618.4882 SEZIONE 3	T50	158.49	390.40	392.54	2.14	6.41	1.84	21.22
CHERCHE_LIGHES	618.4882 SEZIONE 3	T100	187.55	390.40	392.67	2.27	6.82	1.88	21.91
CHERCHE_LIGHES	618.4882 SEZIONE 3	T200	216.81	390.40	392.79	2.39	7.17	1.90	22.58
CHERCHE_LIGHES	618.4882 SEZIONE 3	T500	255.71	390.40	392.95	2.55	7.53	1.91	23.46
CHERCHE_LIGHES	618.4882 SEZIONE 3	T1000	285.24	390.40	393.07	2.67	7.74	1.91	24.11
CHERCHE_LIGHES	813.3796 SEZIONE 4	T50	158.49	400.07	401.58	1.51	4.95	1.56	33.03
CHERCHE_LIGHES	813.3796 SEZIONE 4	T100	187.55	400.07	401.72	1.65	5.12	1.55	34.44
CHERCHE_LIGHES	813.3796 SEZIONE 4	T200	216.81	400.07	401.85	1.78	5.28	1.54	35.74
CHERCHE_LIGHES	813.3796 SEZIONE 4	T500	255.71	400.07	401.99	1.92	5.50	1.54	37.25
CHERCHE_LIGHES	813.3796 SEZIONE 4	T1000	285.24	400.07	402.10	2.02	5.67	1.55	38.29
CHERCHE_LIGHES	1098.553 SEZIONE 5	T50	158.49	410.28	411.84	1.56	4.97	1.53	31.11
CHERCHE_LIGHES	1098.553 SEZIONE 5	T100	187.55	410.28	411.94	1.66	5.38	1.60	32.27
CHERCHE_LIGHES	1098.553 SEZIONE 5	T200	216.81	410.28	412.02	1.74	5.77	1.67	33.20
CHERCHE_LIGHES	1098.553 SEZIONE 5	T500	255.71	410.28	412.13	1.85	6.19	1.73	34.43
CHERCHE_LIGHES	1098.553 SEZIONE 5	T1000	285.24	410.28	412.21	1.93	6.45	1.76	35.35
CHERCHE_LIGHES	1228.156 SEZIONE 6	T50	158.49	414.92	416.55	1.63	4.80	1.48	30.94
CHERCHE_LIGHES	1228.156 SEZIONE 6	T100	187.55	414.92	416.71	1.80	4.86	1.42	36.70
CHERCHE_LIGHES	1228.156 SEZIONE 6	T200	216.81	414.92	416.86	1.94	4.88	1.37	41.87
CHERCHE_LIGHES	1228.156 SEZIONE 6	T500	255.71	414.92	417.04	2.12	4.89	1.32	45.01
CHERCHE_LIGHES	1228.156 SEZIONE 6	T1000	285.24	414.92	417.16	2.25	4.92	1.29	45.17
CHERCHE_LIGHES	1254.057 SEZIONE 7	T50	104.58	416.25	417.98	1.73	2.98	1.00	39.87
CHERCHE_LIGHES	1254.057 SEZIONE 7	T100	123.75	416.25	418.10	1.85	3.12	0.99	41.06
CHERCHE_LIGHES	1254.057 SEZIONE 7	T200	143.06	416.25	418.21	1.96	3.22	0.98	42.45
CHERCHE_LIGHES	1254.057 SEZIONE 7	T500	168.73	416.25	418.35	2.10	3.34	0.98	44.70
CHERCHE_LIGHES	1254.057 SEZIONE 7	T1000	188.21	416.25	418.45	2.19	3.43	0.98	46.29
CHERCHE_LIGHES	1272.108 SEZIONE 8	T50	104.58	416.65	418.41	1.76	2.02	0.61	46.13
CHERCHE_LIGHES	1272.108 SEZIONE 8	T100	123.75	416.65	418.55	1.90	2.13	0.61	47.76
CHERCHE_LIGHES	1272.108 SEZIONE 8	T200	143.06	416.65	418.67	2.02	2.24	0.62	48.53
CHERCHE_LIGHES	1272.108 SEZIONE 8	T500	168.73	416.65	418.82	2.17	2.37	0.62	49.48
CHERCHE_LIGHES	1272.108 SEZIONE 8	T1000	188.21	416.65	418.92	2.27	2.46	0.63	50.15
CHERCHE_LIGHES	1293.397 SEZIONE 9	T50	104.58	417.05	418.16	1.11	4.58	1.86	37.16
CHERCHE_LIGHES	1293.397 SEZIONE 9	T100	123.75	417.05	418.23	1.18	4.84	1.88	38.21
CHERCHE_LIGHES	1293.397 SEZIONE 9	T200	143.06	417.05	418.30	1.25	5.06	1.89	39.22
CHERCHE_LIGHES	1293.397 SEZIONE 9	T500	168.73	417.05	418.39	1.34	5.31	1.90	40.48
CHERCHE_LIGHES	1293.397 SEZIONE 9	T1000	188.21	417.05	418.45	1.40	5.48	1.91	41.39
CHERCHE_LIGHES	1319.428 SEZIONE 10	T50	104.58	417.60	419.28	1.68	4.02	1.34	32.87
CHERCHE_LIGHES	1319.428 SEZIONE 10	T100	123.75	417.60	419.39	1.79	4.19	1.36	35.15
CHERCHE_LIGHES	1319.428 SEZIONE 10	T200	143.06	417.60	419.48	1.88	4.35	1.38	37.22
CHERCHE_LIGHES	1319.428 SEZIONE 10	T500	168.73	417.60	419.59	1.99	4.53	1.41	39.72
CHERCHE_LIGHES	1319.428 SEZIONE 10	T1000	188.21	417.60	419.67	2.07	4.66	1.43	41.45
CHERCHE_LIGHES	1392.604 SEZIONE 11	T50	104.58	420.12	421.41	1.29	4.16	1.48	30.35
CHERCHE_LIGHES	1392.604 SEZIONE 11	T100	123.75	420.12	421.51	1.39	4.35	1.49	31.93
CHERCHE_LIGHES	1392.604 SEZIONE 11	T200	143.06	420.12	421.61	1.49	4.51	1.50	33.39
CHERCHE_LIGHES	1392.604 SEZIONE 11	T500	168.73	420.12	421.74	1.62	4.70	1.51	35.18
CHERCHE_LIGHES	1392.604 SEZIONE 11	T1000	188.21	420.12	421.82	1.70	4.83	1.52	36.44
CHERCHE_LIGHES	1566.142 SEZIONE 12	T50	104.58	425.01	426.22	1.21	3.30	1.16	39.59
CHERCHE_LIGHES	1566.142 SEZIONE 12	T100	123.75	425.01	426.32	1.31	3.47	1.17	40.90
CHERCHE_LIGHES	1566.142 SEZIONE 12	T200	143.06	425.01	426.41	1.40	3.62	1.18	42.12
CHERCHE_LIGHES	1566.142 SEZIONE 12	T500	168.73	425.01	426.52	1.51	3.80	1.19	43.62
CHERCHE_LIGHES	1566.142 SEZIONE 12	T1000	188.21	425.01	426.60	1.59	3.92	1.20	44.69
CHERCHE_LIGHES	1699.101 SEZIONE 13	T50	104.58	430.00	430.54	0.54	3.77	1.81	61.11
CHERCHE_LIGHES	1699.101 SEZIONE 13	T100	123.75	430.00	430.60	0.60	3.99	1.84	62.73

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Max Chl Dpth	Vel Total	Froude # Chl	Top Width
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/s)		(m)
CHERCHE_LIGHES	1699.101 SEZIONE 13	T200	143.06	430.00	430.64	0.64	4.19	1.86	64.04
CHERCHE_LIGHES	1699.101 SEZIONE 13	T500	168.73	430.00	430.71	0.71	4.43	1.88	65.63
CHERCHE_LIGHES	1699.101 SEZIONE 13	T1000	188.21	430.00	430.75	0.75	4.59	1.90	66.78
CHERCHE_LIGHES	1805.928 SEZIONE 14	T50	104.58	434.97	435.83	0.86	3.58	1.54	54.15
CHERCHE_LIGHES	1805.928 SEZIONE 14	T100	123.75	434.97	435.90	0.93	3.75	1.56	56.82
CHERCHE_LIGHES	1805.928 SEZIONE 14	T200	143.06	434.97	435.96	0.99	3.91	1.58	59.08
CHERCHE_LIGHES	1805.928 SEZIONE 14	T500	168.73	434.97	436.04	1.07	4.10	1.60	61.62
CHERCHE_LIGHES	1805.928 SEZIONE 14	T1000	188.21	434.97	436.09	1.12	4.23	1.61	63.26