



Autostrada Asti-Cuneo




TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)
LOTTO 6 RODDI-DIGA ENEL

STRALCIO a
TRA IL LOTTO II.7 E LA PK. 5+000

PROGETTO DEFINITIVO

02 - STUDI E INDAGINI

02.04 - Idrologia ed idraulica
Relazione idrologica e idraulica - Idrografia minore

IMPRESA 	PROGETTISTA 	INTEGRATORE ATTIVITA' SPECIALISTICHE Dott. Ing. Salvatore Sguazzo Albo degli Ingegneri provincia di Salerno n. 5031 	COMMITTENTE Autostrada Asti-Cuneo S.p.A. Direzione e Coordinamento: S.A.L.T. p.A. (Gruppo ASTM) Via XX Settembre, 98/E 00187 Roma
--	--	--	---

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA MAGGIO 2021	SCALA -
A	05-2021	EMISSIONE	Ing. Dutto	Ing. Dutto	Ing. Sguazzo	Ing. Sguazzo	N. Progr.	
							02.04.02	

CODIFICA <table style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>PROGETTO</td> <td>LIV</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV</td> </tr> <tr> <td>P017</td> <td>D</td> <td>IDR RI 002</td> <td>A</td> </tr> </table>	PROGETTO	LIV	DOCUMENTO	REV	P017	D	IDR RI 002	A	WBS A33126A000 CUP G31B20001080005
PROGETTO	LIV	DOCUMENTO	REV						
P017	D	IDR RI 002	A						

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE
-------------------------------	-------------------------

INDICE

1. PREMESSA	3
2. VALUTAZIONE DEI CONTRIBUTI DI PIENA DEI SETTORI DI VERSANTE	5
2.1. PREMESSA	5
2.2. DELIMITAZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI	5
2.3. ANALISI IDROLOGICA	6
2.3.1. <i>Definizione degli eventi pluviometrici critici</i>	<i>6</i>
2.4. DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO	10
2.5. DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA	11
2.5.1. <i>Metodo razionale per i bacini dei rii dei Veglia, San Giacomo e Impluvio</i>	<i>11</i>
2.5.2. <i>Metodo della corrivazione sui bacini minori</i>	<i>14</i>
3. ANALISI IDRAULICA RIO DEI DEGLIA	19
3.1. DESCRIZIONE DELL'INTERFERENZA	19
3.2. ASSETTO GEOMETRICO DELL'ALVEO	19
3.3. SIMULAZIONI IDRODINAMICHE	22
4. ANALISI IDRAULICA RIO SAN GIACOMO	32
4.1. DESCRIZIONE DELL'INTERFERENZA	32
4.2. ASSETTO GEOMETRICO DELL'ALVEO	32
4.3. SIMULAZIONI IDRODINAMICHE	35
5. ANALISI IDRAULICA IMPLUVIO (OPERA 3)	42
5.1. DESCRIZIONE DELL'INTERFERENZA	42
5.2. ASSETTO GEOMETRICO DELL'ALVEO	42
5.3. SIMULAZIONI IDRODINAMICHE	44
6. ANALISI IDRAULICA INTERFERENZA CON IL CANALE ERGA/VERDUNO	50
6.1. MODELLO MONODIMENSIONALE MIKE 11	50
6.1.1. <i>Schematizzazione del modello numerico</i>	<i>51</i>
6.1.2. <i>Parametri idraulici e condizioni al contorno</i>	<i>53</i>
6.1.3. <i>Risultati delle simulazioni modello 1D</i>	<i>53</i>
6.2. MODELLO BIDIMENSIONALE MIKE 21	58
6.2.1. <i>Schematizzazione del modello numerico</i>	<i>58</i>
6.2.2. <i>Parametri idraulici e condizioni al contorno</i>	<i>59</i>
6.2.3. <i>Risultati delle simulazioni</i>	<i>60</i>
6.3. PROTEZIONE DELLE SPONDE DEL CANALE IN CORRISPONDENZA DEL VIADOTTO VERDUNO	69
7. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MINORI	69
8. FASI PROVVISORIALI - INTERFERENZE CON LA PISTA DI CANTIERE	71
8.1. IDROLOGIA	72
8.1.1. <i>Valutazione del tempo di ritorno per la verifica delle opere provvisoriali</i>	<i>72</i>

8.1.2.	<i>Stima delle portate di piena di riferimento per le opere provvisionali.....</i>	74
8.1.3.	<i>Verifiche idrauliche</i>	76
8.1.4.	<i>Opere di tombinatura provvisorie</i>	88

ALLEGATO 1 – Descrizione del codice numerico MIKE 11

ALLEGATO 2 - Descrizione del codice di calcolo MIKE 21 HD

ALLEGATO 3 – RIO DEI DEGLIA: sezioni trasversali di stato attuale con rappresentazione livelli idrici TR200 anni

ALLEGATO 4 – RIO DEI DEGLIA: sezioni trasversali di progetto con rappresentazione livelli idrici TR200 anni

ALLEGATO 5 – RIO SAN GIACOMO: sezioni trasversali di stato attuale con rappresentazione livelli idrici TR200 anni

ALLEGATO 6 – RIO SAN GIACOMO: sezioni trasversali di progetto con rappresentazione livelli idrici TR200 anni

ALLEGATO 7 – RIO IMPLUVIO: sezioni trasversali di stato attuale con rappresentazione livelli idrici TR200 anni

ALLEGATO 8 – RIO IMPLUVIO: sezioni trasversali di progetto con rappresentazione livelli idrici TR200 anni

1. PREMESSA

Le analisi idrologico-idrauliche riguardano il progetto di un tratto del lotto II.6, che si estende nel suo complesso tra la fine del lotto II.7, e il raccordo con la Tangenziale di Alba.

Rispetto al progetto precedente del 2015, che prevedeva l'attraversamento della collina di Verduno tramite una galleria di 3,1 km, nel progetto attuale viene sviluppata una soluzione di tracciato completamente esterno, che si sviluppa a partire dal ponte sul Tanaro realizzato nell'ambito del lotto II.7, lungo la direttrice est-ovest, collegandosi ad est, immediatamente oltre il previsto ponte sul Torrente Talloria, con la Tangenziale di Alba.

Il tracciato si attesta ai piedi della collina di Verduno, dove attraversa il Rio dei Deglia e il Rio San Giacomo, quindi prosegue fino alla località "due lanterne", interessando i Comuni di Cherasco e La Morra, supera in viadotto il canale Enel e la S.P.7 per poi proseguire all'interno della regione pianeggiante "Piana dei Molino", nei Comuni di Verduno e di Roddi, fino al raccordo con la Tangenziale di Alba.

Il tratto oggetto del presente studio termina in corrispondenza del raccordo con il precedente tracciato, poco dopo il superamento del canale ENEL.

Questo documento tratta l'analisi e la progettazione idraulica delle interferenze con i torrenti Dei Deglia, San Giacomo e con un rio secondario (denominato impluvio) alla progr. Km 2+183, gli attraversamenti dei canali Erga/Verduno, oltre alle interferenze locali con il reticolo collinare naturale minore e irriguo.

Le valutazioni idrauliche condotte, riguardano in particolare le seguenti interferenze.

- attraversamento rio dei Deglia;
- attraversamento rio San Giacomo;
- attraversamento rio secondario progr. Km 2+183 (impluvio – opera 3);
- attraversamento canale Erga/Verduno,
- contributi di versante in adiacenza dell'infrastruttura A33.

Le interferenze sopra elencate sono riportate sulle planimetrie aventi codice P017-D-IDP-PL-001÷006 che rappresentano il tracciato oggetto di progettazione con indicazione delle opere di attraversamento.

I principali riferimenti normativi per le analisi di compatibilità idraulica descritte nel seguito sono costituiti da:

- "Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica", emanata dall'Autorità di Bacino del Fiume Po ai sensi dell'art.10 delle Norme di Attuazione del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico;
- Atlante delle piogge intense (disponibile sul GeoPortale ARPA Piemonte) pubblicato nell'ambito del progetto "STRADA - Strategie di adattamento ai cambiamenti climatici per la gestione dei rischi naturali nel territorio transfrontaliero" del 2013, sviluppato nel quadro del programma di cooperazione transfrontaliera europea INTERREG IV A Italia - Svizzera 2007 - 2013
- Deliberazione 11 maggio 1999 n.2 dell'Autorità di Bacino del Fiume Po – aggiornata con deliberazione n.10 del Comitato Istituzionale del 5 Aprile 2006 "Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B" e degli altri riferimenti normativi in essa citati;
- Direttiva alluvioni 2007/60/CE, D.Lgs. 49/2010;

-
- Deliberazione 07/12/2016 n. 5 dell’Autorità di Bacino del Fiume Po “Variante alle Norme di Attuazione del PAI e del PAI Delta”;
 - D.M. 17 gennaio 2018 “Norme tecniche per le costruzioni”.

Le analisi sono state svolte utilizzando le basi topografiche disponibili e in particolare il rilievo celerimetrico specificatamente eseguito a supporto del progetto.

Le valutazioni idrauliche sono state supportate da analisi modellistiche (codice MIKE 11 del DHI, descritto nell’Allegato 1) eseguite nelle situazioni attuale e di progetto, con la finalità di valutare preliminarmente la compatibilità idraulica degli interventi previsti con l’assetto idrodinamico in piena dei corsi d’acqua e la condizione di sicurezza idraulica del tracciato autostradale nei sopra indicati punti di interferenza con la rete idrografica.

2. VALUTAZIONE DEI CONTRIBUTI DI PIENA DEI SETTORI DI VERSANTE

2.1. PREMESSA

Il presente Studio ha come obiettivo quello di determinare le portate di piena prodotte dall'idrografia minore, costituita sia da corsi d'acqua naturali e sia da bacini di piccole dimensioni (sostanzialmente porzioni di versante poste in adiacenza dell'infrastruttura A33 senza un'asta fluviale ben definita) che interferiscono con l'autostrada in progetto.

Le attività sono state svolte nel rispetto delle Normative Vigenti ed in particolare in congruenza con la distribuzione regionale delle piogge intense redatta dalla Regione Piemonte nell'anno 2013 (più recente rispetto a quella contenuta nella Direttiva sulla piena di progetto a supporto del PAI), e con il D.M. 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

2.2. DELIMITAZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI

La delimitazione dei bacini idrografici è stata eseguita sulla base della Cartografia Regionale CTR in scala 1:10.000; la loro rappresentazione è riportata nella planimetria avente codice P017-D-IDR-PL-002.

I parametri morfologici d'interesse sono i seguenti:

- l'area della superficie dei bacini (S) espressa in km²;
- la lunghezza (L) delle aste principali espressa in km;
- la pendenza (i) delle aste principali espressa in m/m;
- le quote massima (Hmax), minima (Hmin) e media (Hmed) dei bacini espresse in m s.m.

In Tabella 1 si riportano i parametri fisiografici determinati e le caratteristiche geometriche dei bacini idrografici del Deglia, San Giacomo e Impluvio, nella Tabella 2 quelli delle aree minori di versante.

Denominazione bacino	S (km ²)	Hmax (m s.m.)	Hmed (m s.m.)	Hmin (m s.m.)	L (km)	i (m/m)
Rio Deglia	2.709	460.00	341.00	200.00	3.20	0.06
San Giacomo	1.039	439.00	309.00	194.00	3.20	0.10
Impluvio	0.512	332.06	253.62	195.94	1.50	0.11

Tabella 1 - Caratteristiche fisiografiche dei bacini idrografici del Deglia, San Giacomo, Impluvio interferenti con la A33 in progetto.

Denominazione bacino	S (km ²)	Hmax (m s.m.)	Hmed (m s.m.)	Hmin (m s.m.)	L (km)	i (m/m)
B0	0.025	230.00	208.10	201.20	0.30	0.097
B1	0.028	253.34	232.76	213.14	0.37	0.109
B2	0.135	301.26	249.76	220.35	0.98	0.083
B3	0.105	270.06	241.08	218.80	0.66	0.077

Denominazione bacino	S (km ²)	Hmax (m s.m.)	Hmed m s.m.)	Hmin (m s.m.)	L (km)	i (m/m)
B4	0.200	305.98	260.05	217.90	1.10	0.080
B5T	0.018	242.60	230.30	218.00	0.27	0.090
B5	0.021	273.50	237.30	220.51	0.45	0.117
B6.2	0.012	241.78	227.86	216.04	0.25	0.102
B6.3	0.006	241.78	227.86	216.04	0.22	0.120
B6.4	0.002	241.78	227.86	216.04	0.18	0.140
B6.1	0.083	240.00	227.50	215.00	0.43	0.059
B6.1T	0.051	231.70	215.35	199.00	0.37	0.088
B7	0.095	253.90	210.80	187.59	0.65	0.102
B7.1	0.021	253.90	210.80	187.59	0.83	0.080
B8	0.011	190.42	187.48	182.92	0.15	0.050
B8.1	0.004	189.00	185.65	182.30	0.30	0.022
B9	0.009	189.29	184.77	182.29	0.09	0.077
B10	0.011	188.46	183.22	180.96	0.12	0.061
B11	0.021	192.87	187.64	180.87	0.23	0.052
B12	0.014	190.33	186.73	185.53	0.13	0.036
B13	0.010	187.57	185.88	185.45	0.14	0.016
B14	0.010	187.02	185.80	185.29	0.11	0.015
B15	0.014	188.27	185.30	184.51	0.18	0.021
B16	0.015	187.27	185.80	184.84	0.10	0.024

Tabella 2 - Caratteristiche fisiografiche dei bacini idrografici minori interferenti con la A33 in progetto.

2.3. ANALISI IDROLOGICA

2.3.1. Definizione degli eventi pluviometrici critici

Per le finalità dello studio si è fatto riferimento alle curve di possibilità pluviometrica (o climatica) derivanti dalla regionalizzazione delle precipitazioni intense, con assegnato tempo di ritorno, realizzata da ARPA Piemonte nel “Atlante delle piogge intense - GeoPortale ARPA Piemonte” pubblicati nell’ambito del progetto “STRADA - Strategie di adattamento ai cambiamenti climatici per la gestione dei rischi naturali nel territorio transfrontaliero” del 2013 sviluppato nel quadro del programma di cooperazione transfrontaliera europea INTERREG IV A Italia - Svizzera 2007 - 2013.

Lo studio raccoglie i dati pluviometrici estremi alle scale temporali di interesse costituiti dai massimi annuali di altezza di pioggia cumulata su intervalli di durata 1, 3, 6, 12, 24 ore di 292 stazioni pluviografiche dal 1928 al 2006 e costituisce ad oggi l’elemento più aggiornato per l’analisi di eventi idrologici intensi sul territorio regionale.

La stima dei parametri a e n della curva di possibilità pluviometrica (intensità-durata) media nella forma [1] nel campo delle durate orarie avviene a partire dalle serie dei dati pluviometrici estremi calcolando per ogni durata la media del campione ed effettuando la conversione dei valori di altezza di pioggia nei corrispondenti valori di intensità.

In questo modo si ottengono 5 coppie di valori intensità-durata (una per ogni durata) da interpolare con la legge [1], che nel piano bilogaritmico è rappresentata da una retta. La stima dei parametri con il metodo dei minimi quadrati si riduce quindi ad un problema di regressione lineare semplice in cui i valori di a e n sono immediatamente ricavabili rispettivamente dall'intercetta e dal coefficiente angolare.

Le curve di possibilità pluviometrica utilizzate sono espresse nella forma:

$$h = K_T \cdot a \cdot t^n \quad [1],$$

dove h [mm] è l'altezza di pioggia, t [ore] il tempo di pioggia, a [mm/oraⁿ], n [-] i parametri della curva e K_T il fattore di crescita funzione del tempo di ritorno.

All'interno dell'"Atlante delle piogge intense - GeoPortale ARPA Piemonte" è disponibile un grigliato di maglia quadrata di lato 250 m per l'intero territorio regionale nel quale per ogni cella sono indicati:

- parametri a e n della curva di possibilità pluviometrica;
- fattore di crescita K_T ;
- piogge di assegnato tempo di ritorno per durata da 10 minuti a 24 ore (mm).

Da questi dati è possibile ottenere:

- le intensità medie di precipitazione per durate superiori all'ora determinate utilizzando la relazione [2] con parametri a ed n stimati su una griglia a maglia quadrata di lato 250 m che copre l'intera regione;

$$i(d) = a \cdot d^{n-1} \quad [2]$$

con parametri a e n , i intensità media e d durata;

- le intensità medie per durate inferiori all'ora, determinabili utilizzando la relazione [3] con coefficiente B definito come in relazione [4];

$$i(d) = a \cdot \left(\frac{1 + B \cdot d}{1 + B} \right)^{\frac{(n-1)(1+B)}{B}} \quad [3]$$

$$\hat{B} = 136.5 \cdot h^{-1} \quad [4]$$

- la dipendenza delle precipitazioni dal tempo di ritorno, ricostruita moltiplicando le relazioni (2) per un fattore di crescita K_T :

$$K_T = 1 - CV \left[0.5772 \frac{\sqrt{6}}{\pi} + \frac{\sqrt{6}}{\pi} \ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right] \quad [5]$$

Per l'analisi nel dettaglio delle relazioni sopra citate si rimanda alla pubblicazione di ARPA Piemonte "Le precipitazioni intense in Piemonte - Distribuzione regionale delle piogge e caratterizzazione statistica dei valori estremi" del 2013.

Le analisi statistiche descritte permettono di definire per ciascuna cella spaziale i valori dei parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica per i tempi di ritorno di 5, 10, 20, 50, 100 e 200 anni.

Al fine di determinare le caratteristiche di pioggia su ciascun bacino scolante si è eseguita l'intersezione tra le aree stesse dei bacini e la griglia delle piogge e successivamente per ottenere valori medi rappresentativi applicabili a scala di bacino, essi sono stati mediati rispetto alla superficie contribuente, ottenendo i parametri di riferimento riportati in Tabella 3.

Bacino	a [mm/ora ⁿ]	n [-]
Rio Deglia	24.45	0.29
San Giacomo	24.51	0.29
Impluvio	24.45	0.29
B0	23.7	0.30
B1	24.51	0.29
B2	24.53	0.29
B3	24.49	0.29
B4	24.49	0.29
B5T	24.49	0.29
B5	24.49	0.29
B6.2	24.45	0.29
B6.3	24.45	0.29
B6.4	24.45	0.29
B6.1	24.45	0.29
B6.1T	24.45	0.29
B7	24.45	0.29
B7.1	24.45	0.29
B8	24.48	0.29
B8.1	24.48	0.29
B9	24.48	0.29
B10	24.48	0.29
B11	24.28	0.30
B12	24.47	0.30
B13	24.47	0.30
B14	24.47	0.30
B15	24.42	0.30
B16	24.42	0.30

Tabella 3 - Parametri regionalizzati delle curve di possibilità pluviometrica per i bacini interferenti con la A33.

Il valore del fattore di crescita K_t al variare del tempo di ritorno risulta:

TR	K_t
5	1.4
10	1.6

TR	Kt
20	1.9
50	2.3
100	2.5
200	2.8

Tabella 4 – Fattore di crescita Kt in funzione del tempo di ritorno.

I coefficienti di possibilità pluviometrica intensi regionalizzati che sono stati utilizzati nel calcolo delle portate mostrano la variazione del parametro “a” in funzione del tempo di ritorno sono pertanto i seguenti

Bacino	a TR5	a TR10	a TR20	a TR50	a TR100	a TR200	n
	[mm/ora ⁿ]	[mm/ora ⁿ]	[mm/ora ⁿ]	[mm/ora ⁿ]	[mm/ora ⁿ]	[mm/ora ⁿ]	[-]
Rio Deglia	34.23	39.12	46.46	56.24	63.57	68.46	0.29
San Giacomo	34.31	39.22	46.57	56.37	63.73	68.63	0.29
Impluvio	34.23	41.57	46.46	56.24	63.57	68.46	0.29
B0	33.18	37.92	45.03	54.51	61.62	66.36	0.30
B1	34.31	39.22	46.57	56.37	63.73	68.63	0.29
B2	34.34	39.25	46.61	56.42	63.78	68.68	0.29
B3	34.29	41.63	46.53	56.33	63.67	68.57	0.29
B4	34.29	41.63	46.53	56.33	63.67	68.57	0.29
B5T	34.29	41.63	46.53	56.33	63.67	68.57	0.29
B5	34.29	41.63	46.53	56.33	63.67	68.57	0.29
B6.2	34.23	41.57	46.46	56.24	63.57	68.46	0.29
B6.3	34.23	41.57	46.46	56.24	63.57	68.46	0.29
B6.4	34.23	41.57	46.46	56.24	63.57	68.46	0.29
B6.1	34.23	41.57	46.46	56.24	63.57	68.46	0.29
B6.1T	34.23	41.57	46.46	56.24	63.57	68.46	0.29
B7	34.23	41.57	46.46	56.24	63.57	68.46	0.29
B7.1	34.23	41.57	46.46	56.24	63.57	68.46	0.29
B8	34.27	41.62	46.51	56.30	63.65	68.54	0.29
B8.1	34.27	41.62	46.51	56.30	63.65	68.54	0.29
B9	34.27	41.62	46.51	56.30	63.65	68.54	0.29
B10	34.27	41.62	46.51	56.30	63.65	68.54	0.29
B11	33.99	41.28	46.13	55.84	63.13	67.98	0.30
B12	34.26	41.60	46.49	56.28	63.62	68.52	0.30
B13	34.26	41.60	46.49	56.28	63.62	68.52	0.30
B14	34.26	41.60	46.49	56.28	63.62	68.52	0.30
B15	34.19	41.51	46.40	56.17	63.49	68.38	0.30
B16	34.19	39.07	46.40	56.17	63.49	68.38	0.30

Tabella 5 – - Parametri regionalizzati delle curve di possibilità pluviometrica utilizzati per il calcolo delle portate per tempo di ritorno assegnato.

2.4. DETERMINAZIONE DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO

Il ruolo del tipo di suolo e della copertura vegetale nella formazione del deflusso superficiale per gli stati idrologici di piena, che si identificano con eventi di piovosità intensa, è duplice; riguarda infatti, sia la funzione di trattenuta o intercettazione, sia il controllo del tempo di concentrazione delle portate superficiali.

Per la stima di tali parametri si devono tenere in conto i diversi fattori che influiscono sulla formazione dei deflussi, fra cui la natura dei terreni e la loro copertura vegetale, la capacità di accumulo del bacino l'effetto di laminazione dell'intera rete idrica superficiale, la presenza di zone urbanizzate ecc...

La stima del coefficiente di deflusso "C" è piuttosto difficile e costituisce il maggiore elemento di incertezza nella valutazione della portata. Il parametro tiene conto in forma implicita di tutti i fattori che intervengono a determinare la relazione tra la portata al colmo e l'intensità media di pioggia; si utilizzano normalmente valori di riferimento, tratti dalla letteratura scientifica, che spesso sono adattabili con difficoltà alle effettive condizioni del bacino in studio.

Gli studi disponibili, per altro in numero piuttosto limitato, indicano tutti che il valore di "C in un dato bacino varia in misura elevata da evento ad evento, in particolare in funzione delle differenti condizioni climatiche antecedenti.

È possibile comunque ipotizzare che, per gli eventi gravosi che sono di interesse nel campo della progettazione e delle verifiche idrauliche, il parametro assuma valori sufficientemente stabili. In qualche caso si assume che il valore di "C" cresca in funzione del tempo di ritorno dell'evento, supponendo in tal modo una risposta non lineare del bacino.

Per i bacini dei rii dei Deglia, San Giacomo e Impluvio si sono utilizzati i coefficienti di deflusso già utilizzati nelle precedenti fasi progettuali corrispondenti rispettivamente a valori di 0.9 per il rio dei Deglia, 0.7 per i rii San Giacomo e Impluvio.

Per i bacini minori il coefficiente di deflusso assunto è stato calcolato sia utilizzando la mappa di uso del suolo "CORINE LAND COVER" (determinandone il valore medio pesato alla superficie) sia la Carta Geologica d'Italia in scala 1:100000. In Figura 1 si riportano le caratteristiche dell'uso del suolo in corrispondenza del bacino in analisi.

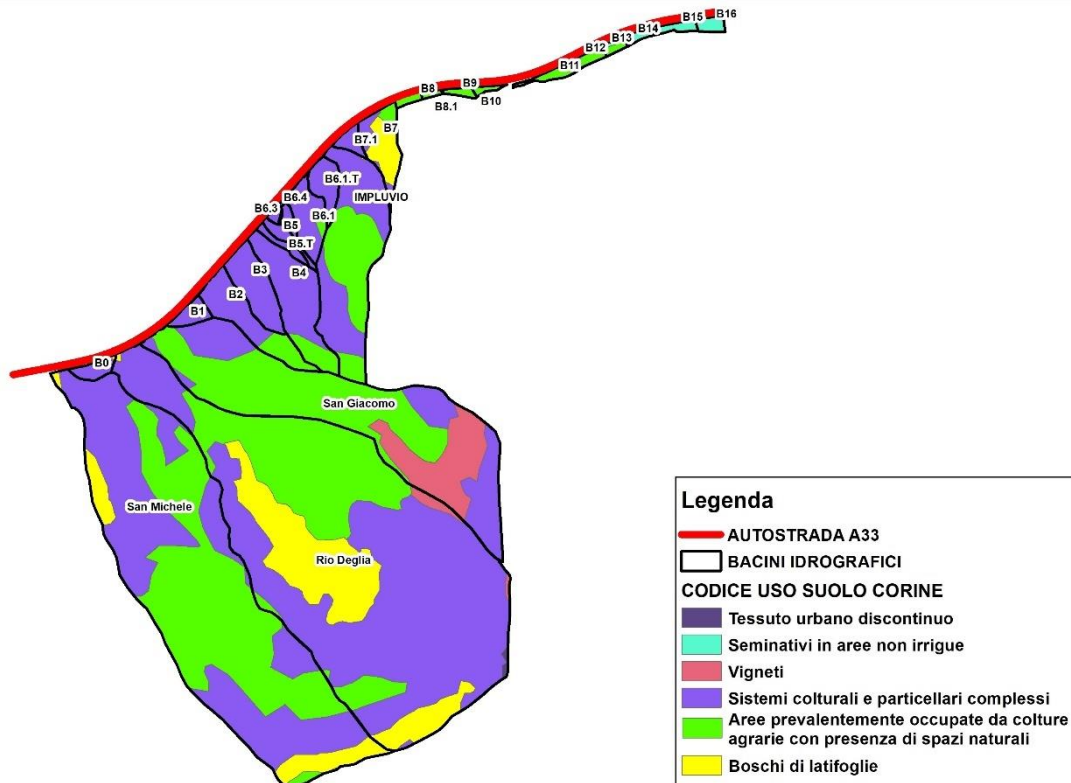


Figura 1 - Mappa di uso del suolo Corine.

Tenendo conto inoltre delle ricognizioni di campo eseguite si è assunto un coefficiente di deflusso medio uniforme per tutti i bacini pari a 0.5.

2.5. DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI PIENA

La determinazione delle portate di piena è avvenuta utilizzando dei modelli afflussi - deflussi di tipo concettuale; in particolare per i rii dei Deglia, San Giacomo e Impluvio, assimilabili a corsi d'acqua veri e propri che generano un deflusso concentrato su un'asta incisa e ben definita, si è utilizzato il metodo razionale calcolando il tempo di corrivazione secondo le formule classiche basate sulle caratteristiche fisiografiche del bacino mentre per le porzioni di versante, caratterizzate morfologicamente da piccole variazioni di quota e a tratti pianeggianti, che generano un deflusso di tipo distribuito si è stato applicato sempre il metodo cinematico ma con un tempo di corrivazione calcolato come somma tra il tempo di accesso e il tempo di percorrenza dell'impluvio o della superficie lungo cui viene trasferito il deflusso che si genera. Quest'ultimo è più adatto alla morfologia delle porzioni di versante adiacenti all'infrastruttura in progetto.

2.5.1. Metodo razionale per i bacini dei rii dei Veglia, San Giacomo e Impluvio

Per la valutazione delle portate per tempo di ritorno assegnato, in considerazione della carenza di osservazioni dirette sui rii minori analizzati, si è fatto riferimento allo schema di calcolo costituito dal metodo razionale, che si basa sulla determinazione indiretta della portata, in funzione delle precipitazioni.

In tal caso, alla portata di piena è stato attribuito lo stesso tempo di ritorno delle precipitazioni da cui trae origine.

Il metodo razionale, di correlazione afflussi – deflussi, è basato sull'ipotesi che la portata massima in un bacino, dovuta a precipitazioni d'intensità costante nel tempo, si abbia per eventi di durata pari al tempo di corrivazione t_c del bacino stesso e si verifica dopo il tempo t_c dall'inizio del fenomeno.

Il calcolo della portata avviene mediante l'applicazione della formula di Turazza:

$$Q = \frac{c * h * S}{3.6 * t_c} \quad \left(\frac{m^3}{s}\right)$$

dove:

S – superficie del bacino (km²);

c – coefficiente di deflusso valutato in base a considerazioni di tipo generale basate sulla litologia, sull'uso del suolo (-);

h – altezza massima di precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione del bacino (mm);

t_c – valore del tempo di corrivazione del bacino (ore).

2.5.1.1. Determinazione del tempo di corrivazione

La determinazione del valore del tempo di corrivazione è stata eseguita avvalendosi delle formule di Giandotti, Pezzoli, Ventura e Pasini.

Questi metodi necessitano, come dati di input, dei valori delle caratteristiche morfologiche, fisiografiche ed altimetriche dei bacini definiti alla loro rispettiva sezione di chiusura. Le grandezze da considerare sono le seguenti:

- superficie S (km²);
- altitudine media H_{med} (m s.m.);
- quota della sezione di chiusura H_{min} (m s.m.);
- lunghezza dell'asta principale L (km);
- pendenza dell'asta principale i (m/m).

Le grandezze fisiografiche utilizzate in input sono quelle determinate unitamente alla delimitazione dei bacini idrografici, riportate in Tabella 1

Più nel dettaglio le formule utilizzate per il calcolo del tempo di corrivazione espresso in ore, sono le seguenti.

Formula di Giandotti: $t_c = \frac{4 \cdot S^{0.5} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{(H_{med} - H_{min})}}$ per bacini di dimensioni superiori a 50 km²;

Formula di Pezzoli: $t_c = 0.055 \cdot \frac{L}{\sqrt{i}}$ per bacini montani di dimensioni inferiori a 20 km²;

Formula di Ventura: $tc = 0.1272 \cdot \sqrt{\frac{S}{i}}$ per bacini di dimensioni medie fino a 40 km²;

Formula di Pasini: $tc = 0.108 \cdot \frac{(S \cdot L)^{1/3}}{\sqrt{i}}$ per bacini di dimensioni medie fino a 40 km².

I risultanti valori del tempo di corrivazione ottenuti applicando le formulazioni succitate sono i seguenti:

Denominazione bacino	S (km ²)	T _c Giandotti (ore)	T _c Ventura (ore)	T _c Pasini (ore)	T _c Pezzoli (ore)	T _c assunto (ore)
Rio Deglia	2.709	1.20	0.83	0.88	0.70	0.81
San Giacomo	1.039	1.03	0.40	0.50	0.55	0.49
Impluvio	0.512	0.84	0.27	0.29	0.24	0.27

Tabella 6 - Valori del tempo di corrivazione per i bacini in analisi.

Data la dimensione areale dei bacini in analisi, il tempo di corrivazione assunto per la determinazione delle portate per tempo di ritorno assegnato, è stato calcolato eseguendo la media dei valori ottenuti applicando le formulazioni di Ventura, Pasini e Pezzoli.

2.5.1.2. Risultati ottenuti

Sulla base delle precipitazioni intense regionalizzate, del tempo di corrivazione e del coefficiente di deflusso assunti, le portate per tempo di ritorno assegnato sono risultate le seguenti:

Denominazione bacino	S (km ²)	T _c (ore)	a (mm/ora ⁿ)	n (-)	h (mm)	c (-)	Q (m ³ /s)	q (m ³ /s/km ²)	q100 (m ³ /s/km ²)
Rio Deglia	2.709	0.81	46.46	0.290	43.64	0.9	36.65	13.53	1.21
San Giacomo	1.039	0.49	46.57	0.290	37.77	0.7	15.71	15.12	0.71
Impluvio	0.512	0.27	46.46	0.290	31.75	0.7	11.74	22.93	0.67

Tabella 7 - Portate di piena per tempo di ritorno 20 anni.

Denominazione bacino	S (km ²)	T _c (ore)	a (mm/ora ⁿ)	n (-)	h (mm)	c (-)	Q (m ³ /s)	q (m ³ /s/km ²)	q100 (m ³ /s/km ²)
Rio Deglia	2.709	0.81	56.24	0.290	52.83	0.90	44.37	16.38	1.46
San Giacomo	1.039	0.49	56.37	0.290	45.72	0.70	19.01	18.31	0.86
Impluvio	0.512	0.27	56.24	0.290	38.44	0.70	14.22	27.75	0.81

Tabella 8 - Portate di piena per tempo di ritorno 50 anni.

Denominazione bacino	S (km ²)	Tc (ore)	a (mm/ora ⁿ)	n (-)	h (mm)	c (-)	Q (m ³ /s)	q (m ³ /s/km ²)	q100 (m ³ /s/km ²)
Rio Deglia	2.709	0.81	63.57	0.290	59.72	0.90	50.16	18.52	1.65
San Giacomo	1.039	0.49	63.73	0.290	51.68	0.70	21.49	20.69	0.97
Impluvio	0.512	0.27	63.57	0.290	43.45	0.70	16.07	31.37	0.92

Tabella 9 - Portate di piena per tempo di ritorno 100 anni.

Denominazione bacino	S (km ²)	Tc (ore)	a (mm/ora ⁿ)	n (-)	h (mm)	c (-)	Q (m ³ /s)	q (m ³ /s/km ²)	q100 (m ³ /s/km ²)
Rio Deglia	2.709	0.81	68.46	0.290	64.32	0.90	54.02	19.94	1.78
San Giacomo	1.039	0.49	68.63	0.290	55.66	0.70	23.15	22.29	1.04
Impluvio	0.512	0.26	68.46	0.290	46.42	0.70	17.65	34.46	1.01

Tabella 10 - Portate di piena per tempo di ritorno 200 anni.

Nelle tabelle sopra esposte sono stati inoltre calcolati i contributi specifici di piena q e q_{100} calcolati secondo le seguenti:

$$q = \frac{Q}{S} \quad (\text{m}^3/\text{s km}^2)$$

$$q_{100} = q \cdot \left(\frac{S}{100}\right)^n \quad (\text{m}^3/\text{s km}^2)$$

dove:

- Q = portata al colmo (m³/s);
- S = superficie del bacino (km²);
- n = secondo la formulazione di Gherardelli-Marchetti è stato assunto pari a 2/3.

2.5.2. Metodo della corrivazione sui bacini minori

Il modello concettuale di trasformazione afflussi-deflussi della corrivazione, o cinematico, considera come variabile fondamentale del processo di formazione della piena, la modalità di scorrimento delle acque di pioggia entro il bacino contribuente ed in particolare il “tempo di corrivazione”, impiegato da una goccia caduta in un determinato punto per raggiungere la sezione di chiusura.

Esso è un modello di tipo lineare ovvero si basa sull’ipotesi che il sistema idrologico sia lineare e invariante nel tempo (l’idrogramma che si forma a causa di un dato pluviogramma è solo funzione di caratteristiche del bacino stazionarie ed indipendenti dall’evento in esame o da quelli progressi): risulta pertanto possibile applicare il principio di sovrapposizione degli effetti.

Sotto questa ipotesi, la portata defluente legata ad un afflusso $A(t)$ sarà data dall’integrale nel tempo t di un idrogramma unitario istantaneo (o IUH) $u(t)$, generato da un afflusso di altezza unitaria e durata infinitesima, moltiplicato per l’entità della precipitazione, ovvero dall’integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^{t^*} [u(t - \tau) \cdot A(\tau)] \cdot d\tau.$$

Si ipotizza inoltre che l’idrogramma di afflusso sia costante e pari a:

$$A(t) = \varphi \cdot I(t_p) \cdot S,$$

con φ coefficiente di deflusso, $I(t_p)$ intensità media della pioggia di durata t_p , ed S superficie contribuyente.

Il metodo cinematico definisce un tempo di corrivazione (o di concentrazione) t_c del bacino, pari al tempo impiegato dalla goccia caduta nel punto idraulicamente “più lontano” per giungere alla sezione di chiusura. Quando il tempo di pioggia t_p uguaglia t_c , tutto il bacino contribuisce al deflusso e (nell’ipotesi di afflusso costante) si ha il massimo di portata, il cui valore non aumenta più per $t_p > t_c$.

La soluzione dell’integrale di convoluzione porta pertanto a valutare la portata massima defluente come:

$$Q[m^3/s] = \frac{\varphi \cdot I(t_c) \cdot S}{360} \quad [1]$$

con:

- φ [-] coefficiente di deflusso medio del bacino;
- $I(t_c)$ [mm/h] intensità media della pioggia di durata pari a t_c ;
- S [ha] superficie contribuyente complessiva.

Per una rete di drenaggio il tempo di corrivazione sarà dato dalla somma $t_c = t_a + t_r$, dove:

- t_a è il *tempo di accesso* alla rete (ovvero quello massimo che la goccia d’acqua impiega a percorrere il bacino e raggiungere un punto della rete);
- t_r è il *tempo di rete*, impiegato dalla goccia per percorrere la rete fino alla sezione in esame.

Il tempo di accesso è generalmente di incerta determinazione, dipendendo nella realtà dalle caratteristiche del bacino (pendenza, uso del suolo, sviluppo della rete di drenaggio minore) e dalle condizioni di saturazione del terreno.

Esistono tuttavia in letteratura numerose formule empiriche per la stima di tale parametro, tra le quali in particolare la seguente, sviluppata dal Politecnico di Milano¹ (Mambretti e Paoletti, 1997), utilizza il modello del condotto equivalente, partendo dall’idea che il deflusso superficiale avvenga in realtà in una rete di piccole canalizzazioni incognite (grondaie, cunette, canalette, ecc.); poiché si fa riferimento ad una rete secondaria fittizia incognita, è possibile stimare l in funzione di S , sulla base di studi statistici sulla struttura topologica delle reti, ottenendo:

$$t_{ai} = \left(\frac{3600^{\frac{n-1}{4}} \cdot 120 \cdot S_i^{0,30}}{S_i^{0,375} \cdot (a \cdot \varphi_i)^{0,25}} \right)^{\frac{4}{n+3}} \quad [2]$$

dove il pedice i indica il sottobacino i -esimo, mentre (oltre alle grandezze già citate):

- l [m] è la massima lunghezza di deflusso superficiale (nella rete secondaria fittizia);
- s [m/m] è la pendenza media del bacino;
- a [mm/h ^{n}], n [-] sono i parametri della curva di possibilità pluviometrica di progetto.

¹ Mambretti, S. e Paoletti, A. (1997). *Il metodo del condotto equivalente nella simulazione del deflusso superficiale in ambiente urbano* - Atti del seminario “Modelli di dimensionamento per le fognature urbane” di S.Cassiano (BZ), 28-31/03/95. Modificata considerando una formula empirica per la stima di l (Rasulo, G. e Gisonni, C., 2001).

Per quanto riguarda invece il tempo di rete, nell'ipotesi di moto uniforme esso è valutabile semplicemente come rapporto tra la lunghezza del percorso e la velocità media della corrente. Alcune ricerche eseguite presso il Politecnico di Milano (Mignosa et al., 1995; Becciu et al.¹, 1997) mostrano tuttavia come il criterio di moto uniforme possa in realtà portare ad apprezzabili sovrastime del tempo di rete, con conseguente sottostima della portata al colmo. Risultati più soddisfacenti si ottengono invece con la seguente relazione:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{1,5 \cdot v_i}, \quad [3]$$

in cui il t_r [s] per il ramo in esame è dato dalla sommatoria (per il ramo stesso e per tutti quelli a monte lungo il percorso più lungo della rete) del rapporto lunghezza L [m] / velocità v [m/s] diviso per il fattore 1.5. Sommando la [2] e la [3] è dunque possibile ottenere il tempo di concentrazione t_c per la sezione in esame, e quindi, ponendo $t_p=t_c$, determinare la relativa intensità di pioggia $I(t_p)$; dall'applicazione della [1] si ricava la portata massima di progetto Q , sulla base della quale può essere dimensionata la rete.

Si nota come la velocità della corrente nel tratto in esame dipenda dalla portata defluente, per cui viene svolta un'iterazione andando a sostituire nella [3] il valore di v ottenuto dalla Q appena determinata, ricalcolando poi la nuova Q e ripetendo i medesimi passaggi fino a convergenza.

Date le piccole superfici e i brevi tempi di corrivazioni che risultano per queste porzioni di versante localizzate in fregio all'autostrada in progetto si è sempre assunto un tempo di pioggia non inferiore a 10 min.

Va ancora detto che per questi bacini la caratterizzazione dell'intensità di pioggia deve tener conto dei ridotti tempi di corrivazione. Risulta pertanto necessario caratterizzare la curva di possibilità pluviometrica per tempi di pioggia inferiori all'ora, mediante un approccio che consenta di adattare i parametri di precipitazione di progetto. In letteratura sono disponibili numerosi studi ed esperienze che mostrano come le altezze d'acqua massime associate ad eventi di breve durata siano correlate a quelle determinate per tempi di pioggia di un'ora secondo uno schema tipico. Più in dettaglio, definendo il parametro $\rho(t) = h(t)/h(1)$, ovvero il rapporto tra l'altezza di pioggia per durata t e quella per durata di 1 ora, è stato notato (Bell, 1969; Goswami, 1973) come esso risulti poco dipendente dalla località considerata, fintantoché si considerino durate brevi ($t < 2$ ore). Ad analoghe conclusioni sono pervenuti altri Autori, analizzando serie di dati relative a diverse regioni del mondo, ad esempio Goswami² (1973) relativamente alle precipitazioni in India, o Jennings³ (1950) e Hershfield ed Engman (1981), nell'ambito di uno studio per una *curva inviluppo delle massime piogge osservate nel mondo*. Per quanto riguarda il territorio italiano, il parametro $\rho(t)$ è stato calcolato in alcuni studi disponibili in letteratura; si segnalano in particolare (per significatività dei dati) quelli relativi al pluviometro di Roma Macao, su un campione di 8 anni (Domanico⁴, 1986 e Calenda et al.⁵, 1993), e a quello di Milano Monviso, su un campione di 17 anni (Piga et al.⁶, 1990).

¹ Becciu, G. et al. (1997). *Risk Design of Urban Drainage Networks on the basis of Experimental Data* – Excerpta, n.11.

² Goswami, A. C. (1973). *Short duration rainfall depth-duration-frequency map of India* – Decision with inadequate hydrologic data, Proceedings of the second Symposium on Hydrology, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, pp.48-56.

³ Jennings, A. H. (1950). *World's greatest observed point rainfall* – Monthly Weather Rev., n.78, pp.4-5.

⁴ Domanico, R. (1986). *Piogge intense a Roma* – Tesi di laurea, Università "La Sapienza", Roma.

⁵ Calenda, G. et al. (1993). *Rainfall assessment with inadequate data* – In "Urban storm drainage" (edited by Cao, C. et al.), Water Resources Publication, Hyland Ranch, USA, pp.23-44.

⁶ Piga, E. et al. (1990). *Analisi statistica delle piogge intense di breve e brevissima durata nell'area metropolitana di Milano* – Città Studi, Milano.

La Figura 2 mette a confronto i valori medi del parametro $\rho(t)$ ottenuti negli studi citati. Si osserva come effettivamente le differenze riscontrate tra i vari siti appaiano modeste, e si riscontri un andamento tipico poco dipendente dalla località considerata.

In particolare, tutte le curve presentano all'incirca lo stesso valore per durate di circa 5 minuti, mentre gli scostamenti sono massimi tra i 15 e i 30 minuti. Tutte le curve assumono ovviamente valore unitario per $t = 1$ ora.

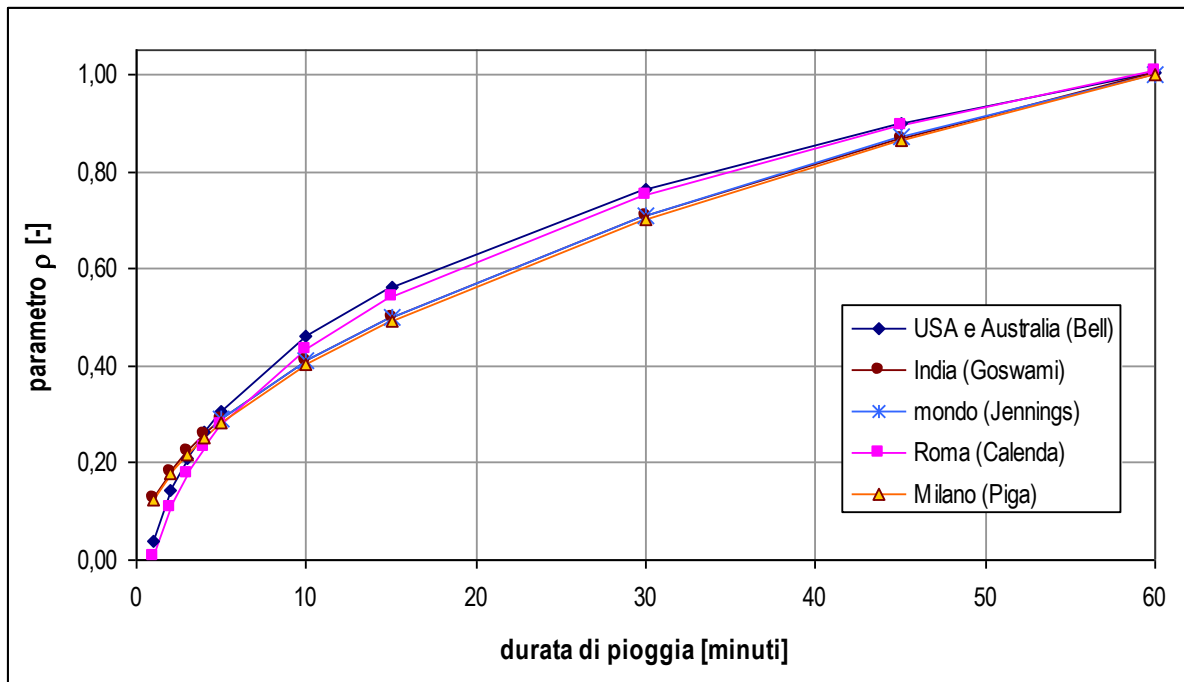


Figura 2 – Andamento del parametro $\rho(t)$ ottenuto in diversi studi.

Sulla base di tali osservazioni sperimentali, è stata sviluppata da HYDRODATA S.p.A. una metodologia di stima in grado di fornire i parametri di precipitazione necessari ad una valutazione più accurata delle portate di piena su piccoli bacini, per i quali il tempo di pioggia critica è inferiore all'ora. In particolare, l'andamento di $\rho(t)$ è stato assunto come totalmente indipendente dalla località, e cautelativamente pari all'involuppo dei valori riportati in Figura 2, così da introdurre unicamente possibili errori di sovrastima dell'altezza di pioggia. In funzione dei parametri (a, n) della curva di possibilità pluviometrica (CPP) di progetto, espressa nella forma monomia $h=a \cdot t^n$, si ottengono le altezze di pioggia $h(t)$ relative a durate di 60 e 120 minuti. Applicando ad $h(60)$ i valori assunti per il parametro $\rho(t)$, si ricavano quindi i valori di $h(t)$ per durate inferiori. Diagrammando su un piano bi-logaritmico $[\ln(t), \ln(h)]$ i punti ottenuti, per durate comprese tra 5 e 120 minuti, la validità della forma monomia (legge di potenza) come curva di adattamento dei dati presuppone che essi giacciono approssimativamente su una retta. Effettuando pertanto una regressione lineare (con il metodo dei minimi quadrati) nel campo bi-logaritmico è possibile determinare i parametri della retta interpolante e pertanto ricavare (a', n') , parametri della curva di possibilità pluviometrica per $t < 60$ minuti. I valori di $h(t)$ stimati mediante $\rho(t)$, per $t < 60$ minuti, dipendono da $h(60)$, ovvero unicamente da a (essendo t espresso in ore nella formula monomia, per $t=1$ si ottiene $h=a$). Estendendo la regressione all'altezza di pioggia per durate di 2 ore, anche il parametro n viene preso in conto nella regressione; questo permette di ottenere minori errori qualora la curva (a', n') sia utilizzata per la stima di portate prossime all'ora.

Il metodo concettuale di trasformazione afflussi – deflussi calcola innanzitutto, con la metodologia sopra esposta, i coefficienti di possibilità pluviometrica per durate inferiori all'ora (a partire da quelli superiori ora riportati in Tabella 5) e successivamente determina la portata generata dal bacino. I coefficienti di possibilità pluviometrica assunti in input (inferiori ora) sono quelli a tempo di ritorno 100 anni, i cui valori sono riportati nella seguente Tabella 11.

Le portate di riferimento utili al dimensionamento idraulico delle opere di attraversamento autostradale sono quindi quelle a tempo di ritorno 100 anni.

Bacini	superficie afferente totale	coeff. di deflusso ϕ	pendenza bacino	volume piccoli invasi	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale		durata pioggia di progetto	portata di riferimento TR100
					a [mm/h ⁿ]	n [-]		
descrizione	[ha]	[-]	s [%o]	w0 [mm]	a [mm/h ⁿ]	n [-]	tp [min]	Q [m ³ /s]
B0	2.464	0.50	97	6.0	60.60	0.435	10.0	0.57
B1	2.791	0.50	109	6.0	62.69	0.435	10.0	0.67
B2	13.507	0.50	83	6.0	62.74	0.435	10.8	3.11
B3	10.524	0.50	77	6.0	62.63	0.435	10.0	2.52
B4	19.963	0.50	80	6.0	62.63	0.435	11.4	4.44
B5T	1.764	0.50	90	6.0	62.63	0.435	10.0	0.42
B5	2.129	0.50	117	6.0	62.63	0.435	10.0	0.51
B6.2	1.213	0.50	102	6.0	62.54	0.435	10.0	0.29
B6.3	0.582	0.50	120	6.0	62.54	0.435	10.0	0.14
B6.4	0.212	0.50	140	6.0	62.54	0.435	10.0	0.05
Bacino somma idrologica 6.2-6.3-6.4	2.006	0.50	121	6.0	62.54	0.435	10.0	0.48
B6.1	8.325	0.50	59	6.0	62.54	0.435	10.0	1.99
B6.1T	5.136	0.50	88	6.0	62.54	0.435	10.0	1.23
B7	9.509	0.50	102	6.0	62.54	0.435	10.0	2.27
B7.1	2.137	0.50	80	6.0	62.54	0.435	10.0	0.51
B8	1.081	0.50	50	6.0	62.61	0.435	10.0	0.26
B8.1	0.413	0.50	22	6.0	62.61	0.435	10.0	0.10
B9	0.877	0.50	77	6.0	62.61	0.435	10.0	0.21
B10	1.108	0.50	61	6.0	62.61	0.435	10.0	0.27
B11	2.051	0.50	52	6.0	62.24	0.437	10.0	0.49
B12	1.383	0.50	36	6.0	62.72	0.437	10.0	0.33
B13	1.024	0.50	16	6.0	62.72	0.437	10.0	0.24
B14	0.984	0.50	15	6.0	62.72	0.437	10.0	0.23
B15	1.371	0.50	21	6.0	62.60	0.437	10.0	0.33
B16	1.524	0.50	24	6.0	62.60	0.437	10.0	0.36

Tabella 11 - Portate di piena sui bacini minori per tempo di ritorno 100 anni.

3. ANALISI IDRAULICA RIO DEI DEGLIA

3.1. DESCRIZIONE DELL'INTERFERENZA

Il tracciato in progetto attraversa il rio dei Deglia con un ponte di luce 40 m alla progr. Km 0+413.

Data la morfologia dell'alveo nel tratto interferente, che presenta un andamento molto inciso e sinuoso, si rende necessario un intervento di sistemazione per salvaguardare la stabilità plano altimetrica nel tempo dell'opera di attraversamento in relazione alla potenziale evoluzione morfo - planimetrica del corso d'acqua.

3.2. ASSETTO GEOMETRICO DELL'ALVEO

La geometria del rio Deglia nel tratto di interferenza è stata descritta sulla base del rilievo celerimetrico reso disponibile da SINA.

I tracciati planimetrici del rio Deglia nella configurazione attuale e di progetto differiscono tra loro come conseguenza della rettifica dell'alveo eseguita in fase di progetto allo scopo di regolarizzare il deflusso allontanandolo dalle strutture di fondazione del ponte.

Il confronto dei risultati dell'analisi idraulica (ante e post operam) è stato eseguito sull'intero sviluppo d'asta del tratto simulato; le sezioni trasversali pur avendo la stessa denominazione hanno distanze progressive differenti in ragione delle modifiche di tracciato (rettifica) previste dal progetto di sistemazione.

I modelli di stato attuale e di progetto, sono costituiti da 49 sezioni trasversali che rappresentano in dettaglio la geometria del rio Deglia; nella tabella seguente viene rappresentato tabularmente il profilo longitudinale in cui vengono indicate il nome della sezione, la progressiva metrica, l'inizio e la fine della sistemazione e la localizzazione dell'attraversamento autostradale A33.

Note	Sezione	Progressiva attuale	Progressiva progetto
-	-	m	m
	SEZ_M0	0.00	0.00
	SEZ_M15	15.00	15.00
	SEZ_M35	35.00	35.00
	SEZ_M65	65.00	65.00
inizio sistemazione	SEZ_1	85.71	85.71
	SEZ_2	91.03	90.71
	SEZ_3	96.32	95.71
	SEZ_4	101.35	100.71
	SEZ_5	106.34	105.71
	SEZ_6	111.34	110.71
	SEZ_7	116.37	115.71
	SEZ_8	121.68	120.71
	SEZ_9	127.02	125.71

Note	Sezione	Progressiva attuale	Progressiva progetto
-	-	m	m
	SEZ_10	132.53	130.71
	SEZ_11	138.15	135.71
monte attraversamento A33	SEZ_12	143.72	140.71
	SEZ_13	149.30	145.71
	SEZ_14	155.32	150.71
	SEZ_15	160.36	155.71
	SEZ_16	164.91	160.71
	SEZ_17	168.99	165.71
	SEZ_18	172.86	170.71
	SEZ_19	176.76	175.71
	SEZ_20	180.80	180.71
	SEZ_21	184.58	185.71
valle attraversamento A33	SEZ_22	188.27	190.71
	SEZ_23	193.60	195.71
	SEZ_24	199.08	200.71
	SEZ_25	204.21	205.71
	SEZ_26	209.21	210.71
	SEZ_27	215.91	215.71
	SEZ_28	222.73	220.71
	SEZ_29	229.77	225.71
monte salto	SEZ_30	235.64	230.71
valle salto	SEZ_31	241.96	235.71
	SEZ_32	248.92	240.46
	SEZ_33	255.16	245.20
	SEZ_34	260.82	249.95
	SEZ_35	265.95	254.69
	SEZ_36	271.35	259.44
	SEZ_37	276.75	264.18
	SEZ_38	281.81	268.93
fine sistemazione	SEZ_39	284.78	273.67
	SEZ_V305	305.00	293.89
	SEZ_V335	335.00	323.89
	SEZ_V370	370.00	358.89
	SEZ_V415	415.00	403.89
	SEZ_V455	455.00	443.89
	SEZ_V505	505.00	493.89

Tabella 12 – Profilo longitudinale del Rio dei Deglia nello stato attuale e di progetto

In Figura 3 si riporta la planimetria del tratto simulato con indicate le sezioni del modello numerico schematicamente il tracciato dell'autostrada A33.

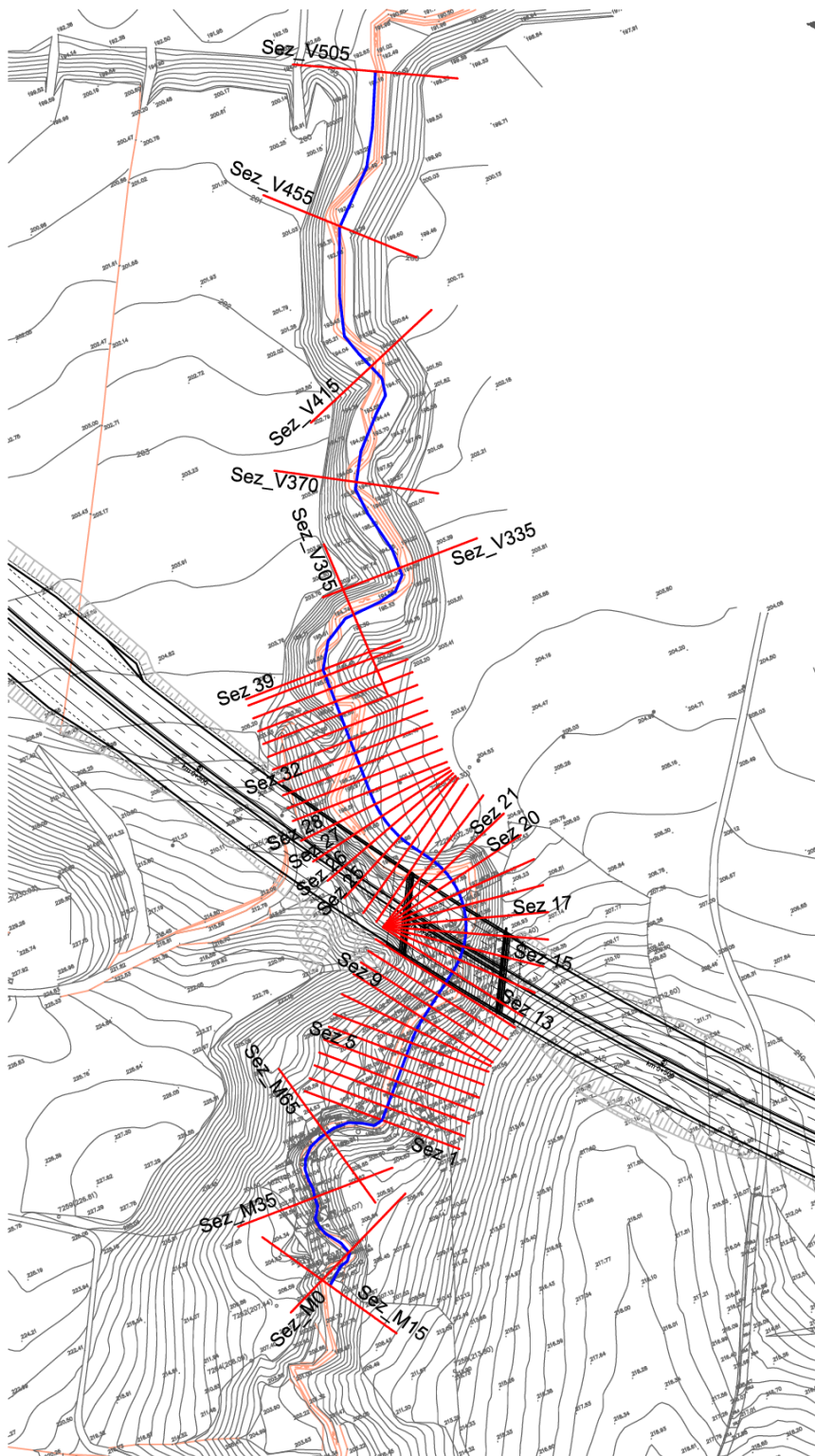


Figura 3 – Planimetria del tratto oggetto di analisi idraulica.

La sistemazione in progetto è prevista dalla Sez.1 alla Sez.39 per una lunghezza complessiva di circa 188 m.

Il nuovo assetto è caratterizzato idraulicamente da un salto di fondo di circa 1.8 m, situato alla Sez. 30, e da una pendenza costante a monte del 1% e a valle del 0.5%.

La sistemazione di progetto è caratterizzata da una sezione trapezia di larghezza alla base di 4 m, altezza 3 m e pendenza delle sponde 1/1 realizzata in massi di cava di pezzatura non inferiore ai 1000 kg, collocati su un elemento di interposizione costituito da geotessile tessuto non tessuto di resistenza a trazione >18kN/m. Il salto di fondo è realizzato mediante una briglia in c.a. di larghezza 2 m, altezza 6,70 m e lunghezza tale da estendersi fino al muro dell'A33 e immorsarsi nel terreno in destra idrografica (quasi 33 m).

Per la descrizione di dettaglio dell'intervento di riprofilatura, risagomatura e rivestimento del tratto di alveo interferente si rimanda agli specifici elaborati grafici di progetto.

Per tutti gli scenari simulati si sono assunte le seguenti condizioni al contorno:

monte:

- portata in ingresso costante pari ai valori di portata al colmo con tempo di ritorno di 200 anni (54.02 m³/s);
- valle: imposizione del moto uniforme con scala di deflusso.

La valutazione dei coefficienti di scabrezza è stata basata su dati di letteratura e sulle indicazioni rilevate durante i sopralluoghi sul tratto oggetto dell'analisi.

In particolare, si è assunto:

- per la configurazione di "Stato attuale" il valore del coefficiente di Gauckler-Strickler pari a 15 m^{1/3}/s, uniforme lungo il contorno bagnato essendo l'alveo contraddistinto dalla presenza di una fitta vegetazione e continui cambi di direzione del flusso;
- per la configurazione di progetto il valore di coefficiente di Gauckler-Strickler pari a 30 m^{1/3}/s per il tratto di sistemazione con pendenza 1% a monte del salto e a 25 m^{1/3}/s per il tratto di sistemazione con pendenza 0.5% a valle del salto, dove è prevista una localizzazione dei massi di fondo ad ottenere un effetto di macro-scabrezza, per favorire la riduzione delle velocità di deflusso.

3.3. SIMULAZIONI IDRODINAMICHE

Per la verifica idraulica è stato implementato un modello idraulico monodimensionale basato sul codice MIKE 11 del DHI, descritto nel precedente capitolo e (con maggior dettaglio) in Allegato 1.

L'analisi idraulica consiste nella verifica delle condizioni di deflusso del rio per portata con tempo di ritorno di 200 anni.

In Tabella 13, si riportano i parametri idrodinamici della simulazione di stato di fatto mentre in Figura 4 è rappresentato graficamente il profilo longitudinale di corrente. In ALLEGATO 3 si riportano le sezioni trasversali di modello con la rappresentazione dei livelli idrici.

Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m ³ /s	m/s	m ²	m	-
SEZ_M0	0.00	200.31	2.96	203.27	203.50	54.02	2.13	25.34	14.49	0.51
SEZ_M15	15.00	200.22	2.89	203.11	203.33	54.02	2.08	25.94	16.30	0.53
SEZ_M35	35.00	199.46	3.33	202.79	203.11	54.02	2.50	21.63	12.72	0.61
SEZ_M65	65.00	199.25	2.95	202.20	202.64	54.02	2.94	18.37	10.25	0.70
SEZ_1	85.71	198.61	3.22	201.83	202.14	54.02	2.47	21.83	13.84	0.63
SEZ_2	91.03	198.82	2.95	201.77	202.07	54.02	2.42	22.30	13.67	0.61
SEZ_3	96.32	198.79	2.86	201.65	202.04	54.02	2.77	19.48	10.59	0.65
SEZ_4	101.35	198.69	2.87	201.56	201.95	54.02	2.75	19.65	10.71	0.65
SEZ_5	106.34	198.62	2.86	201.48	201.86	54.02	2.72	19.86	12.00	0.68
SEZ_6	111.34	198.55	2.86	201.41	201.73	54.02	2.50	21.59	14.77	0.66
SEZ_7	116.37	198.48	2.81	201.29	201.65	54.02	2.67	20.24	13.04	0.68
SEZ_8	121.68	198.29	2.84	201.13	201.63	54.02	3.13	17.26	10.48	0.78
SEZ_9	127.02	198.00	2.99	200.99	201.47	54.02	3.06	17.65	10.14	0.74
SEZ_10	132.53	198.17	2.72	200.89	201.29	54.02	2.79	19.35	10.58	0.66
SEZ_11	138.15	198.14	2.65	200.79	201.18	54.02	2.78	19.45	11.38	0.68
SEZ_12	143.72	198.02	2.76	200.78	201.03	54.02	2.20	24.55	13.65	0.52
SEZ_13	149.30	197.90	2.72	200.62	201.02	54.02	2.82	19.18	10.92	0.68
SEZ_14	155.32	197.69	2.79	200.48	200.93	54.02	2.97	18.19	10.60	0.72
SEZ_15	160.36	197.64	2.70	200.34	200.81	54.02	3.03	17.82	11.94	0.79
SEZ_16	164.91	197.46	2.83	200.29	200.61	54.02	2.52	21.40	14.72	0.67
SEZ_17	168.99	197.54	2.68	200.22	200.53	54.02	2.47	21.86	19.03	0.74
SEZ_18	172.86	197.52	2.63	200.15	200.45	54.02	2.43	22.21	20.51	0.75
SEZ_19	176.76	197.39	2.76	200.15	200.31	54.02	1.80	30.06	22.90	0.50
SEZ_20	180.80	197.13	3.04	200.17	200.26	54.02	1.36	39.69	25.28	0.35
SEZ_21	184.58	197.03	3.14	200.17	200.25	54.02	1.23	43.82	25.14	0.30
SEZ_22	188.27	196.95	3.11	200.06	200.25	54.02	1.94	27.86	16.58	0.48
SEZ_23	193.60	196.93	2.98	199.91	200.25	54.02	2.59	20.88	11.76	0.62
SEZ_24	199.08	196.85	2.95	199.80	200.18	54.02	2.74	19.69	10.85	0.65
SEZ_25	204.21	196.70	2.98	199.68	200.12	54.02	2.93	18.43	9.95	0.69
SEZ_26	209.21	196.60	2.95	199.55	200.08	54.02	3.22	16.79	9.63	0.78
SEZ_27	215.91	196.62	2.73	199.35	199.92	54.02	3.33	16.20	9.98	0.84
SEZ_28	222.73	196.40	2.79	199.19	199.54	54.02	2.63	20.53	12.61	0.66
SEZ_29	229.77	196.26	2.78	199.04	199.41	54.02	2.70	20.03	13.44	0.71
SEZ_30	235.64	196.18	2.69	198.87	199.33	54.02	2.99	18.04	12.79	0.81
SEZ_31	241.96	196.10	2.60	198.70	199.14	54.02	2.94	18.37	13.31	0.80
SEZ_32	248.92	196.08	2.44	198.52	198.94	54.02	2.88	18.76	15.13	0.83
SEZ_33	255.16	195.99	2.34	198.33	198.77	54.02	2.94	18.39	13.63	0.81
SEZ_34	260.82	195.82	2.40	198.22	198.55	54.02	2.53	21.38	15.29	0.68
SEZ_35	265.95	195.66	2.46	198.12	198.46	54.02	2.59	20.82	13.39	0.66

Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m ³ /s	m/s	m ²	m	-
SEZ_36	271.35	195.54	2.56	198.10	198.33	54.02	2.12	25.45	14.00	0.50
SEZ_37	276.75	195.44	2.52	197.96	198.33	54.02	2.70	19.98	13.37	0.71
SEZ_38	281.81	195.42	2.44	197.86	198.21	54.02	2.61	20.69	13.97	0.68
SEZ_39	284.78	195.39	2.42	197.81	198.13	54.02	2.52	21.45	14.88	0.67
SEZ_V305	305.00	194.74	2.81	197.55	197.76	54.02	2.01	26.85	16.71	0.51
SEZ_V335	335.00	194.31	2.78	197.09	197.42	54.02	2.56	21.14	12.10	0.62
SEZ_V370	370.00	193.89	2.62	196.51	196.83	54.02	2.51	21.54	13.03	0.62
SEZ_V415	415.00	193.50	2.19	195.69	196.11	54.02	2.88	18.74	12.26	0.74
SEZ_V455	455.00	192.68	2.36	195.04	195.40	54.02	2.64	20.45	14.27	0.70
SEZ_V505	505.00	191.43	2.76	194.19	194.55	54.02	2.65	20.37	16.02	0.75

Tabella 13 – Risultati della simulazione di “Stato attuale” (TR-200).

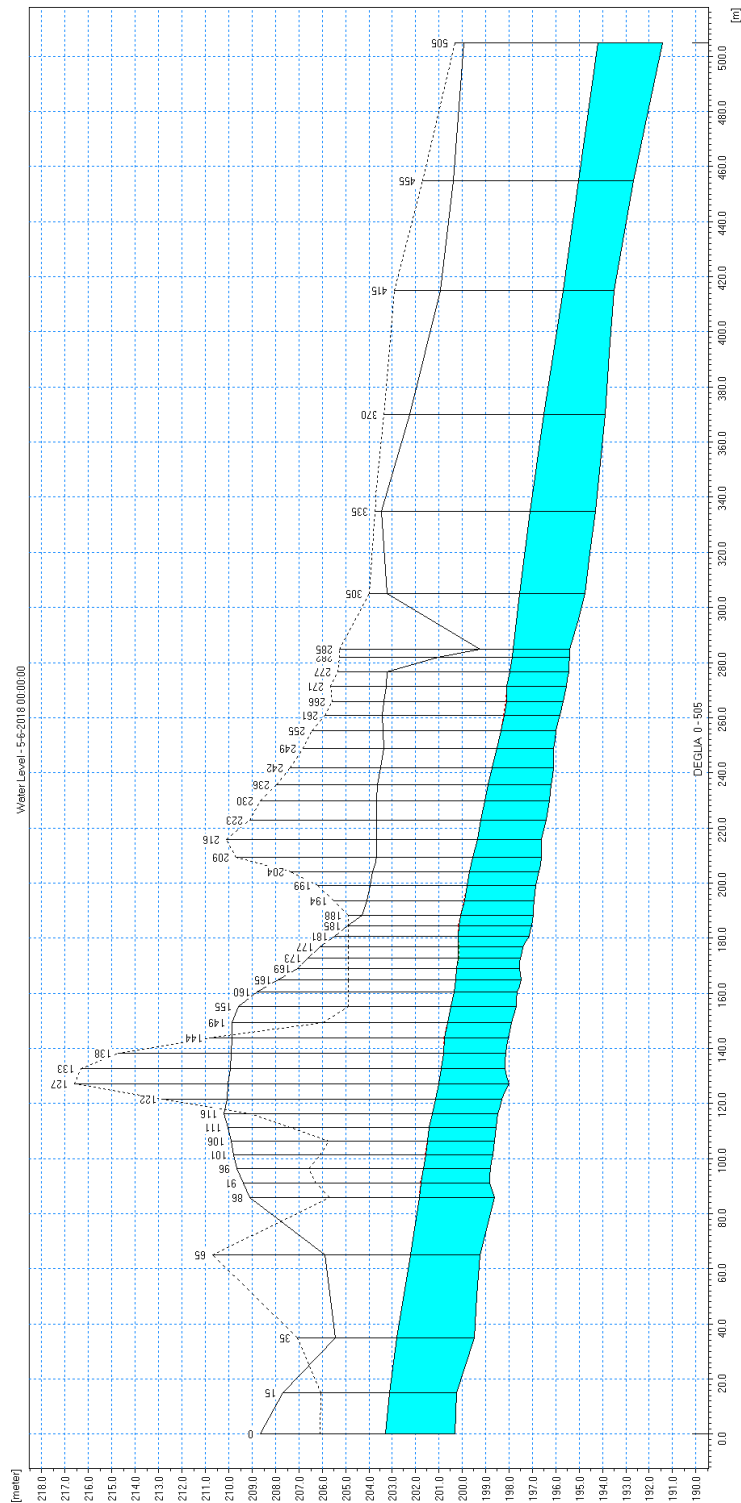


Figura 4 – Profilo longitudinale di corrente relativo allo scenario “Stato attuale” (TR 200).

In *Tabella 14* si riportano i parametri idrodinamici della simulazione di progetto mentre in *Figura 5* è rappresentato graficamente il profilo longitudinale di corrente. In **ALLEGATO 4** si riportano le sezioni trasversali di modello con la rappresentazione dei livelli idrici.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude	Differenza con attuale
	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m³/s	m/s	m²	m	-	
	SEZ_M0	0.00	200.31	2.86	203.17	203.43	54.02	2.26	23.95	14.21	0.55	-0.10
	SEZ_M15	15.00	200.22	2.75	202.97	203.25	54.02	2.34	23.10	13.84	0.58	-0.14
	SEZ_M35	35.00	199.46	3.12	202.58	202.99	54.02	2.84	19.04	11.81	0.71	-0.21
	SEZ_M65	65.00	199.25	2.65	201.90	202.53	54.02	3.50	15.42	9.35	0.87	-0.30
inizio sistemazione	SEZ_1	85.71	198.79	2.37	201.16	201.81	54.02	3.58	15.08	8.74	0.87	-0.67
	SEZ_2	90.71	198.74	2.37	201.11	201.77	54.02	3.59	15.03	8.72	0.87	-0.66
	SEZ_3	95.71	198.69	2.38	201.07	201.73	54.02	3.61	14.98	8.71	0.88	-0.58
	SEZ_4	100.71	198.64	2.38	201.02	201.69	54.02	3.62	14.93	8.70	0.88	-0.54
	SEZ_5	105.71	198.59	2.40	200.99	201.65	54.02	3.59	15.03	8.72	0.87	-0.49
	SEZ_6	110.71	198.54	2.41	200.95	201.61	54.02	3.61	14.98	8.71	0.88	-0.46
	SEZ_7	115.71	198.49	2.41	200.90	201.57	54.02	3.62	14.93	8.70	0.88	-0.39
	SEZ_8	120.71	198.44	2.41	200.85	201.52	54.02	3.63	14.87	8.69	0.89	-0.28
	SEZ_9	125.71	198.39	2.42	200.81	201.49	54.02	3.65	14.81	8.67	0.89	-0.18
	SEZ_10	130.71	198.34	2.42	200.76	201.44	54.02	3.66	14.74	8.66	0.90	-0.13
	SEZ_11	135.71	198.29	2.42	200.71	201.40	54.02	3.68	14.67	8.64	0.90	-0.08
monte attraversamento A33	SEZ_12	140.71	198.24	2.42	200.66	201.36	54.02	3.70	14.60	8.62	0.91	-0.12
	SEZ_13	145.71	198.19	2.42	200.61	201.32	54.02	3.72	14.52	8.61	0.91	-0.01
	SEZ_14	150.71	198.14	2.42	200.56	201.27	54.02	3.74	14.43	8.59	0.92	0.08
	SEZ_15	155.71	198.09	2.42	200.51	201.23	54.02	3.77	14.34	8.56	0.93	0.17
	SEZ_16	160.71	198.04	2.42	200.46	201.19	54.02	3.79	14.24	8.54	0.94	0.17

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude	Differenza con attuale
	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m³/s	m/s	m²	m	-	
	SEZ_17	165.71	197.99	2.42	200.41	201.15	54.02	3.82	14.13	8.52	0.95	0.19
	SEZ_18	170.71	197.94	2.41	200.35	201.11	54.02	3.86	14.01	8.49	0.96	0.20
	SEZ_19	175.71	197.89	2.41	200.30	201.07	54.02	3.89	13.88	8.46	0.97	0.15
	SEZ_20	180.71	197.84	2.40	200.24	201.03	54.02	3.93	13.74	8.42	0.98	0.07
	SEZ_21	185.71	197.79	2.39	200.18	200.99	54.02	3.97	13.59	8.39	1.00	0.01
valle attraversamento A33	SEZ_22	190.71	197.74	2.38	200.12	200.95	54.02	4.03	13.42	8.35	1.01	0.06
	SEZ_23	195.71	197.69	2.37	200.06	200.91	54.02	4.08	13.24	8.30	1.03	0.15
	SEZ_24	200.71	197.64	2.36	200.00	200.87	54.02	4.14	13.04	8.26	1.05	0.20
	SEZ_25	205.71	197.59	2.34	199.93	200.83	54.02	4.21	12.82	8.20	1.08	0.25
	SEZ_26	210.71	197.54	2.32	199.86	200.80	54.02	4.30	12.57	8.14	1.10	0.31
	SEZ_27	215.71	197.49	2.30	199.79	200.77	54.02	4.40	12.29	8.07	1.14	0.44
	SEZ_28	220.71	197.44	2.27	199.71	200.75	54.02	4.51	11.98	7.99	1.18	0.52
	SEZ_29	225.71	197.39	2.23	199.62	200.72	54.02	4.65	11.62	7.90	1.22	0.58
monte salto	SEZ_30	230.71	197.35	2.18	199.53	200.71	54.02	4.82	11.21	7.80	1.28	0.66
valle salto	SEZ_31	235.71	195.58	2.48	198.06	198.63	54.02	3.36	16.10	8.97	0.80	-0.64
	SEZ_32	240.46	195.55	2.47	198.02	198.60	54.02	3.38	15.98	8.94	0.81	-0.50
	SEZ_33	245.20	195.53	2.46	197.99	198.58	54.02	3.41	15.84	8.91	0.82	-0.34
	SEZ_34	249.95	195.51	2.44	197.95	198.55	54.02	3.44	15.70	8.88	0.83	-0.27
	SEZ_35	254.69	195.48	2.43	197.91	198.53	54.02	3.47	15.55	8.84	0.84	-0.21
	SEZ_36	259.44	195.46	2.40	197.86	198.49	54.02	3.51	15.40	8.81	0.85	-0.24
	SEZ_37	264.18	195.44	2.38	197.82	198.46	54.02	3.54	15.24	8.77	0.86	-0.14

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude	Differenza con attuale
	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m³/s	m/s	m²	m	-	
	SEZ_38	268.93	195.41	2.37	197.78	198.43	54.02	3.58	15.07	8.73	0.87	-0.08
fine sistemazione	SEZ_39	273.67	195.39	2.35	197.74	198.41	54.02	3.63	14.89	8.69	0.88	-0.07
	SEZ_V305	293.89	194.74	2.81	197.55	197.76	54.02	2.01	26.85	16.71	0.51	0.00
	SEZ_V335	323.89	194.31	2.78	197.09	197.42	54.02	2.56	21.14	12.10	0.62	0.00
	SEZ_V370	358.89	193.89	2.62	196.51	196.83	54.02	2.51	21.54	13.03	0.62	0.00
	SEZ_V415	403.89	193.50	2.19	195.69	196.11	54.02	2.88	18.74	12.26	0.74	0.00
	SEZ_V455	443.89	192.68	2.36	195.04	195.40	54.02	2.64	20.45	14.27	0.70	0.00
	SEZ_V505	493.89	191.43	2.76	194.19	194.55	54.02	2.65	20.37	16.02	0.75	0.00

Tabella 14 – Risultati della simulazione di progetto (TR-200).

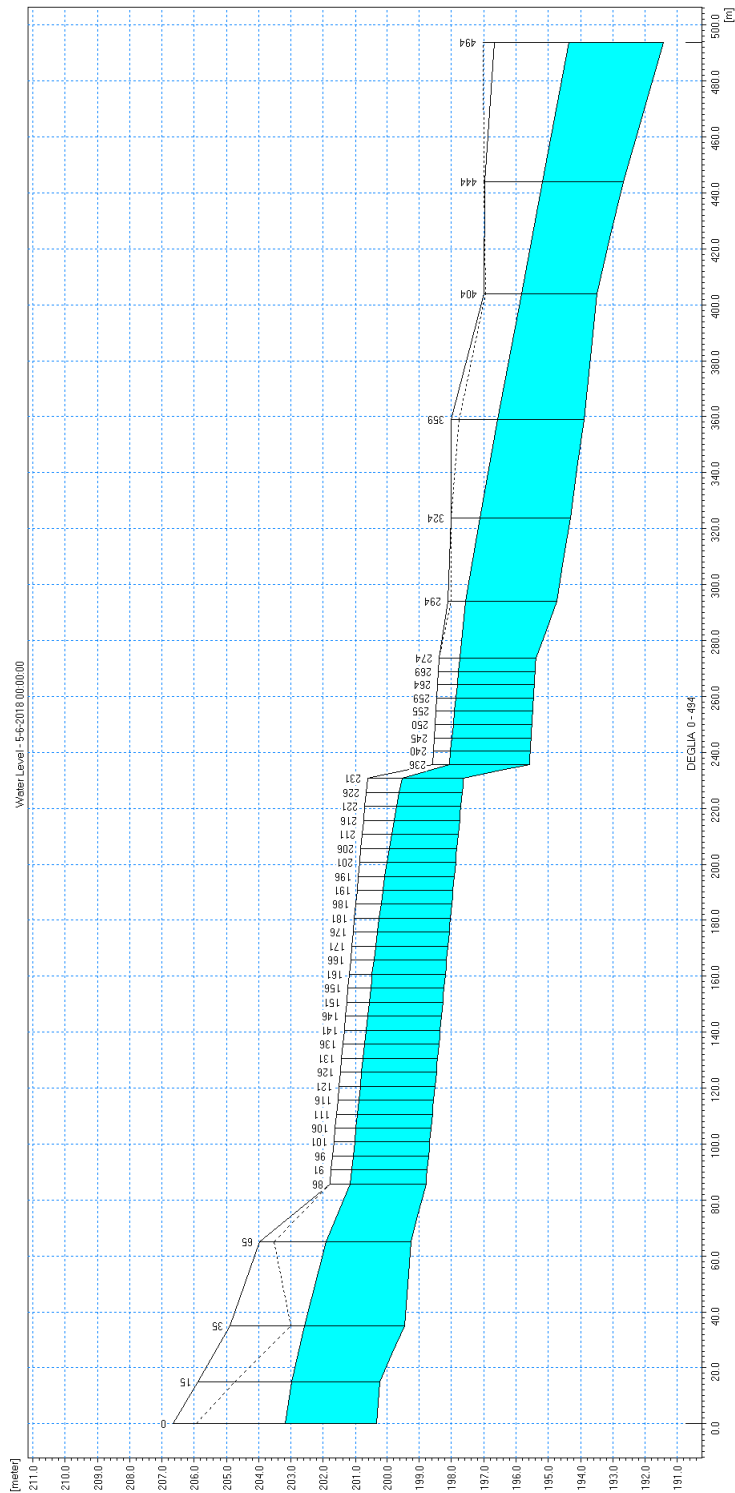


Figura 5 - Profilo longitudinale di corrente relativo allo scenario progetto (TR 200).

Nello scenario di progetto la piena bicentenaria transita sempre contenuta nella sezione incisa, con velocità uniformi in ragione della sistemazione prevista che conferisce al fondo alveo a monte del salto di fondo della sez_30 una pendenza circa pari all'1% e a valle dello 0.5%.

Il manufatto autostradale risulta adeguato, possedendo un franco idraulico di sicurezza minimo pari a 4.21 m, in ragione di un livello idrico nella sez_12 pari a 200.66 m s.m. a fronte di un intradosso del manufatto di 204.87 m s.m., misurato in corrispondenza della spalla sinistra (a quota minore).

La valutazione degli effetti degli interventi in progetto è stata condotta confrontando i risultati della simulazione dello scenario attuale con quelli delle simulazioni dello scenario di progetto.

In particolare è possibile evincere che:

- vi è un abbassamento dei livelli idrici nelle sezioni a monte del tratto sistemato (da 0.3 a 0.1 m); nel tratto sistemato invece, in ragione della riprofilatura della sezione e del fondo alveo previste, si ha alternativamente un aumento e UN abbassamento dei livelli rispetto allo stato attuale; da valle del tratto sistemato il profilo idrico rimane identico allo stato attuale;
- le velocità nel tratto sistemato non aumentano significativamente rispetto allo stato attuale e comunque il rivestimento dell'alveo in progetto ne garantisce la protezione.

4. ANALISI IDRAULICA RIO SAN GIACOMO

4.1. DESCRIZIONE DELL'INTERFERENZA

Il tracciato in progetto attraversa il rio San Giacomo con un tombino scatolare di dimensioni BxH=6.0x3.0 m alla progr. Km 0+643.

Circa 57 m a monte dell'attraversamento dell'A33 è presente una ulteriore interferenza del rio con una strada campestre che attualmente è caratterizzata da un attraversamento inadeguato a smaltire la portata bicentenaria, che come si vedrà nelle simulazioni di stato attuale, lo sormonta. L'attraversamento attuale è costituito da 3 tombini affiancati di cui 2 caratterizzati da diametro 0.8 m e il terzo di diametro 1.5 m.

4.2. ASSETTO GEOMETRICO DELL'ALVEO

La geometria del rio San Giacomo è stata descritta sulla base del rilievo celerimetrico reso disponibile da SINA.

I modelli di stato attuale e di progetto sono costituiti da 25 sezioni trasversali che rappresentano la geometria del rio su un tratto di calcolo idraulico di estensione pari a circa 463 m, di cui circa 180 m localizzati a valle dell'attraversamento A33 e 283 m a monte di esso.

Di seguito si allega il Profilo longitudinale del modello di simulazione utile alle simulazioni degli scenari di stato attuale e progetto con caratterizzazione delle sezioni trasversali in termini di denominazione, progressiva e localizzazione con dimensioni trasversali dei manufatti idraulici previsti nello stato di progetto.

Note stato attuale	Note stato di progetto	Sezione	Progressiva
-	-	-	m
		1	0.00
		2	20.00
		3	40.00
		4	60.00
		5	80.00
		6	100.00
		7	120.00
		8	140.00
		9	160.00
		10	180.00
		11	200.00
	inizio sistemazione in massi sciolti	12	220.00
monte guado esistente 2 tombini D800 mm e 1 D1500 mm	monte scatolare strada campestre BxH=6x2.3	13	226.40
valle guado esistente	valle scatolare strada campestre	14	231.75

Note stato attuale	Note stato di progetto	Sezione	Progressiva
2 tombini D800 mm e 1 D1500 mm	BxH=6x2.3		
		15	235.88
		16	255.88
	monte scatolare A33 BxH=6X3 m	17	283.21
	valle scatolare A33 BxH=6X3 m	18	321.71
		19	340.53
	fine sistemazione in massi sciolti	20	357.05
		21	380.00
		22	400.00
		23	420.00
		24	440.00
		25	463.07

Tabella 15 – Profilo longitudinale del modello idraulico del Rio San Giacomo nello stato attuale e di progetto.

A completamento della descrizione dell'assetto geometrico dell'alveo si riporta in Figura 6 la planimetria dell'attraversamento con indicate le sezioni del modello numerico.

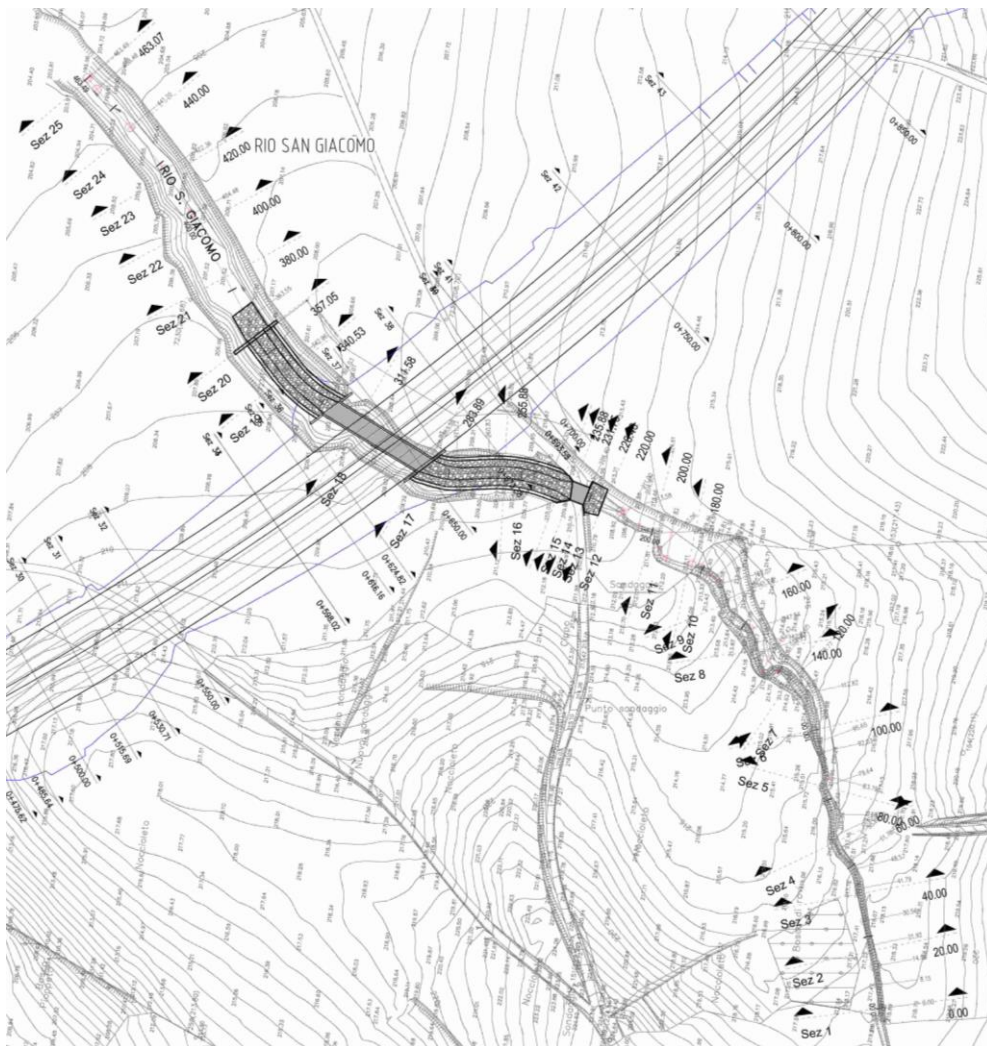


Figura 6 – Planimetria del tratto oggetto di analisi idraulica

La sistemazione in progetto è prevista nel tratto compreso tra le sezioni 12 e 20 rispettivamente caratterizzate dalle progressive 220.00 m e 357.05 m.

Il nuovo assetto di progetto è caratterizzato idraulicamente da tre livellette con pendenze circa pari al 10.0% nel tratto di attraversamento della strada campestre (progressive 220.0 m – 231.75 m), 3.2% nel tratto tra le progressive 231.75 m e 321.71 m e pari al 6.1% nel tratto tra le progressive 321.71 m e 357.05 m.

La sistemazione di progetto è caratterizzata da una sezione trapezia di larghezza alla base di 4 m, altezza 2.5 m e pendenza delle sponde 1/1 realizzata in massi di cava di pezzatura non inferiore ai 1000 kg, collocati su un elemento di interposizione costituito da geotessile tessuto non tessuto di resistenza a trazione >18kN/m.

Per tutti gli scenari simulati si sono assunte le seguenti condizioni al contorno:

- monte: portata in ingresso costante pari ai valori di portata al colmo con tempo di ritorno di 200 anni ($23.15 \text{ m}^3/\text{s}$);
- immissione puntuale, nel solo stato di progetto, di portata a monte dell'attraversamento A33, per effetto delle acque di versante scaricate dal bacino minore denominato B1, di valore pari a $0.67 \text{ m}^3/\text{s}$ (le acque di piattaforma relative alle scarpate autostradali hanno un valore trascurabile pari a qualche l/s e pertanto non aumentano significativamente la portata defluente lungo il rio);
- valle: imposizione del moto uniforme con scala di deflusso.

La valutazione dei coefficienti di scabrezza è stata basata su dati di letteratura e sulle indicazioni rilevate durante i sopralluoghi sul tratto oggetto dell'analisi. In particolare, si è scelto di assumere:

- per la configurazione di stato attuale il valore di coefficiente di Gauckler-Strickler pari a $17 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, uniforme lungo il contorno bagnato essendo l'alveo contraddistinto dalla presenza di una fitta vegetazione;
- per la configurazione di progetto il valore di coefficiente di Gauckler-Strickler pari a $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

4.3. SIMULAZIONI IDRODINAMICHE

Per la verifica idraulica dell'attraversamento è stato implementato un modello numerico monodimensionale costituito dal codice MIKE 11 già descritto in precedenza.

L'analisi idraulica consiste nella verifica delle condizioni di deflusso del rio per portata con tempo di ritorno di 200 anni.

In Tabella 16, si riportano i parametri idrodinamici della simulazione di stato di fatto mentre nella Figura 7 è rappresentato graficamente il profilo longitudinale di corrente. In ALLEGATO 5 si riportano le sezioni trasversali di modello con la rappresentazione dei livelli idrici.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m^3/s	m/s	m^2	m	-
	1	0	217.70	0.94	218.64	218.81	23.15	1.85	12.52	23.06	0.80
	2	20	217.21	0.90	218.11	218.42	23.15	2.46	9.42	12.94	0.92
	3	40	216.45	1.05	217.50	217.73	23.15	2.14	10.81	15.81	0.83
	4	60	215.95	1.08	217.03	217.43	23.15	2.81	8.23	18.20	1.34
	5	80	215.11	0.81	215.92	216.14	23.15	2.07	11.17	20.71	0.90
	6	100	213.60	1.65	215.25	215.38	23.15	1.61	14.35	32.92	0.78
	7	120	213.14	1.59	214.73	215.09	23.15	2.65	8.72	19.30	1.26
	8	140	212.95	1.24	214.19	214.42	23.15	2.14	10.81	21.92	0.97
	9	160	212.60	0.96	213.56	213.75	23.15	1.91	12.09	24.18	0.86
	10	180	211.95	1.00	212.95	213.41	23.15	3.02	7.67	12.92	1.25
	11	200	210.57	1.07	211.64	212.21	23.15	3.34	6.93	11.69	1.39
	12	220	208.35	2.27	210.62	210.85	23.15	2.13	10.85	17.16	0.86
monte guado	13	226.4	208.53	2.03	210.56	210.64	23.15	1.23	18.85	23.59	0.44

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m ³ /s	m/s	m ²	m	-
valle guado	14	231.75	207.87	1.14	209.01	210.00	23.15	4.40	5.26	5.26	1.41
	15	235.88	207.29	1.35	208.64	209.61	23.15	4.35	5.32	6.26	1.51
	16	255.88	204.46	2.29	206.75	207.58	23.15	4.03	5.74	5.05	1.21
	17	283.89	202.36	2.37	204.73	205.11	23.15	2.72	8.50	5.48	0.70
	18	311.58	202.14	1.91	204.05	204.71	23.15	3.59	6.45	5.79	1.09
	19	340.53	202.10	1.19	203.29	203.51	23.15	2.10	11.02	11.59	0.69
	20	357.05	201.85	1.14	202.99	203.22	23.15	2.11	10.95	11.76	0.70
	21	380	201.57	1.08	202.65	202.80	23.15	1.73	13.41	13.71	0.56
	22	400	201.23	1.09	202.31	202.57	23.15	2.28	10.16	11.30	0.77
	23	420	200.38	1.53	201.91	202.15	23.15	2.17	10.65	8.99	0.64
	24	440	200.27	1.30	201.57	202.06	23.15	3.12	7.43	8.04	1.03
	25	463.07	199.10	1.74	200.84	201.75	23.15	4.22	5.48	5.29	1.33

Tabella 16 – Risultati della simulazione di “Stato attuale” (TR-200).

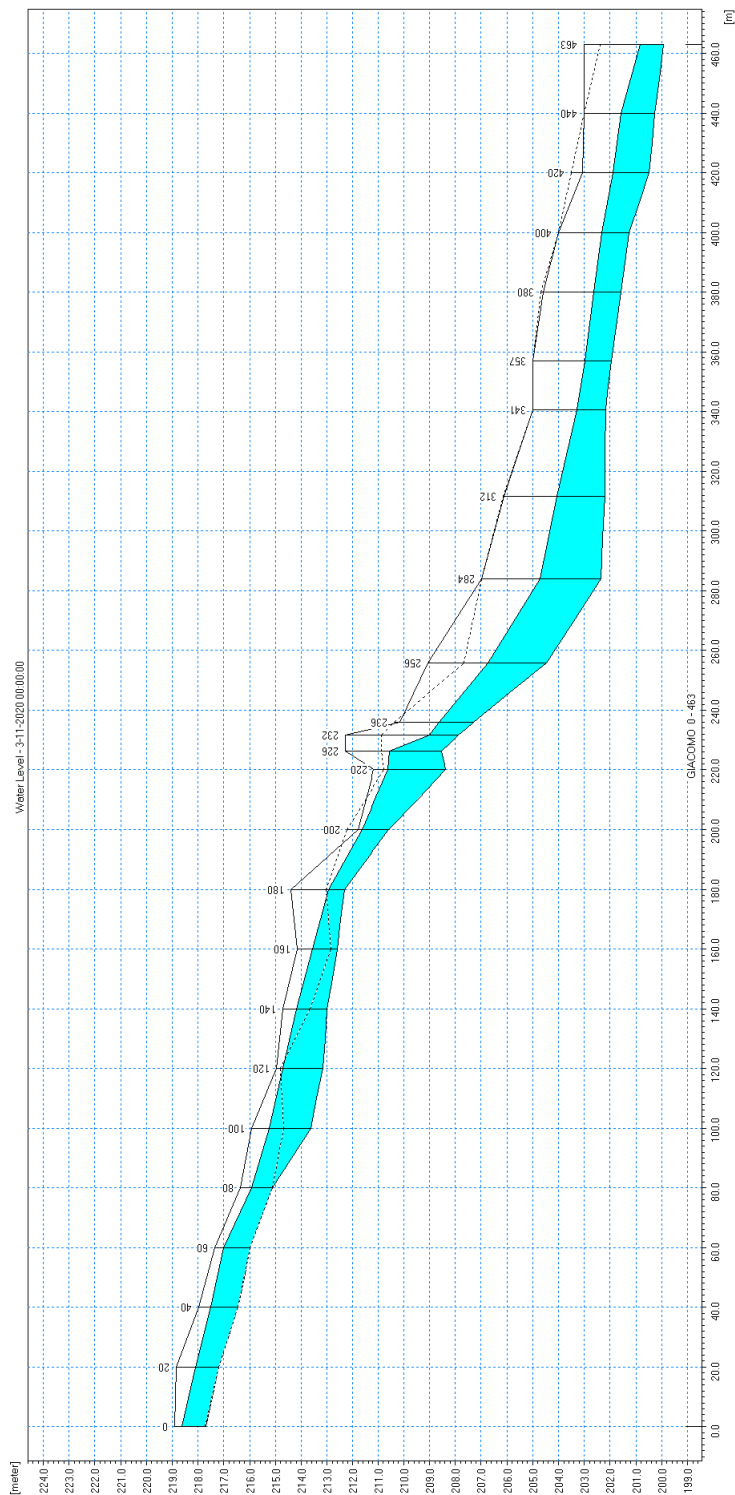


Figura 7 – Profilo longitudinale di corrente relativo allo scenario “Stato attuale” (TR 200).

In Tabella 17 si riportano i parametri idrodinamici della simulazione di progetto mentre in Figura 8 è rappresentato graficamente il profilo longitudinale di corrente. In ALLEGATO 6 si riportano le sezioni trasversali di modello con la rappresentazione dei livelli idrici.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude	Differenza con attuale
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m ³ /s	m/s	m ²	m	-	m
	1	0.00	217.70	0.94	218.64	218.81	23.15	1.85	12.52	23.06	0.80	0.00
	2	20.00	217.21	0.90	218.11	218.42	23.15	2.46	9.42	12.94	0.92	0.00
	3	40.00	216.45	1.05	217.50	217.73	23.15	2.14	10.81	15.81	0.83	0.00
	4	60.00	215.95	1.08	217.03	217.43	23.15	2.81	8.23	18.20	1.34	0.00
	5	80.00	215.11	0.81	215.92	216.14	23.15	2.07	11.17	20.71	0.90	0.00
	6	100.00	213.60	1.65	215.25	215.38	23.15	1.61	14.36	32.92	0.78	0.00
	7	120.00	213.14	1.59	214.73	215.09	23.15	2.65	8.72	19.31	1.26	0.00
	8	140.00	212.95	1.24	214.19	214.42	23.15	2.15	10.79	21.92	0.98	0.00
	9	160.00	212.60	0.96	213.56	213.75	23.15	1.93	11.99	24.16	0.88	0.00
	10	180.00	211.95	0.98	212.93	213.43	23.15	3.13	7.40	12.84	1.32	-0.02
	11	200.00	210.57	0.90	211.47	212.38	23.15	4.23	5.47	7.86	1.62	-0.17
inizio sistemazione in massi sciolti	12	220.00	208.35	1.53	209.88	210.83	23.15	4.31	5.37	7.43	1.62	-0.74
monte scatolare strada campestre	13	226.40	207.66	1.52	209.18	209.47	23.15	2.38	9.73	6.40	0.62	-1.38
valle scatolare strada campestre	14	231.75	207.08	0.95	208.03	208.77	23.15	3.81	6.07	6.40	1.25	-0.98
	15	235.88	206.93	1.00	207.93	208.77	23.15	4.07	5.69	6.01	1.34	-0.71
	16	255.88	206.27	0.99	207.26	208.43	23.82	4.79	4.97	5.99	1.68	0.51
monte scatolare A33 BxH=6X3 m	17	283.21	205.38	0.82	206.20	207.39	23.82	4.83	4.93	6.00	1.70	1.47
valle scatolare A33 BxH=6X3 m	18	321.71	204.13	0.77	204.90	206.25	23.82	5.16	4.62	6.00	1.88	0.85
	19	340.53	202.96	0.87	203.83	205.42	23.82	5.59	4.26	5.75	2.07	0.54
fine sistemazione in massi sciolti	20	357.05	201.95	1.12	203.07	203.94	23.82	4.14	5.76	6.25	1.38	0.08
	21	380.00	201.57	1.08	202.65	202.81	23.82	1.77	13.44	13.72	0.57	0.00
	22	400.00	201.23	1.10	202.33	202.60	23.82	2.30	10.37	11.36	0.77	0.02
	23	420.00	200.38	1.55	201.93	202.18	23.82	2.20	10.83	9.03	0.64	0.02

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude	Differenza con attuale
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m ³ /s	m/s	m ²	m	-	m
	24	440.00	200.27	1.32	201.59	202.09	23.82	3.14	7.58	8.09	1.04	0.02
	25	463.07	199.10	1.76	200.86	201.79	23.82	4.26	5.59	5.31	1.33	0.02

Tabella 17 – Risultati della simulazione di progetto (TR-200).

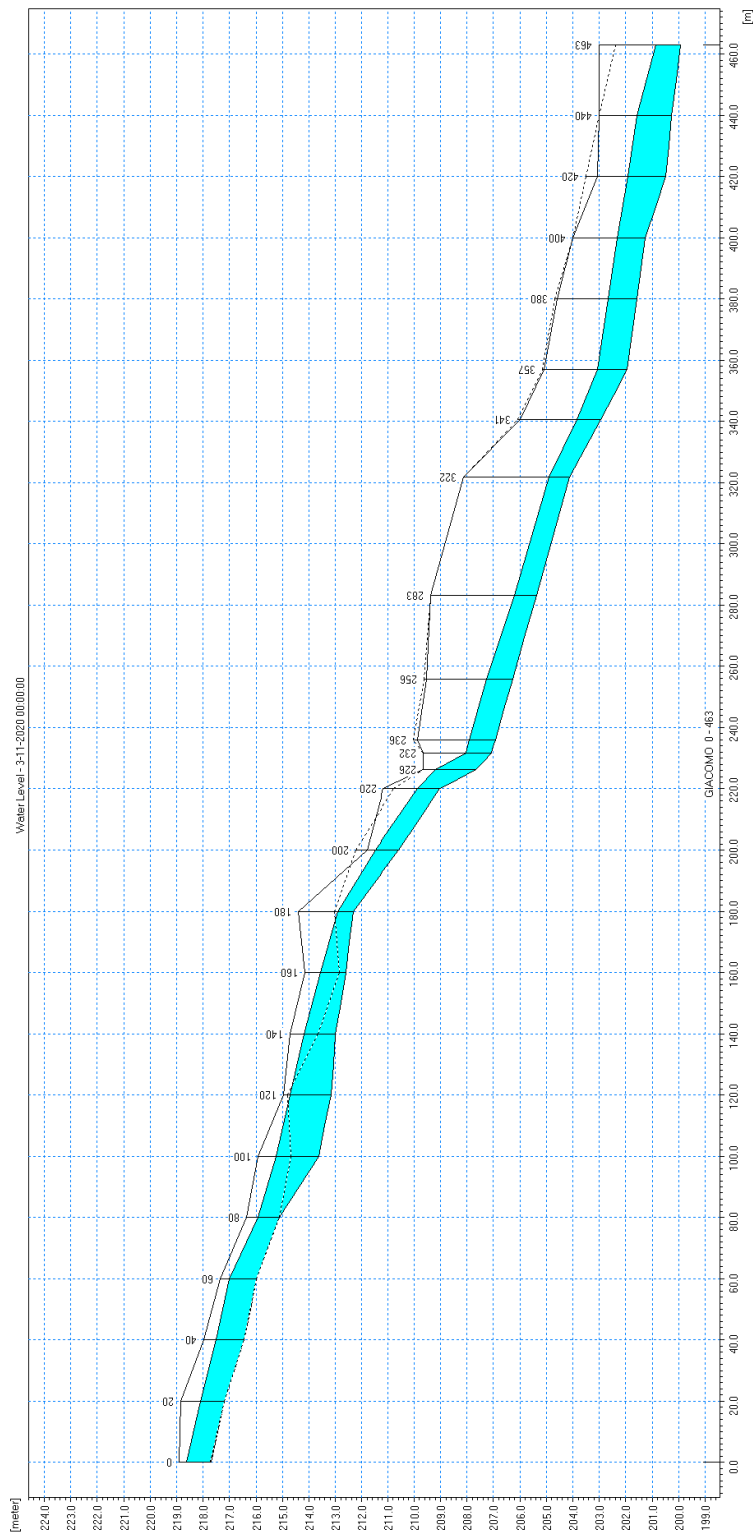


Figura 8 – Profilo longitudinale di corrente relativo allo scenario progetto (TR 200).

Nello stato attuale la portata con tempo di ritorno 200 anni esonda in sinistra idraulica nelle sezioni del tratto iniziale a monte; la portata esondata defluisce lungo la porzione di piano campagna sinistro per poi rientrare in alveo nella sezione di attraversamento autostradale. Si registra inoltre il sormonto dell'attraversamento della strada campestre localizzato tra le sezioni 13 e 14; in particolare nella sezione di monte (13) il livello idrico ha una quota di 210.56 m s.m. a fronte di una quota di piano viabile di 210.23 m s.m., ne consegue un sormonto dell'attraversamento di 0.33 m.

Nello scenario di progetto la piena bicentenaria transita sempre contenuta nella sezione sistemata, con velocità comprese tra 1.2 e 4.4 m/s secondo un moto prossimo allo stato critico, caratteristico dei corsi d'acqua a regime torrentizio.

Il manufatto scatolare di dimensioni BxH=6.0x2.3 m (intradosso a quota 209.96 m s.m.) risulta adeguato idraulicamente al transito della piena bicentenaria in quanto (in congruenza con le prescrizioni per i tombini riportate nel D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni") possiede un franco idraulico di sicurezza:

- di 0.78 m se calcolato rispetto al livello idrico avente quota 209.18 m s.m.,
- di 0.49 m se calcolato rispetto al carico totale, a quota 209.47 m s.m.,
- risulta inoltre riempito per una quantità non superiore ai 2/3 della sua altezza.

Il manufatto autostradale, costituito da uno scatolare di dimensioni BxH=6.0x3.0 m (intradosso a quota 208.38 m s.m.) risulta adeguato idraulicamente al transito della piena bicentenaria in quanto possiede un franco idraulico di sicurezza pari a:

- 2.18 m, se calcolato rispetto al livello idrico pari a 206.20 m s.m.,
- 1.0 m se calcolato rispetto al rispetto al carico totale, a quota 207.38 m s.m.

La valutazione degli effetti degli interventi in progetto è stata condotta confrontando i risultati della simulazione dello scenario attuale con quelli delle simulazioni dello scenario di progetto.

In particolare è possibile evincere che:

- vi è un abbassamento dei livelli idrici nelle sezioni a monte del tratto sistemato (pochi centimetri); nel tratto sistemato invece, in ragione della riprofilatura della sezione e del fondo alveo previste, si ha alternativamente un aumento e abbassamento dei livelli rispetto allo stato attuale; per tutta la parte restante di valle vi è un impercettibile aumento dei livelli idrici per effetto dell'aumento di portata dovuto all'apporto di piena del bacino minore denominato B1;
- le velocità nel tratto sistemato non aumentano significativamente rispetto allo stato attuale e comunque il rivestimento dell'alveo in progetto ne garantisce la protezione.

5. ANALISI IDRAULICA IMPLUVIO (OPERA 3)

5.1. DESCRIZIONE DELL'INTERFERENZA

Il tracciato in progetto attraversa il rio in esame con un ponte di luce 40 m alla progr. Km 2+183.

5.2. ASSETTO GEOMETRICO DELL'ALVEO

La geometria dell'attraversamento denominato OPERA 3, alla prog. 2 +183 è stata descritta sulla base del rilievo celerimetrico reso disponibile da SINA.

I tracciati planimetrici del rio Impluvio nella configurazione attuale e di progetto sono tra loro coincidenti, in quanto la sistemazione prevista non prevede alcuna modifica dell'asse del corso d'acqua, ma soltanto una sua riprofilatura integrata con opere di difesa in alveo.

I modelli di stato attuale e di progetto, sono costituiti da 14 sezioni trasversali che rappresentano in dettaglio la geometria del rio; nella tabella seguente viene rappresentato tabularmente il profilo longitudinale in cui vengono indicate il nome della sezione, la progressiva metrica, l'inizio e la fine della sistemazione e la localizzazione dell'attraversamento autostradale A33.

Note	Sezione	Progressiva
-	-	m
	1	0.00
	2	20.01
	3	40.00
	4	60.00
inizio sistemazione	5	80.00
monte attraversamento A33	6	98.43
valle attraversamento A33	7	127.12
fine sistemazione	8	147.12
	9	167.12
	10	187.13
	11	206.88
strada campestre	11.1	210.90
strada campestre	11.2	213.90
	12	227.18

Tabella 18 – Profilo longitudinale del Rio Impluvio nello stato attuale e di progetto

In Figura 9 si riporta la planimetria del tratto simulato con indicate le sezioni del modello numerico schematicamente il tracciato dell'autostrada A33.

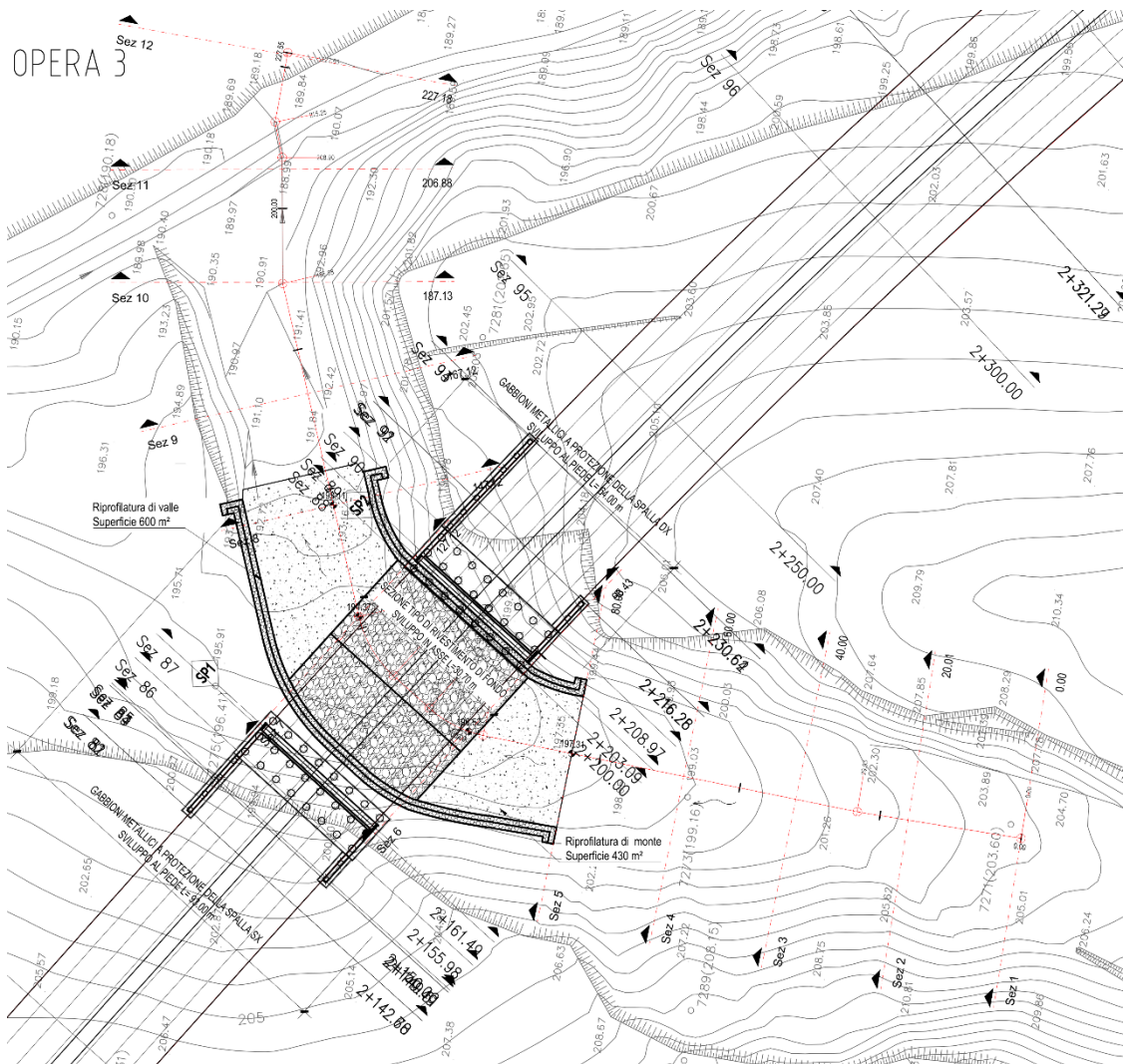


Figura 9 – Planimetria del tratto oggetto di analisi idraulica.

La sistemazione in progetto è prevista dalla Sez.5 alla Sez.8 con una lunghezza complessiva di circa 67 m.

Il nuovo assetto di progetto è caratterizzato idraulicamente da 2 livellette con pendenze medie rispettivamente del 9.0% nel tratto tra le sezioni Sez_5 e Sez_6 (di lunghezza pari a circa 18.5 m), e circa del 5.0% nel tratto tra le sezioni Sez_6 e Sez_8 (di lunghezza pari a circa 48.7 m).

La sistemazione consiste in un rivestimento di fondo in massi di cava di pezzatura non inferiore ai 1000 kg, disposti con savanella centrale di altezza 0.50 m circa, collocati su un elemento di interposizione costituito da geotessile tessuto non tessuto di resistenza a trazione >18 kN/m e nella protezione delle

spalle mediante gabbioni metallici sovrapposti di altezza 1,5 m. I tratti di raccordo di monte e di valle saranno realizzati mediante riprofilatura con materiale di risulta degli scavi.

A valle dell'attraversamento autostradale in progetto è presente un attraversamento esistente (strada campestre), costituito da un tombino circolare di diametro 500 mm, inadeguato idraulicamente allo smaltimento della portata bicentenaria.

Per tutti gli scenari simulati si sono assunte le seguenti condizioni al contorno:

- monte: portata in ingresso costante con tempo di ritorno di 200 anni di valore al colmo pari a 17.65 m³/s;
- valle: imposizione del moto uniforme con scala di deflusso.

La valutazione dei coefficienti di scabrezza è stata basata su dati di letteratura e sulle indicazioni rilevate durante i sopralluoghi sul tratto oggetto dell'analisi. Si è scelto di assumere:

- per la configurazione di "Stato attuale" il valore di coefficiente di Gauckler-Strickler pari a 17 m^{1/3}/s, uniforme lungo il contorno bagnato essendo l'alveo contraddistinto dalla presenza di una fitta vegetazione;
- per la configurazione di progetto il valore di coefficiente di Gauckler-Strickler pari a 30 m^{1/3}/s.

5.3. SIMULAZIONI IDRODINAMICHE

Per la verifica idraulica è stato implementato un modello monodimensionale costituito dal codice MIKE 11 sopra descritto.

L'analisi idraulica consiste nella verifica delle condizioni di deflusso del rio per portata con tempo di ritorno di 200 anni.

In Tabella 19 si riportano i parametri idrodinamici della simulazione di stato di fatto mentre nella Figura 10 è rappresentato graficamente il profilo longitudinale di corrente. In ALLEGATO 7 si riportano le sezioni trasversali di modello con la rappresentazione dei livelli idrici.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m ³ /s	m/s	m ²	m	-
	1	0.00	203.95	0.46	204.41	204.76	17.65	2.63	6.70	19.30	1.43
	2	20.01	202.14	0.58	202.72	203.12	17.65	2.80	6.31	17.45	1.49
	3	40.00	200.49	0.55	201.04	201.39	17.65	2.61	6.77	19.20	1.40
	4	60.00	198.97	0.52	199.49	199.82	17.65	2.55	6.92	18.60	1.34
	5	80.00	197.45	0.65	198.10	198.37	17.65	2.28	7.74	19.00	1.14
	6	98.43	196.35	0.64	196.99	197.21	17.65	2.06	8.58	20.44	1.01
	7	127.12	194.99	0.64	195.63	195.97	17.65	2.59	6.81	19.22	1.39
	8	147.12	193.09	0.61	193.70	193.99	17.65	2.40	7.36	22.46	1.34
	9	167.12	191.05	0.87	191.92	192.16	17.65	2.16	8.16	16.09	0.97
	10	187.13	190.33	0.77	191.10	191.28	17.65	1.86	9.48	17.72	0.81

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m ³ /s	m/s	m ²	m	-
	11	206.88	189.14	1.53	190.67	190.69	17.65	0.67	26.18	34.86	0.25
strada campestre	11.1	210.90	189.13	1.50	190.63	190.69	17.65	1.06	16.72	24.61	0.41
strada campestre	11.2	213.90	189.12	1.25	190.37	190.51	17.65	1.67	10.60	23.23	0.79
	12	227.18	189.06	1.07	190.13	190.16	17.65	0.73	24.02	37.79	0.29

Tabella 19 Risultati della simulazione di “Stato attuale” (TR-200).

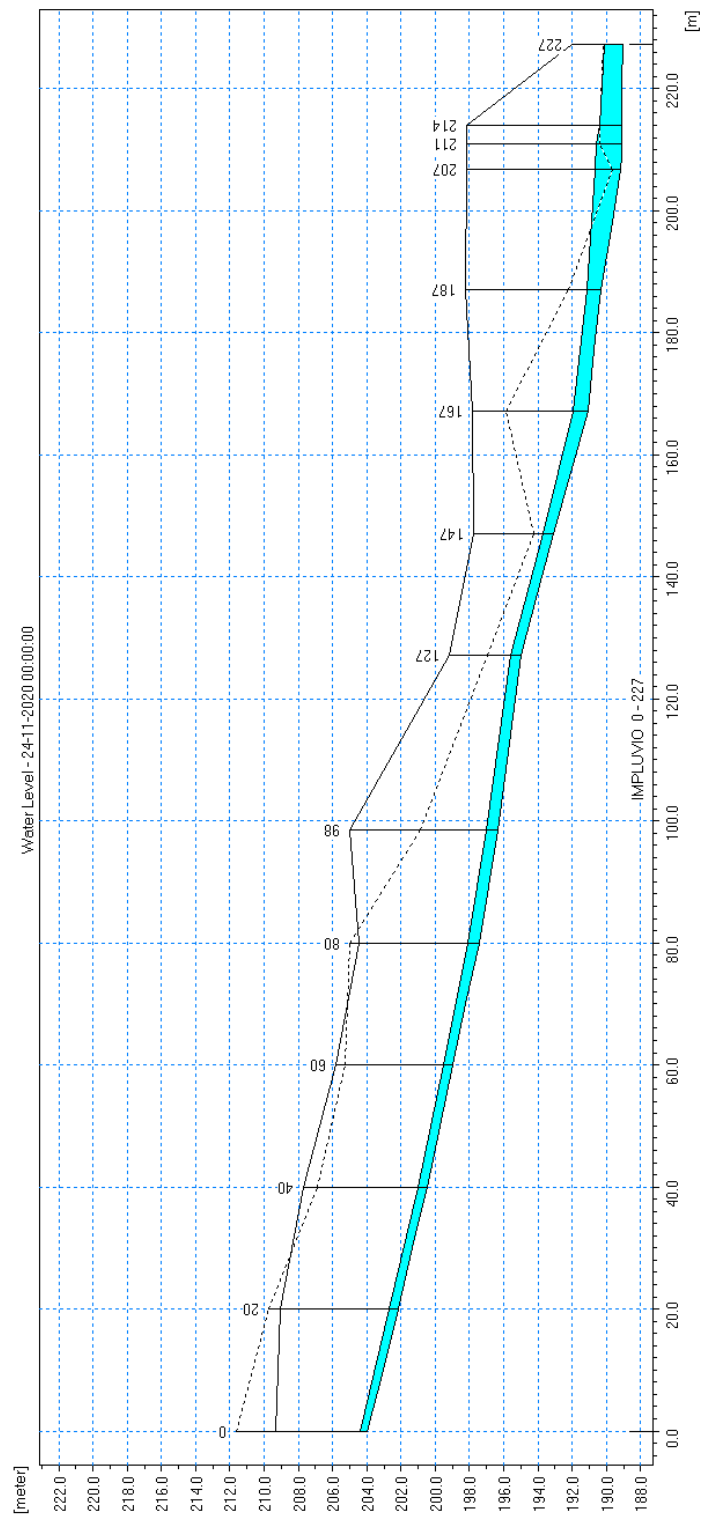


Figura 10 – Profilo longitudinale di corrente relativo allo scenario “Stato attuale” (TR 200).

In Tabella 20 si riportano i parametri idrodinamici della simulazione di progetto mentre nella Figura 11 è rappresentato graficamente il profilo longitudinale di corrente. In ALLEGATO 8 si riportano le sezioni trasversali di modello con la rappresentazione dei livelli idrici.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude	Differenza con attuale
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m ³ /s	m/s	m ²	m	-	m
	1	0.00	203.95	0.46	204.41	204.76	17.65	2.63	6.70	19.30	1.43	0.00
	2	20.01	202.14	0.58	202.72	203.12	17.65	2.80	6.31	17.45	1.49	0.00
	3	40.00	200.49	0.55	201.04	201.39	17.65	2.61	6.77	19.20	1.40	0.00
	4	60.00	198.97	0.52	199.49	199.82	17.65	2.55	6.92	18.59	1.33	0.00
inizio sistemazione	5	80.00	197.31	0.47	197.78	198.57	17.65	3.93	4.49	18.87	2.57	-0.32
monte attraversamento A33	6	98.43	195.66	0.56	196.22	196.54	17.65	2.52	7.00	28.45	1.62	-0.77
valle attraversamento A33	7	127.12	194.37	0.51	194.88	195.35	17.65	3.02	5.84	22.43	1.89	-0.75
fine sistemazione	8	147.12	193.10	0.49	193.59	194.28	17.65	3.69	4.78	18.33	2.31	-0.11
	9	167.12	191.05	0.87	191.92	192.16	17.65	2.16	8.16	16.09	0.97	0.00
	10	187.13	190.33	0.77	191.10	191.28	17.65	1.86	9.48	17.72	0.81	0.00
	11	206.88	189.14	1.53	190.67	190.69	17.65	0.67	26.21	34.86	0.25	0.00
strada campestre	11.1	210.90	189.13	1.50	190.63	190.69	17.65	1.06	16.72	24.61	0.41	0.00
strada campestre	11.2	213.90	189.12	1.25	190.37	190.51	17.65	1.67	10.59	23.23	0.79	0.00
	12	227.18	189.06	1.07	190.13	190.16	17.65	0.73	24.02	37.79	0.29	0.00

Tabella 20 Risultati della simulazione di progetto (TR-200).

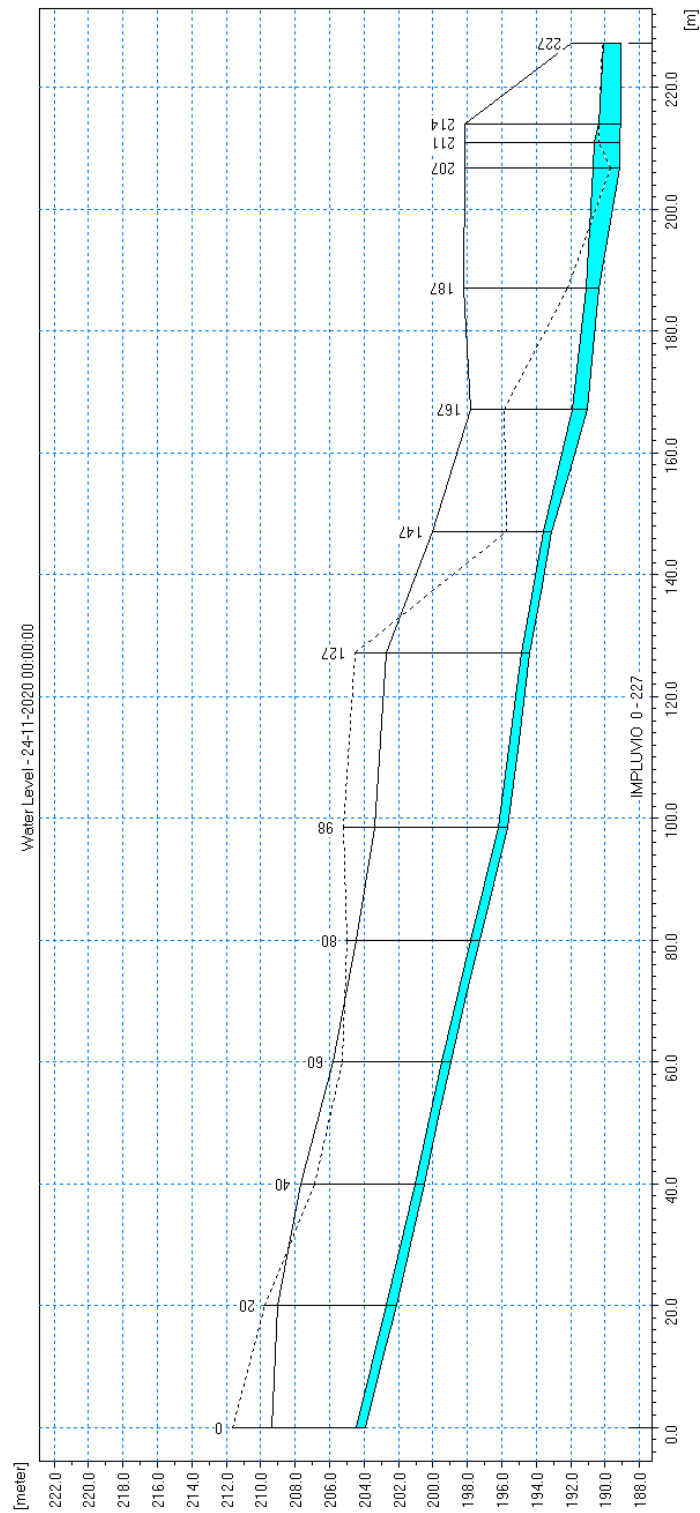


Figura 11 – Profilo longitudinale di corrente relativo allo scenario progetto (TR 200).

Nello stato attuale la portata con tempo di ritorno 200 anni transita nel rio contenuta tra gli orli di terrazzo presenti; a valle dell'attraversamento autostradale è presente, come già detto in precedenza, una stradina campestre che attraversa il rio tramite una tubazione di diametro 500 mm fortemente inadeguata a smaltire la portata di riferimento; nelle simulazioni idrauliche pertanto, in ragione di una possibile occlusione del manufatto circolare per effetto del materiale flottante trasportato dalla corrente, si è cautelativamente schematizzata la strada come una "weir" (briglia) in modo da massimizzare gli effetti di rigurgito indotti verso monte nel tratto sistemato per l'attraversamento A33. Malgrado il sormonto della strada campestre da parte della piena per una quantità di 0.62 m (livello idrico di 190.63 m s.m. nella sezione 11.1 a fronte di un piano viabile di 190.01 m s.m.) il tratto di monte risulta non influenzato dall'innalzamento dei livelli idrici, grazie alla elevata pendenza di fondo.

La valutazione degli effetti degli interventi in progetto è stata condotta confrontando i risultati della simulazione dello scenario attuale con quelli delle simulazioni dello scenario di progetto.

In particolare è possibile evincere che:

- sia nello stato attuale che in quello di progetto, il moto avviene in corrente veloce tra le sezioni 1 e 8, per poi passare a valori di corrente lenta per effetto dell'ostacolo offerto dalla strada campestre;
- nello stato di progetto si osserva un abbassamento dei livelli idrici unicamente nel tratto sistemato in ragione della riprofilatura della sezione e del fondo alveo; per tutta la parte restante del tratto non si osservano variazioni del profilo idrico;
- le velocità nel tratto sistemato non aumentano significativamente rispetto allo stato attuale.

Il manufatto di attraversamento è costituito da un ponte di luce pari a 40 m con intradosso inclinato in direzione Asti; in particolare la quota di intradosso minima in corrispondenza della spalla destra è pari a 203.50 m s.m. Il livello idrico bicentenario è pari a 196.22 m s.m. nella sezione a monte dell'attraversamento (sez.6); si evince pertanto che l'attraversamento Opera 3, possiede un franco idraulico di sicurezza di 7.28 m. L'attraversamento è pertanto idraulicamente verificato.

6. ANALISI IDRAULICA INTERFERENZA CON IL CANALE ERGA/VERDUNO

Per l'ottimizzazione della risoluzione dell'interferenza tra l'autostrada in progetto AT-CN e il Canale di Verduno è stata proposta la deviazione di quest'ultimo per un breve tratto immediatamente a valle della centrale di Verduno, di proprietà ENEL.

Le attività descritte nel presente documento sono relative alle analisi idrodinamiche di dettaglio per verificare e dimostrare l'invarianza del nuovo tracciato rispetto all'attuale, in termini di livello idrico a valle della centrale (ovvero di salto idraulico valorizzabile dalla stessa).

L'analisi idraulica alla base delle verifiche oggetto del presente studio è stata condotta mediante allestimento di un modello idrodinamico utilizzando il software MIKE Flood del DHI.

In particolare è stato allestito un modello numerico monodimensionale (mediante il software MIKE11 del DHI) dell'intero canale nel tratto compreso tra le centrali "in cascata" di Verduno e di Roddi, nella configurazione di stato attuale, per la ricostruzione dei livelli idrici che si instaurano nel corpo idrico nelle condizioni di ordinaria regolazione in presenza della portata di concessione di 20 m³/s.

È stato quindi allestito un modello bidimensionale di elevato dettaglio (mediante il codice MIKE21 del DHI) del solo tratto oggetto di deviazione, per il confronto accurato tra le configurazioni di stato attuale e progetto; esso assume come condizione di valle il livello idrico nel canale definito dal modello 1D (mediante il codice MIKE11 del DHI).

Le verifiche idrauliche sono state fatte a fondo fisso in condizioni di moto stazionario per la portata massima di concessione pari a 20 m³/s.

Le simulazioni sono state eseguite per lo Stato Attuale, associato alla configurazione esistente, e lo Stato di Progetto, relativo alla deviazione planimetrica del canale a valle dell'impianto idroelettrico di Verduno.

6.1. MODELLO MONODIMENSIONALE MIKE 11

Il modello idrodinamico monodimensionale (MIKE11) descrive il canale di Verduno che collega la centrale idroelettrica di Verduno con quella di Roddi.

Il modello è stato allestito con l'obiettivo principale di ricostruire i livelli idrici che si instaurano nel corpo idrico nelle condizioni di ordinaria regolazione principale e di definire il livello idrico da assumere come condizione al contorno di valle del modello bidimensionale esteso al tratto oggetto di deviazione.

Per completezza di analisi, il modello monodimensionale è stato esteso anche alla geometria dello Stato di Progetto definendo le possibili differenze di livello previste da tale modellazione per tale configurazione rispetto allo Stato Attuale.

6.1.1. Schematizzazione del modello numerico

Il tratto modellato del canale nello Stato Attuale ha una lunghezza complessiva di 3686 m mentre quello nello Stato di Progetto ha una lunghezza complessiva pari a 3699 m.

Per la descrizione della geometria si sono utilizzate le sezioni trasversali ricavate dal rilievo topografico celerimetrico alla base del progetto autostradale, integrato con le indicazioni fornite da ENEL relativamente alla geometria del canale.

Per la descrizione della geometria del tratto di canale oggetto di progettazione si sono ipotizzate delle sezioni trapezoidali, di base minore pari a 16 m e base maggiore pari a 17 m con altezza pari a 3.2 m. Il nuovo canale di progetto risulta 13 m più lungo del canale attuale dovuto al suo andamento debolmente sinuoso.

Per aumentare il dettaglio della rappresentazione idrodinamica, le sezioni sono state infittite tramite interpolazione.

La rappresentazione planimetrica dell'asse del modello monodimensionale MIKE11 è rappresentata in Figura 12. Il rettangolo giallo rappresenta il dominio di calcolo del modello 2D (MIKE21).



Figura 12 - Rappresentazione planimetrica dell'asse del modello monodimensionale (MIKE 11). Il rettangolo giallo rappresenta il dominio di calcolo del modello 2D (MIKE21).

6.1.2. Parametri idraulici e condizioni al contorno

Le simulazioni sono state condotte in condizioni di moto stazionario assumendo le seguenti condizioni al contorno.

- Condizione al contorno di monte: portata costante nel tempo pari al valore di massima concessione, $20 \text{ m}^3/\text{s}$, nella sezione iniziale del canale, al confine del dominio di calcolo.
- Condizione al contorno di valle: livello idrico ricavato dagli elaborati ENEL in corrispondenza dell'ingresso nella centrale di Roddi e imposto nella sezione terminale del tratto analizzato.

Il modello di simulazione monodimensionale, oltre alla descrizione geometrica, necessita della definizione della scabrezza, che rappresenta all'interno delle equazioni del moto il parametro che regola le perdite di energia distribuite, in primo luogo quelle per attrito sul fondo e sulle sponde del canale.

Nelle simulazioni si è considerato un valore medio del coefficiente di scabrezza K_s di Strickler pari a $33 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Tale valore è stato ottenuto da una fase di calibrazione del modello in modo da ottenere (a meno di minimi scostamenti entro il range di precisione del modello – pochi cm) il livello idrico indicato allo scarico della centrale di Verduno dagli elaborati ENEL imponendo come condizione di valle il livello idrico della centrale di Roddi.

Da notare come i livelli idrici indicati alla centrale di Verduno e di Roddi sono rappresentati in un sistema di quote assolute riferito a caposaldi locali. Per renderle congruenti con il rilievo topografico di base utilizzato per il progetto autostradale è stato necessario operare una traslazione rigida di $+0.43 \text{ m}$. Il livello idrico di regolazione a monte della centrale di Roddi risulta dunque pari a 179.96 m s.m. ($179.53 \text{ m s.m.} + 0.43 \text{ m}$), mentre quello allo scarico della centrale di Verduno a 181.15 m s.m. ($180.72 \text{ m s.m.} + 0.43 \text{ m}$).

6.1.3. Risultati delle simulazioni modello 1D

La Figura 13 e la Figura 14 riportano la rappresentazione grafica del profilo della superficie libera nel tratto in esame nello Stato Attuale e nello Stato di Progetto per la portata Q di $20 \text{ m}^3/\text{s}$.

In Tabella 21 e in Tabella 22 sono indicati, per lo Stato Attuale e per lo Stato di Progetto e in corrispondenza delle sezioni trasversali del modello monodimensionale, i parametri caratterizzanti i valori del profilo di corrente.

ID Sez.	Progressiva	Fondo alveo	Portata	Livello idrico	Tirante	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Velocità	Froude	Carico totale
-	m	m s.m.	(m^3/s)	(m s.m.)	(m)	(m^2)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
SEZ_1	0.00	179.11	20.00	181.16	2.05	25.89	12.60	0.77	0.17	181.20
SEZ_6	72.00	179.10	20.00	181.16	2.06	34.12	17.97	0.59	0.14	181.18
SEZ_7	118.20	179.08	20.00	181.16	2.08	38.44	20.22	0.52	0.12	181.17

ID Sez.	Progressiva	Fondo alveo	Portata	Livello idrico	Tirante	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Velocità	Froude	Carico totale
-	m	m s.m.	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m ²)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
SEZ_8	178.20	179.04	20.00	181.14	2.10	30.08	16.15	0.66	0.16	181.16
SEZ_9	238.00	179.03	20.00	181.13	2.10	29.54	15.67	0.68	0.16	181.15
SEZ_10	278.60	179.03	20.00	181.12	2.09	30.36	16.30	0.66	0.15	181.14
SEZ_12	360.90	179.03	20.00	181.11	2.08	31.28	17.39	0.64	0.15	181.13
SEZ_13	436.80	179.02	20.00	181.09	2.07	28.52	16.58	0.70	0.17	181.11
SEZ_14	534.30	179.01	20.00	181.07	2.06	30.36	17.60	0.66	0.16	181.09
SEZ_15	679.30	179.01	20.00	181.02	2.01	27.06	15.88	0.74	0.18	181.05
SEZ_16	750.60	179.00	20.00	181.00	2.00	24.31	13.62	0.82	0.20	181.03
SEZ_17	806.40	178.99	20.00	180.97	1.98	22.62	13.47	0.88	0.22	181.01
SEZ_18	861.50	178.98	20.00	180.96	1.98	25.15	15.34	0.80	0.20	180.99
SEZ_19	991.90	178.96	20.00	180.95	1.99	38.59	23.91	0.52	0.13	180.96
SEZ_20	1131.40	178.93	20.00	180.92	1.99	35.88	23.16	0.56	0.14	180.94
SEZ_21	1283.20	178.91	20.00	180.88	1.97	26.74	15.27	0.75	0.18	180.91
SEZ_22	1426.00	178.88	20.00	180.84	1.96	27.52	15.72	0.73	0.18	180.87
SEZ_23	1542.90	178.86	20.00	180.82	1.96	30.39	17.36	0.66	0.16	180.84
SEZ_24	1656.50	178.84	20.00	180.79	1.95	29.40	16.92	0.68	0.16	180.82
SEZ_25	1817.90	178.81	20.00	180.75	1.94	28.00	15.90	0.71	0.17	180.78
SEZ_26	1933.00	178.79	20.00	180.71	1.92	24.00	14.01	0.83	0.20	180.74
SEZ_27	2078.70	178.77	20.00	180.66	1.89	25.34	14.85	0.79	0.19	180.69
SEZ_28	2146.40	178.76	20.00	180.64	1.88	26.64	15.34	0.75	0.18	180.67
SEZ_29	3506.90	178.53	20.00	180.08	1.55	20.70	13.76	0.97	0.25	180.12
SEZ_30	3592.80	178.51	20.00	180.03	1.52	21.14	14.88	0.95	0.25	180.07
SEZ_31	3642.90	178.51	20.00	179.99	1.48	20.92	14.09	0.96	0.25	180.04
SEZ_32	3686.00	178.50	20.00	179.96	1.46	19.77	13.54	1.01	0.27	180.01

Tabella 21 – Principali parametri idrodinamici nel tratto in esame nello Stato Attuale, portata $Q=20$ m³/s. Non sono qui indicate le sezioni interpolate.

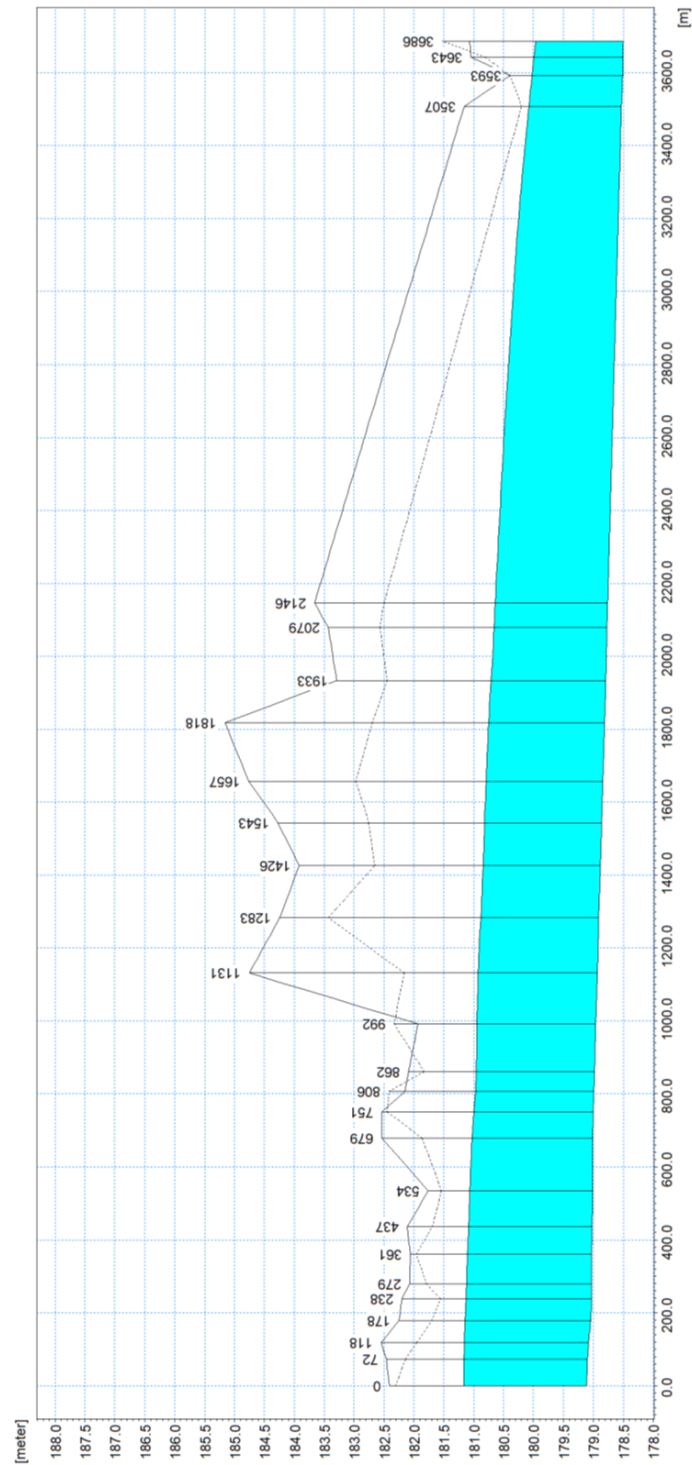


Figura 13 – Profilo della superficie libera nel tratto in esame nello Stato Attuale, portata $Q=20 \text{ m}^3/\text{s}$.

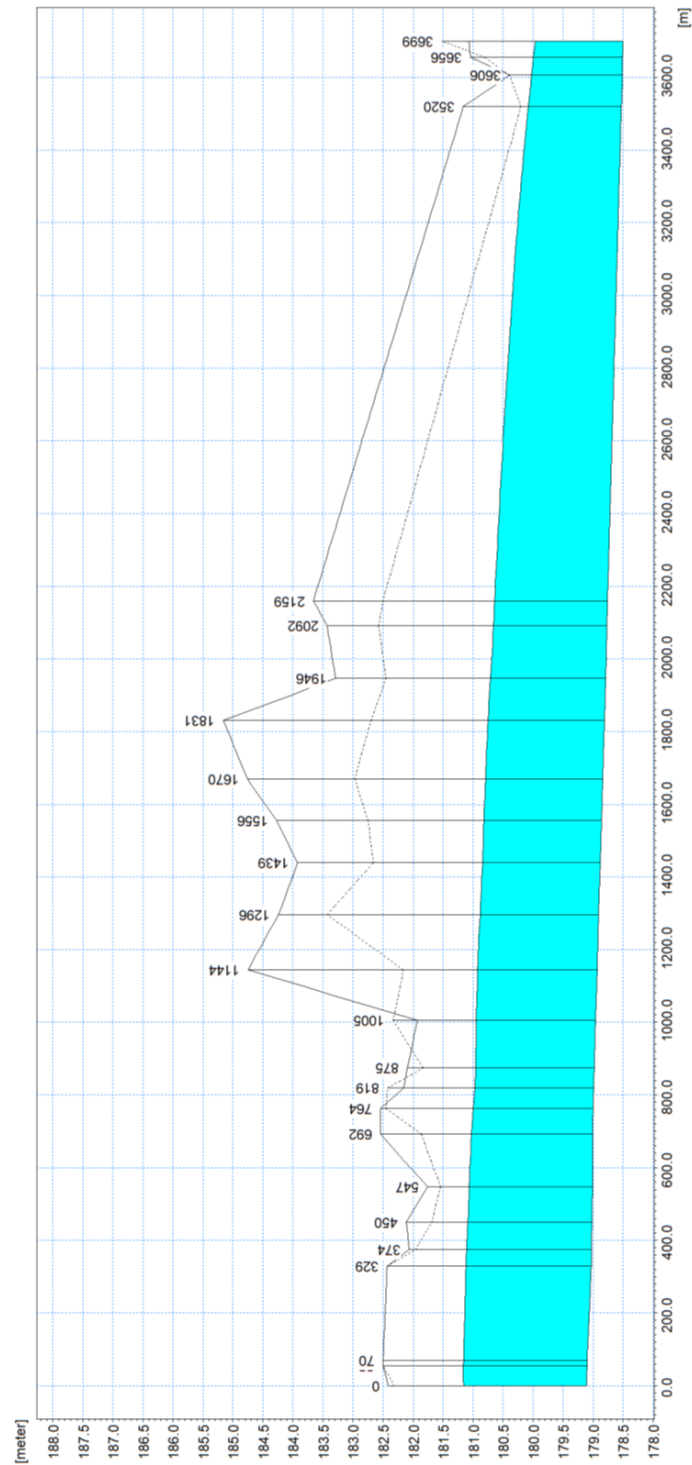


Figura 14 – Profilo della superficie libera nel tratto in esame nello Stato di Progetto, portata $Q=20 \text{ m}^3/\text{s}$.

ID Sez.	Progressiva	Fondo alveo	Portata	Livello idrico	Tirante	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Velocità	Froude	Carico totale
-	m	m s.m.	(m ³ /s)	(m s.m.)	(m)	(m ²)	(m)	(m/s)	(-)	(m s.m.)
SEZ_1	0.00	179.11	20.00	181.17	2.06	25.81	12.60	0.77	0.17	181.20
SEZ_5	55.40	179.10	20.00	181.17	2.07	41.96	20.61	0.48	0.11	181.18
SEZ_6	69.80	179.10	20.00	181.16	2.06	33.56	16.61	0.60	0.13	181.18
SEZ_11b	329.30	179.03	20.00	181.12	2.09	34.03	16.61	0.59	0.13	181.13
SEZ_12	374.10	179.03	20.00	181.11	2.08	31.28	17.39	0.64	0.15	181.13
SEZ_13	449.70	179.02	20.00	181.09	2.07	28.52	16.58	0.70	0.17	181.11
SEZ_14	547.20	179.01	20.00	181.07	2.06	30.36	17.60	0.66	0.16	181.09
SEZ_15	692.20	179.01	20.00	181.03	2.02	27.06	15.88	0.74	0.18	181.05
SEZ_16	763.50	179.00	20.00	181.00	2.00	24.31	13.62	0.82	0.20	181.03
SEZ_17	819.30	178.99	20.00	180.97	1.98	22.62	13.47	0.88	0.22	181.01
SEZ_18	874.50	178.98	20.00	180.96	1.98	25.16	15.34	0.80	0.20	180.99
SEZ_19	1004.90	178.96	20.00	180.95	1.99	38.60	23.91	0.52	0.13	180.96
SEZ_20	1144.40	178.93	20.00	180.92	1.99	35.88	23.16	0.56	0.14	180.94
SEZ_21	1296.10	178.91	20.00	180.88	1.97	26.74	15.27	0.75	0.18	180.91
SEZ_22	1439.00	178.88	20.00	180.84	1.96	27.53	15.72	0.73	0.18	180.87
SEZ_23	1555.80	178.86	20.00	180.82	1.96	30.39	17.36	0.66	0.16	180.84
SEZ_24	1669.50	178.84	20.00	180.79	1.95	29.40	16.92	0.68	0.16	180.82
SEZ_25	1830.80	178.81	20.00	180.75	1.94	28.00	15.90	0.71	0.17	180.78
SEZ_26	1946.00	178.79	20.00	180.71	1.92	24.01	14.01	0.83	0.20	180.74
SEZ_27	2091.70	178.77	20.00	180.66	1.89	25.34	14.85	0.79	0.19	180.69
SEZ_28	2159.30	178.76	20.00	180.64	1.88	26.64	15.34	0.75	0.18	180.67
SEZ_29	3519.80	178.53	20.00	180.08	1.55	20.70	13.76	0.97	0.25	180.12
SEZ_30	3605.80	178.51	20.00	180.03	1.52	21.14	14.88	0.95	0.25	180.07
SEZ_31	3655.80	178.51	20.00	179.99	1.48	20.92	14.09	0.96	0.25	180.04
SEZ_32	3699.00	178.50	20.00	179.96	1.46	19.77	13.54	1.01	0.27	180.01

Tabella 22 – Principali parametri idrodinamici nel tratto in esame nello Stato di Progetto, portata Q=20 m³/s. Non sono qui indicate le sezioni interpolate.

Si può notare come la corrente nel canale risulti lenta con numeri di Froude che non superano il valore di 0.3 e velocità che variano tra 0.5 m/s e 1 m/s. Il valore di profondità della corrente risulta minimo e pari a 1.46 m nella sezione di valle in cui è imposta la condizione al contorno e varia tra 2.05 m e 2.10 m nel tratto di monte, oggetto di intervento.

L'analisi svolta mostra profili idrici nel canale praticamente sovrapponibili tra le condizioni di Stato Attuale e Stato di Progetto, a meno di minimi scostamenti entro il range di precisione del modello – pochi cm nell'area oggetto di intervento.

In termini di livello idrico subito a valle della centrale risulta pari a 181.16 m s.m. nello Stato Attuale e 181.17 m s.m. nello Stato di Progetto.

6.2. MODELLO BIDIMENSIONALE MIKE 21

Il modello bidimensionale di elevato dettaglio (mediante il codice MIKE21 del DHI) si estende nel solo tratto oggetto di deviazione per il confronto accurato tra le configurazioni di Stato attuale e Progetto. La condizione di valle il livello idrico nel canale definito dal modello 1D è utilizzata come condizione al contorno.

6.2.1. Schematizzazione del modello numerico

Nel modello bidimensionale alle differenze finite MIKE21 la descrizione geometrica del terreno è rappresentata definendo la quota media del terreno in ogni cella di calcolo. Tale valore è usualmente calcolato mediante tecniche di interpolazione stabilendo una dimensione di cella a partire dalle basi topografiche disponibili. Nel caso in esame si è utilizzata come base topografica di partenza il modello digitale del terreno creato dall'interpolazione delle sezioni del modello monodimensionale.

La definizione della dimensione del passo spaziale della griglia rettangolare, da utilizzare per la messa a punto del modello, è un passaggio fondamentale nella sua realizzazione ed influenza direttamente i tempi di calcolo e l'accuratezza spaziale della soluzione. Aumentando le dimensioni del passo della griglia diminuiscono i tempi di calcolo, ma diminuisce anche l'accuratezza dei risultati. La scelta deve quindi essere un compromesso tra le due esigenze.

Nel caso in esame la scelta è condizionata dalla necessità di rappresentare con sufficiente dettaglio la geometria del canale. Si è deciso pertanto di adottare una griglia di calcolo molto fitta, a maglia 0.5 x 0.5 m, composta da 921 righe e 651 colonne (599571 punti di calcolo).

Nella Figura 15 è riportata la planimetria del modello 2D dello Stato Attuale e dello Stato di Progetto. Si può notare come il tratto modellato si estenda dalla vasca di derivazione delle portate turbinate fino al raccordo del nuovo canale di progetto con il canale esistente (SEZ_14 del modello monodimensionale). Si è considerato anche un tratto del canale di by pass dell'impianto adiacente la vasca di restituzione delle portate.

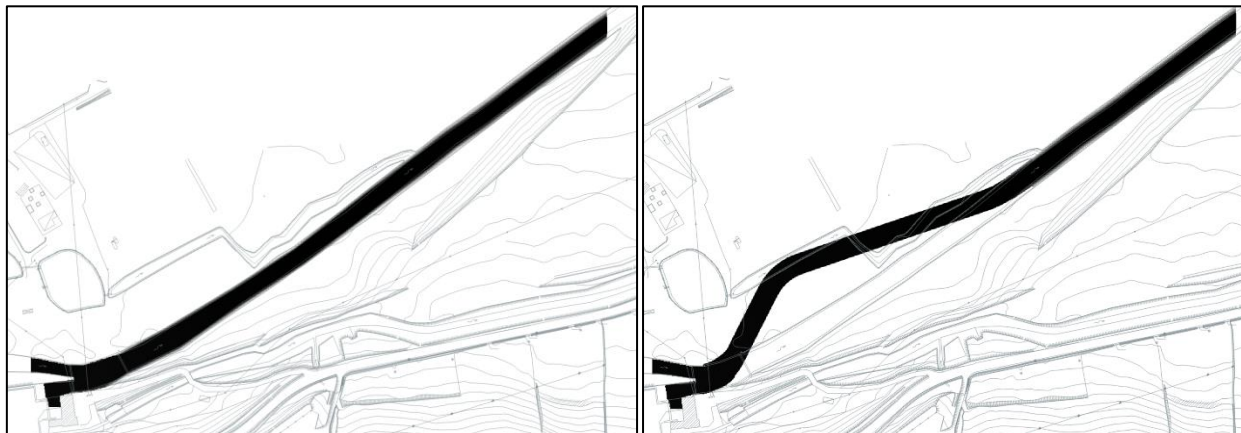


Figura 15 - Planimetria del modello 2D con griglia a maglia 0.5x0.5 m; Stato Attuale (sx) e Stato di Progetto (dx).

6.2.2. Parametri idraulici e condizioni al contorno

Il modello idrodinamico numerico necessita della definizione delle condizioni al contorno e di un'altra serie di parametri che sono: passo di tempo di integrazione del sistema, coefficienti di resistenza distribuita (scabrezza) e coefficiente di viscosità turbolenta ("eddy viscosity").

Come passo di tempo di integrazione è stato necessario utilizzare, per ragioni di stabilità numerica legate al numero di Courant della corrente, un valore pari a 0,1 secondi.

In un modello bidimensionale i coefficienti di scabrezza da considerare risultano normalmente maggiori di circa un 20÷30% di quelli comunemente impiegati nei modelli monodimensionali, per tenere conto del fatto che in un modello 2D sono già in tutto, o almeno in gran parte, direttamente considerati nelle equazioni del moto gli effetti di resistenza secondari indotti dalle condizioni di moto non-monodimensionali (moti trasversali e vorticosi, sinuosità dell'alveo).

Nel modello bidimensionale in esame si è assegnato un valori di resistenza distribuita, espressi come parametro di Strickler, pari a $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

La viscosità turbolenta è legata alla non uniforme distribuzione del campo delle velocità e viene simulata nel modello tramite il coefficiente di *eddy viscosity*. Nel caso in esame al coefficiente è stato assegnato un valore costante pari a $0.05 \text{ m}^2/\text{s}$ sull'intera estensione del modello. Tale valore è stato ottenuto da una fase di calibrazione del modello per lo Stato Attuale in modo da ottenere (a meno di minimi scostamenti entro il range di precisione del modello – pochi cm) il livello idrico indicato allo scarico della centrale di Verduno dagli elaborati ENEL imponendo come condizione di valle il livello idrico ottenuto dal modello monodimensionale.

Le simulazioni sono state condotte in condizioni di moto stazionario per la portata di $20 \text{ m}^3/\text{s}$ assumendo le seguenti condizioni al contorno.

- Condizione al contorno di monte: portata costante nel tempo distribuita uniformemente sulle celle del lato sud della vasca di restituzione delle portate, al confine del dominio di calcolo.
- Condizione al contorno di valle: livello idrico imposto nelle celle che costituiscono la sezione terminale del tratto analizzato, al confine del dominio di calcolo. Tale valore è stato ottenuto tramite il modello monodimensionale in corrispondenza della SEZ_14 ed è pari a 181.07 m s.m.

6.2.3. Risultati delle simulazioni

Nelle figure che seguono si forniscono le rappresentazioni dei risultati del modello bidimensionale ottenuti dalla simulazione nello Stato Attuale e nello Stato di Progetto.

Le mappe in Figura 16 e Figura 17 descrivono la distribuzione delle altezze d'acqua e delle velocità osservati lungo il canale nella condizione a regime di moto permanente nello Stato Attuale. La Figura 18 mostra inoltre per lo Stato Attuale un particolare nel tratto interessato dall'intervento della distribuzione della superficie libera e sono indicati i vettori rappresentativi della velocità della corrente.

Da notare come il campo di moto che si crea localmente nella vasca di restituzione della portata risulta nella realtà associato ad effetti tridimensionali legati all'immissione della portata sul fondo della vasca. Tali effetti non sono qui modellati e risulta quindi corretto considerare i risultati a partire dalla sezione a valle della vasca di scarico.



Figura 16 - Distribuzione della superficie libera lungo il canale per una portata $Q=20 \text{ m}^3/\text{s}$, Stato Attuale.



Figura 17 - Distribuzione della velocità lungo il canale per una portata $Q=20 \text{ m}^3/\text{s}$, Stato Attuale.

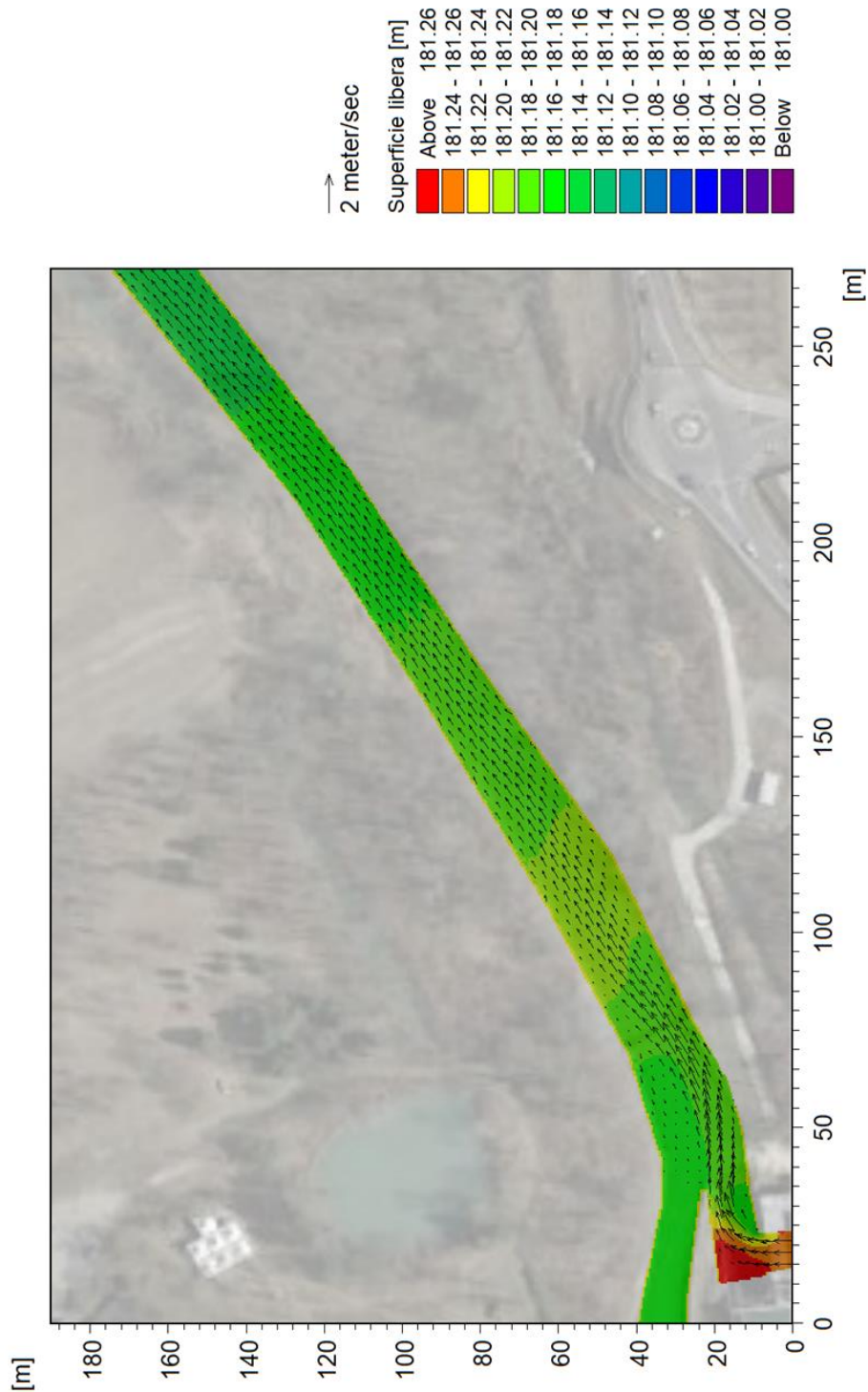


Figura 18 – Particolare nel tratto interessato dall'intervento della distribuzione della superficie libera per una portata $Q=20 \text{ m}^3/\text{s}$, Stato Attuale. Sono indicati i vettori rappresentativi della velocità della corrente.

Le mappe in Figura 19 e Figura 20 descrivono la distribuzione delle altezze d'acqua e delle velocità osservati lungo il canale nella condizione a regime di moto permanente nello Stato di Progetto. La Figura 21 mostra inoltre per lo Stato di Progetto un particolare nel tratto interessato dall'intervento della distribuzione della superficie libera e sono indicati i vettori rappresentativi della velocità della corrente.

Da notare come il modello permetta di modellare gli effetti bidimensionali associati all'andamento debolmente meandriforme del canale nello stato di Progetto. Nelle correnti lente l'effetto di una curva è quello di produrre un'inclinazione trasversale della superficie liquida per effetto della forza centrifuga con una sopraelevazione sulla sponda esterna e la depressione di quella interna. Tale dislivello risulta proporzionale alla velocità della corrente e alla larghezza del canale e inversamente proporzionale al raggio di curvatura.

I risultati indicano che nei tratti curvilinei del nuovo canale di progetto il dislivello totale tra quota della superficie libera sulla sponda esterna rispetto a quella interna non supera i 3,5 cm. Il valore di dislivello maggiore per lo Stato di Progetto si ha in corrispondenza della curva subito a valle della vasca di restituzione delle portate dove l'andamento curvilineo della corrente è associato a valori maggiori di velocità della corrente rispetto ai tratti curvilinei di valle.

Da notare come, anche nel tratto iniziale del canale esistente che risulta rettilineo, si crei comunque un andamento curvilineo della corrente (Figura 18) associato all'effetto di imbocco della portata che viene immessa in direzione perpendicolare alla direzione principale della corrente.

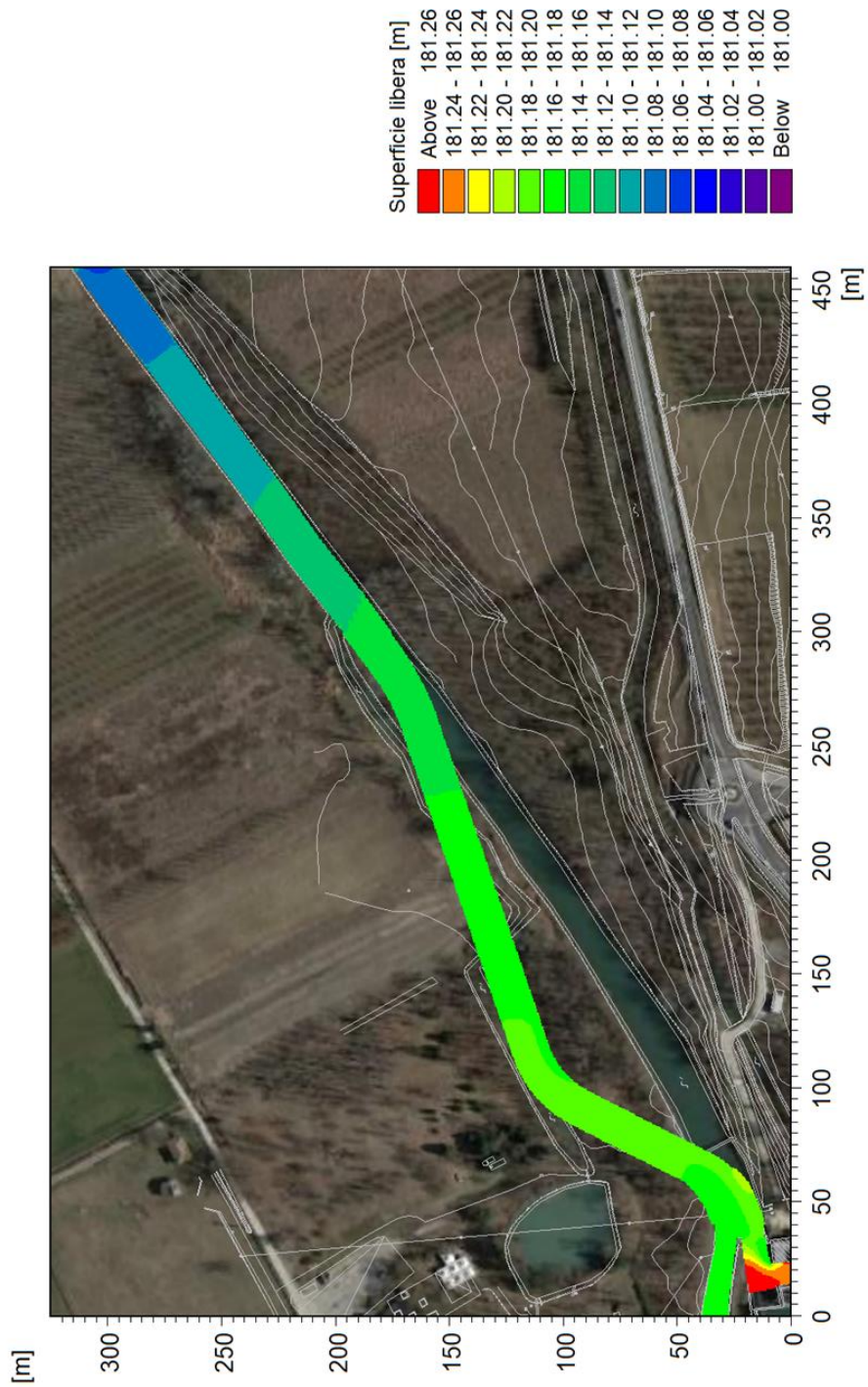


Figura 19 - Distribuzione della superficie libera lungo il canale per una portata $Q=20 \text{ m}^3/\text{s}$, Stato di Progetto.

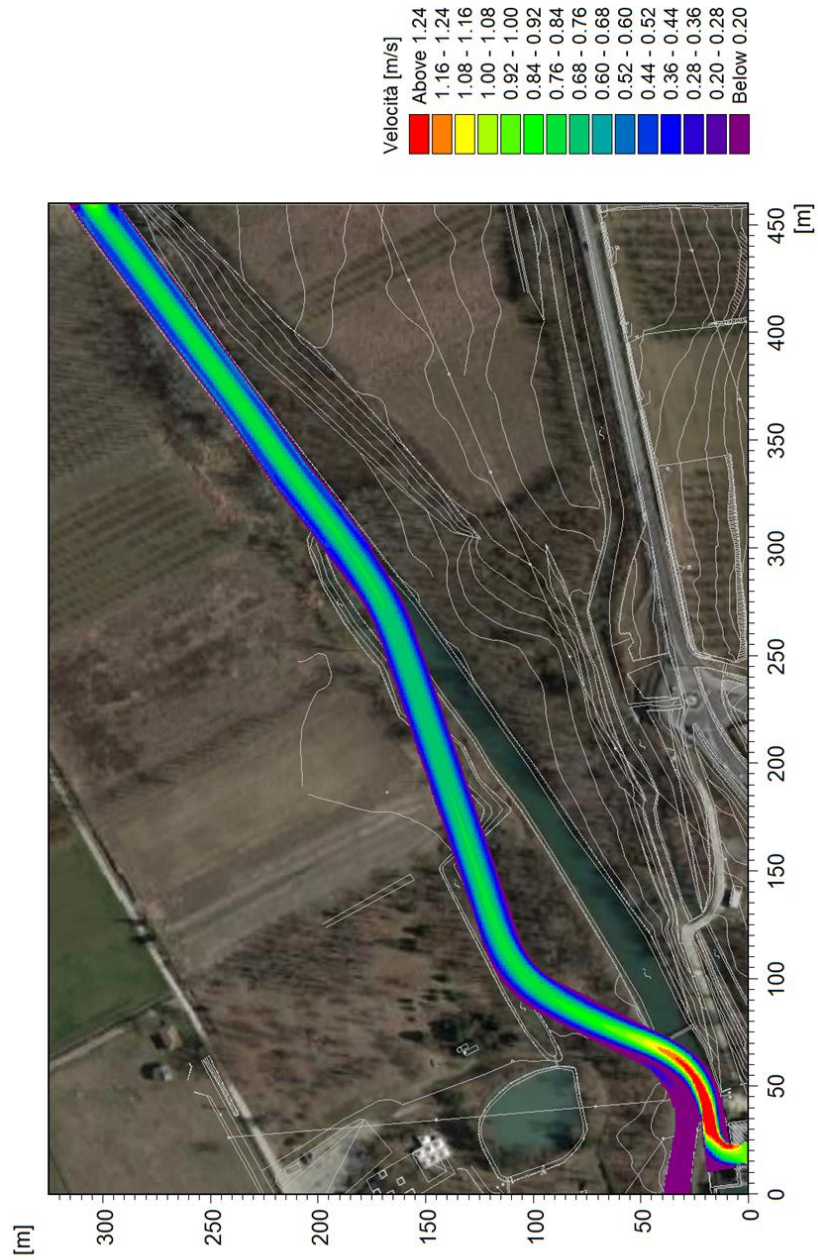


Figura 20 - Distribuzione della velocità lungo il canale per una portata $Q=20 \text{ m}^3/\text{s}$, Stato di Progetto.

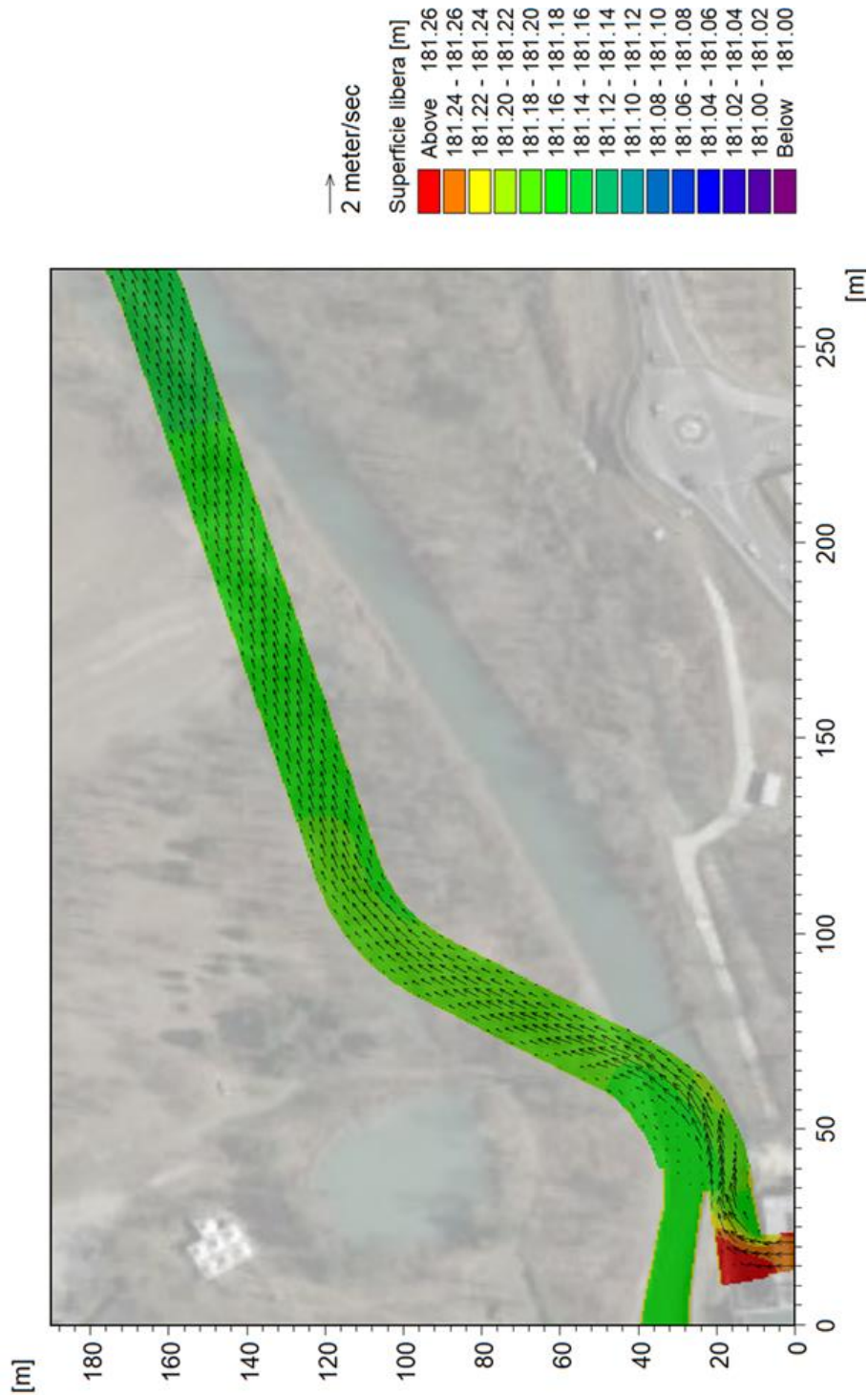


Figura 21 – Particolare nel tratto interessato dall'intervento della distribuzione della superficie libera per una portata $Q=20 \text{ m}^3/\text{s}$, Stato di Progetto. Sono indicati i vettori rappresentativi della velocità della corrente.

Il grafico in Figura 22 mostra la distribuzione trasversale della superficie libera lungo la sezione localizzata subito a valle della centrale nello Stato Attuale e nello Stato di Progetto. Si nota come entrambe le configurazioni analizzate presentino una superficie libera debolmente inclinata. Il valore medio di quota della superficie libera che si instaura in corrispondenza della sezione subito a valle della centrale risulta pari a 181.184 m s.m. per lo Stato Attuale e pari a 181.178 m s.m. per lo Stato di Progetto. La differenza di quota nelle due configurazioni risulta pari a 0.6 cm, differenza contenuta entro i limiti di accuratezza del modello.

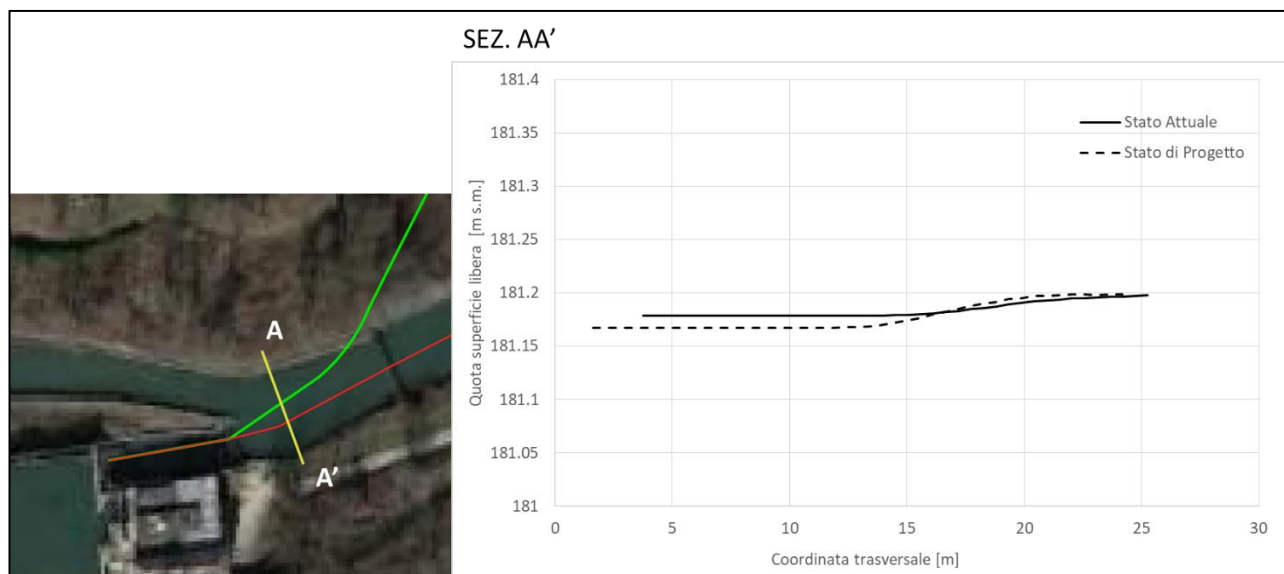


Figura 22 - Distribuzione della superficie libera lungo la sezione AA' localizzata subito a valle della centrale per una portata $Q=20 \text{ m}^3/\text{s}$, nello Stato Attuale e nello Stato di Progetto.

Da notare come il valore di quota della superficie ottenuta nello Stato di Fatto (181,18 m s.l.m.) risulta di 3 cm superiori a quello indicato negli elaborati di progetto della centrale idroelettrica di Verduno. Tale discrepanza è legata alla calibrazione del modello in cui si è assunta una tolleranza di qualche cm. Le considerazioni oggetto della presente analisi sono relativi a due configurazioni che mantengono invariati i parametri ottenuti dalla calibrazione e che quindi risultano indipendenti dalla tolleranza assunta in fase di calibrazione.

Si può quindi concludere che l'analisi svolta mostra come i profili idrici nel canale siano praticamente sovrapponibili tra le condizioni di stato attuale e progetto, in relazione al significativo rigurgito del tratto e alle modeste velocità che limitano gli effetti turbolenti dovuti ai cambi di direzione del tracciato. La sezione di progetto risulta maggiormente regolare e mediamente più ampia di quella di stato attuale, bilanciando l'effetto dovuto al maggiore sviluppo.

Considerando che l'intradosso dell'impalcato si pone ad una quota di circa 185.8 m, il franco idraulico è superiore a 4.6 m; per quanto riguarda il franco idraulico dell'opera nei confronti della piena del fiume Tanaro, si rimanda alla Relazione idrologica e idraulica - Fiume Tanaro – Elaborato 02.04.01_P017_D_IDR_RI_001.

6.3. PROTEZIONE DELLE SPONDE DEL CANALE IN CORRISPONDENZA DEL VIADOTTO VERDUNO

In corrispondenza delle pile del viadotto Verduno in progetto, al fine di garantire la risistemazione del tratto di canale interessato dagli scavi e dalle opere provvisorie in fase esecutiva, è previsto un intervento di protezione spondale con massi di cava sciolti, di pezzatura media non inferiore a 1000 kg. Tale intervento sarà realizzato dopo l'esecuzione delle pile e la rimozione delle relative opere provvisorie, previa messa fuori servizio del canale stesso.

Per ogni dettaglio si rimanda all'elaborato 07.10.01_P017_D_OMN_PZ_001 Sistemazione del canale Enel in corrispondenza delle pile del viadotto Verduno - Planimetria e sezioni

7. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE MINORI

Le opere di attraversamento sottese ai bacini denominati minori in questo documento, costituiti da limitate superfici scolanti di versante localizzati in adiacenza a monte all'autostrada in progetto, sono costituiti da tombini circolari di diametro 1000 mm, 1500 mm e da tombini scatolari di dimensioni BxH = 2x2 m.

Il loro dimensionamento idraulico è avvenuto in riferimento alla portata con tempo di ritorno 100 anni prodotta dal bacino di alimentazione, aggiungendo gli apporti idrici a tempo di ritorno 25 anni prodotti dalle scarpate autostradali.

L'opera è stata considerata adeguata idraulicamente quando la portata smaltita generi un loro riempimento inferiore al 70% ,in congruenza con quanto prescritto nel D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le costruzioni".

La verifica idraulica delle opere di attraversamento è avvenuta utilizzando una schematizzazione di calcolo in moto uniforme, tenuto conto dei modesti valori di portata di piena generate, delle caratteristiche morfologiche degli alvei generalmente poco definite in termini geometrici e spesso riconducibili a semplici incisioni. Si è tuttavia tenuto conto di eventuali fenomeni di rigurgito indotti da valle, nel caso in cui allo sbocco del tombino in progetto sia presente una canalizzazione (sempre in progetto) che colletta portate progressivamente crescenti per effetto di apporti di altre opere minori in grado di generare livelli significativi, oppure di attraversamenti esistenti di dimensioni inferiori.

Per evitare che il rigurgito indotto da valle metta in crisi la capacità di deflusso dell'opera di attraversamento autostradale, si è impostata la sua quota di sbocco ad una altezza superiore di quella di fondo della canalizzazione di valle, facendo in modo che il livello idrico di valle risulti molto inferiore dell'altezza critica generabile nell'attraversamento.

Il calcolo idraulico è avvenuto utilizzando come schematizzazione di base, quella di moto uniforme, applicando la formulazione proposta da Chezy nel seguito riportata:

$$Q = \chi * \Omega * (R * i_f)^{0.5}$$

$$\chi = c * R^{(1/6)}$$

in cui:

c = coefficiente di resistenza distribuita secondo Gauckler - Strickler (m^{1/3}/s);

Ω = area bagnata della sezione idraulica (m²);

R = raggio idraulico (m);

i_f = pendenza del fondo (m/m).

Nel calcolo si è assunto come valore di scabrezza un coefficiente di Strickler pari a 60 m^{1/3}/s, proprio del calcestruzzo.

Nella seguente Tabella 23 si riportano i calcoli idraulici di dimensionamento degli attraversamenti minori.

Tombino	Progressiva	Quota fondo imbocco	Quota fondo canalizzazione valle	Quota fondo sbocco	Lunghezza	Pendenza	Portata TR100	Diametro	Riempimento	Altezza d'acqua	Velocità
-	m	m s.m.	m s.m.	m s.m.	m	m/m	m ³ /s	mm	%	m	m/s
T1	1220	220.54	217.98	218.50	38.73	0.053	3.12	1500	36.0	0.51	5.96
T2	1302	220.07	217.22	218.20	40.17	0.047	2.54	1500	32.0	0.48	5.44
T3	1492	219.01	215.50	216.08	47.40	0.062	4.46	1500	41.0	0.60	7.01
T4	1541	218.16		216.33	48.60	0.038	0.42	1000	25.0	0.24	3.18
T5	1601	220.22		219.10	39.72	0.028	0.51	1000	28.0	0.28	2.98
T6	1706	215.26		213.29	46.69	0.042	0.49	1000	26.0	0.26	3.50
T7	2004	211.63		206.85	47.60	0.100	1.99	2X2	9.5	0.19	5.58
T8	3050	185.11		183.02	52.85	0.040	0.13	2X2	2.50	0.05	1.57
T9	3189	181.87		181.70	43.10	0.004	0.26	1000	32.0	0.32	1.21
T9BIS	3229	186.30		186.26	31.76	0.001	IRRIGUO	600	-	-	
T9TER	3283	182.30		181.78	40.15	0.013	0.28	1000	26.0	0.26	1.95
T10	3700	186.74		182.74	36.20	0.110	0.54	1000	20.0	0.20	4.86
T11	4197	184.40		183.77	61.85	0.010	0.57	1000	39.0	0.38	2.09
T12	4500	182.59		182.31	37.45	0.007	0.92	1000	57.0	0.56	2.08
tombino esistente a valle T12						0.003	0.92	1500	40.0	0.57	1.50

Tabella 23 – Opere minori di attraversamento autostradale.

È stata inoltre eseguita la verifica idraulica delle canalizzazioni a valle dell'A33 che convogliano la portata TR100 anni lungo le sommità della trincea drenante (localizzata nel tratto tra gli sbocchi dei tombini T1, T2 e T3, T4 e T5) e quindi nel canale di Verduno.

In particolare a valle dei tombini denominati T1 e T2 al piede della banca autostradale è prevista una canalizzazione di geometria rettangolare, che colletta la portata TR100 recapitata dai 2 tombini in direzione Alba e successivamente piega a Nord-Est percorrendo la sommità della trincea drenante. Questa prima canalizzazione è caratterizzata:

- nel tratto tra T1 e T2 da una sezione rettangolare in cls di dimensioni BxH=1.5x1.0 m con pendenza di fondo dell'1%; la portata scaricata da T1 è pari a 3.12 m³/s che viene smaltita con un riempimento della stessa canalizzazione pari al 69% generando cioè un'altezza d'acqua di 0.69 m;
- a valle di T2 la sezione è ancora rettangolare in cls ma di dimensioni BxH=1.5x1.5 m con pendenza di fondo dell'1.1%; la portata complessiva scaricata da T1 e T2 è pari a 5.66 m³/s che viene smaltita con un suo riempimento della canalizzazione pari al 70% generando cioè un'altezza d'acqua di 1.05 m;
- dopo aver superato lo sbocco di T2, la canalizzazione si allontana dal rilevato autostradale per poi svilupparsi lungo la sommità della trincea drenante; la sezione è la stessa del tratto precedente (BxH=1.5x1.5 m) con pendenza minima circa pari al 2%; la portata TR100 di 5.66 m³/s, viene smaltita con un riempimento della canalizzazione pari al 56.7% generando cioè un'altezza d'acqua pari a 0.85 m.

Per quanto riguarda la canalizzazione che colletta gli apporti centennali dei tombini T5, T4 e T3, essa si sviluppa inizialmente da valle dello sbocco di T5 in direzione Cuneo;

- nel primo tratto in cui riceve gli apporti di T5 e T4, essa è costituita da un fosso in terra di sezione trapezia larga alla base 0.7 m, di altezza pari a 0.7 m e con sponde inclinate a 45° e pendenza di fondo dell'1%; la portata complessiva scaricata dai 2 tombini è pari a 0.93 m³/s che viene smaltita con un suo riempimento del 63% generando un'altezza d'acqua pari a 0.51 m;
- in corrispondenza dello sbocco con T3 la canalizzazione si dirige a Nord sviluppandosi lungo la sommità della trincea drenante, con una sezione rettangolare in cls di dimensioni BxH=1.5x1.5 m e pendenza minima del 2%; la portata centenaria complessiva scaricata dai tombini T5, T4 e T3 è di 5.39 m³/s che viene collettata con un suo riempimento del 53.3% generando un'altezza d'acqua pari a 0.80 m.

Le 2 canalizzazioni sopra descritte, dopo essersi sviluppate lungo le sommità della trincea, confluiscono in una unica canalizzazione che deve smaltire così un apporto pari a 11.04 m³/s e collettarla nel canale di Verduno; questa canalizzazione ha geometria trapezia di dimensioni BxH=2.5x1.5 m con pendenza di fondo dell'1.8%. Tale portata viene smaltita con un riempimento del 60% generando un'altezza d'acqua pari a 0.90 m.

8. FASI PROVVISORIALI - INTERFERENZE CON LA PISTA DI CANTIERE

Il presente paragrafo illustra i risultati dello studio idrologico e idraulico redatto a supporto del progetto di cantierizzazione utile alla realizzazione del Lotto Il6.A dell'autostrada A33.

L'analisi idraulica riguarda l'interferenza della pista di servizio, prevista a valle dell'A33, che si sviluppa parallelamente all'infrastruttura autostradale in progetto; essa consentirà il transito dei mezzi meccanici e di trasporto atti alla realizzazione dell'autostrada e verrà rimossa soltanto al termine dei lavori dell'intero Lotto Il.6.A.

In questo documento si è pertanto eseguita un'analisi idraulica di piena volta a dimensionare le strutture dei manufatti di attraversamento della pista di servizio provvisoria interferente con i corpi idrici presenti in modo da minimizzarne gli effetti di rigurgito e quindi di non incrementare gli allagamenti sul territorio circostante rispetto allo stato attuale, per effetto della presenza del cantiere.

In particolare le interferenze esaminate riguardano il rio San Giacomo, l'opera 3 (Impluvio), il bacino B6.1T (che confluisce a monte della pista di servizio nell'impluvio) e il bacino 6.1 (tombino T7).

8.1. IDROLOGIA

8.1.1. Valutazione del tempo di ritorno per la verifica delle opere provvisorie

In merito alle opere provvisorie, costituite principalmente dall'interferenza della pista di servizio prevista a valle dell'autostrada A33 in progetto, si è proceduto alla loro verifica secondo quanto disposto dalla Deliberazione 11 maggio 1999 dell'AdBPo – aggiornata con deliberazione n.10 del Comitato Istituzionale del 5 Aprile 2006 “*Criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all'interno delle fasce A e B*” (c.d. “Direttiva infrastrutture”).

Per quanto concerne la determinazione del tempo di ritorno per la verifica idraulica in presenza delle opere provvisorie, la Direttiva 2/99 dell'Autorità di Bacino del fiume Po stabilisce al paragrafo 4-8.3 – Condizioni fisiche di riferimento – che per le “*fasi significative*” di costruzione dell'opera, tenendo conto delle opere provvisorie eventualmente inserite, qualora comportino interazioni più severe con le condizioni di deflusso in piena rispetto alla condizione di opera realizzata [...] che il tempo di ritorno della piena da assumere per le valutazioni è quello la cui probabilità di essere raggiunta o superata una volta nel periodo temporale corrispondente alle fasi di costruzione non è superiore alla probabilità che ha la portata di progetto di essere raggiunta o superata una volta nel periodo di vita dell'opera.

Tale definizione richiama il concetto di “rischio idraulico”, cioè la probabilità composta di non superamento che un determinato evento caratterizzato da tempo di ritorno assegnato, T, si manifesti nel corso di un periodo temporale prefissato, N.

Lo sviluppo della formulazione di tempo di ritorno, associato alla probabilità composta per la quale l'evento si manifesti all'interno dell'orizzonte temporale stabilito, porta alla seguente formulazione del rischio idraulico:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N$$

nella quale:

R = rischio idraulico, inteso come probabilità di non superamento;

T = tempo di ritorno dell'evento di riferimento (anni);

N = orizzonte temporale di riferimento (anni).

L'assunto della Direttiva sopraccitata può essere interpretato nel modo seguente: il rischio idraulico associato all'interferenza prodotta dalle opere provvisorie nel periodo di installazione del cantiere (periodo di costruzione dell'opera) deve essere uguale al rischio idraulico che l'evento di progetto si manifesti nel corso della vita dell'opera.

Stabilite quindi le seguenti variabili:

T = tempo di ritorno di progetto (anni);

V = durata dell'opera (anni);

c = durata di costruzione (anni);

T_{pr} = tempo di ritorno per la verifica delle opere provvisionali (anni);

l'assunto precedente si trasforma nella seguente eguaglianza:

$$1 - \left(1 - \frac{1}{T_{pr}}\right)^c = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^V$$

dalla quale si ricava T_{pr}:

$$T_{pr} = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{\frac{V}{c}}}$$

Per le opere di attraversamento interferenti si sono assunti i seguenti valori di riferimento:

- il tempo di ritorno (T) della piena utilizzata per il dimensionamento/la verifica dell'opera è di **200 anni**;
- la vita dell'opera (V) è stata assunta pari a **100 anni**;
- il tempo di installazione del cantiere (c) che è variabile in funzione degli effettivi tempi di lavorazione per la completa realizzazione dell'infrastruttura autostradale e si considera che possa interessare un periodo complessivo non superiore a **5 anni**.

Utilizzando tali valori, facendo variare V tra 50 e 150 anni (con passo di 10 anni) e assumendo per (c) valori di 1, 3 e 5 anni, sono state costruite le curve di variazione di T_{pr} riportate nella seguente Figura 23.

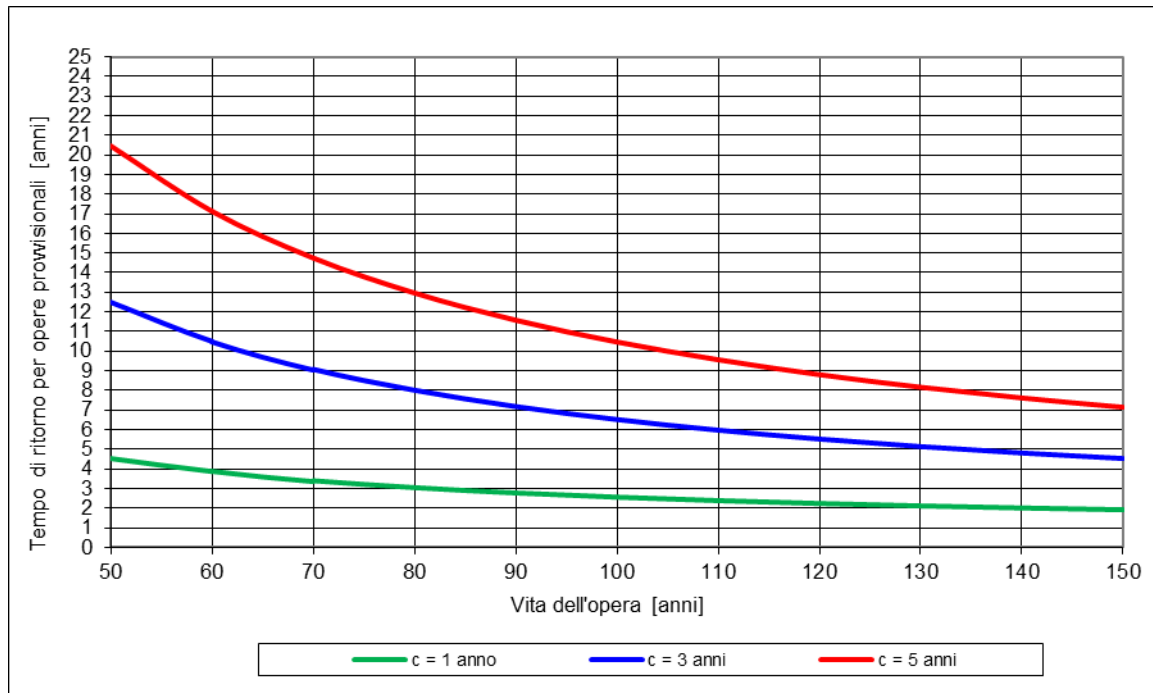


Figura 23 - Variazione del tempo di ritorno per la verifica delle opere provvisionali in funzione della vita dell'opera (V) e del tempo di costruzione (c) per un tempo di ritorno di progetto di 200 anni.

Come si può notare dal grafico all'aumentare della vita dell'opera ed al diminuire del tempo di costruzione si riduce il tempo di ritorno richiesto per la verifica delle opere provvisionali, coerentemente con la struttura delle formulazioni statistiche utilizzate.

Considerando una vita utile dell'opera pari a 100 anni ed assumendo un tempo relativo alla presenza del cantiere in alveo di 5 anni, risulta che **il tempo di ritorno da assumere per la verifica delle opere provvisionali è circa pari a 10.5 anni**;

Nelle verifiche idrauliche sé pertanto assunto un tempo di ritorno di verifica pari a **10 anni**.

8.1.2. Stima delle portate di piena di riferimento per le opere provvisionali

La portata a tempo di ritorno 10 anni è stata calcolata, in termini di valore al colmo, a partire da quelle determinate nell'analisi idrologica di piena per i rii S. Giacomo e Impluvio (cfr. paragrafi precedenti). Fanno eccezione i bacini B6.1T e B6.1, per i quali le portate decennali sono state ricalcolate direttamente secondo la metodologia utilizzata per i bacini minori (cfr. paragrafo specifico).

Denominazione bacino	Q20 (m ³ /s)	Q50 (m ³ /s)	Q100 (m ³ /s)	Q200 (m ³ /s)
San Giacomo	15.71	19.01	21.49	23.15
Impluvio (opera 3)	11.74	14.22	16.07	17.65

Tabella 24 – Valori di portata per assegnato tempo di ritorno determinate sui rii San Giacomo e impluvio.

Bacini	superficie affidente totale	coeff. di deflusso ϕ	pendenza bacino	volume piccoli invasi	parametri curva di possib. pluviometrica sul bacino totale		durata pioggia di progetto	portata di riferimento TR10
					descrizione	[ha]		
B6.1	8.325	0.50	59	6.0	40.89	0.435	10.0	1.30
B6.1T	5.136	0.50	88	6.0	40.89	0.435	10.0	0.80

Tabella 25 – Valori di portata per tempo di ritorno 10 anni per i bacini 6.1 e 6.1T.

La portata corrispondente al tempo di ritorno 10 anni, individuata quale evento di riferimento per la verifica delle opere provvisorie sui rii San Giacomo e Impluvio (opera 3), è stata estrapolata sulla base dei valori di portata di Tabella 24 considerando i valori con tempo di ritorno 100, 50 e 20 anni.

L'extrapolazione è stata eseguita ricavando dalla distribuzione di Gumbel nella forma:

$$P(Q) = \exp(\exp(-\alpha \cdot (Q - \mu)))$$

la seguente relazione lineare:

$$\ln\left(\ln\left(\frac{TR}{TR-1}\right)\right) = -\alpha \cdot (Q - \mu)$$

dove Q è la portata, $P(Q) = \left(\frac{TR}{TR-1}\right)$ e α e μ sono i parametri della distribuzione che si ricavano facilmente con il metodo dei minimi quadrati.

Dall'applicazione della formula di Gumbel (vedi anche Figura 24) risulta che le portate con **tempo di ritorno 10 anni** sono le seguenti:

- rio San Giacomo 13.2 m³/s;
- rio Impluvio 9.8 m³/s.

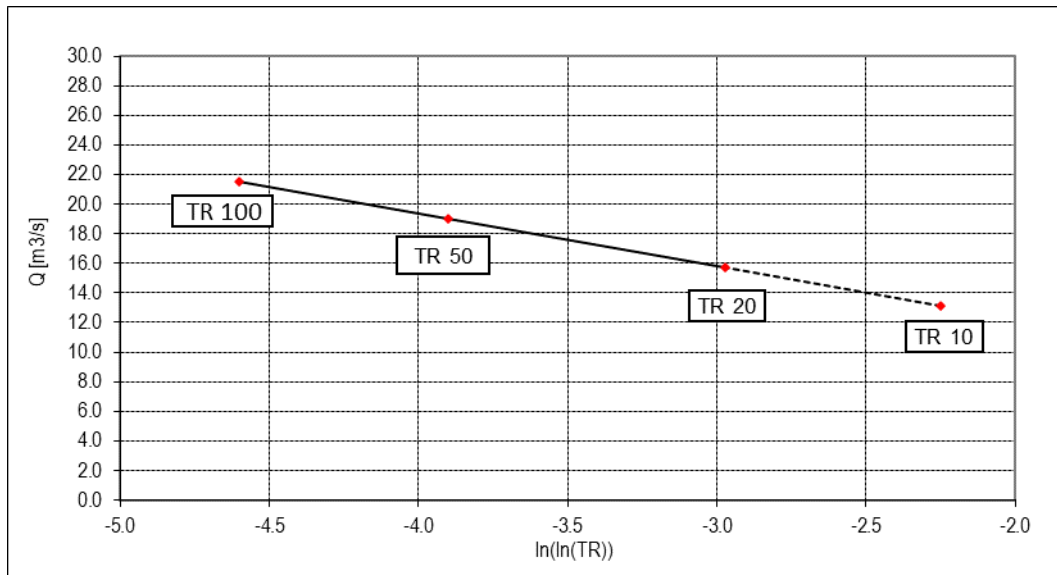


Figura 24– Estrapolazione delle portate di assegnato tempo di ritorno mediante la distribuzione di Gumbel per il rio San Giacomo.

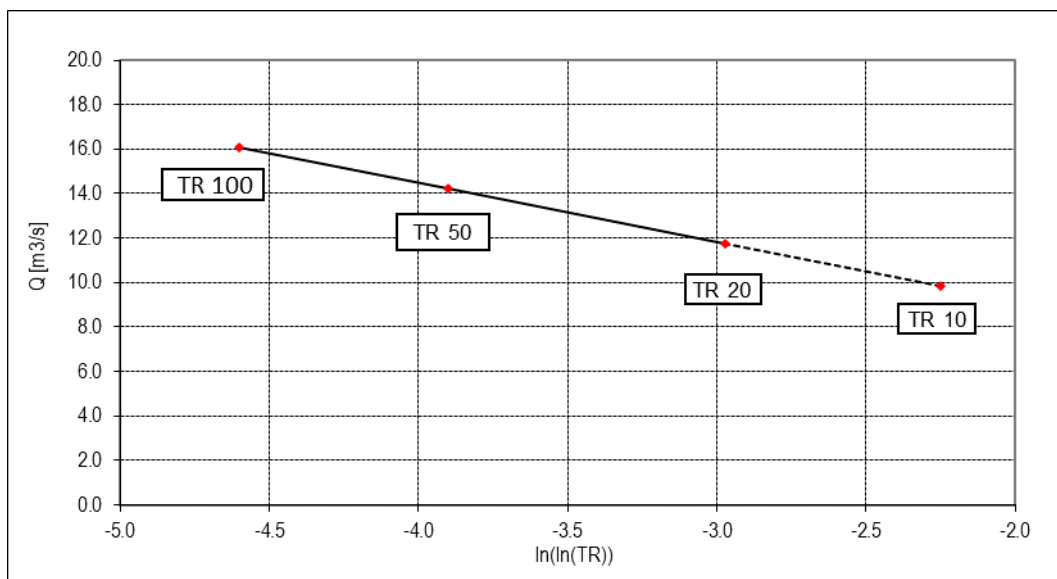


Figura 25– Estrapolazione delle portate di assegnato tempo di ritorno mediante la distribuzione di Gumbel per il rio Impluvio.

8.1.3. Verifiche idrauliche

8.1.3.1. Rio San Giacomo

Come già detto in precedenza, il tracciato dell’A33 in progetto attraversa il rio San Giacomo alla progr. Km 0+643. L’attraversamento dell’autostrada in progetto sarà costituito da un tombino scatolare di dimensioni BxH=6.0x3.0 m. A circa 57 m a monte dell’attraversamento dell’A33 è presente una ulteriore interferenza del rio con una strada campestre che attualmente è caratterizzata da un attraversamento inadeguato a smaltire la portata bicentennale, che, come si vede nelle simulazioni di stato attuale, lo sormonta. L’attraversamento attuale è costituito da 3 tombini affiancati di cui 2 caratterizzati da diametro 0.8 m e il terzo di diametro 1.5 m.

La pista di servizio di cantiere, realizzata in terra, è ubicata a circa 97 m a valle del futuro attraversamento autostradale; il suo attraversamento con il rio San Giacomo avviene tramite 2 tombini circolari in cls di diametro 2.0 m.

Al fine di determinare le condizioni di deflusso all’inizio ed alla fine del cantiere (rispettivamente caratterizzati da autostrada ancora inesistente e da autostrada e sistemazione fluviale completamente realizzate) si sono eseguite 2 diverse simulazioni considerando in entrambe la pista di servizio realizzata:

- di stato attuale;
- di progetto.

In altre parole nei modelli di stato attuale e di progetto già eseguite (cfr. paragrafo 4), si è inserita la pista di servizio in termini di attraversamento e ingombro trasversale del rilevato. Si sono quindi eseguite le simulazioni per tempo di ritorno 10 anni.

La simulazione di inizio impianto del cantiere (stato attuale con pista di servizio realizzata) mostra che la portata è sempre contenuta all’interno delle sponde incise; la pista di servizio è ubicata tra le sezioni di modello denominate 21 e 22, localizzate a valle dell’autostrada in progetto. I due tombini circolari dell’attraversamento, in cls di diametro pari a 2.0 m, hanno quota di imbocco pari a 201.57 m s.m. e di sbocco di 201.23 m s.m.; l’intradosso di monte è a quota 203.57 m s.m., il livello decennale a quota 203.33 m s.m. e il conseguente franco idraulico è pari a 0.24 m. Il manufatto è quindi in grado di smaltire la portata decennale con funzionamento a pelo libero.

La simulazione di fine cantiere (stato di progetto con pista di servizio ancora presente) da monte della pista di servizio fino al termine del modello gli stessi risultati, in quanto non vengono realizzate nel tratto modifiche della sezione d’alveo del rio. Nel tratto sistemato si osservano, rispetto allo stato attuale, abbassamenti nella prima parte a seguito degli interventi di sistemazione eseguiti, mentre nella parte terminale un innalzamento in quota assoluta determinato dal profilo di fondo fissato a quota maggiore dal progetto.

Di seguito si allegano le tabelle dei risultati delle due simulazioni unitamente ai profili di corrente decennali.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m ³ /s	m/s	m ²	m	-
	1	0.00	217.70	0.76	218.46	218.59	13.20	1.58	8.37	22.92	0.83
	2	20.00	217.21	0.70	217.91	218.10	13.20	1.95	6.77	12.76	0.85

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m ³ /s	m/s	m ²	m	-
	3	40.00	216.45	0.86	217.31	217.45	13.20	1.68	7.87	15.65	0.76
	4	60.00	215.95	0.89	216.84	217.16	13.20	2.51	5.26	13.70	1.29
	5	80.00	215.11	0.65	215.76	215.90	13.20	1.67	7.89	19.94	0.85
	6	100.00	213.60	1.49	215.09	215.20	13.20	1.47	8.98	32.28	0.89
	7	120.00	213.14	1.34	214.48	214.71	13.20	2.13	6.21	8.46	0.79
	8	140.00	212.95	1.06	214.01	214.19	13.20	1.88	7.03	19.30	0.99
	9	160.00	212.60	0.80	213.40	213.53	13.20	1.62	8.17	23.36	0.87
	10	180.00	211.95	0.80	212.75	213.08	13.20	2.53	5.22	12.09	1.23
	11	200.00	210.57	0.79	211.36	211.78	13.20	2.86	4.62	6.84	1.11
	12	220.00	208.35	1.99	210.34	210.57	13.20	2.11	6.25	12.97	0.97
monte guado	13	226.40	208.53	1.78	210.31	210.36	13.20	0.99	13.40	19.59	0.38
valle guado	14	231.75	207.87	0.81	208.68	209.37	13.20	3.68	3.59	4.88	1.37
	15	235.88	207.29	1.03	208.32	209.06	13.20	3.82	3.46	5.21	1.49
	16	255.88	204.46	1.87	206.33	206.94	13.20	3.46	3.82	4.11	1.14
	17	283.89	202.36	2.02	204.38	204.58	13.20	1.96	6.73	4.82	0.53
	18	311.58	202.14	1.75	203.89	204.18	13.20	2.37	5.56	5.37	0.74
	19	340.53	202.10	1.28	203.38	203.44	13.20	1.09	12.06	11.85	0.35
	20	357.05	201.85	1.49	203.34	203.38	13.20	0.86	15.32	12.72	0.25
monte doppio circolare D=2.0 m opera provvisionale	21	380.00	201.57	1.76	203.33	203.35	13.20	0.57	23.28	15.05	0.15
valle doppio circolare D=2.0 m opera provvisionale	22	400.00	201.23	0.71	201.93	202.08	13.20	1.70	7.78	12.20	0.68
	23	420.00	200.38	1.22	201.60	201.74	13.20	1.65	7.98	8.45	0.54
	24	440.00	200.27	1.04	201.31	201.61	13.20	2.44	5.40	7.35	0.91
	25	463.07	199.10	1.40	200.50	201.12	13.20	3.49	3.78	4.91	1.27

Tabella 26 – Simulazione a tempo di ritorno 10 anni in condizioni di impianto cantiere (geometria dell'alveo corrispondente allo stato attuale e presenza della pista di servizio).

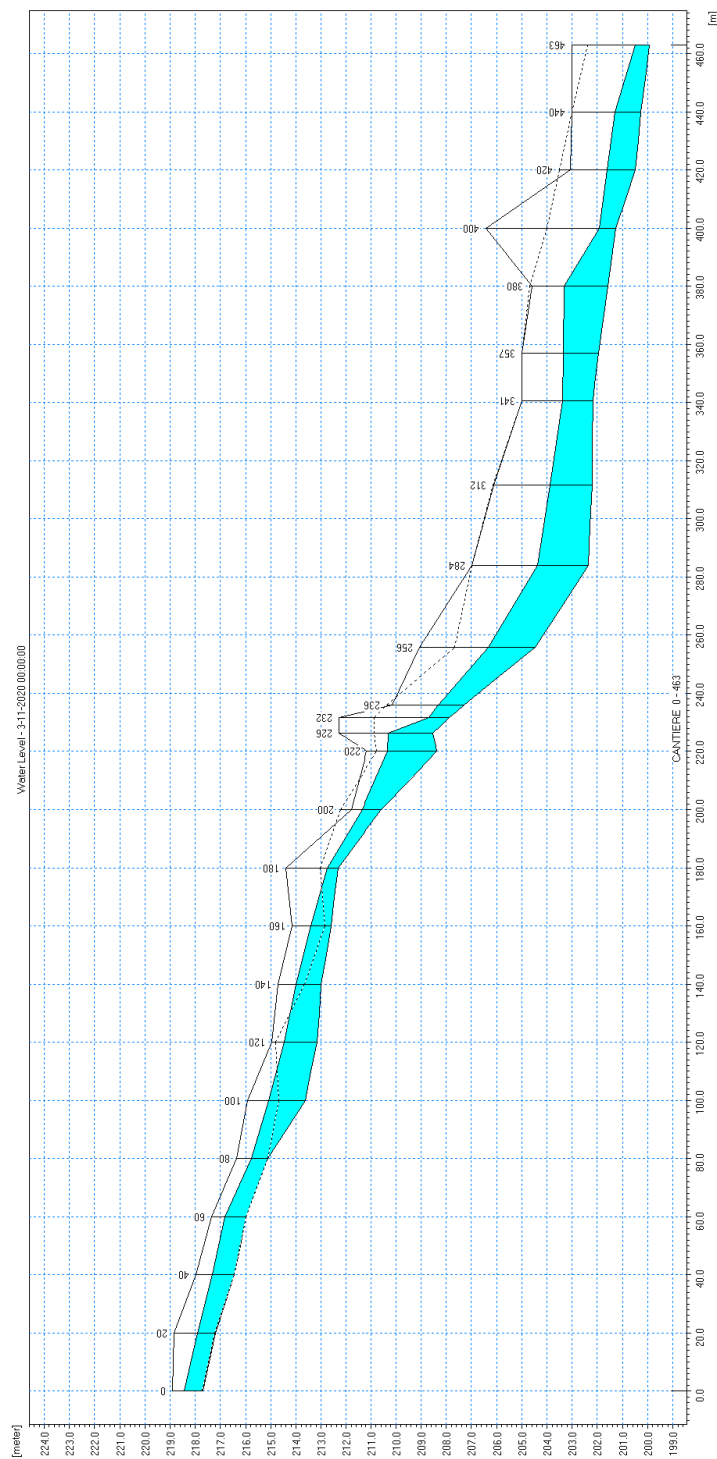


Figura 26 – Profilo di corrente a tempo di ritorno 10 anni in condizioni di impianto cantiere (geometria dell'alveo corrispondente allo stato attuale e presenza della pista di servizio).

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude	Differenza con attuale
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m ³ /s	m/s	m ²	m	-	m
	1	0.00	217.70	0.76	218.46	218.59	13.20	1.58	8.35	22.92	0.84	0.00
	2	20.00	217.21	0.69	217.90	218.10	13.20	1.96	6.73	12.76	0.86	-0.01
	3	40.00	216.45	0.84	217.29	217.44	13.20	1.74	7.57	15.64	0.80	-0.02
	4	60.00	215.95	0.89	216.84	217.16	13.20	2.51	5.26	13.70	1.29	0.00
	5	80.00	215.11	0.65	215.76	215.90	13.20	1.67	7.89	19.94	0.85	0.00
	6	100.00	213.60	1.49	215.09	215.20	13.20	1.47	8.98	32.28	0.89	0.00
	7	120.00	213.14	1.34	214.48	214.71	13.20	2.13	6.21	8.46	0.79	0.00
	8	140.00	212.95	1.06	214.01	214.19	13.20	1.88	7.02	19.29	1.00	0.00
	9	160.00	212.60	0.80	213.40	213.53	13.20	1.62	8.13	23.35	0.88	0.00
	10	180.00	211.95	0.79	212.74	213.08	13.20	2.60	5.08	12.04	1.28	-0.01
	11	200.00	210.57	0.66	211.23	211.86	13.20	3.53	3.74	6.46	1.48	-0.13
inizio sistemazione in massi	12	220.00	208.35	1.25	209.60	210.38	13.20	3.91	3.38	6.64	1.75	-0.74
monte scatolare strada campestre	13	226.40	207.66	1.04	208.70	208.90	13.20	1.98	6.68	6.40	0.62	-1.61
valle scatolare strada campestre	14	231.75	207.08	0.67	207.75	208.24	13.20	3.09	4.27	6.40	1.21	-0.93
	15	235.88	206.93	0.72	207.65	208.13	13.20	3.07	4.30	5.45	1.10	-0.67
	16	255.88	206.27	0.71	206.98	207.77	13.20	3.94	3.35	5.42	1.60	0.65
monte scatolare A33 BxH=6X3 m	17	283.21	205.38	0.58	205.96	206.71	13.20	3.83	3.45	6.00	1.61	1.58
valle scatolare A33 BxH=6X3 m	18	321.71	204.13	0.52	204.65	205.57	13.20	4.24	3.11	6.00	1.88	0.76
	19	340.53	202.96	0.78	203.74	204.37	13.20	3.52	3.75	5.57	1.37	0.36
fine sistemazione in massi	20	357.05	201.95	1.45	203.40	203.54	13.20	1.68	7.88	6.89	0.50	0.06
monte doppio circolare D=2.0 m opera provvisoria	21	380.00	201.57	1.76	203.33	203.35	13.20	0.57	23.28	15.05	0.15	0.00
valle doppio circolare D=2.0 m opera provvisoria	22	400	201.23	0.71	201.93	202.08	13.20	1.70	7.78	12.20	0.68	0.00
	23	420.00	200.38	1.22	201.60	201.74	13.20	1.65	7.98	8.45	0.54	0.00
	24	440.00	200.27	1.04	201.31	201.61	13.20	2.44	5.40	7.35	0.91	0.00
	25	463.07	199.10	1.40	200.50	201.12	13.20	3.49	3.78	4.91	1.27	0.00

Tabella 27 – Simulazione a tempo di ritorno 10 anni in condizioni di fine cantiere (geometria dell'alveo corrispondente allo stato di progetto e presenza della pista di servizio).

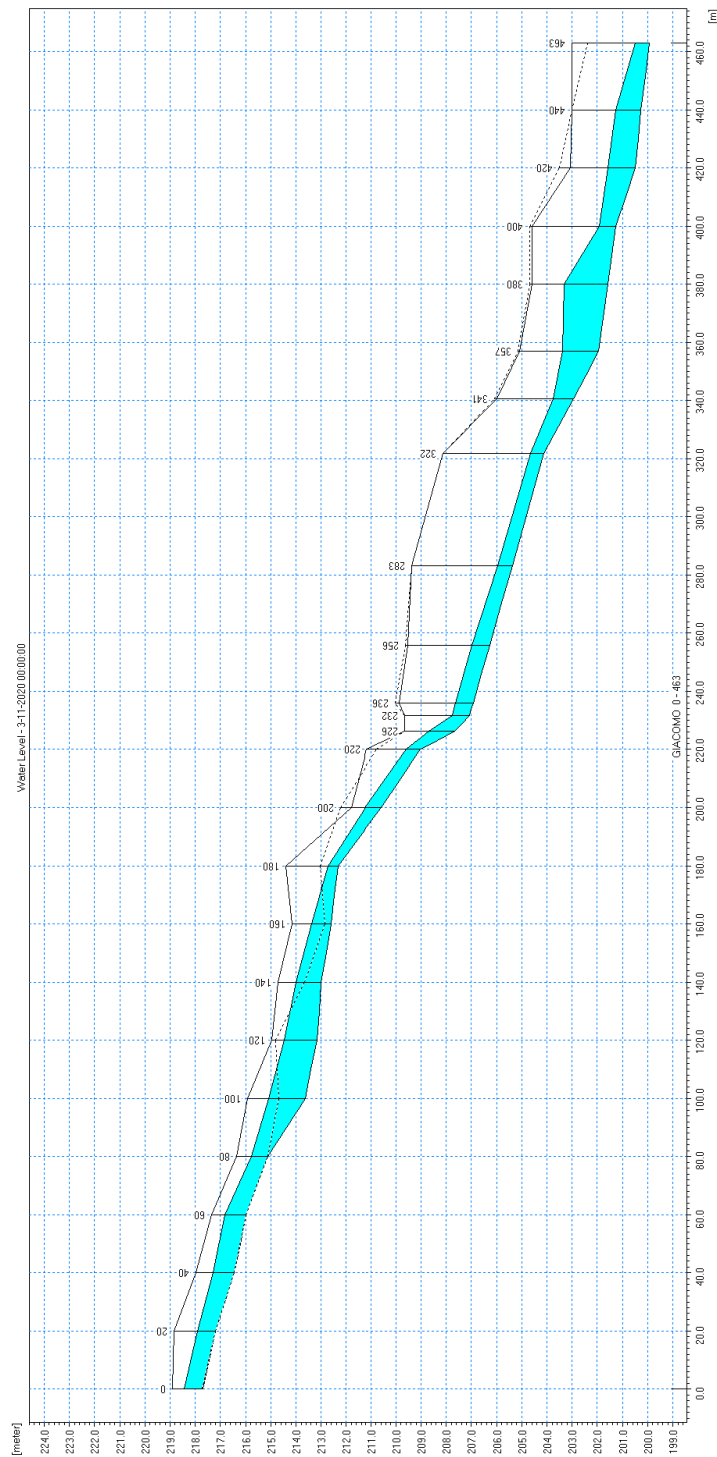


Figura 27 – Profilo di corrente a tempo di ritorno 10 anni in condizioni di fine cantiere (geometria dell'alveo corrispondente allo stato di progetto e presenza della pista di servizio).

8.1.3.2. Rio Impluvio (opera 3)

Il tracciato dell'A33 in progetto attraversa il rio in esame con un ponte di luce 40 m alla progr. Km 2+183.

Anche in questo caso la pista di servizio utile alla realizzazione dei lavori di costruzione dell'autostrada viene prevista a valle di essa, ad una distanza di circa 112 m. La pista di servizio, in corrispondenza dell'attraversamento dell'impluvio, si localizza in asse alla strada campestre esistente e quindi non modifica l'assetto idraulico del corso d'acqua. La strada campestre attraversa l'impluvio tramite un tombino circolare di diametro pari a 500 mm, già inadeguato a smaltire piene di basso tempo di ritorno.

Come già detto in precedenza, i tracciati planimetrici del rio Impluvio nella configurazione attuale e di progetto sono tra loro coincidenti, in quanto la sistemazione prevista non prevede alcuna modifica dell'asse del corso d'acqua, ma soltanto una sua riprofilatura integrata con opere di difesa in alveo. I profili longitudinali quindi non differiscono in termini di progressiva metrica.

Analogamente al rio San Giacomo, si sono valutate le condizioni di deflusso all'inizio ed alla fine del cantiere; in questo caso però la pista di servizio è coincidente con la strada campestre esistente localizzata tra le sezioni 11.1 e 11.2 e quindi non vi sono modifiche geometriche rispetto alle simulazioni di stato attuale e di progetto già eseguite in precedenza; la simulazione prende in considerazione soltanto l'evento a tempo di ritorno 10 anni.

Analogamente alle simulazioni di stato attuale e progetto per la portata di riferimento esposte al paragrafo 5, il tombino della strada campestre è stato considerato occluso durante l'evento di piena e quindi l'attraversamento viene assimilato nel modello ad un'opera trasversale.

Le simulazioni eseguite per TR 10 anni mostrano che la piena è sempre contenuta in alveo, sia nello stato attuale che in quello di progetto; nel tratto compreso tra il termine della sistemazione idraulica futura e la sezione più a valle del modello, nel confronto tra lo stato attuale e quello di progetto, non vi sono variazioni di livello idrico in quanto la pista di servizio coincide con quella campestre esistente senza comportare modifiche geometriche dell'attraversamento.

Di seguito si allegano le tabelle dei risultati delle due simulazioni unitamente ai profili di corrente decennali.

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m ³ /s	m/s	m ²	m	-
	1	0.00	203.95	0.36	204.31	204.52	9.80	2.04	4.81	17.97	1.26
	2	20.01	202.14	0.47	202.61	202.85	9.80	2.16	4.53	15.44	1.28
	3	40.00	200.49	0.44	200.93	201.14	9.80	2.02	4.86	17.54	1.22
	4	60.00	198.97	0.40	199.37	199.57	9.80	2.00	4.90	16.39	1.17
	5	80.00	197.45	0.52	197.97	198.16	10.60	1.93	5.48	17.20	1.09
	6	98.43	196.35	0.51	196.86	197.02	10.60	1.77	5.98	17.72	0.97
	7	127.12	194.99	0.52	195.51	195.77	10.60	2.24	4.73	16.52	1.34
	8	147.12	193.09	0.52	193.61	193.82	10.60	2.01	5.27	21.34	1.29

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m ³ /s	m/s	m ²	m	-
	9	167.12	191.05	0.73	191.78	191.95	10.60	1.81	5.85	15.08	0.93
	10	187.13	190.33	0.63	190.96	191.08	10.60	1.52	6.98	16.93	0.76
	11	206.88	189.14	1.33	190.47	190.49	10.60	0.55	19.42	33.81	0.23
monte opera provvisoria di raccordo a strada campestre esistente	11.1	210.90	189.13	1.31	190.44	190.48	10.60	0.87	12.15	23.66	0.39
valle opera provvisoria di raccordo a strada campestre esistente	11.2	213.90	189.12	1.12	190.24	190.34	10.60	1.37	7.73	22.33	0.74
	12	227.18	189.06	0.89	189.95	189.97	10.60	0.61	17.31	36.34	0.28

Tabella 28 – Simulazione a tempo di ritorno 10 anni in condizioni di impianto cantiere (geometria dell'alveo corrispondente allo stato attuale e presenza della pista di servizio coincidente con la strada campestre).

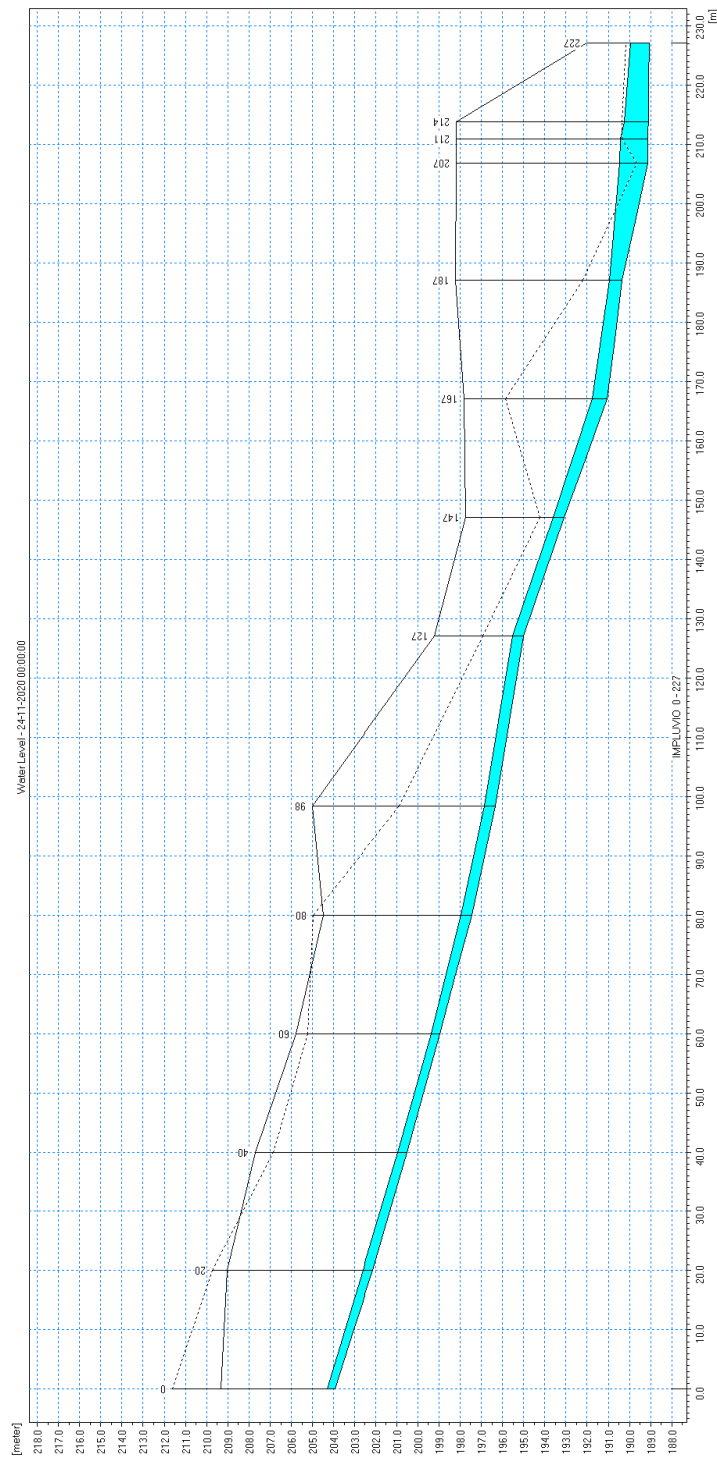


Figura 28 – Profilo di corrente a tempo di ritorno 10 anni in condizioni di impianto cantiere (geometria dell'alveo corrispondente allo stato attuale e presenza della pista di servizio coincidente con la strada campestre).

Note	Sezione	Progressiva	Fondo alveo	Tirante	Livello idrico	Carico totale	Portata	Velocità	Area deflusso	Larghezza livello idrico	Froude	Differenza con attuale
-	-	m	m s.m.	m	m s.m.	m s.m.	m ³ /s	m/s	m ²	m	-	m
	1	0.00	203.95	0.36	204.31	204.52	9.80	2.04	4.81	17.97	1.26	0.00
	2	20.01	202.14	0.47	202.61	202.85	9.80	2.16	4.53	15.44	1.28	0.00
	3	40.00	200.49	0.44	200.93	201.14	9.80	2.02	4.84	17.53	1.23	0.00
	4	60.00	198.97	0.38	199.35	199.58	9.80	2.12	4.63	16.10	1.26	-0.02
inizio sistemazione	5	80.00	197.31	0.38	197.69	198.29	10.60	3.44	3.08	15.38	2.46	-0.28
monte attraversamento A33	6	98.43	195.66	0.46	196.12	196.39	10.60	2.29	4.62	20.69	1.55	-0.74
valle attraversamento A33	7	127.12	194.37	0.43	194.80	195.18	10.60	2.74	3.87	17.64	1.87	-0.71
fine sistemazione	8	147.12	193.10	0.41	193.51	194.04	10.60	3.23	3.28	14.51	2.17	-0.10
	9	167.12	191.05	0.73	191.78	191.95	10.60	1.81	5.85	15.08	0.93	0.00
	10	187.13	190.33	0.63	190.96	191.08	10.60	1.52	6.98	16.93	0.76	0.00
	11	206.88	189.14	1.33	190.47	190.49	10.60	0.55	19.42	33.81	0.23	0.00
monte opera provvisoria di raccordo a strada campestre esistente	11.1	210.90	189.13	1.31	190.44	190.48	10.60	0.87	12.15	23.66	0.39	0.00
valle opera provvisoria di raccordo a strada campestre esistente	11.2	213.90	189.12	1.12	190.24	190.34	10.60	1.37	7.73	22.33	0.74	0.00
	12	227.18	189.06	0.89	189.95	189.97	10.60	0.61	17.31	36.34	0.28	0.00

Tabella 29 – Simulazione a tempo di ritorno 10 anni in condizioni di fine cantiere (geometria dell'alveo corrispondente allo stato di progetto e presenza della pista di servizio coincidente con la strada campestre).

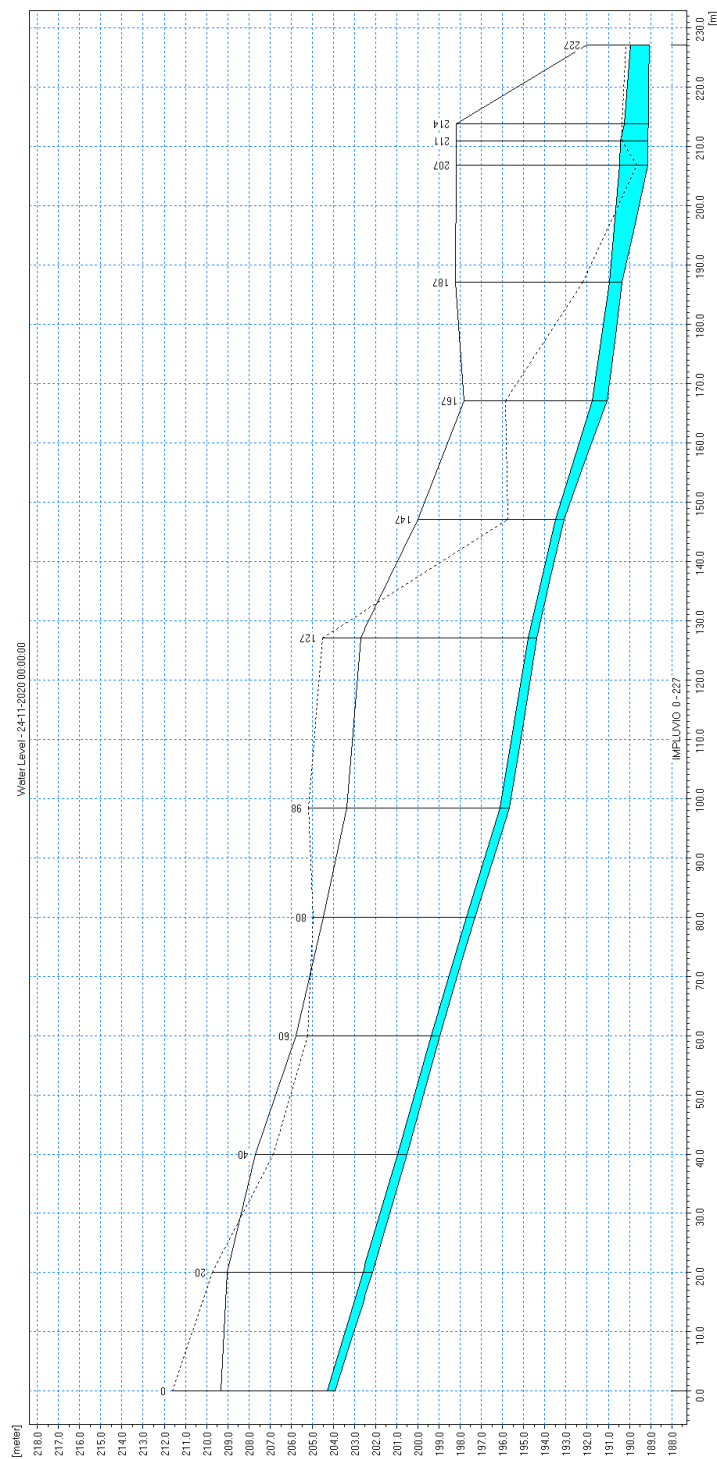


Figura 29 – Profilo di corrente a tempo di ritorno 10 anni in condizioni di fine cantiere (geometria dell'alveo corrispondente allo stato di progetto e presenza della pista di servizio coincidente con la strada campestre).

8.1.3.3. Bacino 6.1T (affluente impluvio a monte A33)

L'apporto di piena a tempo di ritorno 10 anni del bacino viene smaltito tramite un sistema di trincee drenanti previste a monte del rilevato dell'A33 (lato spalla Cuneo). In particolare la canaletta rivestita in lastre prefabbricate in cls posta alla base del rilevato lato monte, è caratterizzata da geometria trapezoidale avente larghezza alla base di 0.7 m, altezza di 0.7 m e larghezza in sommità di 1.5 m. La sua pendenza minima è pari allo 0.5%. La canaletta confluisce nel rio impluvio immediatamente a monte dell'opera di attraversamento dell'A33 in progetto.

La verifica idraulica è avvenuta utilizzando una schematizzazione di calcolo in moto uniforme, tenuto conto del modesto valore di portata di piena generato, delle caratteristiche morfologiche dell'alveo, riconducibile a una semplice incisioni. Inoltre tale schematizzazione è valida in quanto la canaletta viene progettata con profilo di fondo tale da non risentire dell'eventuale rigurgito indotto dal rio impluvio.

Il calcolo idraulico è avvenuto utilizzando come schematizzazione di base, quella di moto uniforme, applicando la formulazione proposta da Chezy nel seguito riportata:

$$Q = \chi * \Omega * (R * i_f)^{0.5}$$

$$\chi = c * R^{(1/6)}$$

in cui:

- c = coefficiente di resistenza distribuita secondo Gauckler - Strickler ($m^{1/3}/s$);
- Ω = area bagnata della sezione idraulica (m^2);
- R = raggio idraulico (m);
- i_f = pendenza del fondo (m/m).

Nel calcolo si è assunto come valore di scabrezza un coefficiente di Strickler pari a $60 m^{1/3}/s$, proprio del calcestruzzo.

Sulla base di quanto sopra detto, la portata decennale pari a $0.8 m^3/s$ viene smaltita generando un tirante idraulico sul fondo di 0.48 m corrispondente a un riempimento della canalizzazione pari al 60.7%. e una velocità di 1.72 m/s.

8.1.3.4. Bacino 6.1

Il bacino 6.1 attraversa la A33 alla progressiva km 2+004 tramite un tombino scatolare di dimensioni $B \times H = 2.0 \times 2.0$ m (T7).

La pista di servizio è ubicata a valle dell'infrastruttura autostradale in progetto; essa interferisce con l'incisione alla progressiva km 1+500 circa; come opera di attraversamento viene previsto un tombino circolare in cls di diametro 1.5 m caratterizzato da una pendenza di fondo del 5%.

La portata decennale prodotta dal bacino è pari a $1.3 \text{ m}^3/\text{s}$ è viene smaltita dall'attraversamento generando un riempimento del 23%, con un tirante idraulico pari a 0.33 m e una velocità di 4.54 m/s.

8.1.4. Opere di tombinatura provvisorie

La realizzazione degli interventi di sistemazione dei diversi rii è prevista in stagione favorevole, con alveo in secca; al fine di garantire il convogliamento di eventuali acque di ruscellamento dovute a modesti eventi meteorici, è prevista la collocazione a fondo alveo di condotte flessibili, con tura a monte di invito. Durante le successive fasi di scavo e sistemazione dell'alveo si prevede lo spostamento temporaneo delle condotte flessibili, in modo da non interferire con le attività di cantiere.

Le opere di tombinatura provvisorie previste per la realizzazione delle opere di attraversamento mettono in evidenza la limitata capacità di deflusso all'interno del cantiere, che risulta a rischio per portate di piena inferiori a quella ordinaria. Le caratteristiche strutturali delle opere provvisorie tuttavia sono tali da garantirne la completa e immediata asportazione una volta che esse vengano sormontate da un qualsivoglia evento e quindi non compromettono le condizioni di deflusso rispetto allo stato attuale.

Al fine però di garantire la sicurezza del personale e delle attrezzature presenti nell'area di cantiere interferente con gli alvei, preventivamente dovrà essere allestito un sistema di allertamento idrologico in tempo reale al fine di un suo rapido sgombero (vista la natura di questi corpi idrici aventi un'estensione di bacino estremamente limitata). In caso di eventuali fenomeni meteorici avversi (piogge intense, temporali, ecc.) le lavorazioni saranno sospese e i mezzi, le attrezzature e il personale saranno collocati in posizione sicura, al di fuori dell'alveo.

ALLEGATI

ALLEGATO 1 – DESCRIZIONE DEL CODICE NUMERICO MIKE 11

1. PREMESSA

Il programma MIKE 11 è stato realizzato dal DHI (Danish Hydraulic Institute) a partire dal programma SYSTEM 11 che dal 1972, anno della sua messa a punto, ad oggi, è stato usato in un grande numero di applicazioni in tutto il mondo con ottimi risultati e riconoscimenti.

MIKE 11 è un programma generale per la simulazione del flusso idrico a pelo libero in estuari, fiumi, sistemi di irrigazione e simili corpi idrici. MIKE 11 simula il flusso monodimensionale, stazionario e non, di fluidi verticalmente omogenei in qualsiasi sistema di canali o aste fluviali. È possibile tenere conto di:

- portate laterali;
- condizioni di corrente veloce o lenta;
- flusso libero o rigurgitato in corrispondenza di sfioratori;
- differenti regole operative di funzionamento di serbatoi o invasi;
- resistenze localizzate e perdite di carico concentrate;
- casse d'espansione;
- condizioni di flusso bidimensionale sulle pianure alluvionali;
- azione del vento;
- nodi idraulici (biforcazioni e convergenti).

L'adozione del programma di simulazione DHIMIKE 11, consente la soluzione del problema idrodinamico di moto vario con uno schema di soluzione numerica molto efficiente che limita i tempi di calcolo consentendo una adeguata rappresentazione dell'evolversi temporale dei transitori idraulici legati al passaggio dell'onda di piena.

2. EQUAZIONI GENERALI DI DE SAINT VENANT

MIKE 11 risolve le equazioni di conservazione del volume e della quantità di moto (equazioni di De Saint Venant) che sono derivate sulla base delle seguenti assunzioni:

- a) Il fluido (acqua) è incomprimibile ed omogeneo, cioè senza significativa variazione di densità.
- b) La pendenza del fondo è piccola.
- c) Le lunghezze d'onda sono grandi se paragonate all'altezza d'acqua, in modo da poter considerare in ogni punto parallela al fondo la direzione della corrente: è cioè trascurabile la componente verticale dell'accelerazione e su ogni sezione trasversale alla corrente si può assumere una variazione idrostatica della pressione.

Integrando le equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto si ottiene:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$
$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} = 0$$

ed introducendo la resistenza idraulica (attrito) e le portate laterali addotte:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{gQ|Q|}{C^2 AR} = 0$$

dove:

A = area della sezione bagnata (m²);

C = coefficiente di attrito di Chezy (m^{1/2}s⁻¹);

g = accelerazione di gravità (m s⁻²);

h = altezza del pelo libero rispetto ad un livello di riferimento orizzontale (m);

Q = portata (m³/s);

R = raggio idraulico (m);

α = coefficiente di distribuzione della quantità di moto;

q = portata laterale addotta (m²/s).

3. DESCRIZIONE IN CORRISPONDENZA DI STRUTTURE

Dal punto di vista matematico la descrizione della corrente attraverso stramazzi o soglie e sezioni trasversali strette è abbastanza simile. In MIKE 11 la descrizione di ogni struttura viene effettuata in un segmento di corso d'acqua.

Tipi di strutture simulate

Tipo 1. Stramazzo a larga soglia

Il programma automaticamente determina le caratteristiche di funzionamento standard dello stramazzo sulla base della geometria e dei coefficienti di perdita di carico specificati dall'utente. Viene assunta una distribuzione idrostatica delle pressioni sulla soglia e vengono utilizzati diversi algoritmi per la simulazione del deflusso libero e di quello rigurgitato.

Tipo 2. Relazione Q-h

Nel caso in cui le condizioni standard di funzionamento (tipo 1) dello stramazzo non risultino adeguate (ad esempio quando è evidente una significativa curvatura delle linee di corrente) è possibile specificare le relazioni Q-h (portate-livelli) valide per la data struttura. La relazione Q-h viene utilizzata per il deflusso libero in condizioni critiche, mentre per il deflusso rigurgitato (o sommerso) vengono utilizzati gli stessi algoritmi della struttura "tipo 1".

Tipo 3. Tombino

Un tombino può essere descritto mediante diversi algoritmi validi per condizioni di deflusso critico, rigurgitato o a "tubo pieno". il funzionamento a "tubo pieno" è a sua volta suddiviso in deflusso libero a valle, flusso rigurgitato e flusso sommerso. Deve essere inserita una relazione Q-h che contempli tutti i casi di deflusso critico allo sbocco del tombino. La portata critica è determinata da una formulazione di stramazzo a larga soglia quando l'imbocco è libero e da una formulazione di luce sotto battente quando l'imbocco è sommerso.

Tipo 4. Relazione Q-t

È possibile inserire una qualsiasi relazione Q-t esterna per descrivere ad esempio il deflusso da una diga o un pompaggio. Questa relazione sostituisce localmente l'equazione di conservazione della quantità di moto.

Tipo 5. Relazione $Q = A(Z_{j1}) \cdot Z_{j2}$

Il deflusso nell'ambito di una struttura può essere posto in relazione, in modo dinamico, a due qualsiasi variabili indipendenti del sistema consentendo di simulare regole operative particolari. Il deflusso da un invaso può per esempio essere correlato alla portata in ingresso e al livello nell'invaso (o al livello a valle di esso).

Tipo 6. Strutture mobili

E' possibile simulare la presenza di strutture mobili con condizioni di deflusso di tipo sfioro o luce sotto battente. Viene assegnata la geometria fissa della struttura (larghezza, quota del fondo per sistemi a sfioro tipo ventola, quota del livello massimo della paratoia per sistemi con luce sotto battente) ed una regola operativa che determina la quota della parte mobile della struttura in funzione di una delle seguenti condizioni idrodinamiche calcolate dal modello: un livello, una differenza di livelli, una portata, una differenza di portate, il tempo. Il modulo simula dinamicamente la variazione della geometria della struttura ed il flusso che ne consegue.

4. RESISTENZA D'ATTRITO

MIKE 11 consente di utilizzare due diverse formulazioni della resistenza d'attrito: l'espressione di Chezy e quella di Strickler.

Secondo la formula di Chezy, nell'equazione del moto il termine di resistenza risulta pari a:

$$\tau_r = \frac{gQ|Q|}{C^2AR}$$

dove C è il coefficiente di attrito di Chezy.

Secondo la formula di Strickler, lo stesso termine diventa:

$$\tau_r = \frac{gQ|Q|}{M^2AR^{4/3}}$$

dove M è il coefficiente di Strickler, pari a $1/n$, essendo n il coefficiente di Manning.

5. CONDIZIONI INIZIALI

Le condizioni iniziali possono essere specificate dall'utente oppure essere calcolate automaticamente. Nel secondo caso viene usata la formula di Chezy per determinare i livelli idrici e le portate da considerare all'inizio della simulazione su tutta la rete o schema idraulico. In alternativa a queste due opzioni è possibile anche assumere come condizioni iniziali i risultati di una precedente simulazione effettuata sullo stesso schema idraulico.

6. METODO DI SOLUZIONE

La soluzione del sistema di equazioni è indipendente dall'approccio modellistico seguito (cinematico, diffusivo, dinamico). Le equazioni generali di De Saint Venant sono trasformate in un sistema di equazioni implicite alle differenze finite secondo una griglia di calcolo con punti Q e h alternati tra loro, nei quali la portata Q e il livello idrico h, rispettivamente, sono determinati ad ogni passo temporale (schema di Abbott a 6 punti).

La griglia di calcolo viene generata dal modello in base alle richieste dell'utente:

- i punti Q sono posizionati sempre a metà tra due punti h vicini;
- la distanza tra due punti h può essere variabile;
- ad ogni sezione trasversale d'alveo viene assegnato un punto h;
- ad ogni struttura viene assegnato un punto Q.

7. CONDIZIONI AL CONTORNO

In MIKE 11 le condizioni al contorno sono distinte in esterne ed interne. Le condizioni al contorno interne sono: legami tra punti nodali, strutture, portate interne, attrito indotto dal vento. Le condizioni al contorno esterne sono: valori costanti di h e Q, valori di h e Q variabili nel tempo, relazioni tra h e Q (ad es. scala di deflusso per una sezione d'alveo).

8. DEFINIZIONE DEI PASSI DI CALCOLO

La scelta ottimale dei passi di calcolo Dx (spazio) e Dt (tempo) da utilizzare nell'ambito di una simulazione è molto importante perché questi parametri possono condizionare pesantemente la stabilità del calcolo numerico e quindi i risultati stessi della simulazione. Esistono due differenti criteri per determinare correttamente i passi di calcolo Dx e Dt. Essi sono descritti nel seguito.

1) Criterio di Courant

$$Cr = \frac{\sqrt{g \cdot d + V}}{Dx} \cdot Dt$$

dove:

- Cr = numero di Courant;
- d = altezza d'acqua media;
- V = velocità media della corrente;
- g = accelerazione di gravità;
- Dt, Dx = passi di calcolo.

Il numero di Courant esprime quanti Dx vengono percorsi da un'onda, causata da una piccola perturbazione, che si muove in un intervallo di tempo Dt unitario. Per correnti lente ($Fr < 1$), il valore massimo del numero di Courant deve essere inferiore a 20.

2) Criterio della velocità.

Il criterio della velocità stabilisce che i passi Dx e Dt di calcolo siano definiti in modo tale che la corrente si muova di uno spazio Dx in un tempo maggiore di Dt, e cioè:

$$V *Dt < Dx$$

dove V è velocità media della corrente.

In definitiva entrambi i criteri esprimono il concetto che, per un dato passo di tempo Dt, Dx deve essere maggiore di un valore definito; contemporaneamente sia Dt che Dx devono essere inferiori a valori prestabiliti, in modo da descrivere correttamente il fenomeno in esame.

Il modello DHI/MIKE 11 genera automaticamente una griglia di calcolo sulla quale i nodi che rappresentano le altezze d'acqua sono localizzati in corrispondenza delle sezioni trasversali di rilievo. Nel caso in cui la distanza tra due sezioni sia maggiore di Dx, vengono inseriti nodi intermedi di calcolo, distanti fra loro Dx o meno.

ALLEGATO 2 - DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO MIKE 21 HD

PREMESSA

Il MIKE 21 è un programma modulare contenente diversi codici per la simulazione di corpi idrici per i quali sia possibile adottare l'approssimazione idrodinamica bidimensionale, piana, per fluidi verticalmente omogenei. Infatti, il numero "21" che contraddistingue il codice indica proprio la bidimensionalità nel piano ("2") e la monodimensionalità lungo la verticale ("1").

Il sistema modellistico è stato sviluppato per la simulazione delle correnti a pelo libero e dei fenomeni correlati all'idraulica in fiumi, laghi o invasi, così come in ambito costiero e offshore. I principali campi di applicazione sono:

- modellazione idrodinamica del trasporto solido e della qualità delle acque in fiumi;
- laghi ed aree golenali;
- studio del moto ondoso in aree costiere, bacini portuali ed offshore;
- analisi idrodinamica del trasporto solido e morfologica in aree costiere;
- analisi della qualità delle acque al largo e sottocosta;
- supporto alla pianificazione e progettazione di opere costiere ed offshore;
- supporto alla pianificazione e progettazione di opere di difesa fluviale;
- supporto all'ottimizzazione di layout portuali;
- analisi impatto ambientale;
- previsione degli stati di mare a supporto della navigazione;
- analisi di allagamenti in aree costiere e fenomeni di storm surge.

In generale il MIKE 21 offre un ambiente di lavoro completo, efficace e robusto a supporto dell'ingegneria e della pianificazione e gestione territoriale a diverse scale spaziali. La combinazione di un'interfaccia grafica avanzata con un motore di calcolo robusto ed affidabile, frutto di un pluriennale e continuo sviluppo da parte del DHI, rende questo software lo strumento più utilizzato ed efficace per l'ingegneria fluviale e marittima in tutto il mondo.



Il pacchetto MIKE 21 è disponibile in 4 versioni che si differenziano in base alla schematizzazione geometrica adottata:

- CLASSIC GRID (Griglia classica singola): le equazioni di continuità e del moto sono risolte con una tecnica implicita alle differenze finite su una griglia rettangolare, uniforme in tutto il dominio di calcolo;
- MULTIPLE GRID (Griglia multipla): questo schema utilizza lo stesso approccio della griglia singola, con la possibilità di innestare nel dominio griglie a risoluzione crescente nelle aree ove sia richiesto un maggiore dettaglio;
- FLEXIBLE MESH (Griglia flessibile): questo schema utilizza un metodo ai volumi finiti per la discretizzazione delle equazioni di flusso e trasporto con valori centrati sul singolo elemento. Il dominio di calcolo è discretizzato nelle dimensioni orizzontali attraverso una maglia non strutturata. La griglia non strutturata garantisce il massimo della flessibilità nella rappresentazione di geometrie complesse, in particolare per domini di calcolo estesi in cui sia necessario adottare una risoluzione spaziale variabile;
- CURVILINEAR (Griglia curvilinea): è la griglia adottata da MIKE 21C, codice di calcolo studiato appositamente per applicazioni di morfologia fluviale.

In campo fluviale MIKE 21 può essere utilizzato in modo integrato con altri codici di calcolo del DHI, in particolare:

- MIKE 11, grazie al modulo MIKE FLOOD, che consente di condurre simulazioni idrodinamiche accoppiando gli approcci 1d e 2d in modo totalmente integrato;
- MIKE URBAN CS per la simulazione di allagamenti in ambito urbano dalla rete di drenaggio.

In campo marittimo e costiero, dove risulta più efficace l'utilizzo della versione FM, il MIKE 21 consente di studiare in modo integrato il moto ondoso (moduli SW, PMS, NSW, BW, EMS), le correnti e le variazioni di livello superficiale (HD), il trasporto solido e la morfologia di sedimenti non coesivi e coesivi (ST, MT), la dispersione di soluti (AD/TR).

L'utilizzo di formati comuni a tutti i codici del mondo MIKE garantisce la possibilità di utilizzare i file di MIKE 21 anche in input ad altri modelli quali LITPACK e MIKE 3.

Infine, attraverso l'utilizzo di EcoLab, MIKE 21 consente di studiare anche i processi più complessi in termini di qualità delle acque, in presenza di composti e reagenti.

Di seguito si descrive il modulo MIKE 21 HD Classical Grid.

Modulo Idrodinamico (HD)

Il modulo idrodinamico (HD), cuore del codice MIKE 21, simula le variazioni di livello e corrente in risposta alle differenti tipologie di forzanti considerate, potendo essere utilizzato da solo o come base per i calcoli effettuati dagli altri moduli disponibili. In particolare, il modulo HD di MIKE 21 permette di tenere in considerazione i seguenti fenomeni:

- flooding and drying;
- perdite di carico;
- attrito al fondo;
- forza di Coriolis;
- effetto del vento;
- gradienti di pressione barometrica;
- coperture di ghiaccio;
- effetto delle maree;
- precipitazioni/Evaporazioni;
- radiation stresses;
- pozzi e sorgenti.

Come menzionato in precedenza, i risultati di una simulazione MIKE 21 HD possono essere usati come input per la simulazione di fenomeni fisici strettamente dipendenti dagli aspetti idrodinamici:

- trasporto di sostanze disciolte/sospese in acqua, modulo AD e modulo “Mud Transport”;
- trasporto solido di materiale non coesivo, modulo ST;
- qualità delle acque ed idroecologia, modulo ECO Lab.

Infine, per quanto riguarda le analisi dei fenomeni di esondazione, MIKE 21 può essere accoppiato in modo dinamico attraverso l'interfaccia MIKE FLOOD al codice monodimensionale MIKE 11, per la simulazione degli alvei e dei canali, ed al codice MIKE URBAN, per la simulazione delle reti di drenaggio e collettamento urbano, schematizzando il dominio di calcolo in modo integrato 1D/2D.

Il modulo idrodinamico HD del Mike 21 risolve le equazioni complete del moto di De St.Venant in un caso bidimensionale piano (la terza dimensione - asse z - è implicitamente integrata nelle equazioni considerando un mezzo verticalmente omogeneo), non stazionario. Il sistema delle equazioni di De St.Venant è costituito dalle seguenti equazioni.

Equazione di conservazione della massa:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} = 0$$

Equazione di conservazione della quantità di moto lungo x:

$$\begin{aligned} \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{gp\sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 h^2} - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{yy}) \right] - \Omega q - fVV_x \\ + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x} p_a + \frac{1}{\rho_w} \left(\frac{\partial \mathcal{S}_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \mathcal{S}_{xy}}{\partial y} \right) = 0 \end{aligned}$$

Equazione di conservazione della quantità di moto lungo y:

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{pq}{h} \right) + gh \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{gq\sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 h^2} - \frac{1}{\rho_w} \left[\frac{\partial}{\partial y} (h\tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial x} (h\tau_{xy}) \right] - \Omega p - fVV_y$$

$$+ \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial y} p_a + \frac{1}{\rho_w} \left(\frac{\partial \mathcal{S}_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \mathcal{S}_{xy}}{\partial x} \right) = 0$$

nelle quali:

- $h(x,y,t)$ = profondità dell'acqua;
- $\zeta(x,y,t)$ = quota del pelo libero;
- $p,q(x,y,t)$ = portate unitarie nelle direzioni x e y;
- $C(x,y)$ = coefficiente di scabrezza di Chezy;
-
- G = accelerazione di gravità;
-
- $f(V)$ = fattore d'attrito del vento;
- $V,V_x,V_y(x,y,t)$ = velocità del vento e componenti lungo le direzioni x e y;
- $\Omega(x,y)$ = parametro di Coriolis;
- $p_a(x,y,t)$ = pressione atmosferica;
- ρ_w = densità dell'acqua;
- x,y = coordinate spaziali;
- t = tempo;
- $\tau_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{yy}$ = componenti dello sforzo di taglio che tengono conto della turbolenza e del profilo verticale delle velocità;
- S_{xx}, S_{xy}, S_{yy} = componenti del radiation stress (nel caso la forzante idrodinamica derivi dall'interazione tra il moto ondoso ed il fondo).

Il termine di turbolenza è rappresentato dagli sforzi di taglio τ che compaiono nelle equazioni di conservazione della quantità di moto lungo le direzioni x e y. La formulazione utilizzata prende in considerazione il parametro E "eddy viscosity" che è implementato secondo due modalità:

1. dipendente dal flusso locale:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(E \frac{\partial \Phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(E \frac{\partial \Phi}{\partial y} \right) \quad (\text{nella direzione } x);$$

2. oppure dipendente dalla velocità locale:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(hE \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(hE \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (\text{nella direzione } x);$$

Le due equazioni rappresentano il termine di sforzo di taglio nelle equazioni di conservazione della quantità di moto. Il coefficiente E può essere specificato come costante su tutta la griglia, variabile da punto a punto, o come funzione del campo di velocità locale secondo la formulazione di Smagorinski:

$$E = c_s^2 \Delta^2 \left[\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 \right]$$

nella quale u e v sono le componenti della velocità locale, Δ è la dimensione spaziale della griglia e c_s è una costante compresa tra 0,25 e 1.

In questo caso il termine di sforzo di taglio nelle equazioni di conservazione della quantità di moto (asse x) è dato da:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(hE \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{1}{2} hE \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right)$$

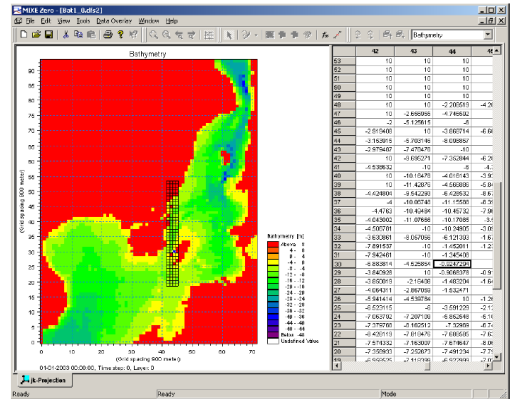
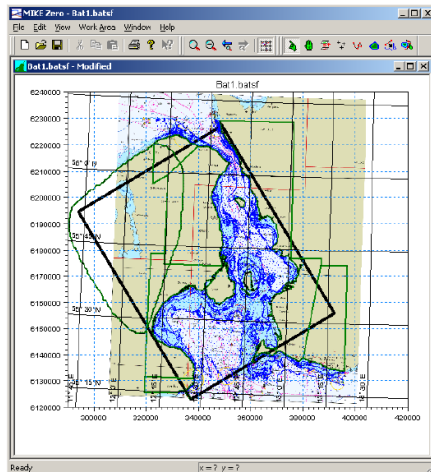
La portata entrante nell'area di calcolo viene assegnata come portata unitaria ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$) lungo la frontiera libera dalla quale entra il flusso: viene assegnata al modello la portata complessiva (m^3/s) che viene poi ripartita automaticamente sui punti di calcolo della griglia.

La condizione iniziale è rappresentata da una situazione di "quiete", nel senso che tutte le componenti delle forzanti sono nulle (portate, velocità, livelli) e variano poi linearmente nel tempo fino a raggiungere il valore assegnato in un tempo prefissato. Questa tecnica, detta del "soft start" consente di eliminare eventuali brusche oscillazioni iniziali della soluzione che potrebbero presentarsi per problemi di stabilità numerica. Al termine del "soft start" la situazione ottenuta è di effettiva stazionarietà.

Le equazioni di continuità del moto sono risolte con una tecnica implicita alle differenze finite su una griglia rettangolare, uniforme su tutto il dominio di calcolo, costituita da celle di dimensioni tali da poter descrivere in maniera sufficientemente corretta le variazioni plano-altimetriche della batimetria.

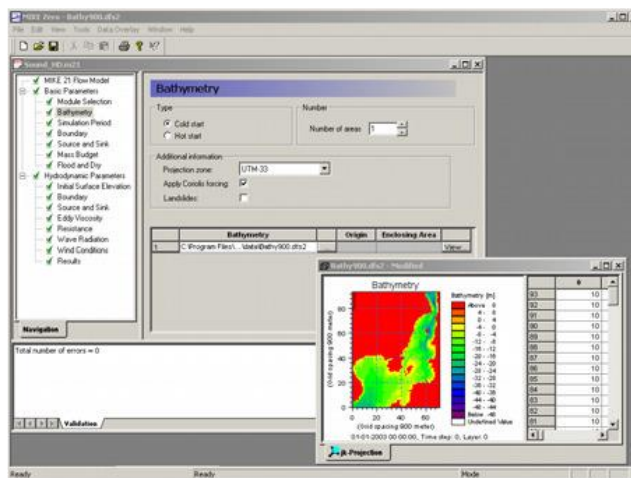
Il medesimo approccio della griglia singola viene utilizzato anche nella versione "griglia multipla- nested grid", che permette di innestare nel dominio di calcolo griglie a risoluzione crescente nelle aree ove sia richiesto un maggiore dettaglio.

Le equazioni della conservazione della massa e della quantità di moto sono risolte alle differenze finite utilizzando il metodo ADI (Alternating Direction Implicit). Il sistema di equazioni linearizzate che scaturisce dall’algoritmo è risolto con il metodo DS (Double Sweep, Abbott, 1979).



Il modello MIKE 21 HD necessita di una serie di dati di input che si possono raggruppare in differenti categorie, ovvero:

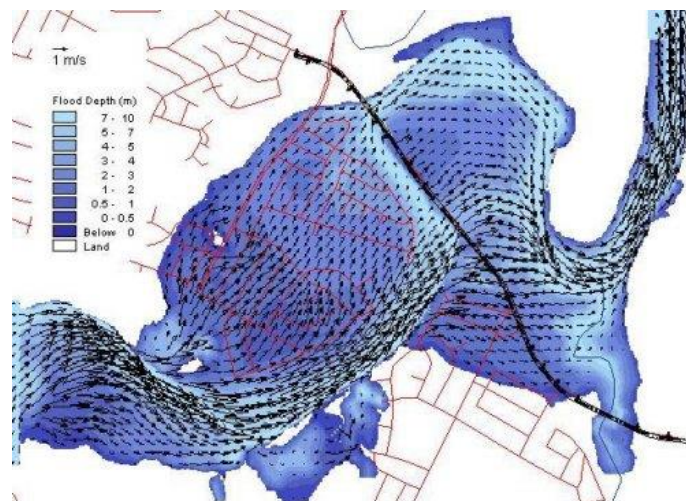
- parametri temporali e del dominio (risoluzione della griglia di calcolo, time step, durata simulazione);
- fattori di calibrazione (bed resistance, viscosità turbolenta);
- condizioni iniziali (livelli e campi di corrente);
- condizioni al contorno (livelli, portate);
- altre forzanti (campi di vento, radiation stresses, sorgenti o pozzi).



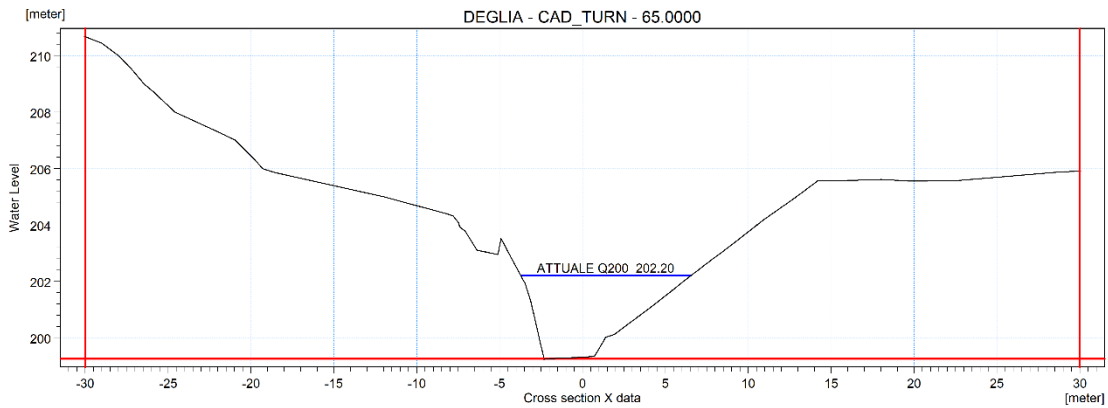
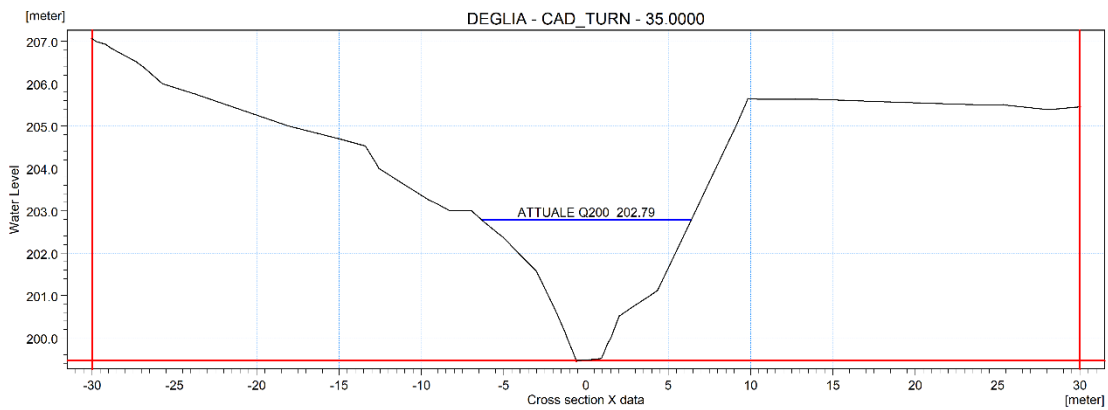
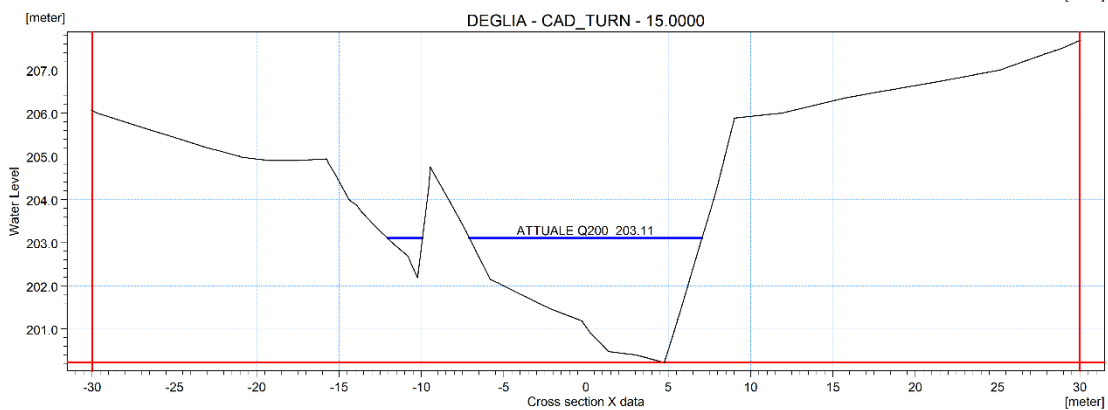
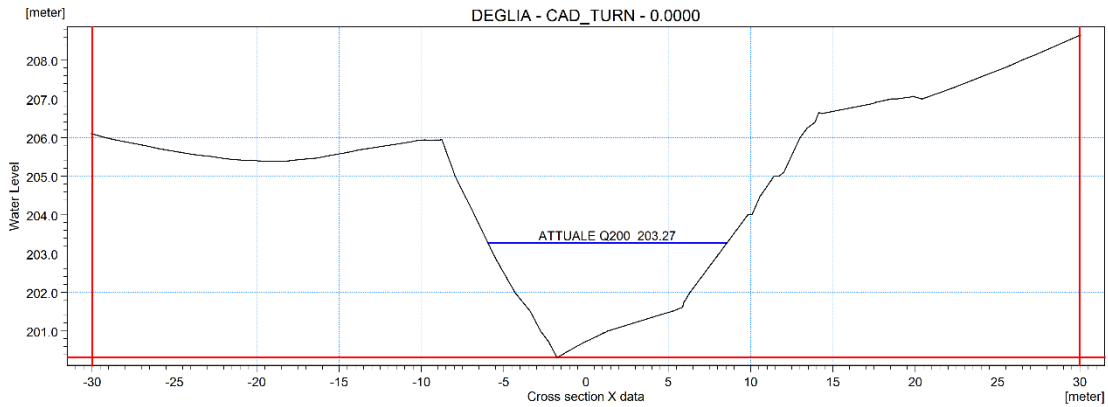
I risultati di un'applicazione modellistica bidimensionale possono essere rappresentati con i molteplici strumenti di visualizzazione statica e dinamica a corredo dello strumento modellistico utilizzato. Gli strumenti di post processing consentono di creare animazione 2D da esportare ed utilizzare in ambiente di lavoro esterno alla piattaforma modellistica utilizzata per il calcolo numerico.

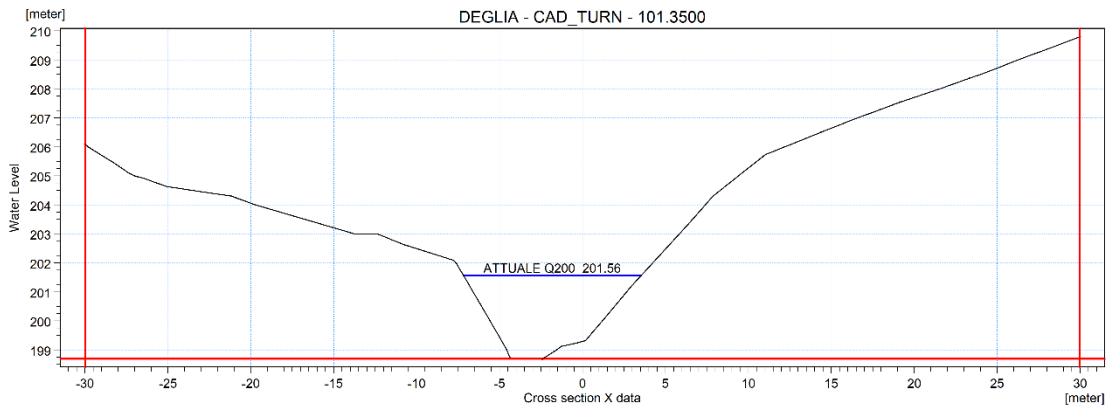
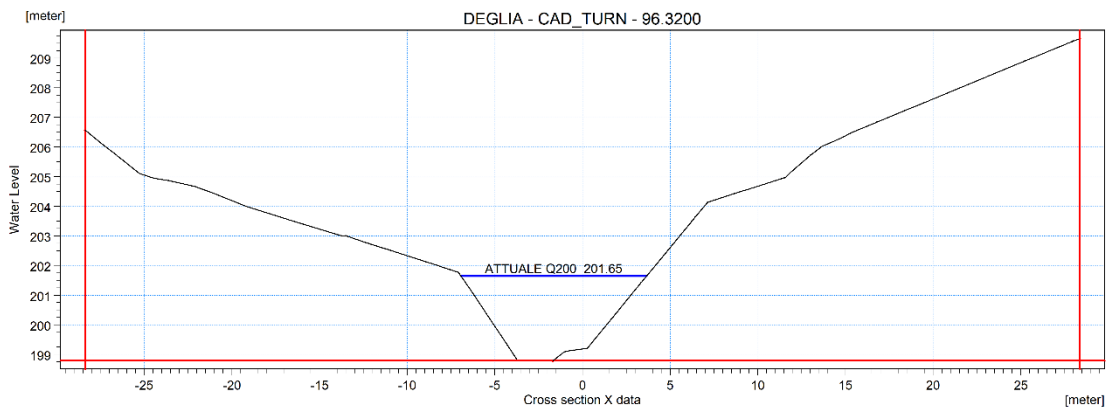
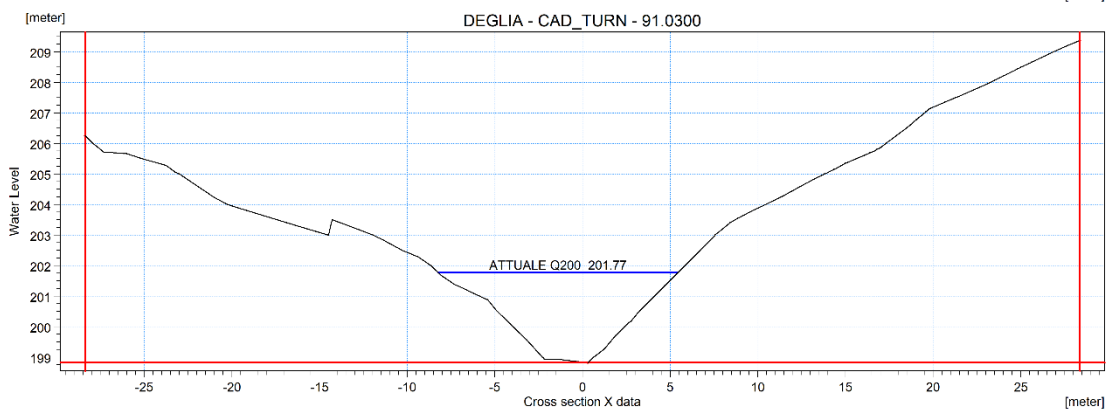
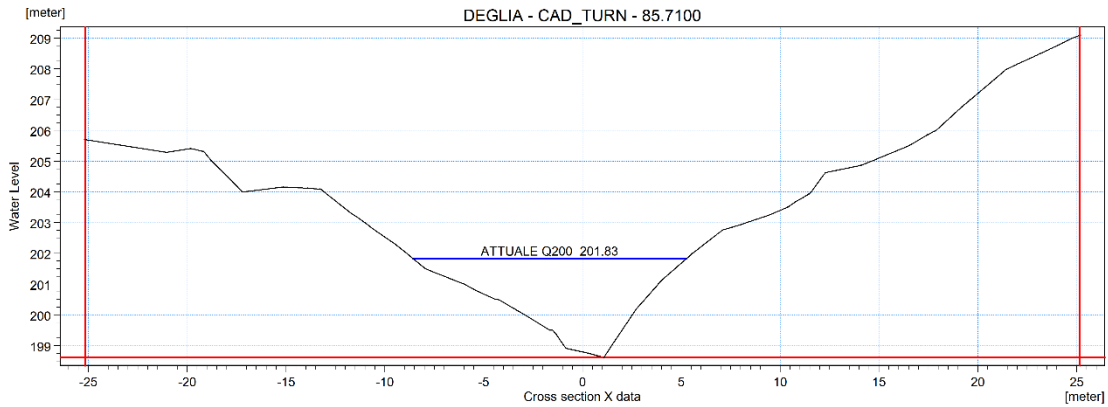
L'utilizzo di un approccio di tipo bidimensionale, permette di indagare non solo l'intensità del fenomeno ma anche direzione e verso del vettore velocità in ogni cella della matrice. Ad esempio per ognuno degli elementi della griglia, sono rappresentati le variazioni temporali delle seguenti variabili:

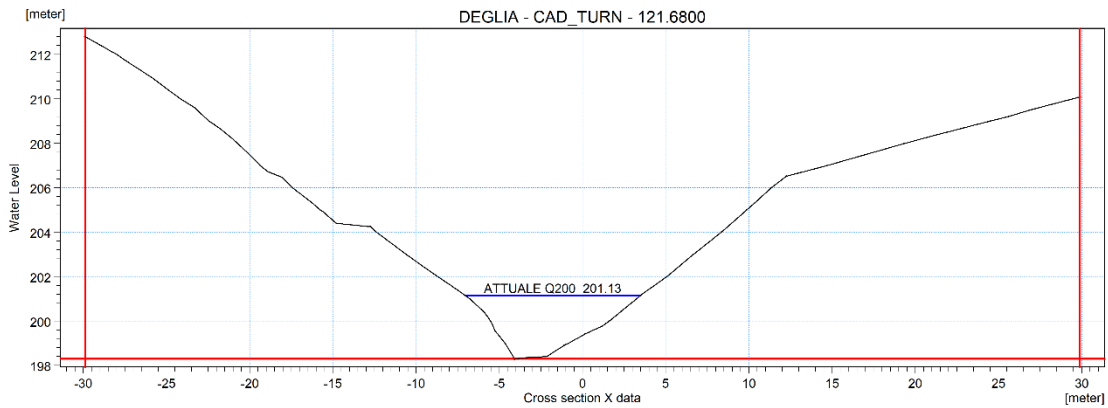
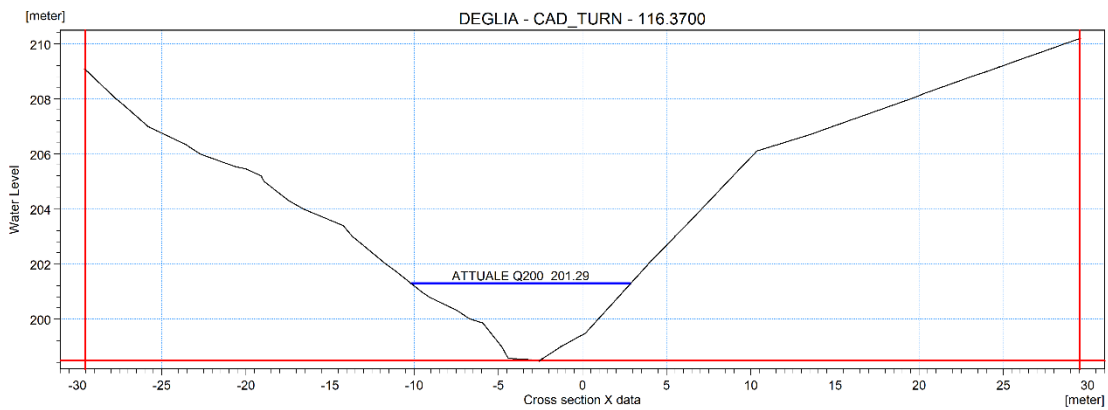
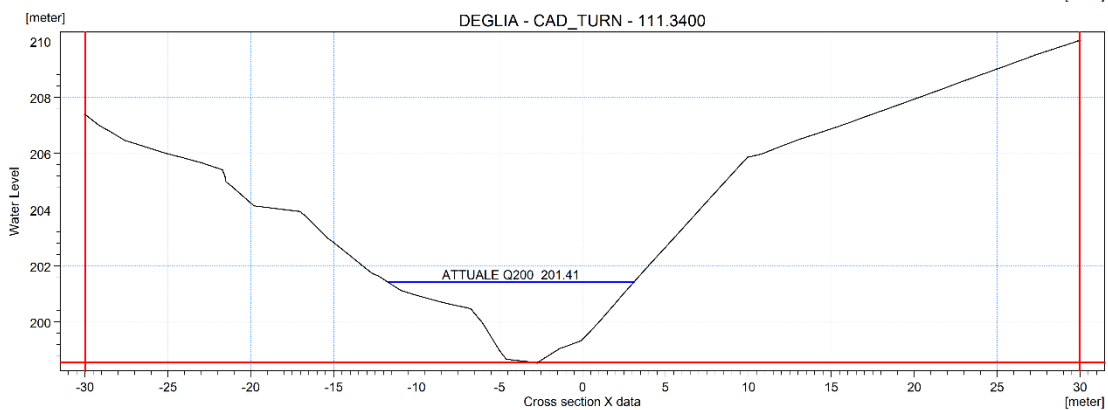
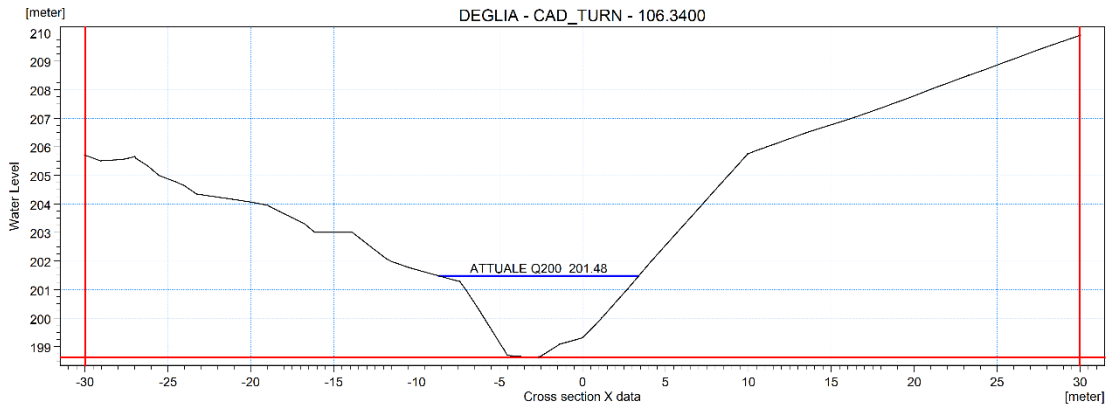
- profondità e livelli idrici;
- flussi di corrente nelle direzioni principali;
- velocità di corrente e direzione.

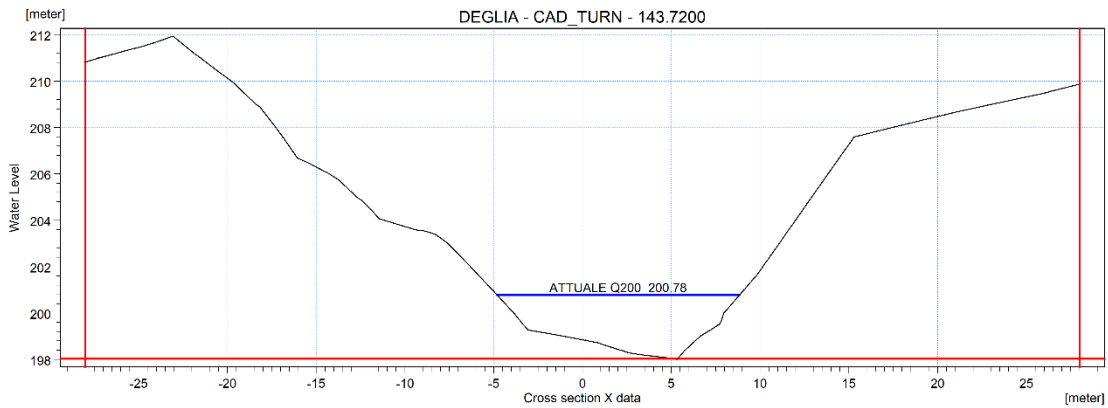
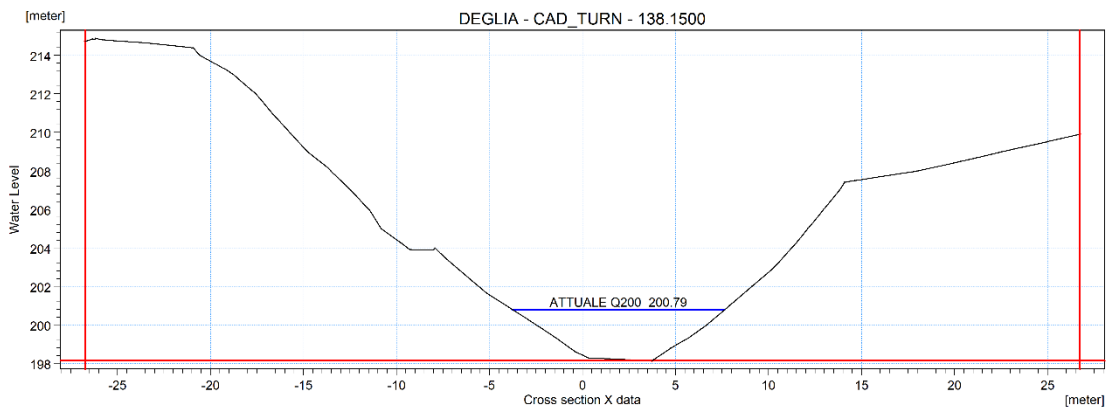
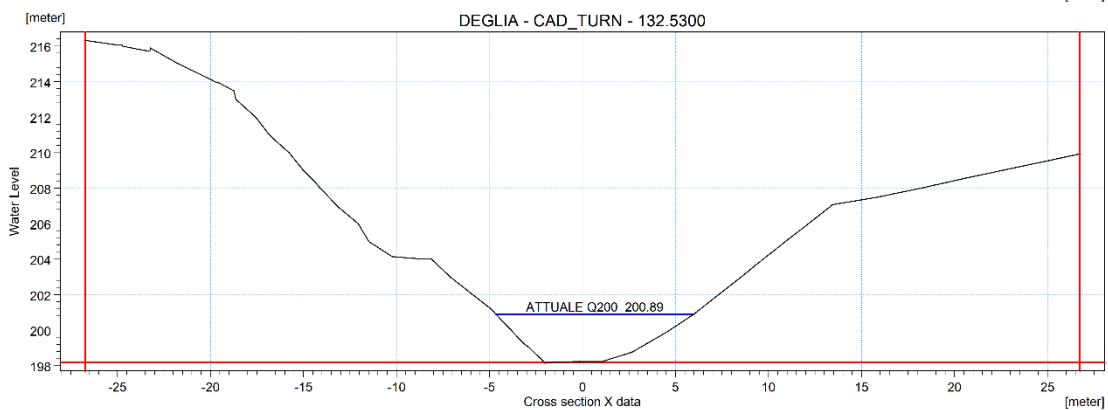
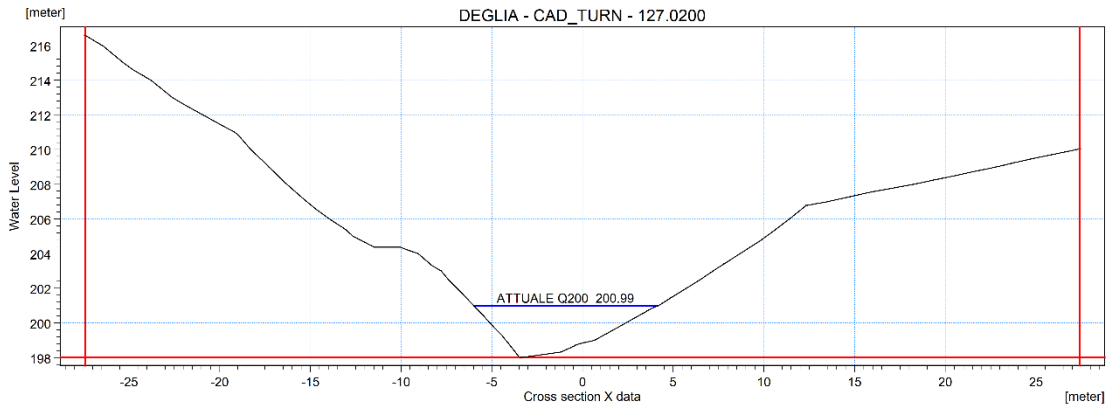


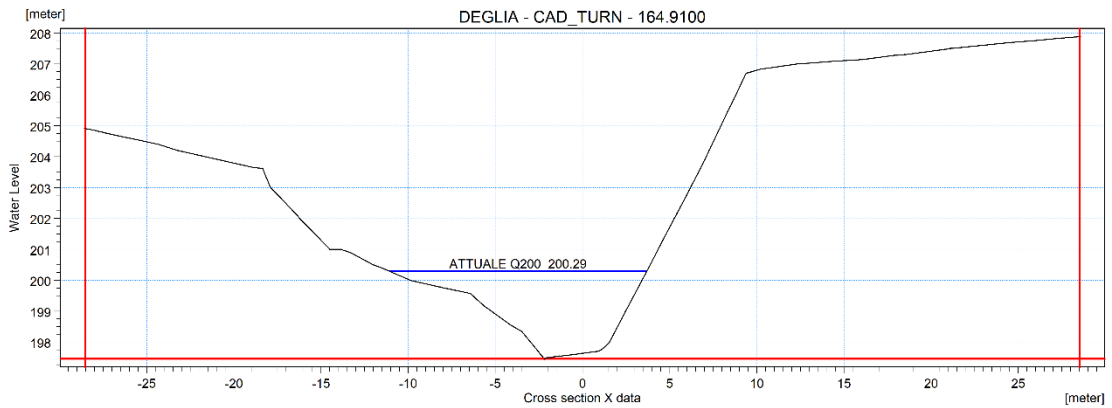
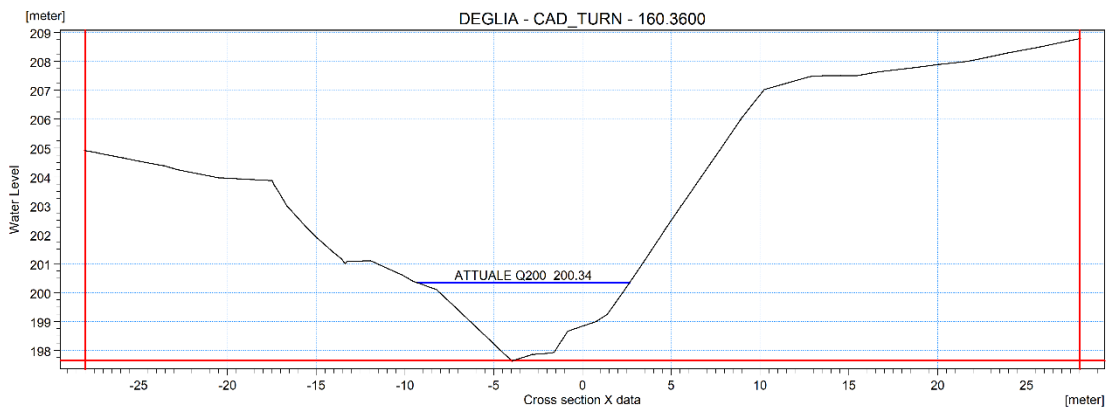
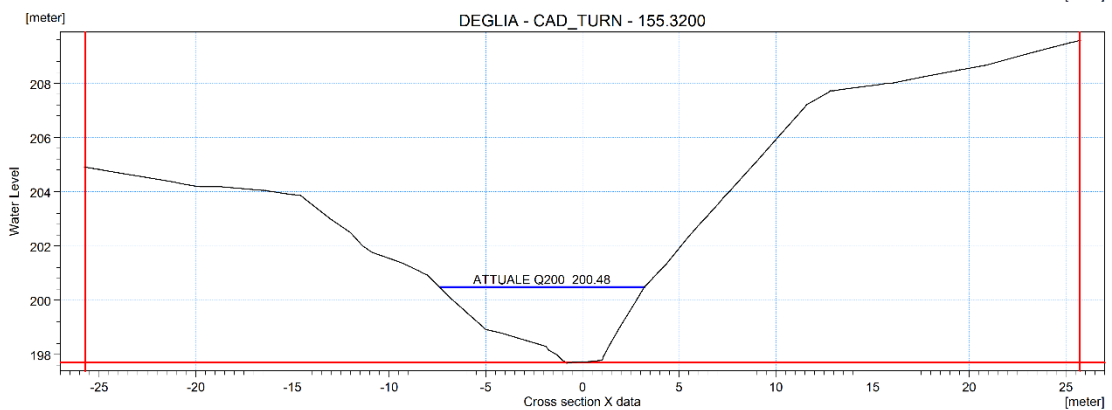
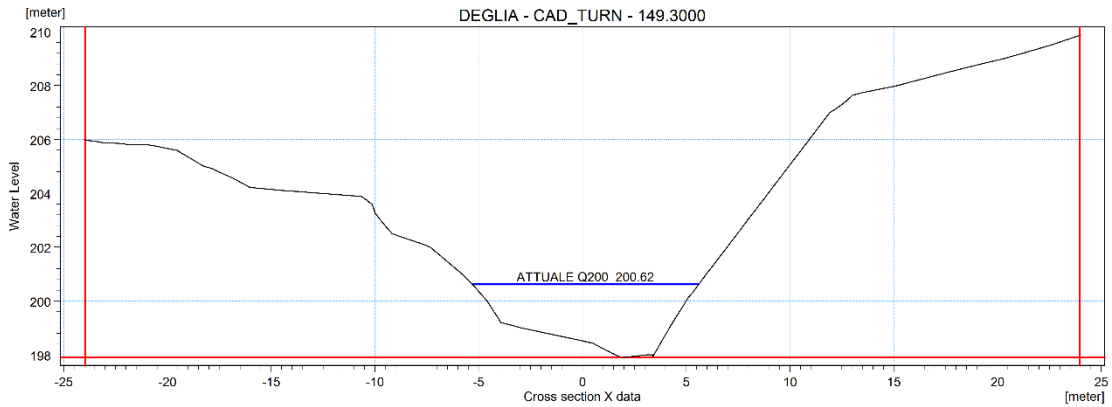
**ALLEGATO 3 – RIO DEI DEGLIA: SEZIONI TRASVERSALI DI STATO ATTUALE CON
RAPPRESENTAZIONE LIVELLI IDRICI TR200 ANNI**

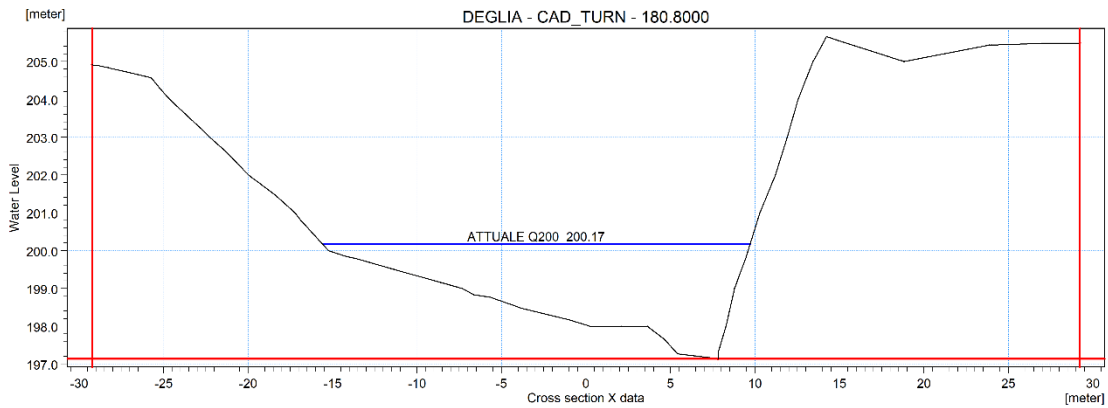
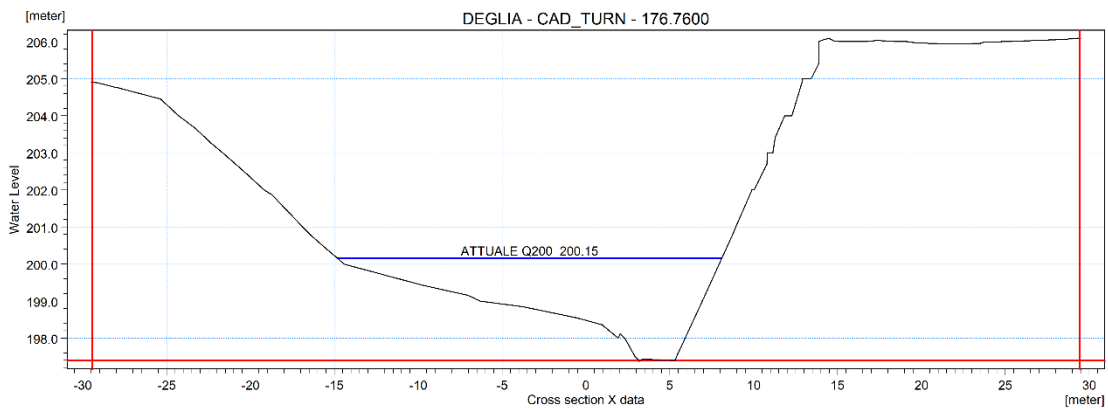
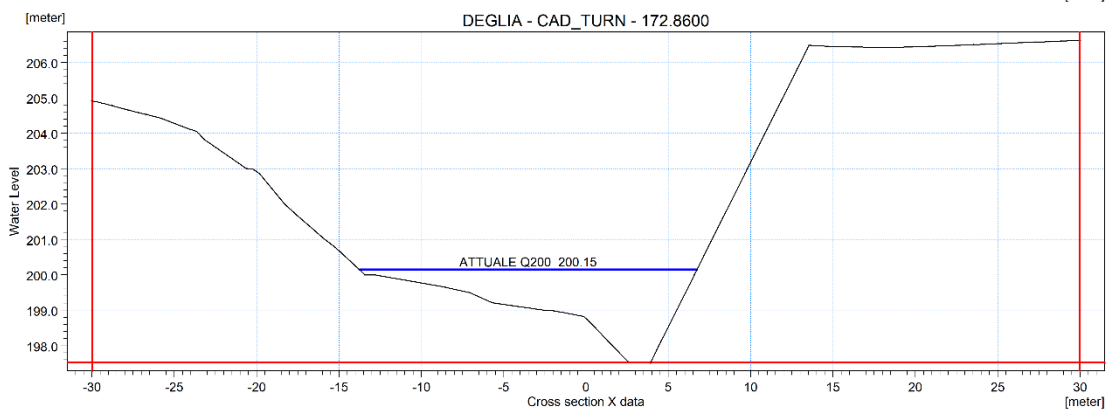
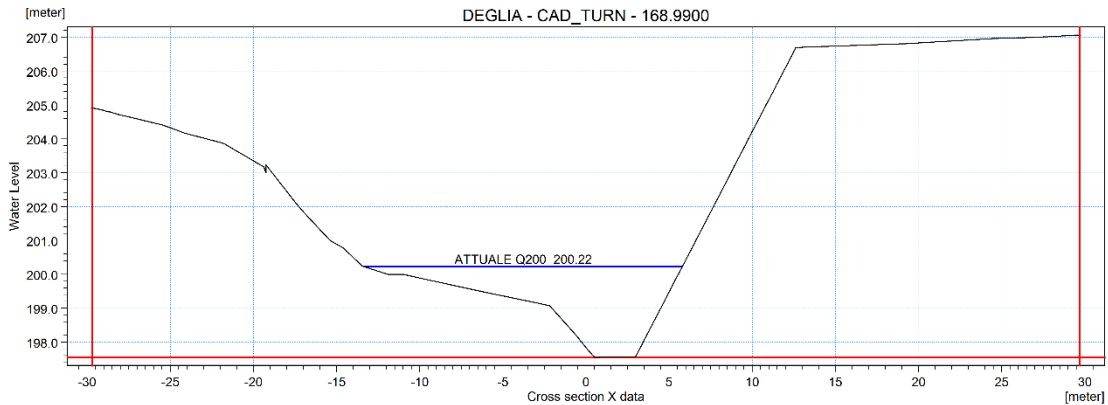


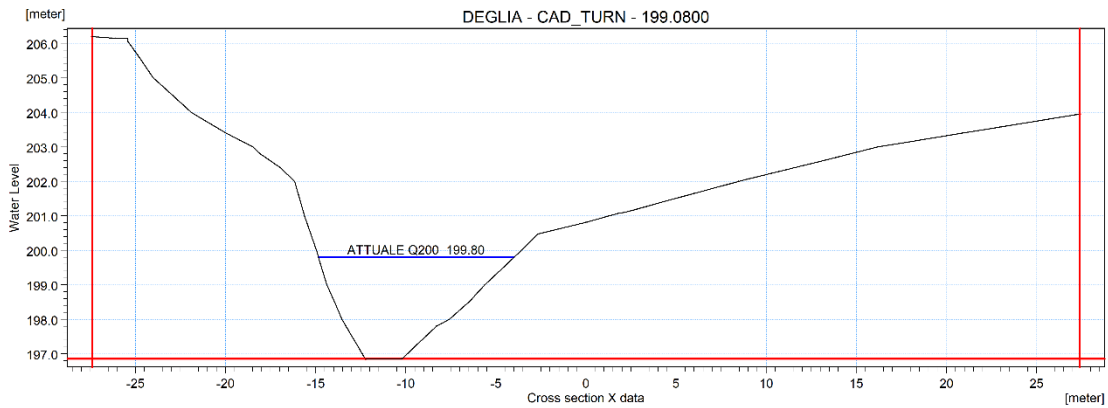
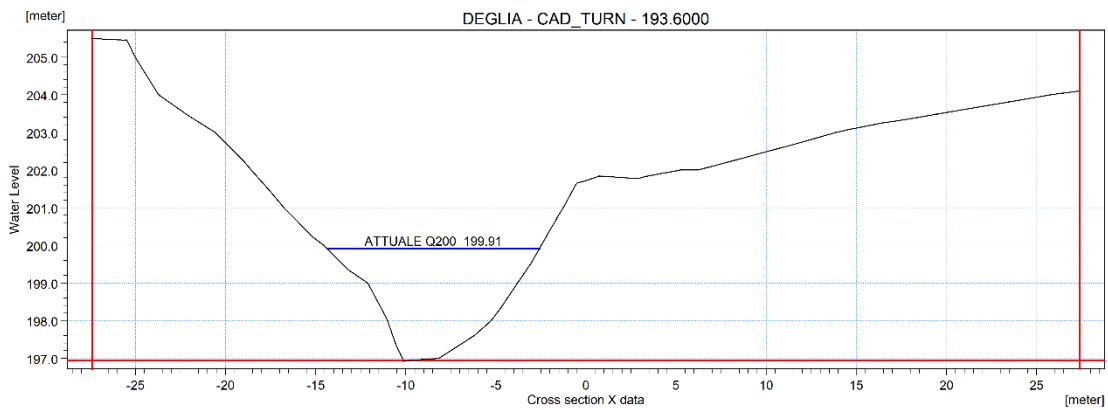
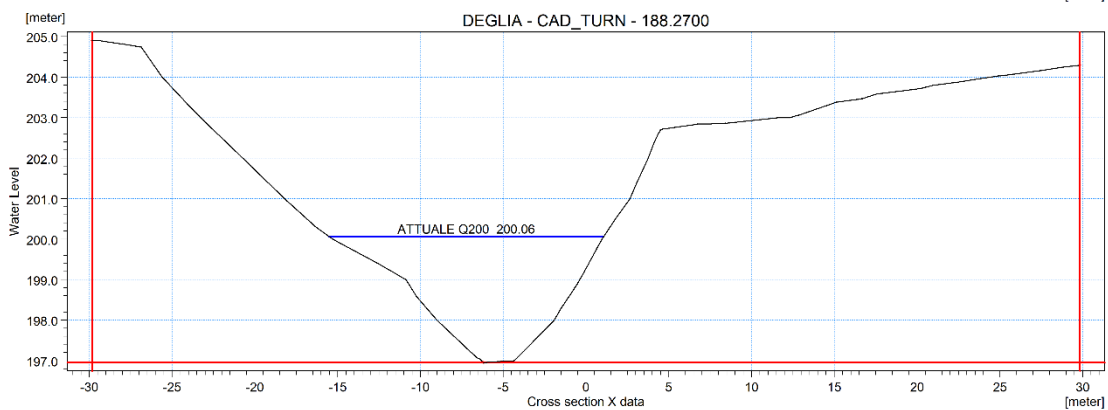
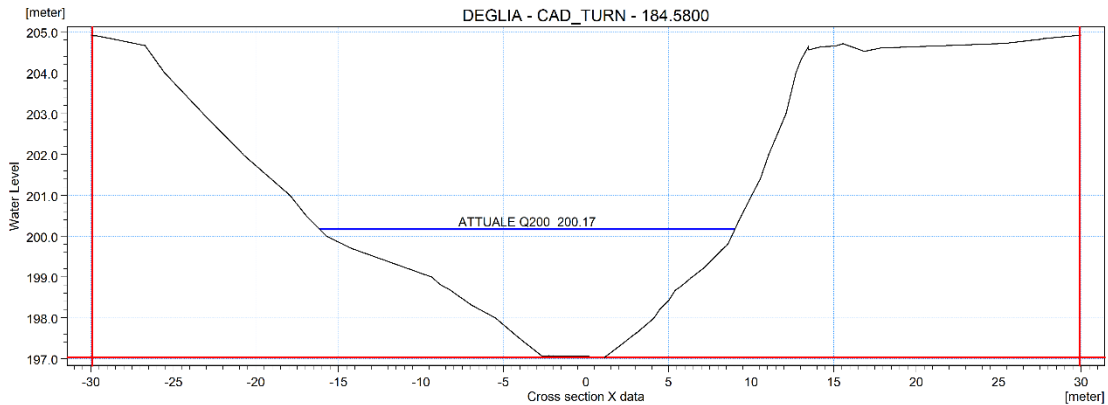


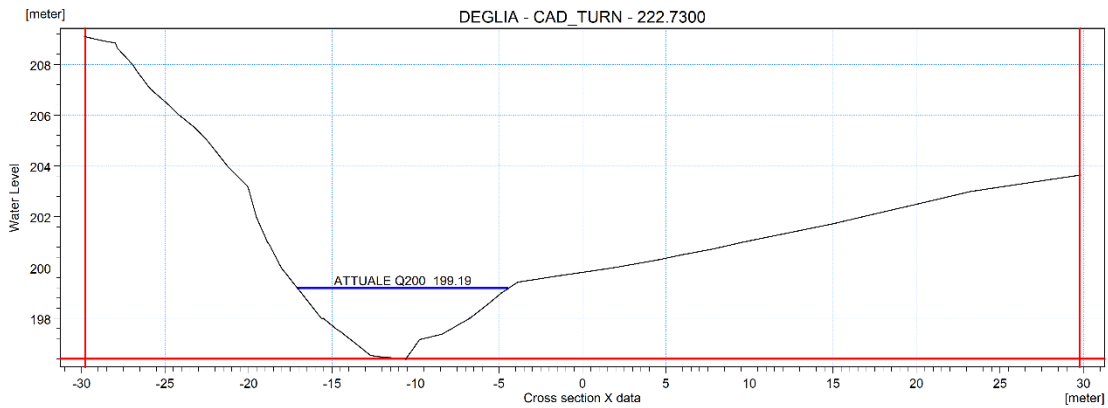
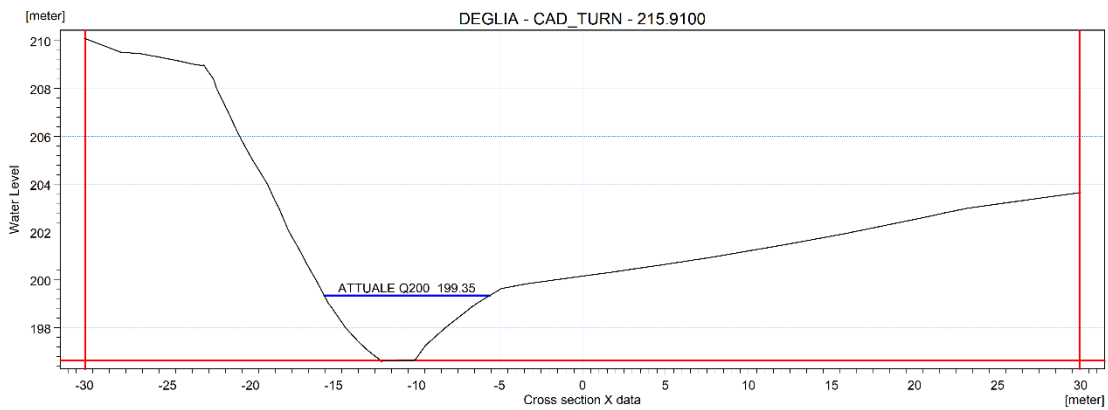
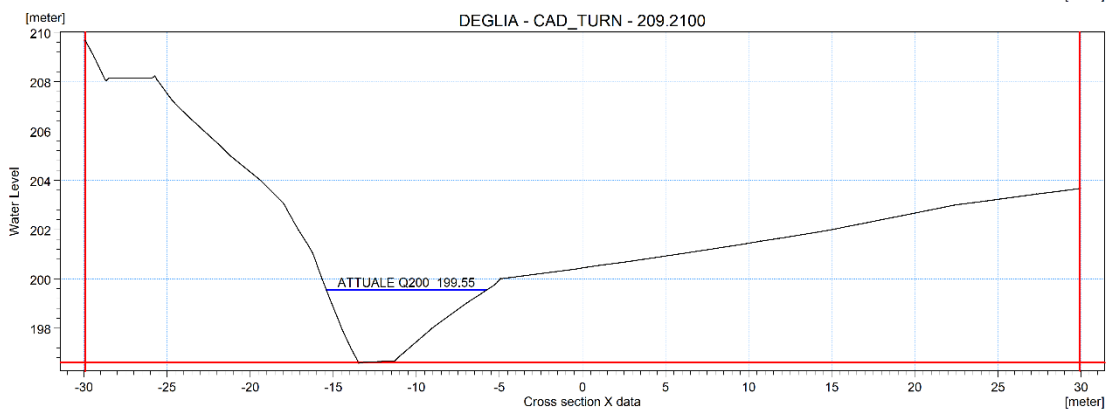
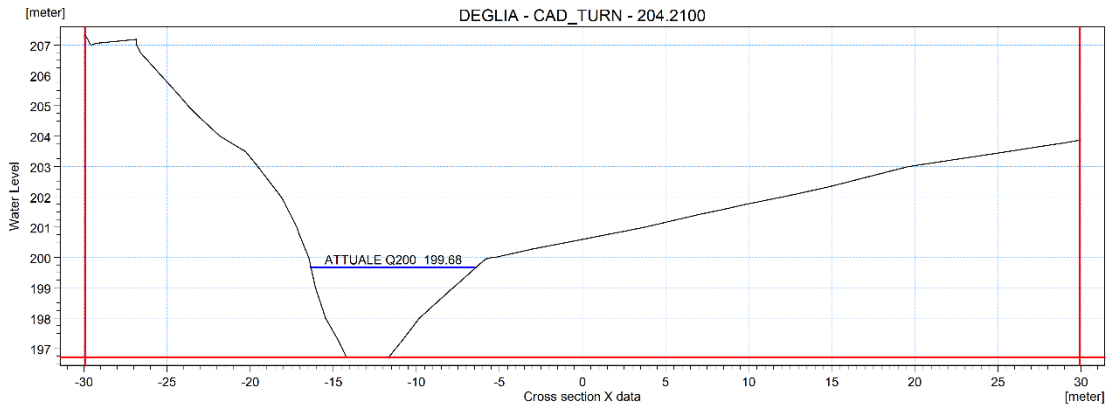


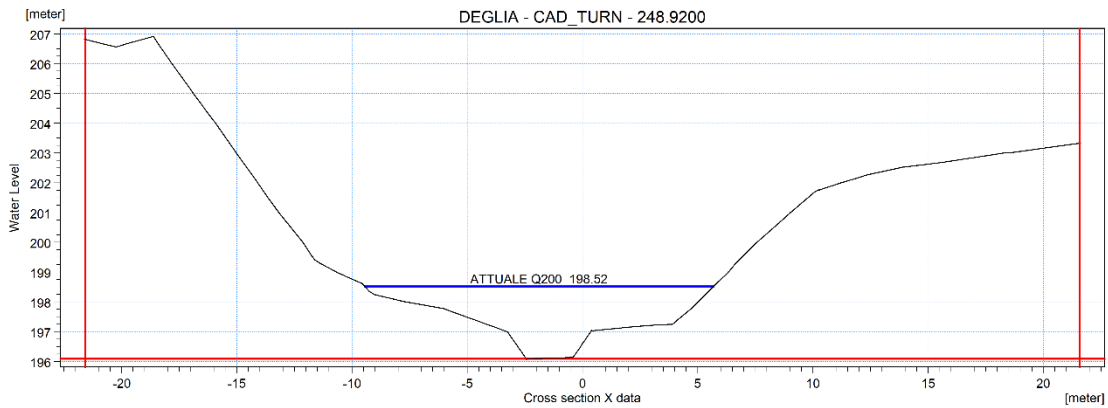
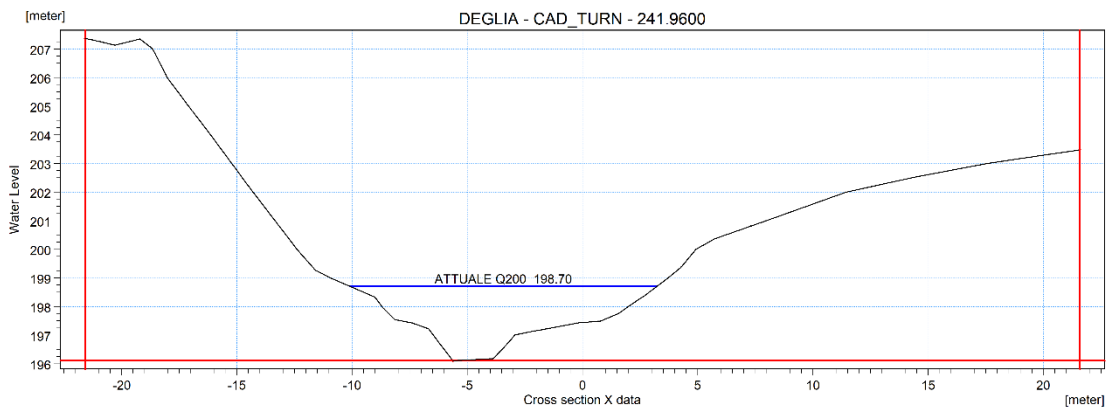
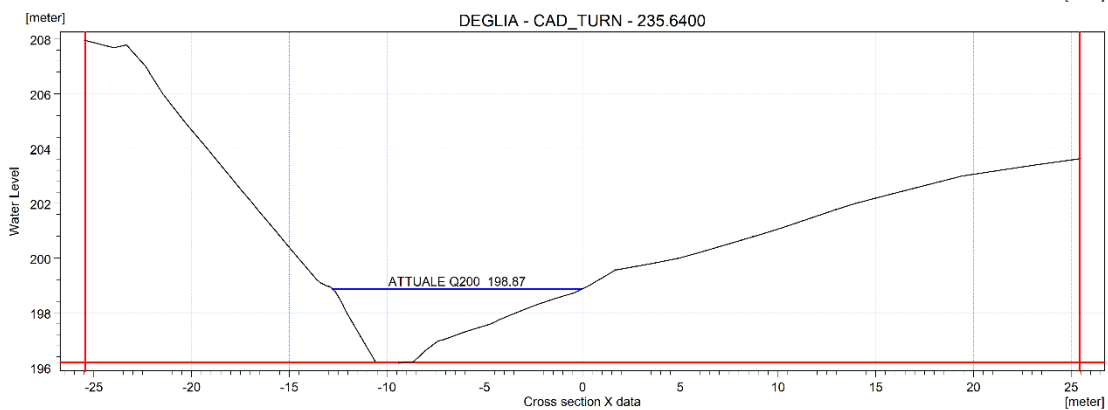
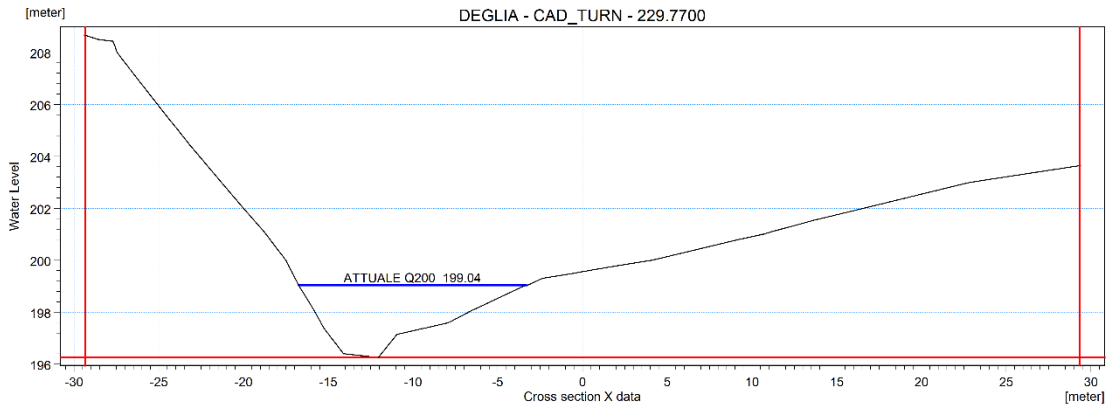


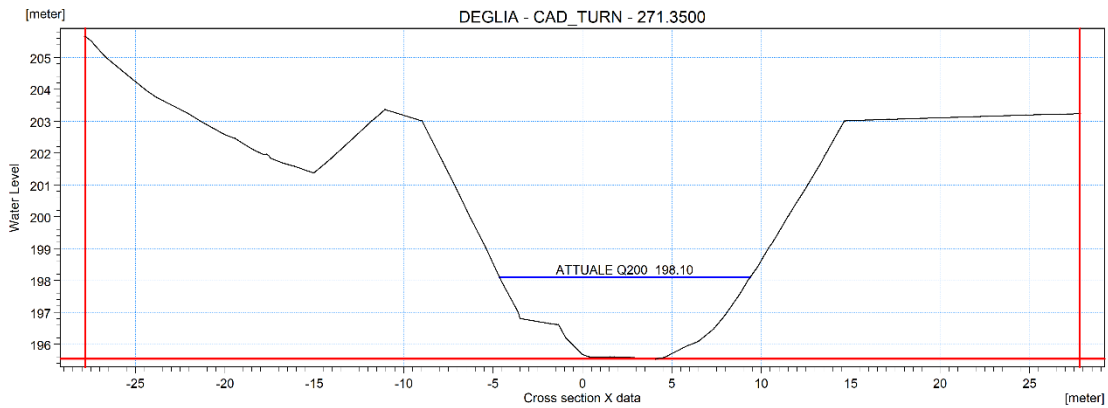
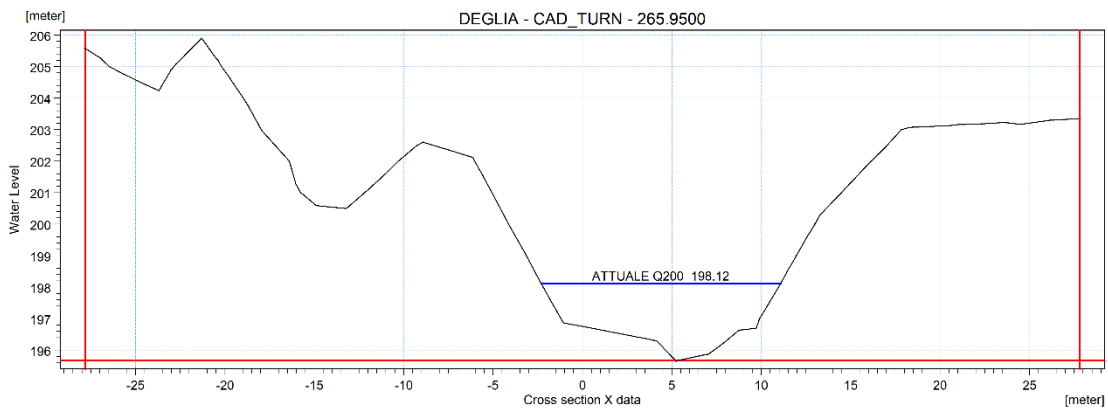
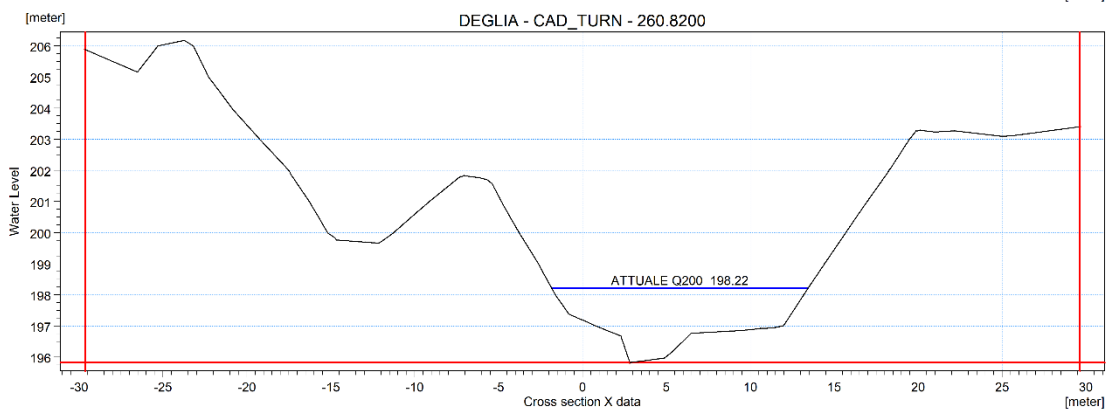
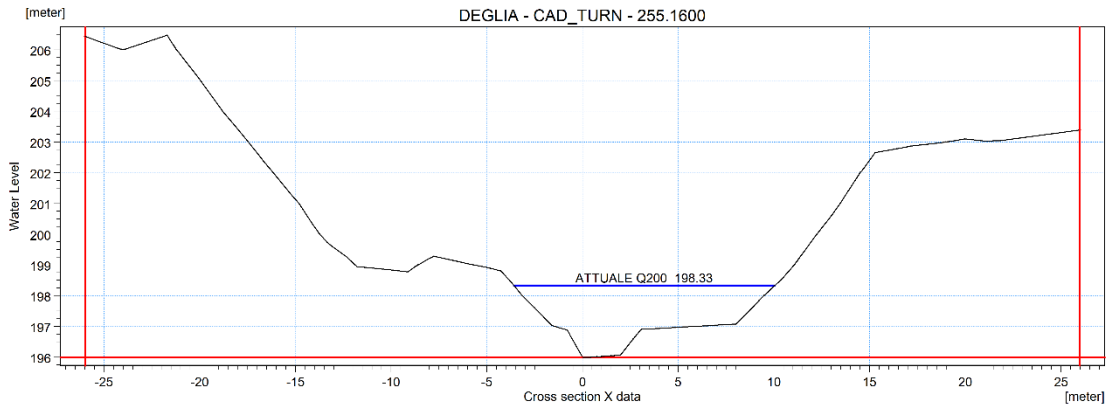


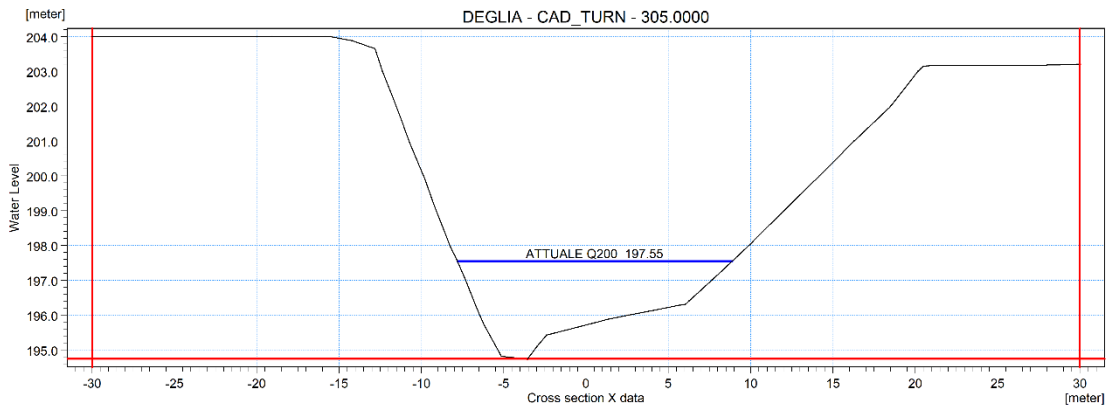
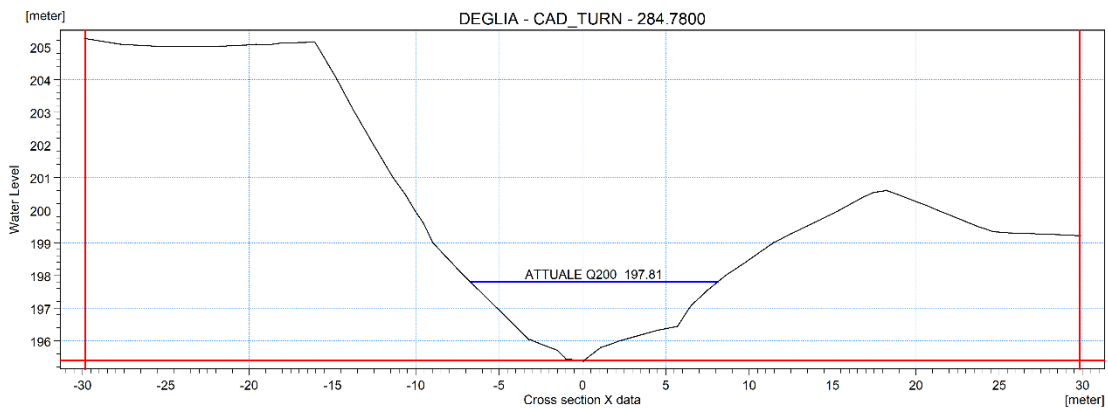
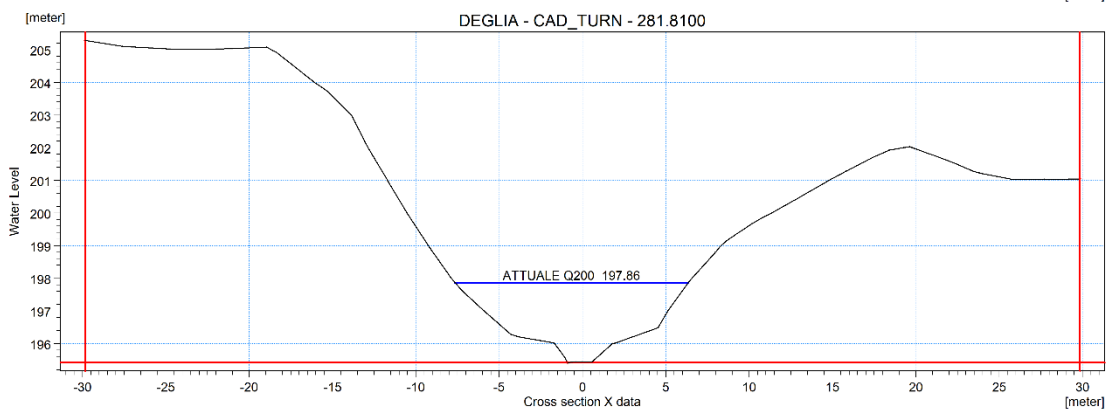
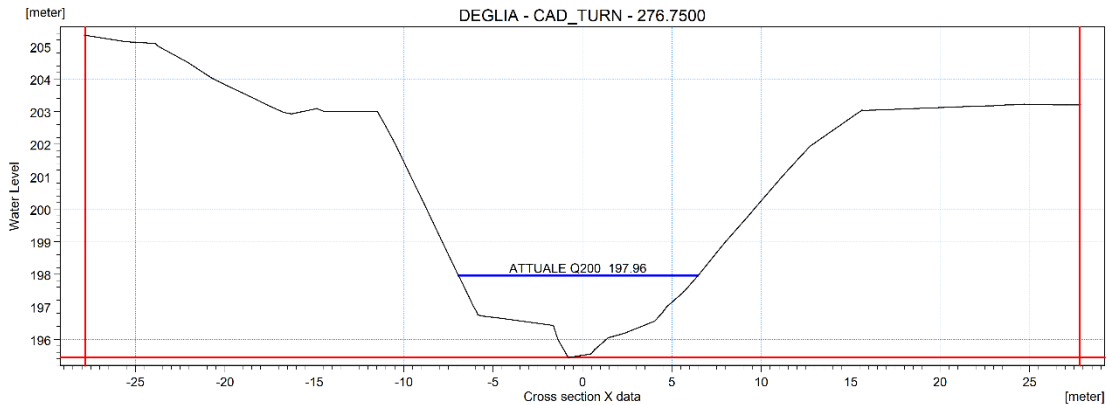


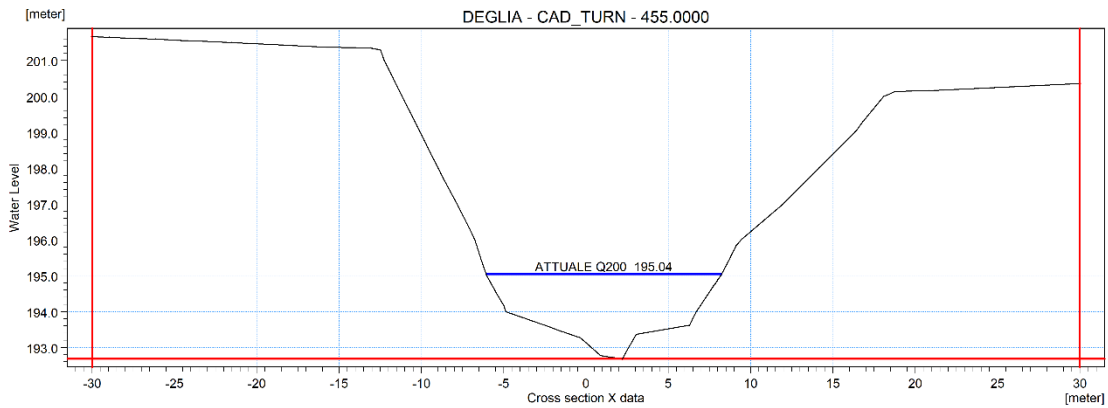
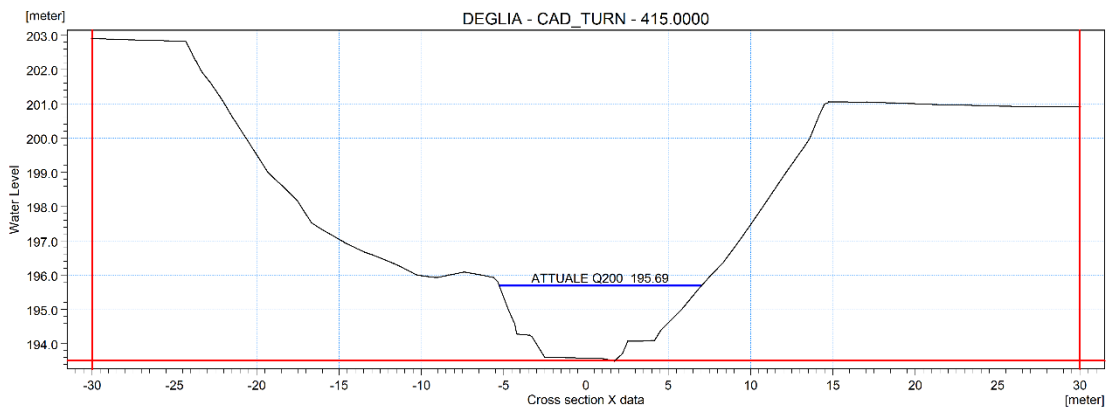
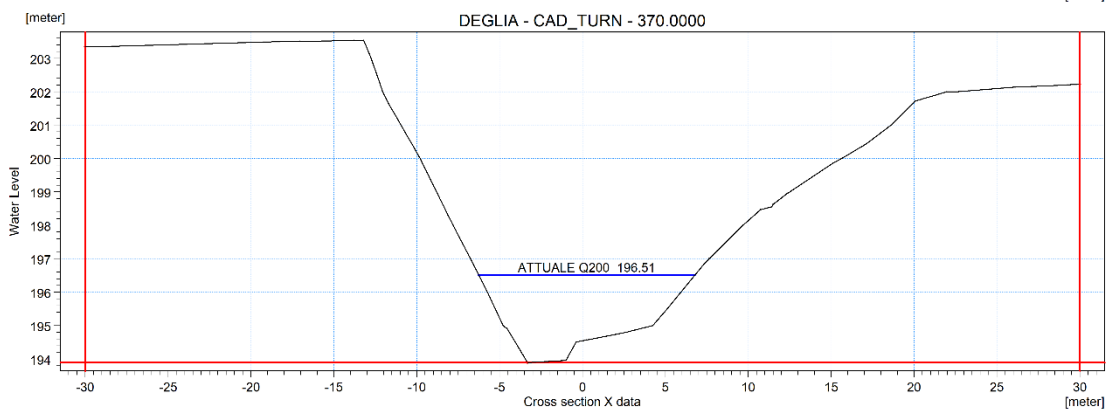
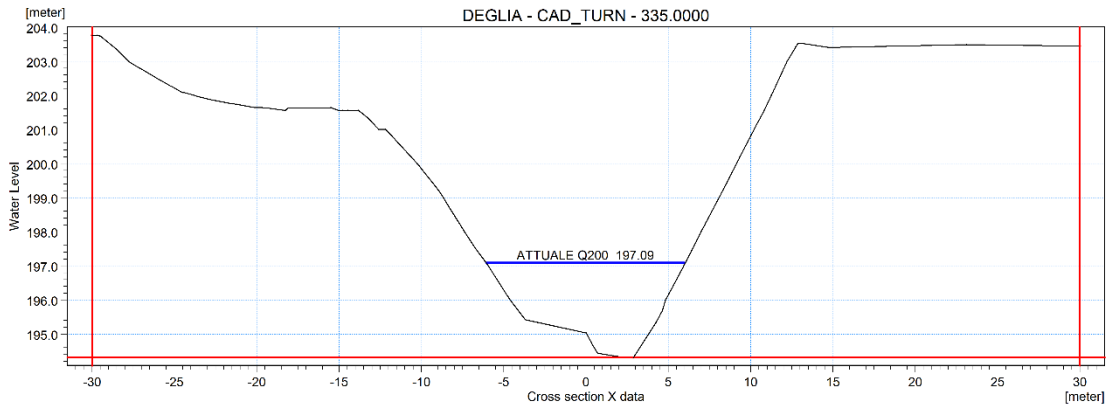


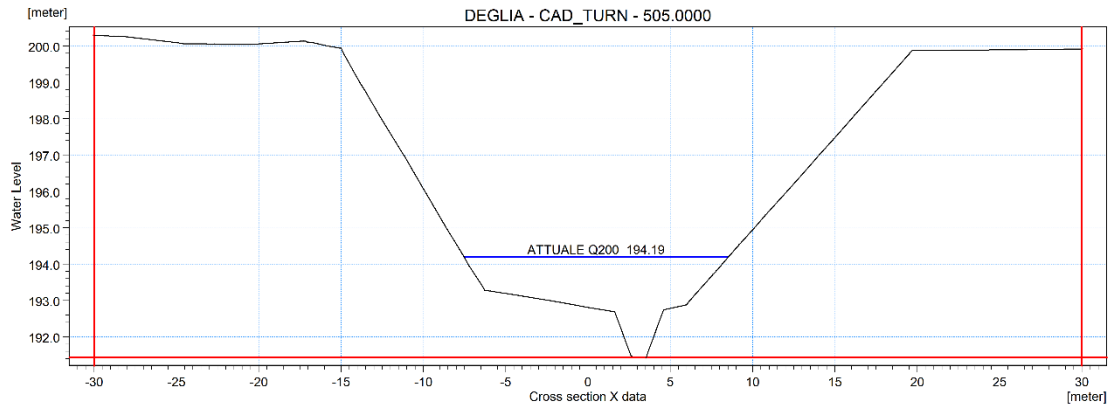




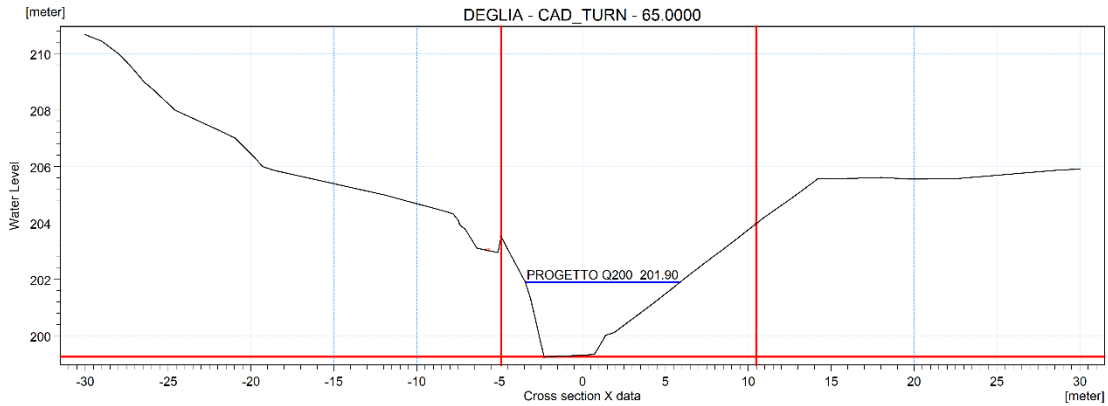
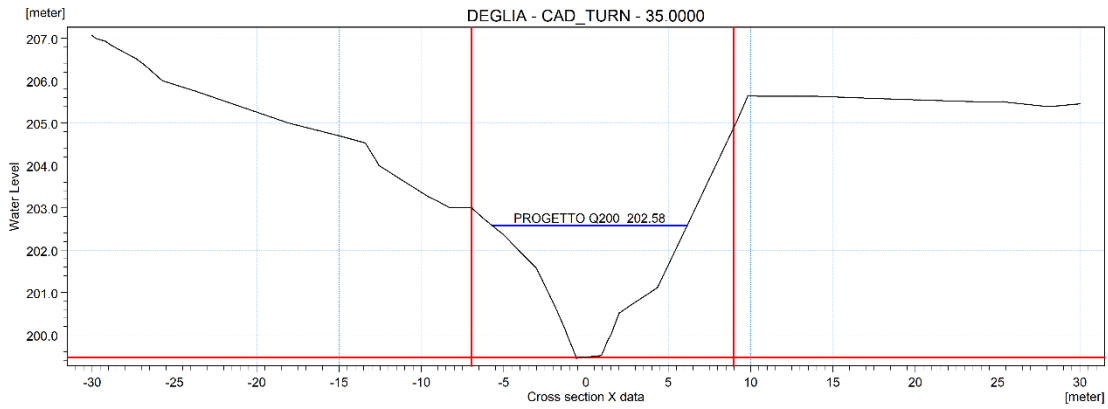
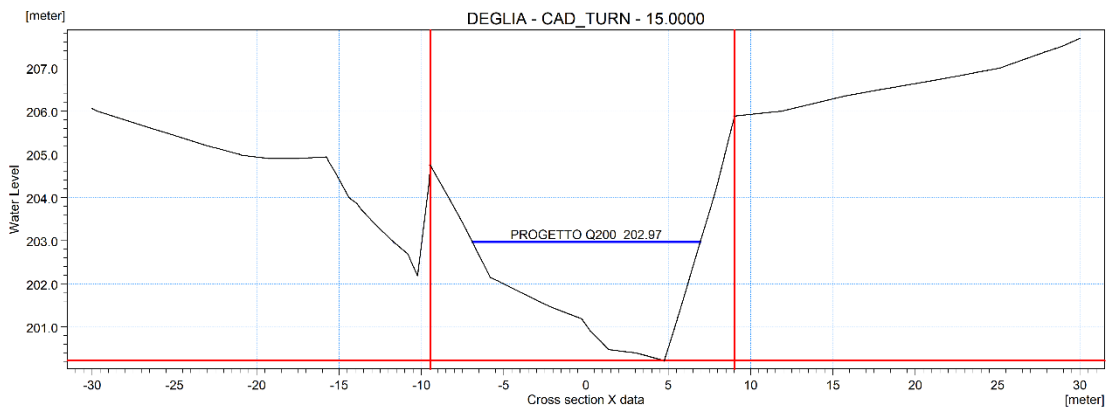
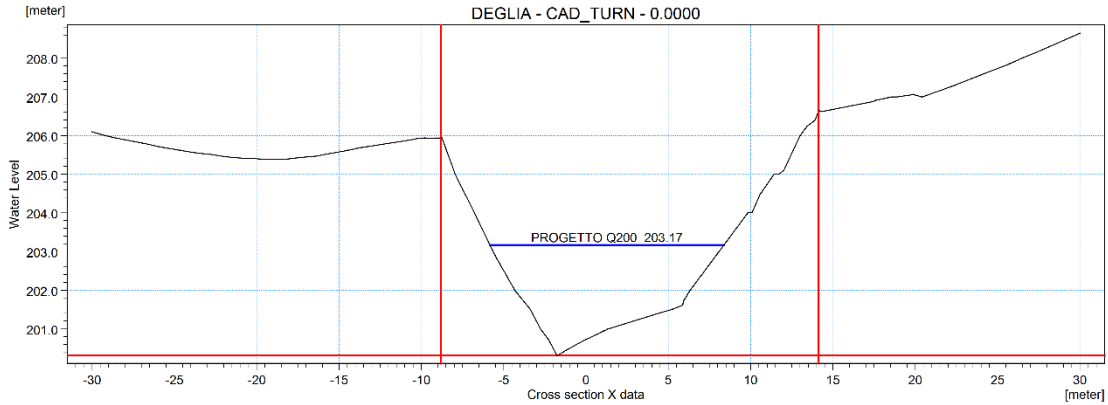


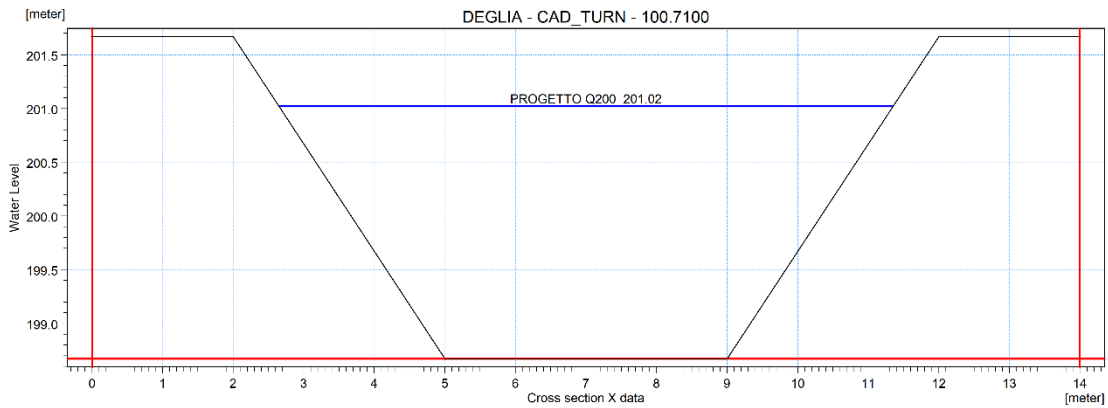
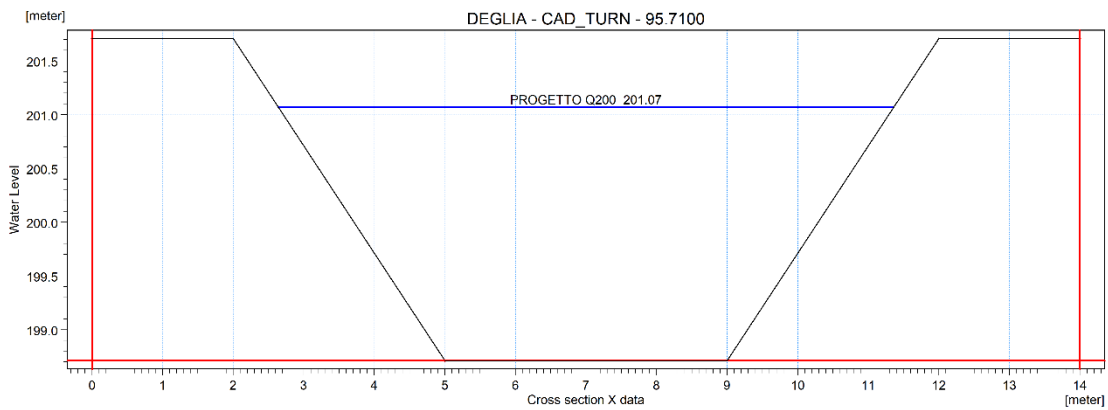
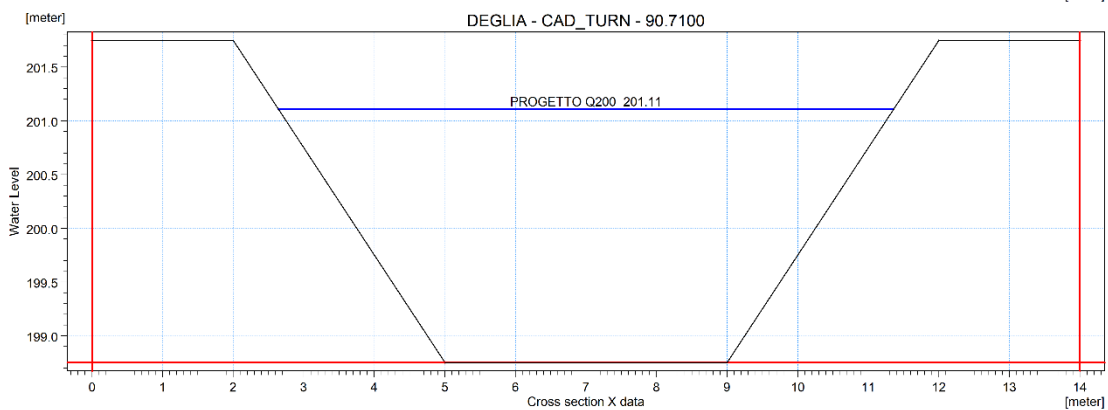
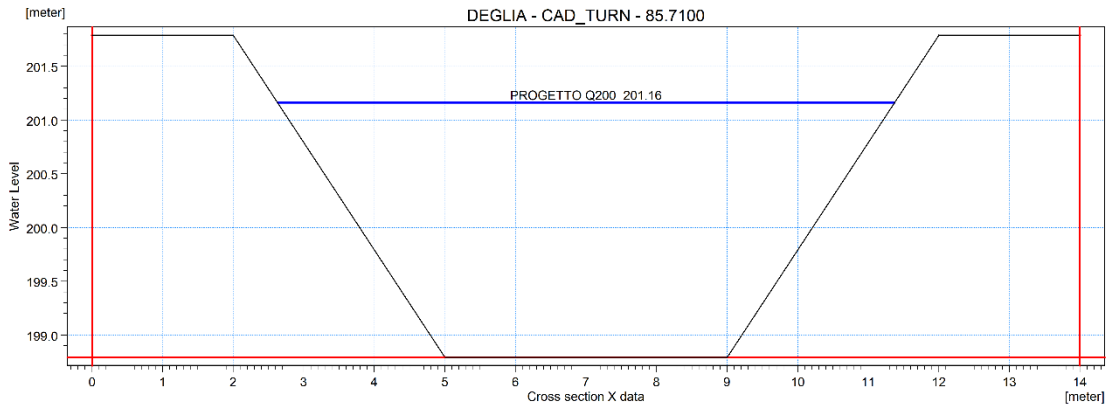


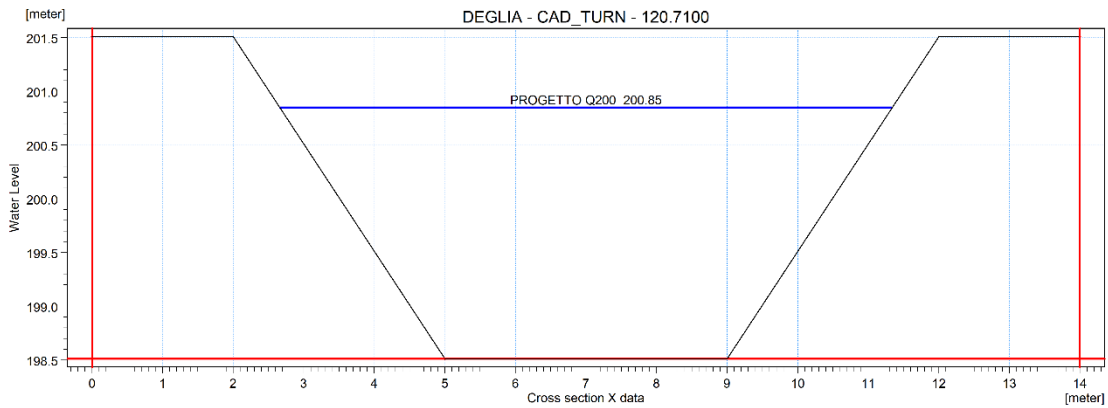
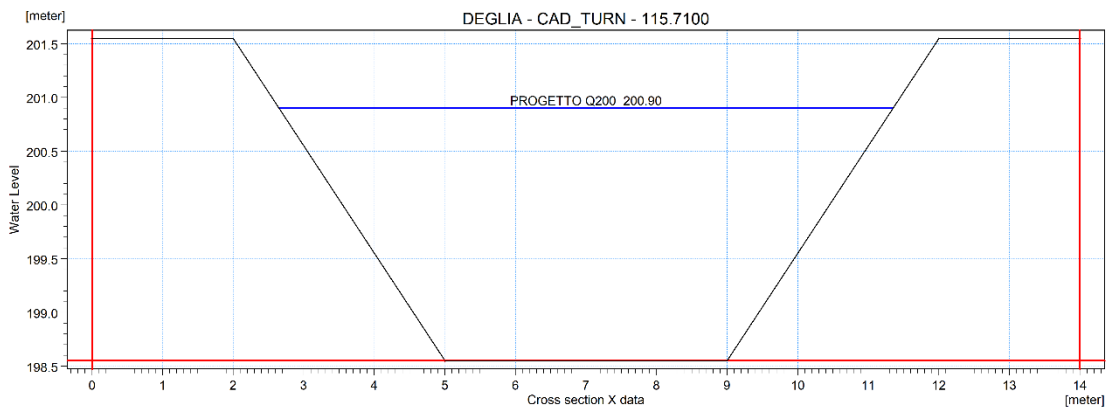
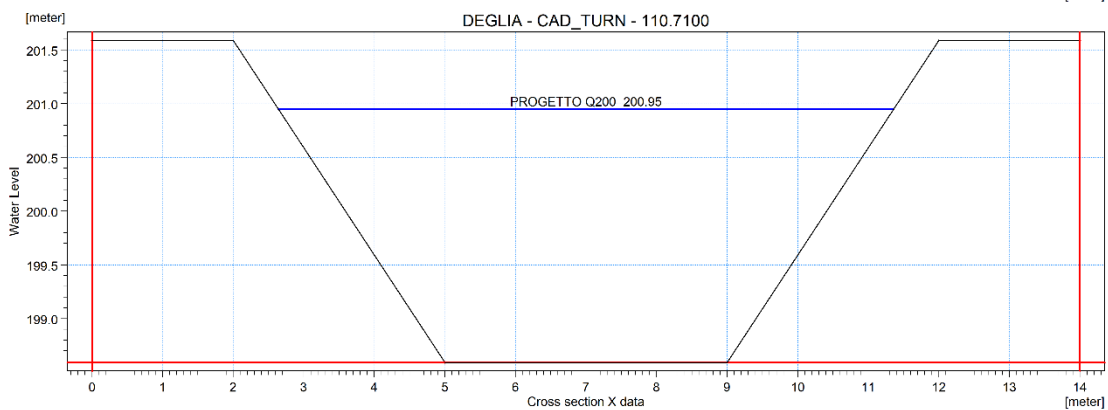
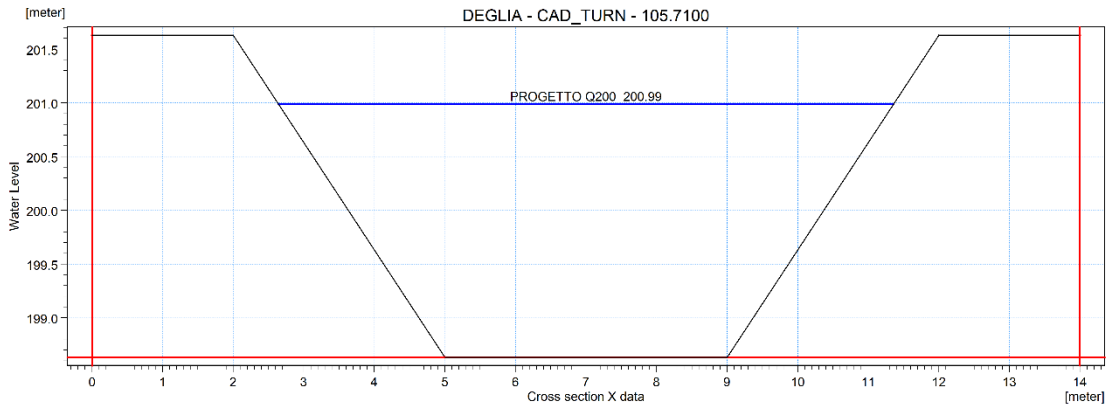


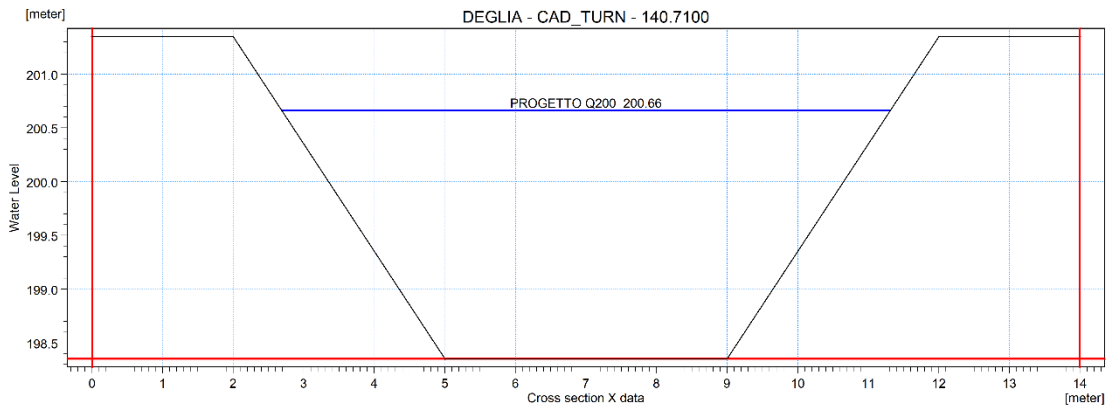
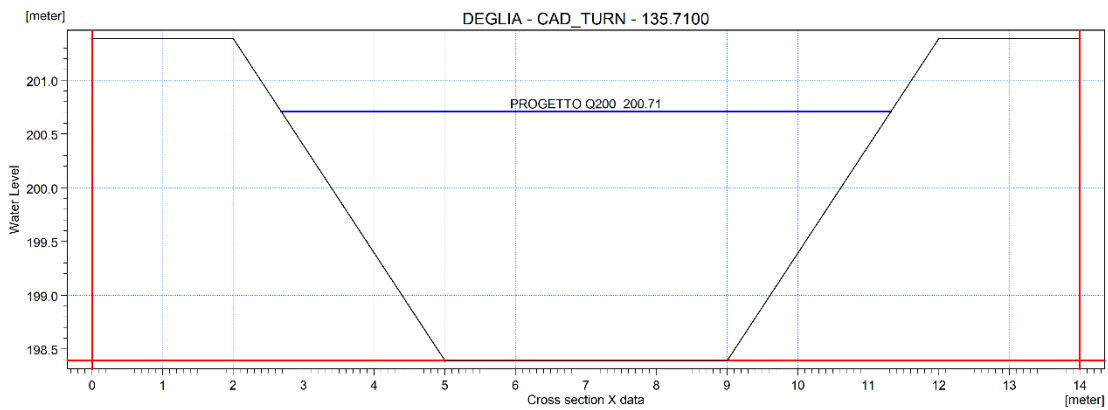
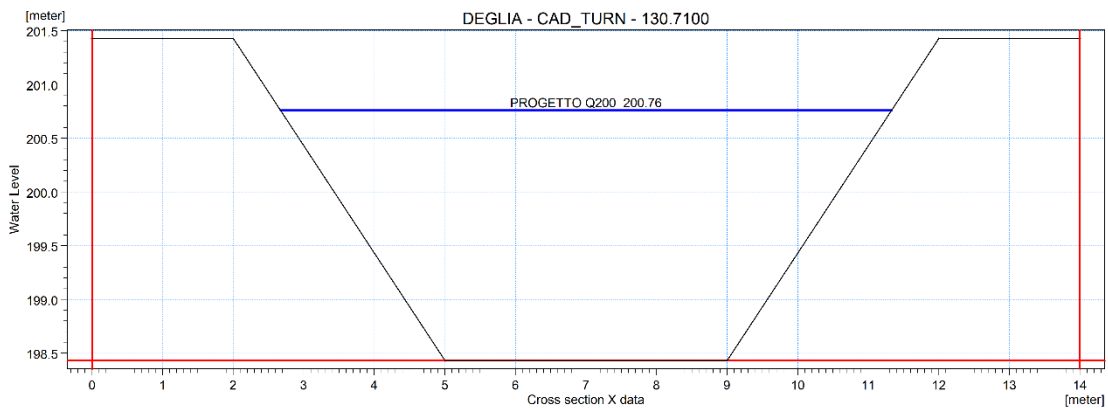
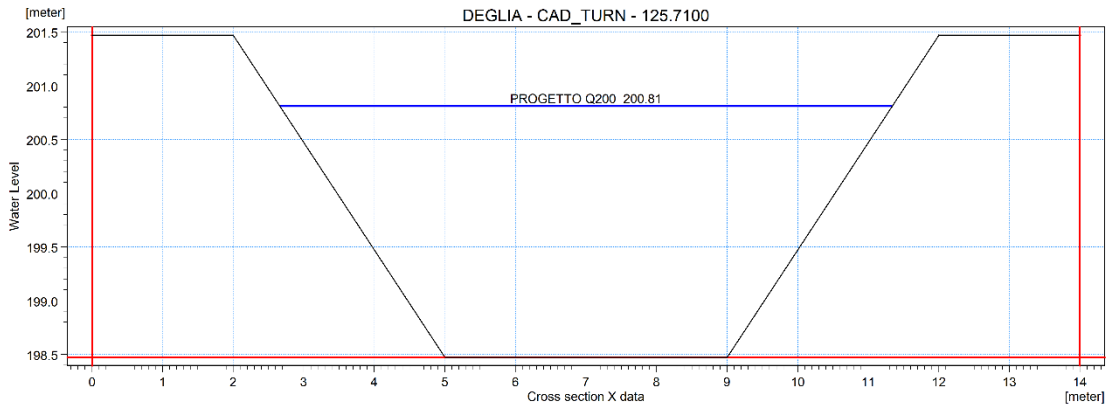


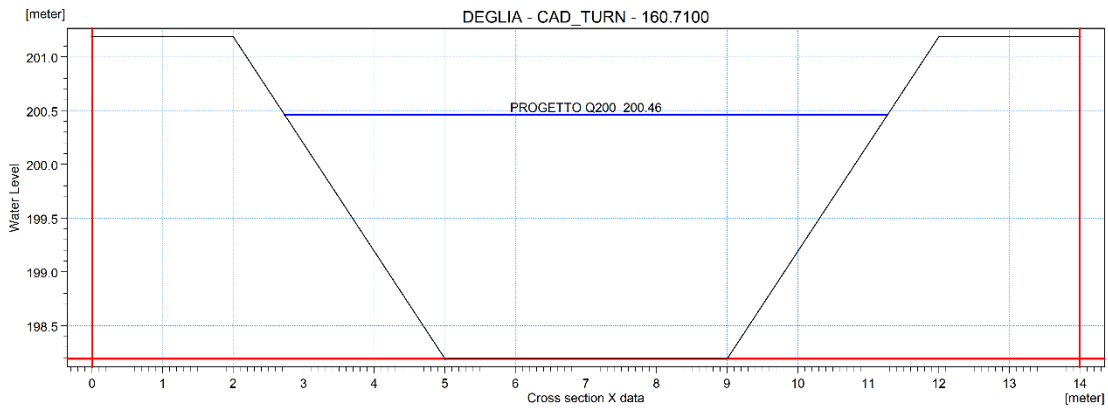
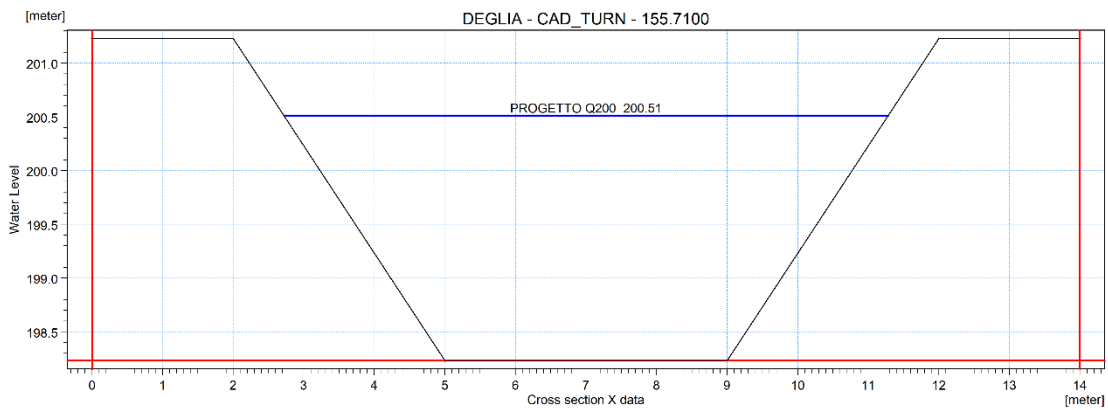
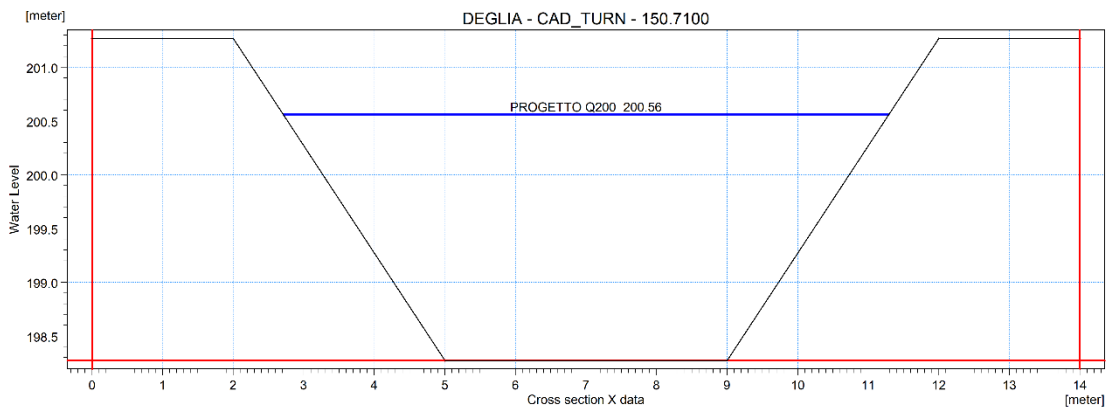
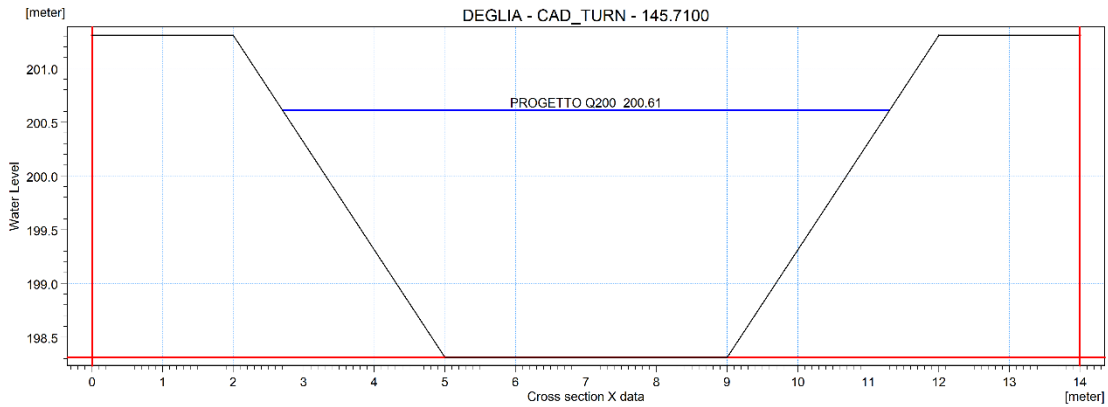
**ALLEGATO 4 – RIO DEI DEGLIA: SEZIONI TRASVERSALI DI PROGETTO CON
RAPPRESENTAZIONE LIVELLI IDRICI TR200 ANNI**

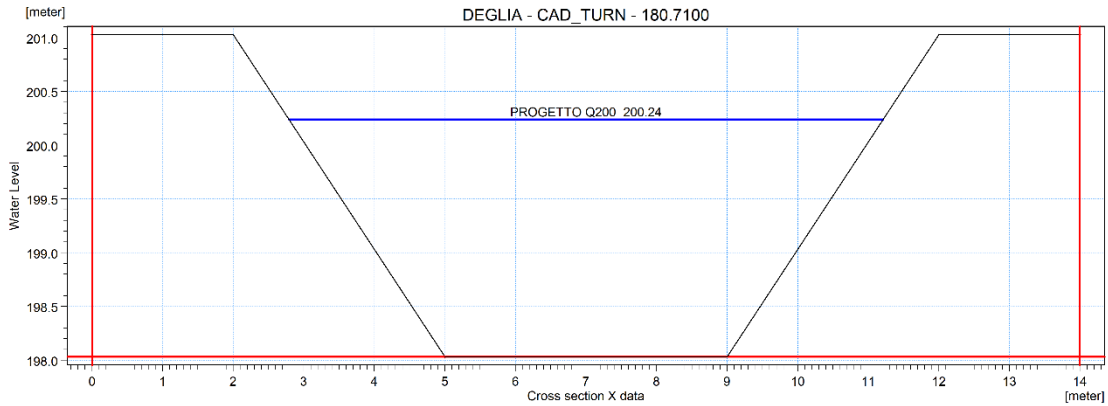
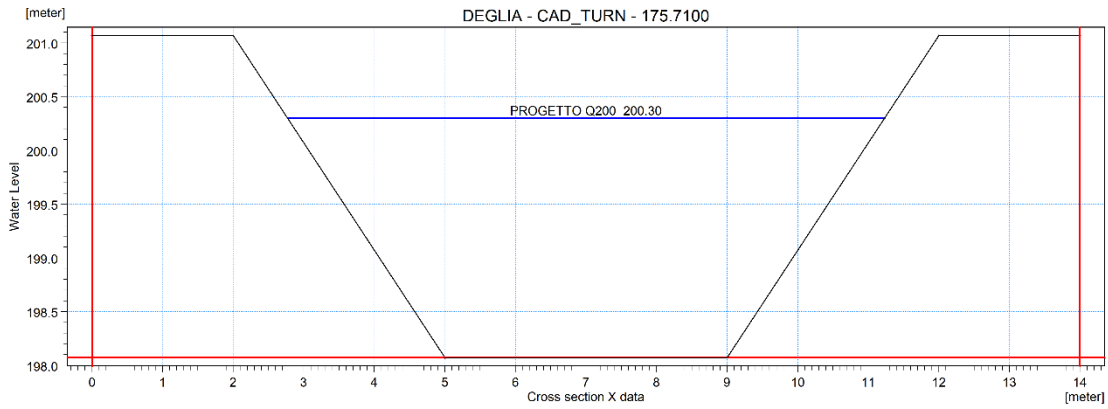
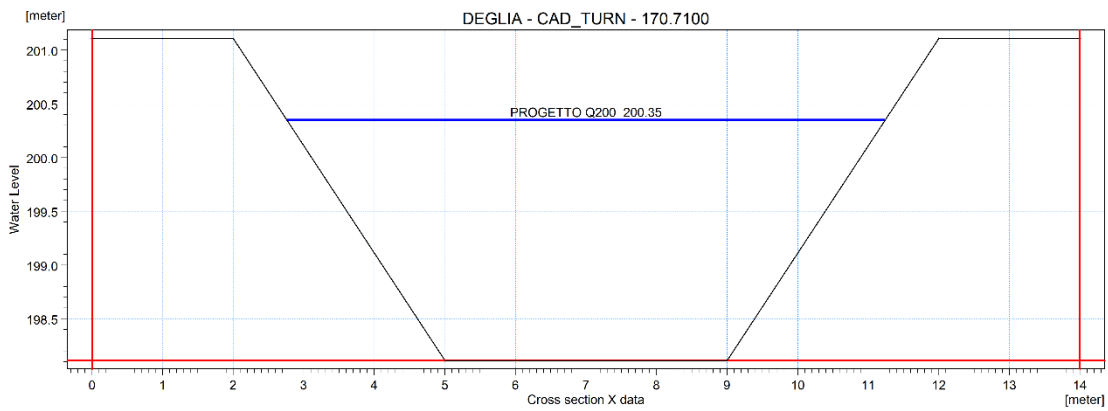
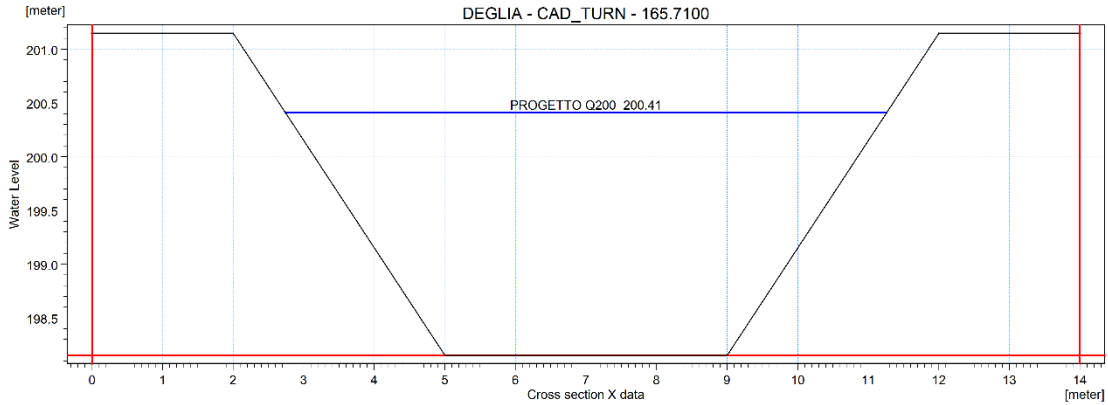


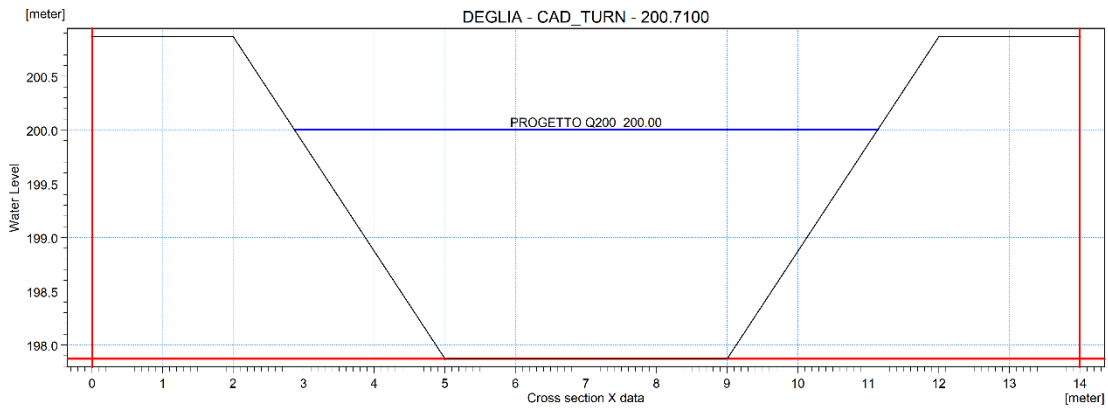
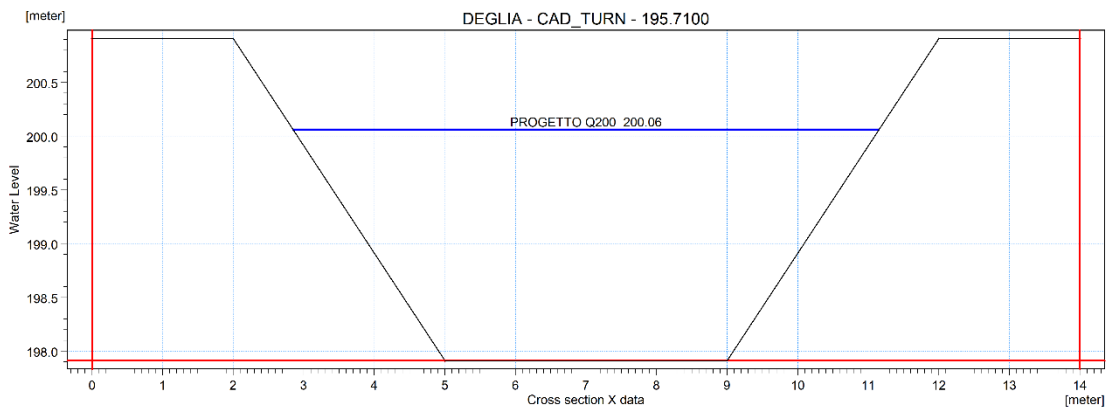
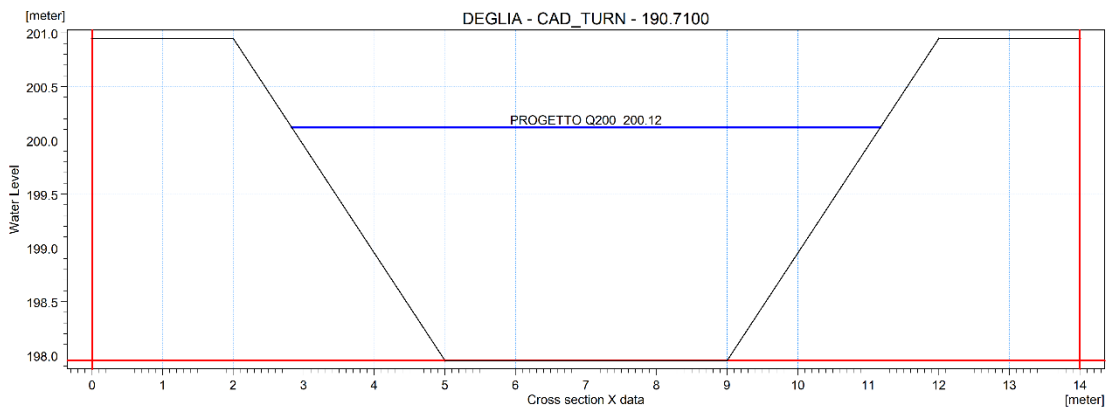
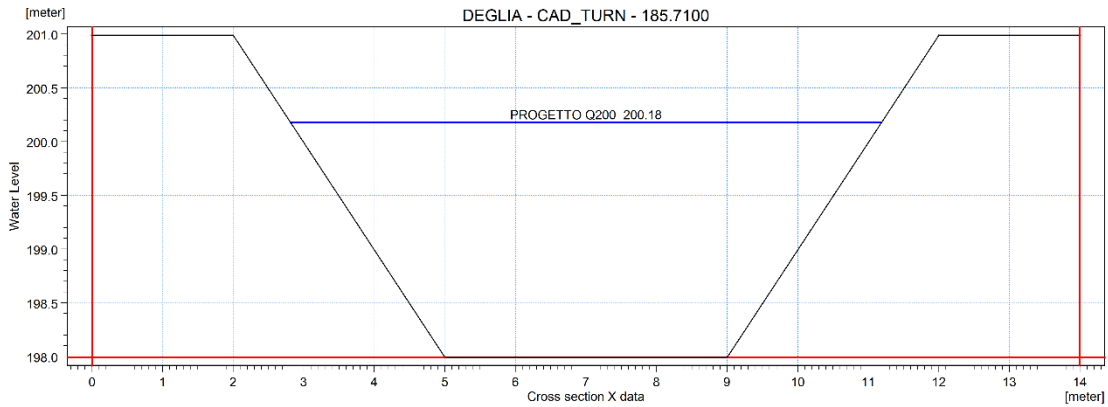


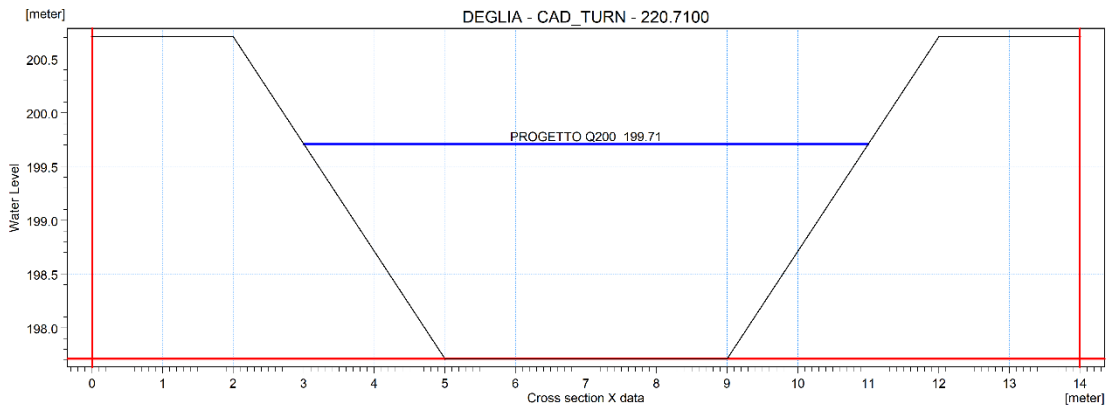
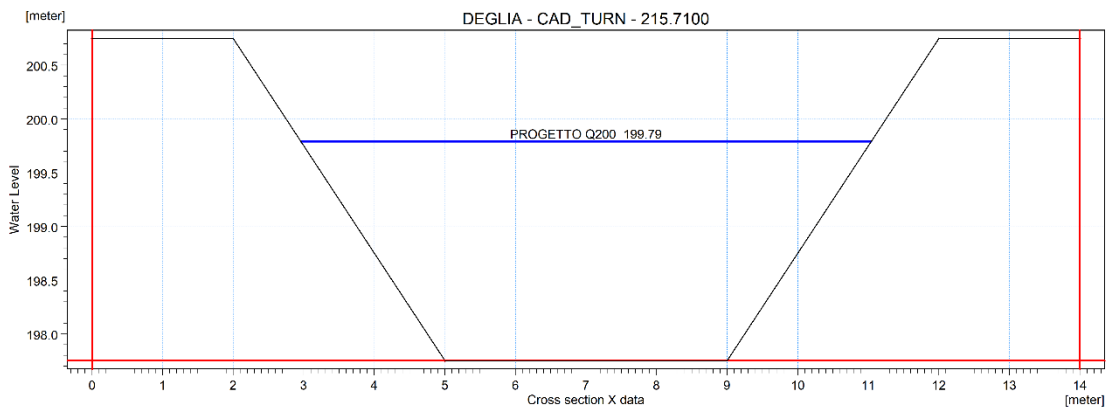
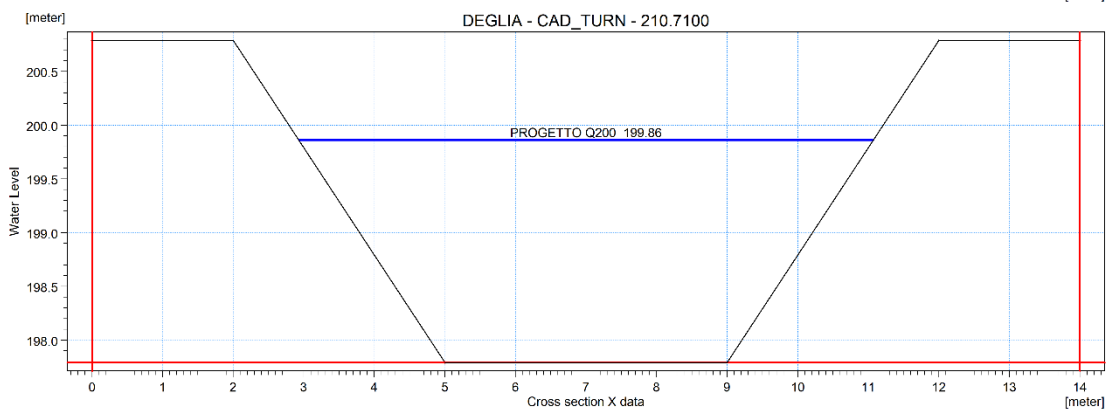
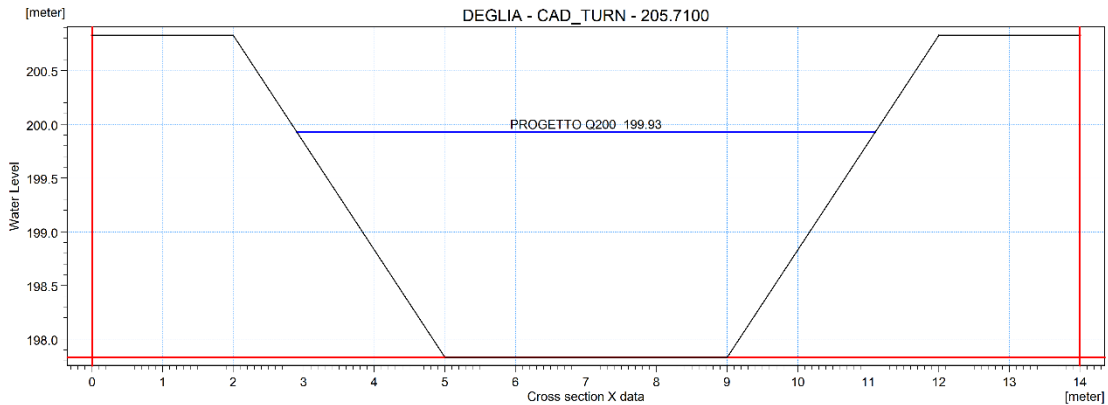


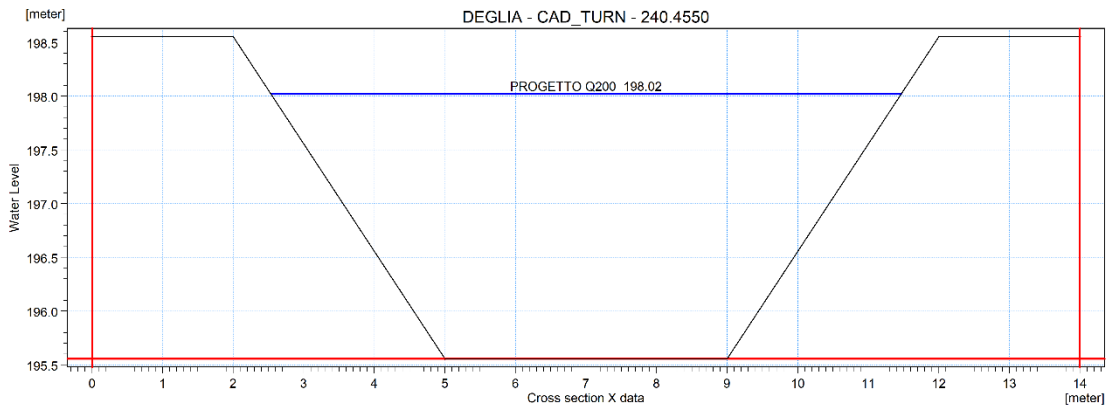
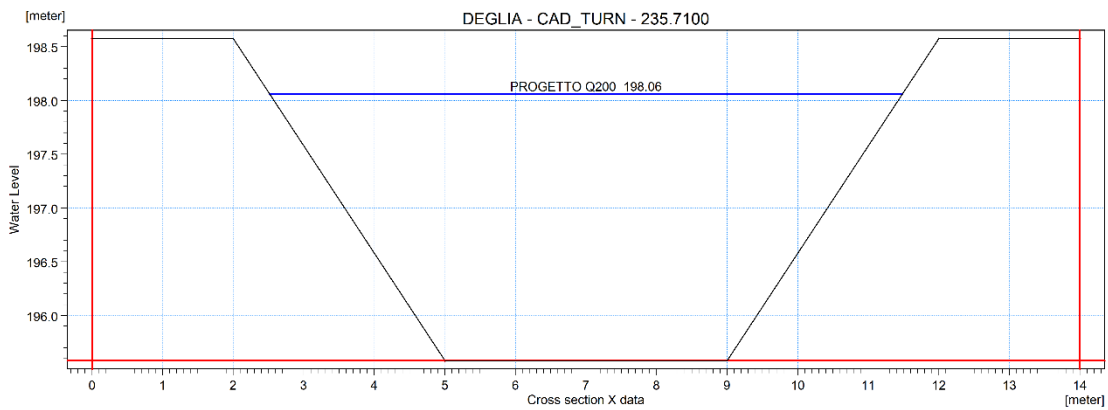
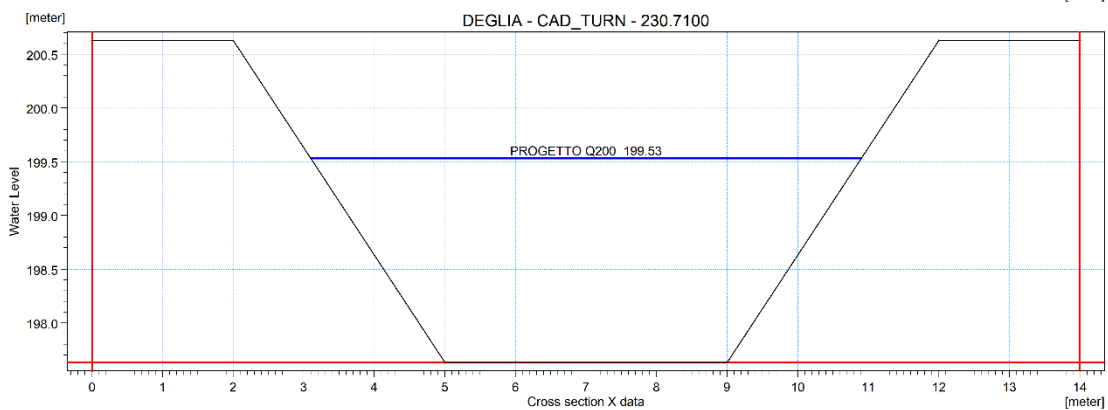
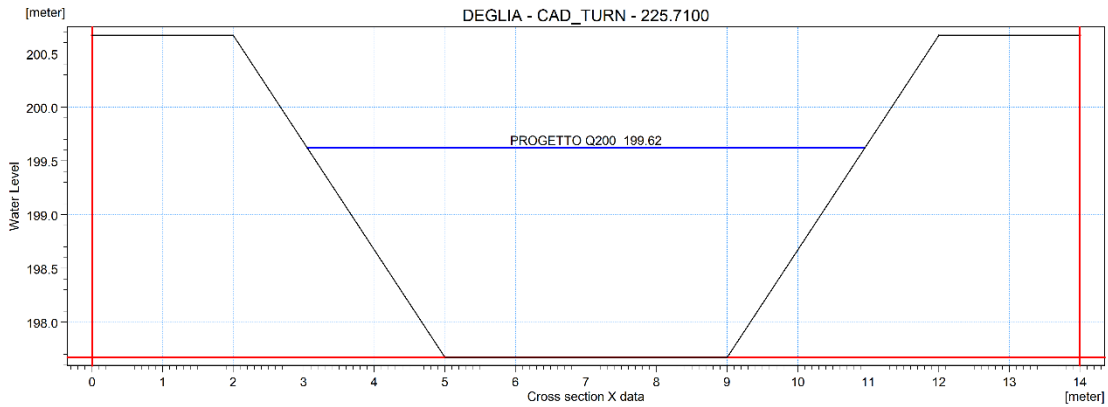


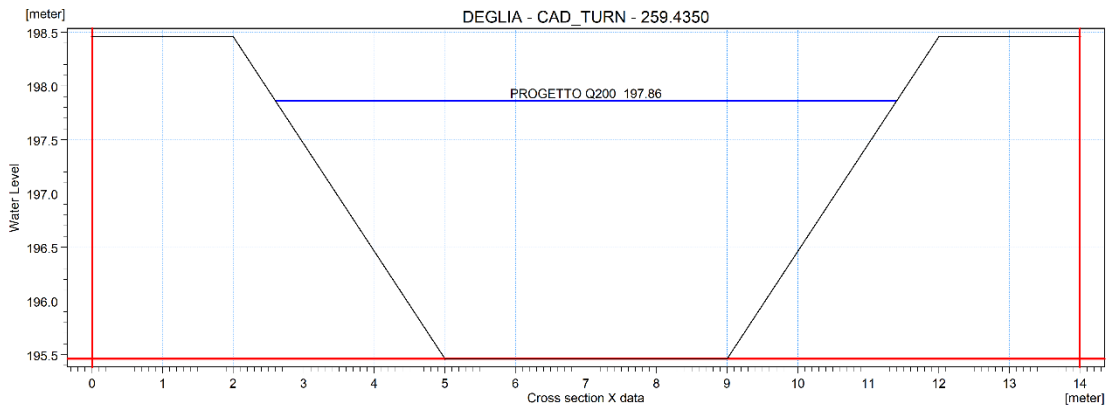
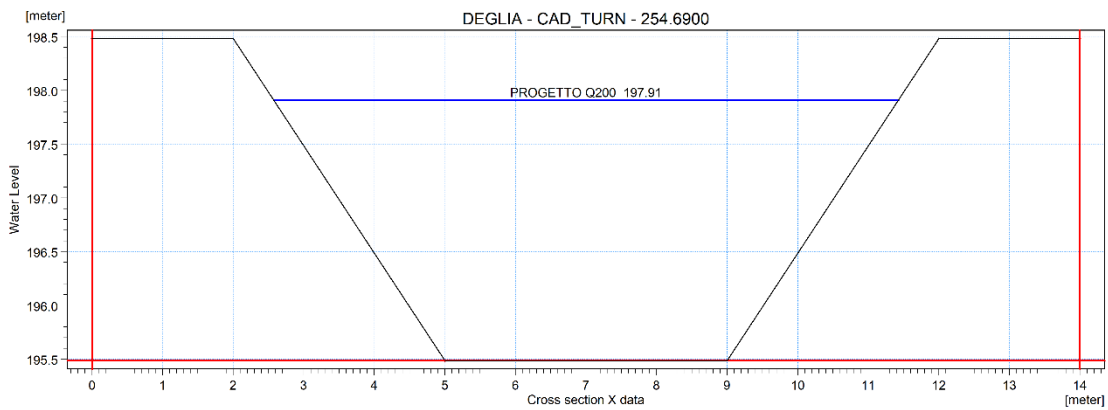
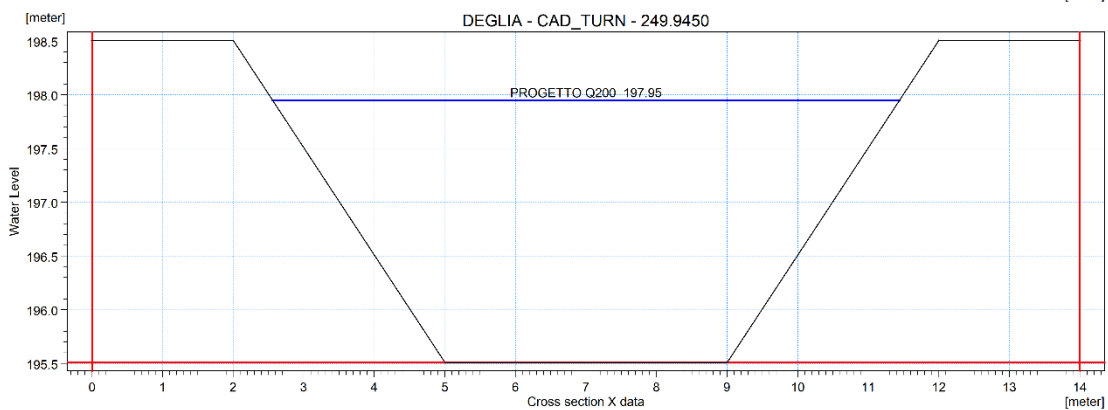
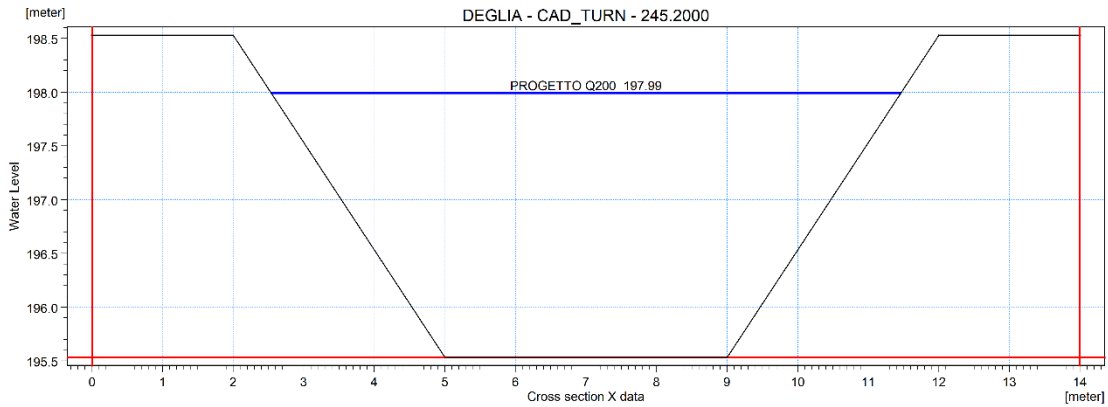


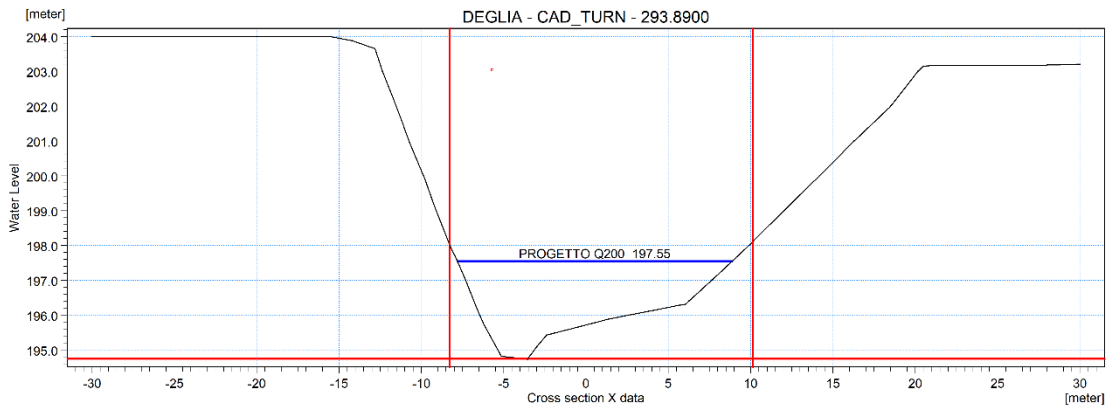
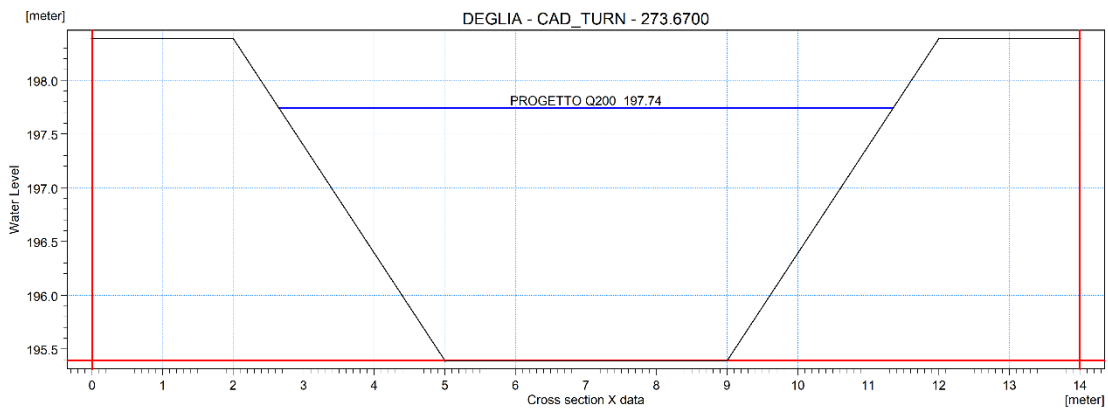
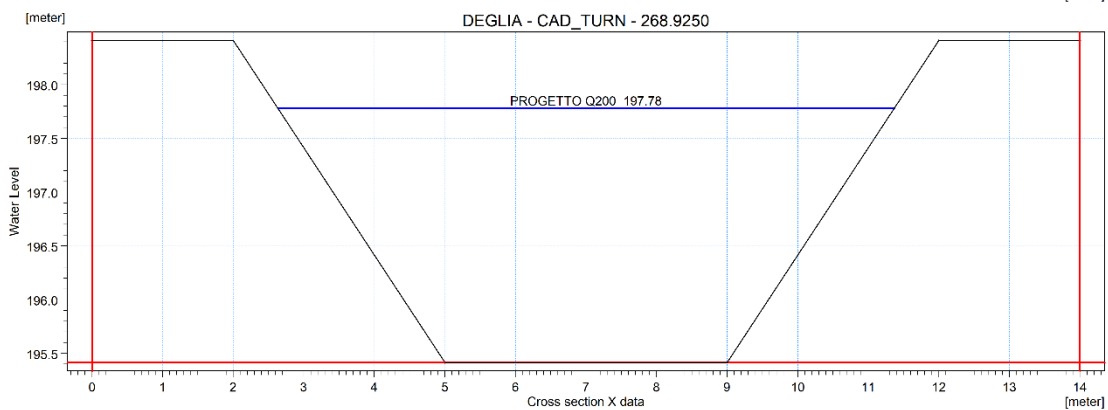
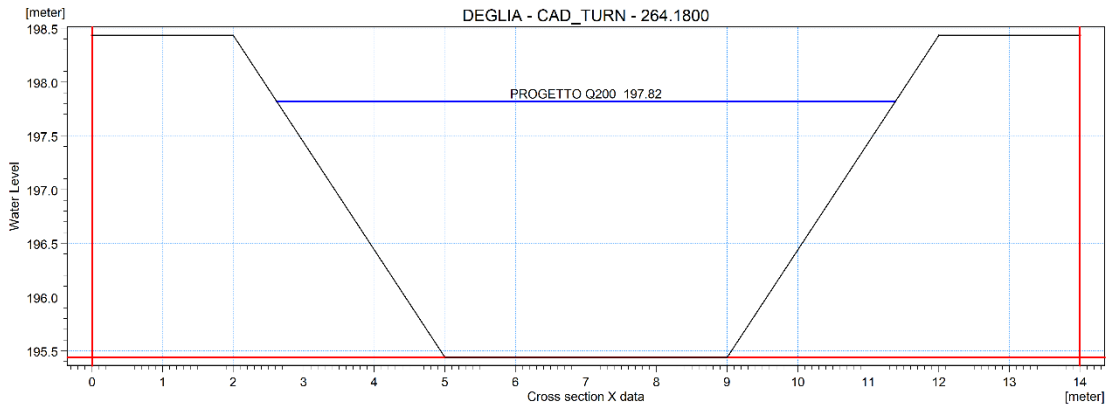


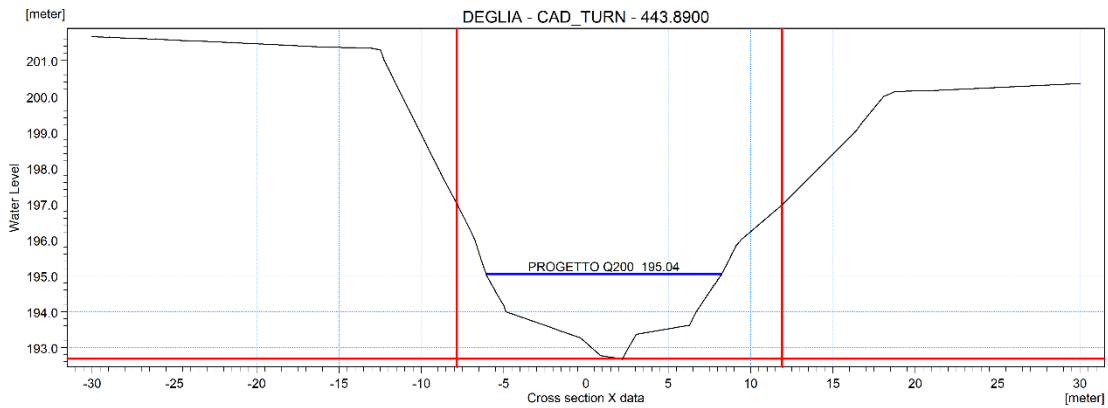
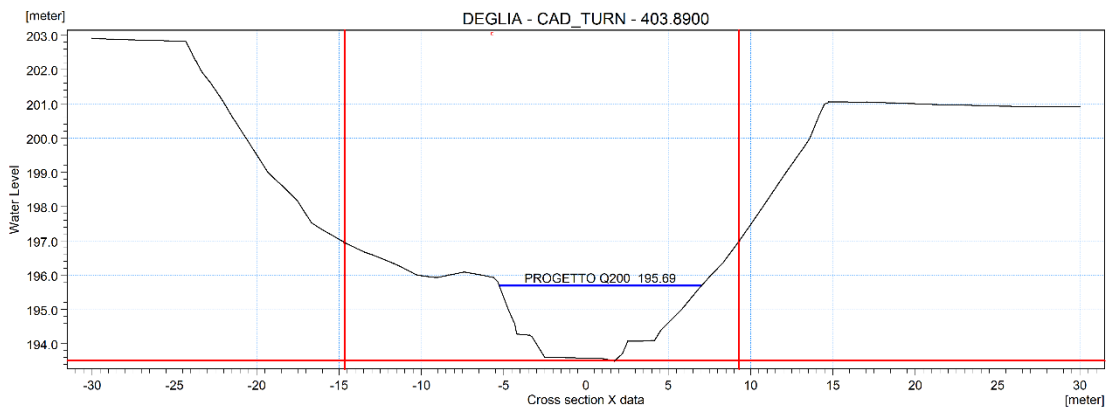
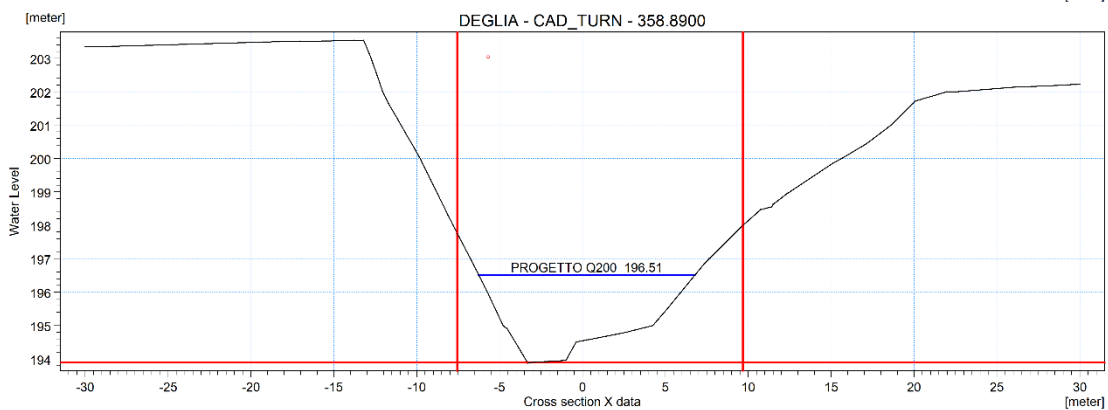
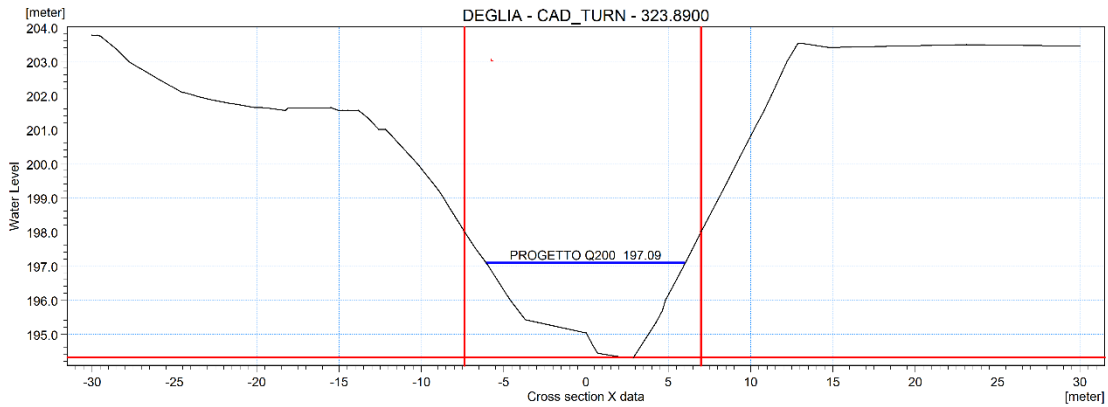


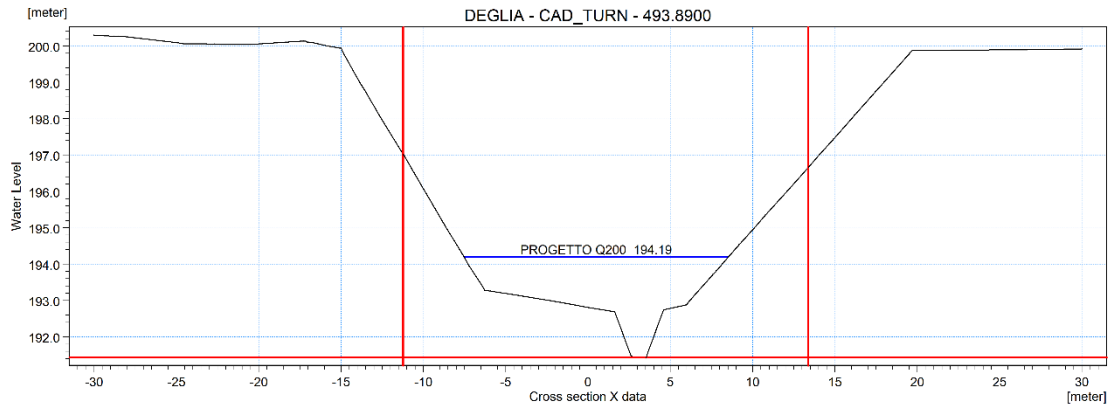




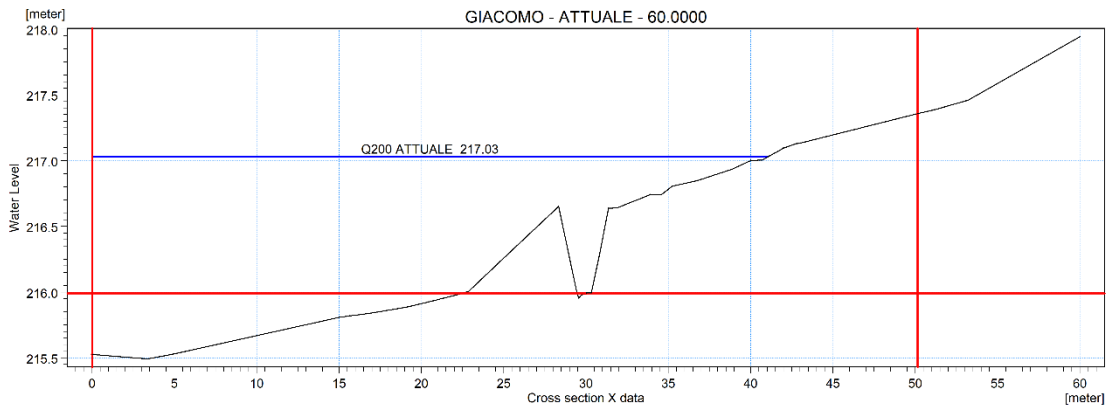
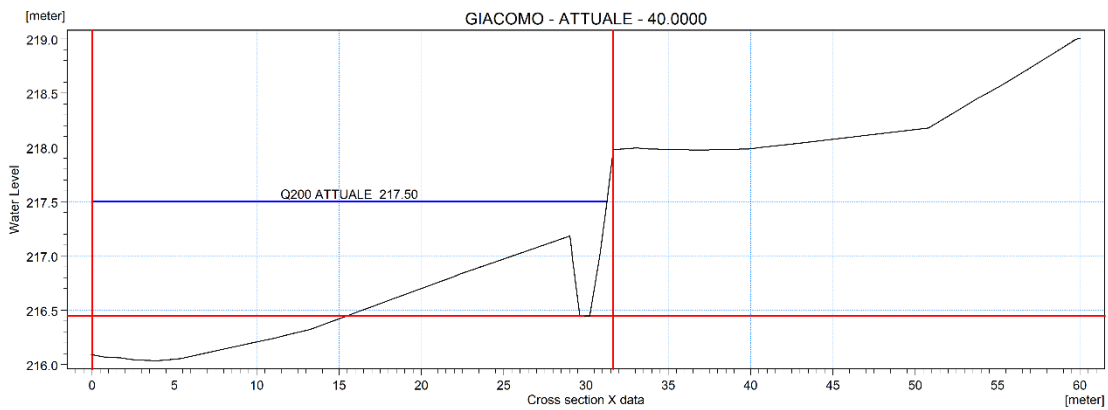
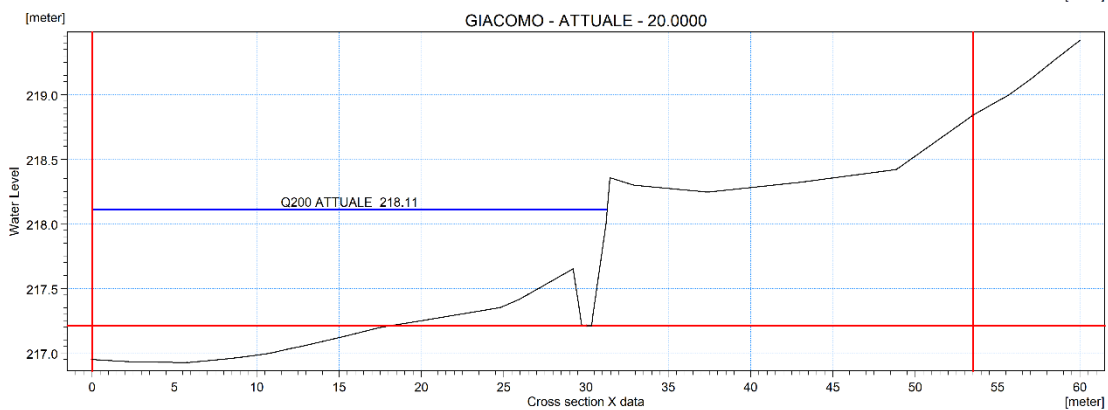
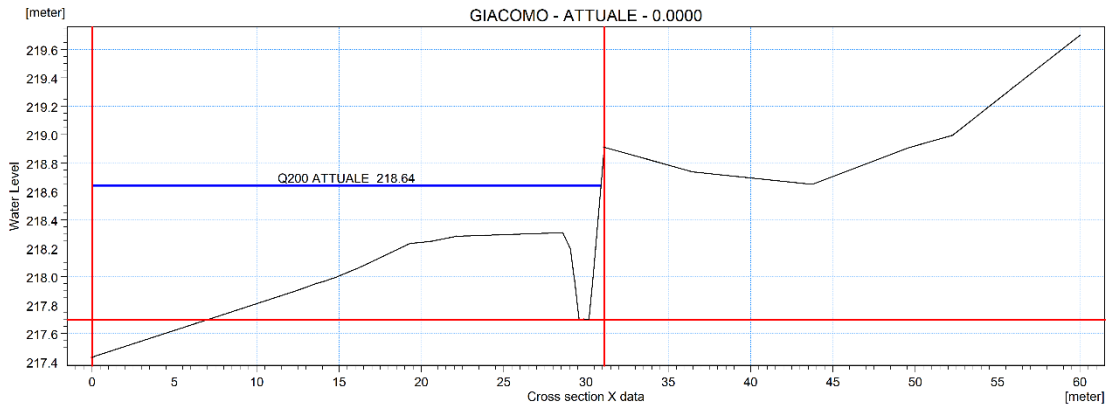


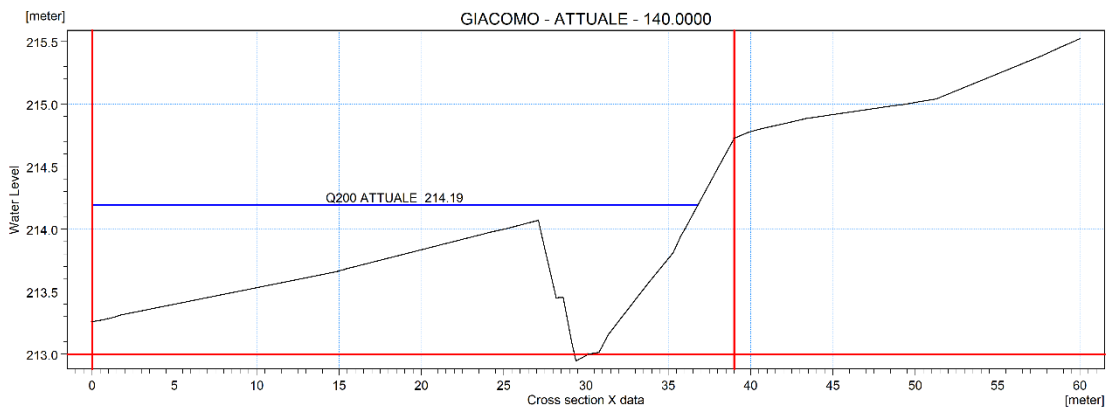
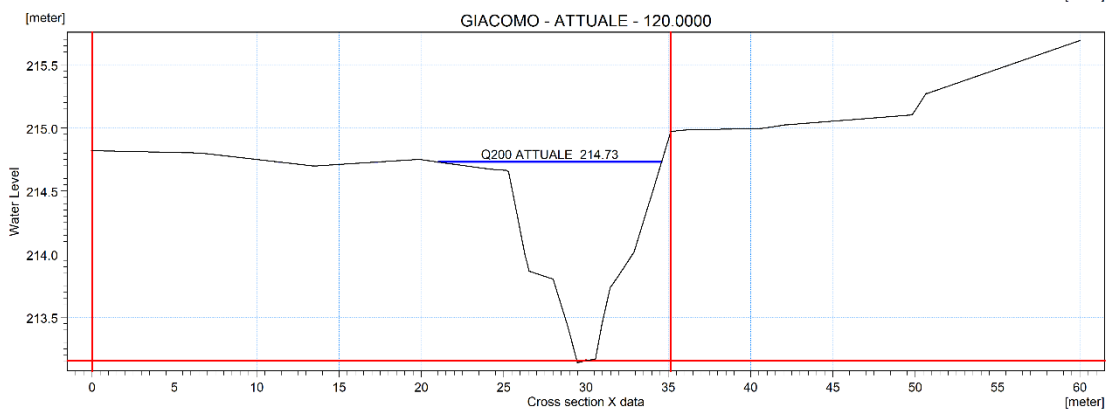
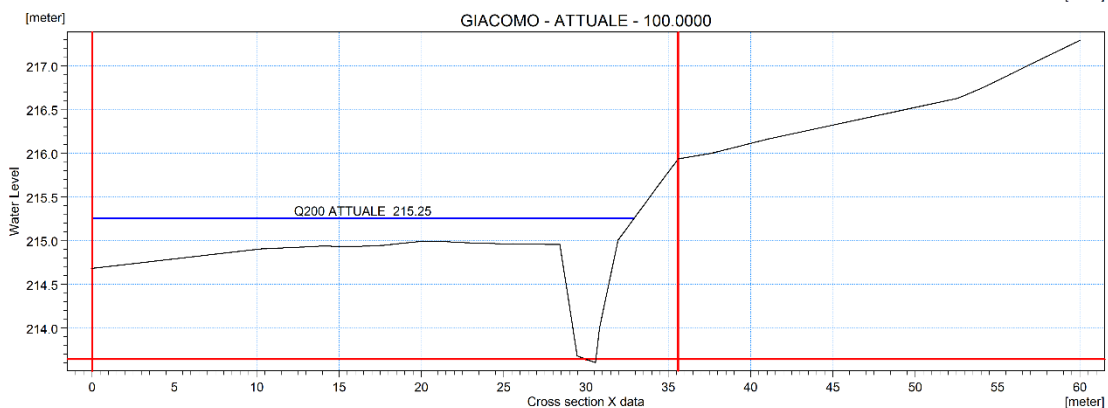
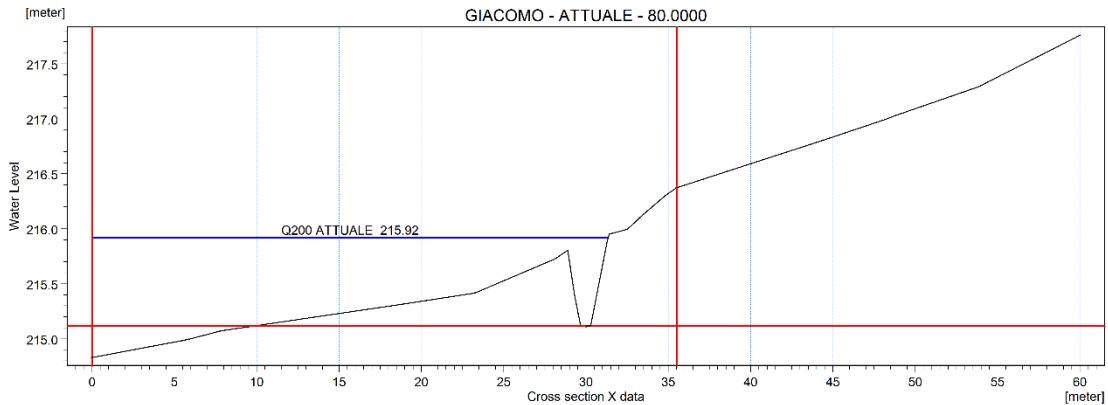


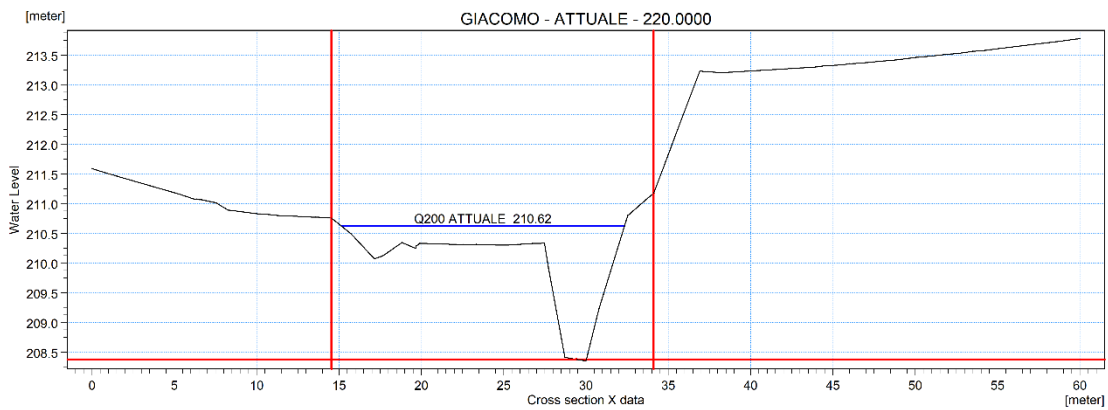
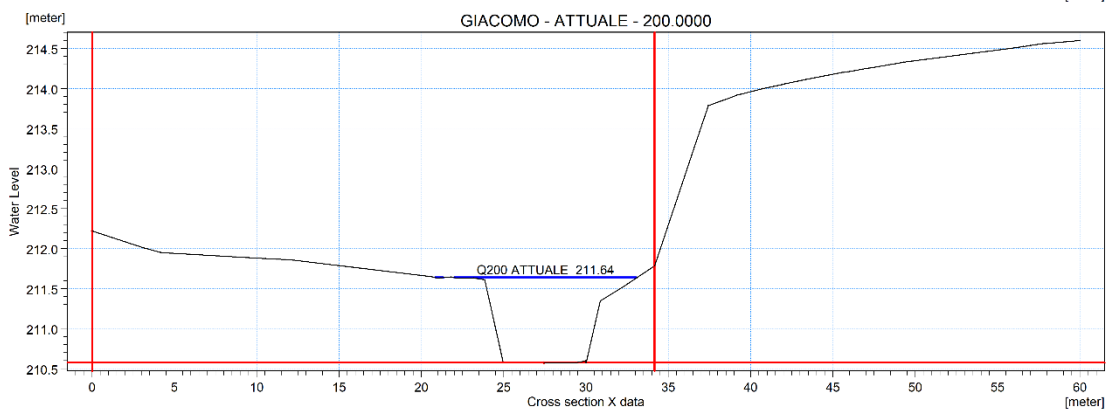
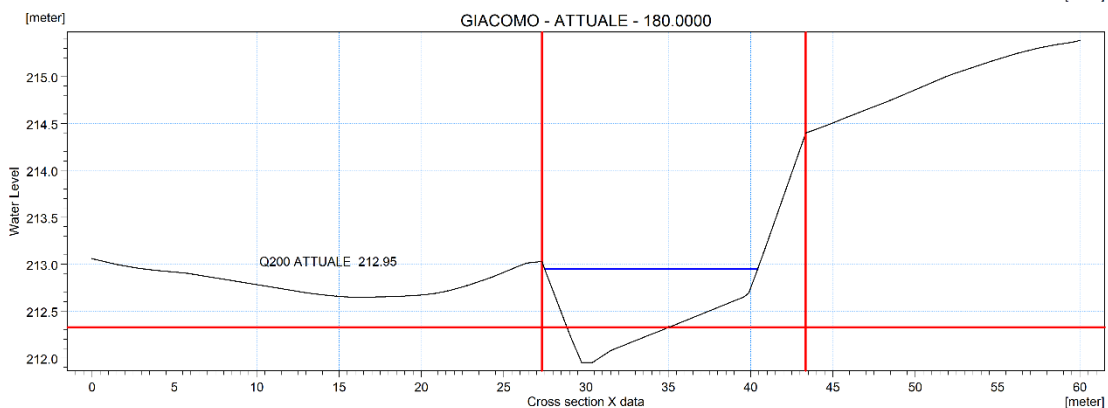
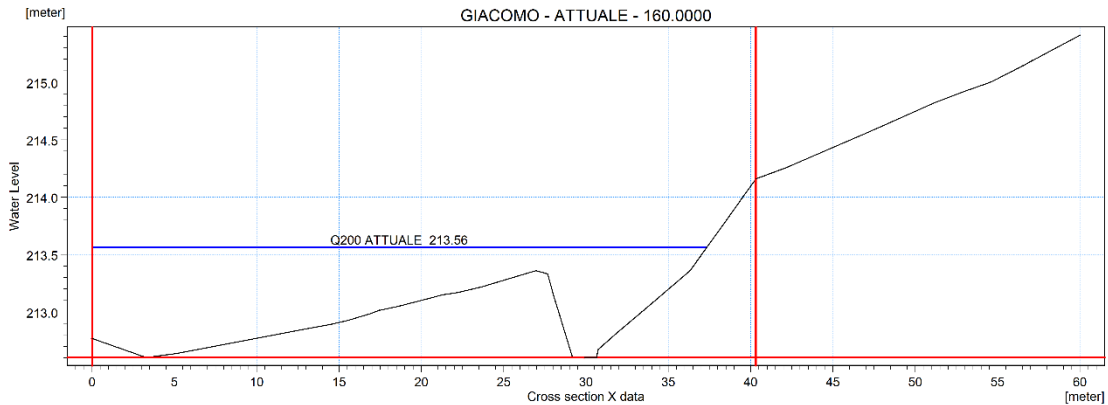


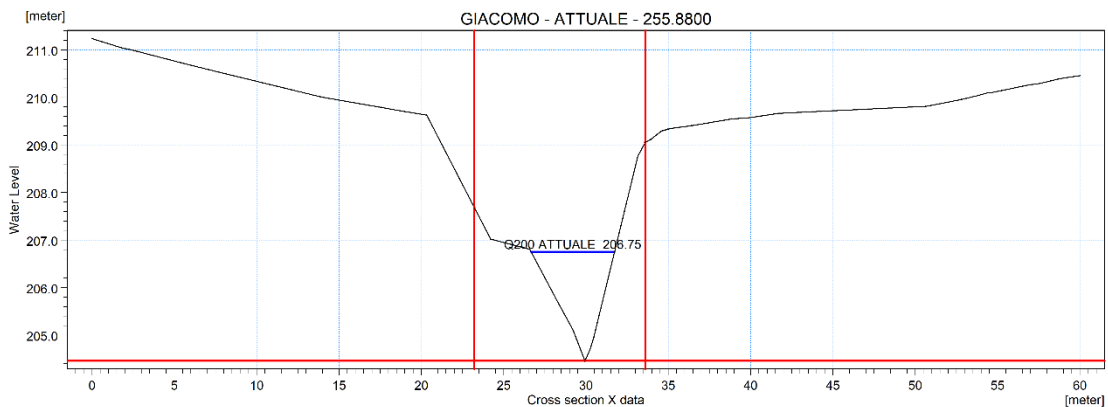
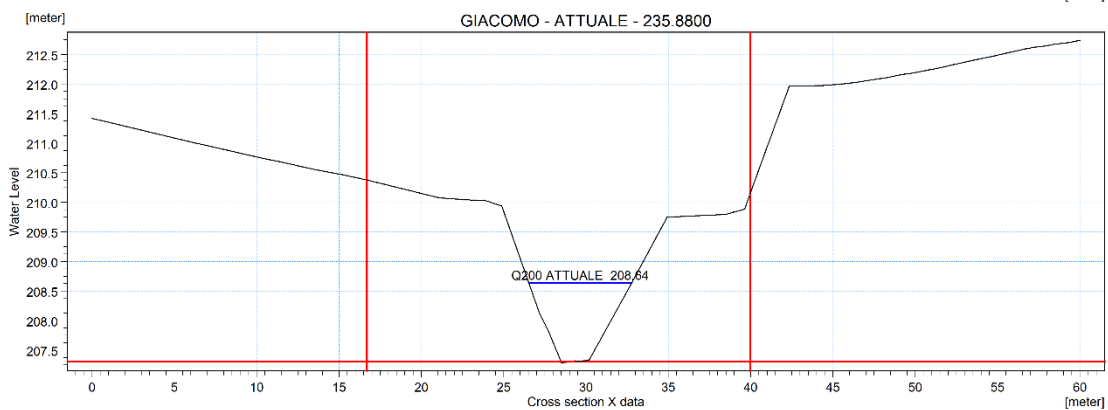
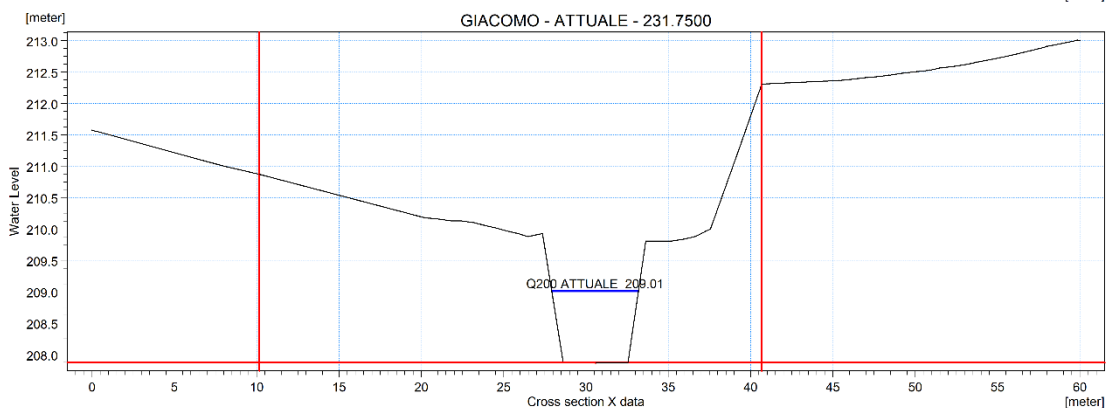
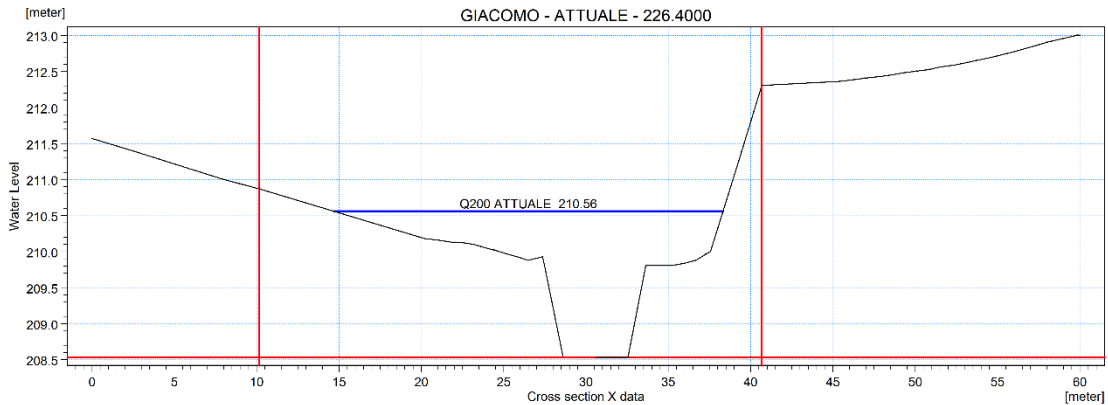


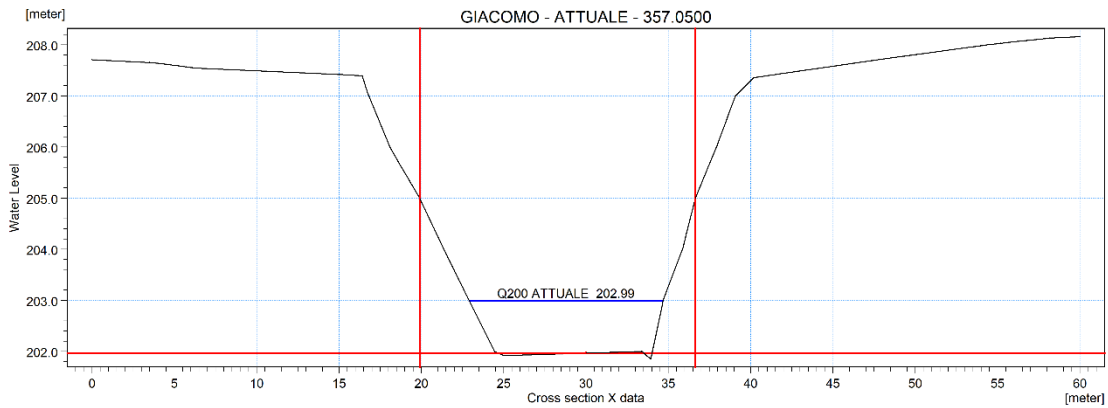
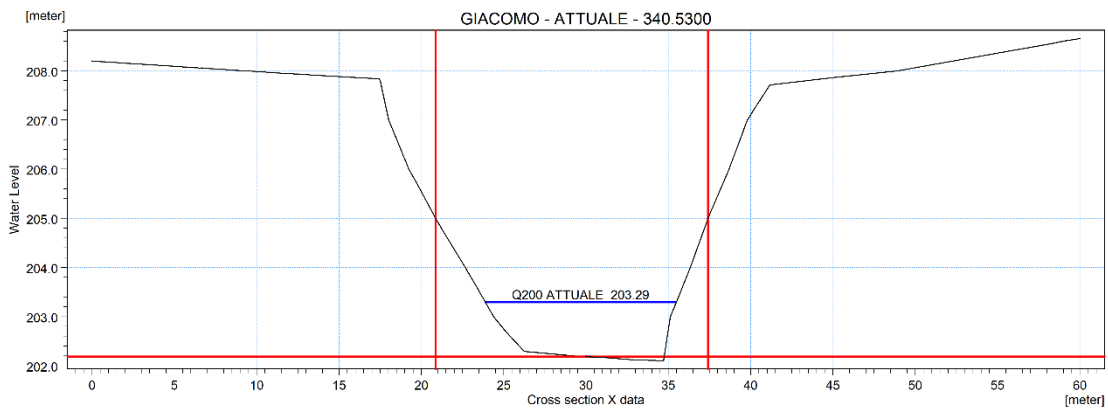
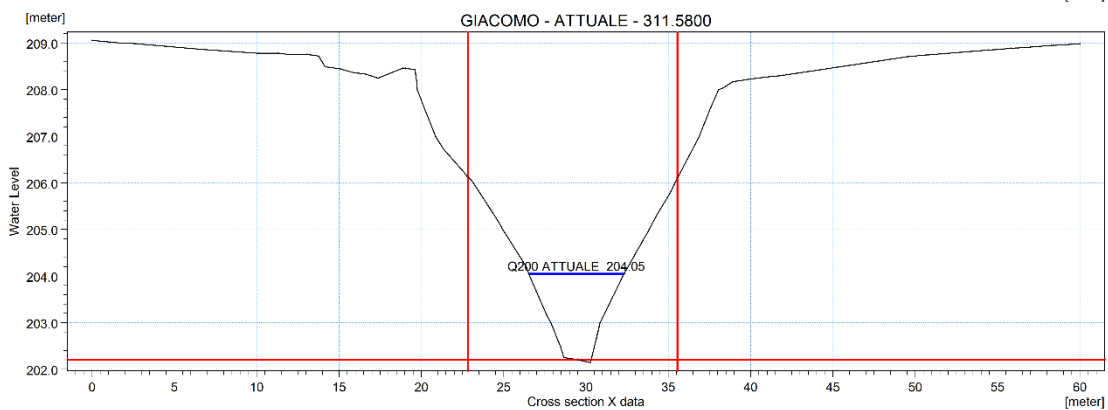
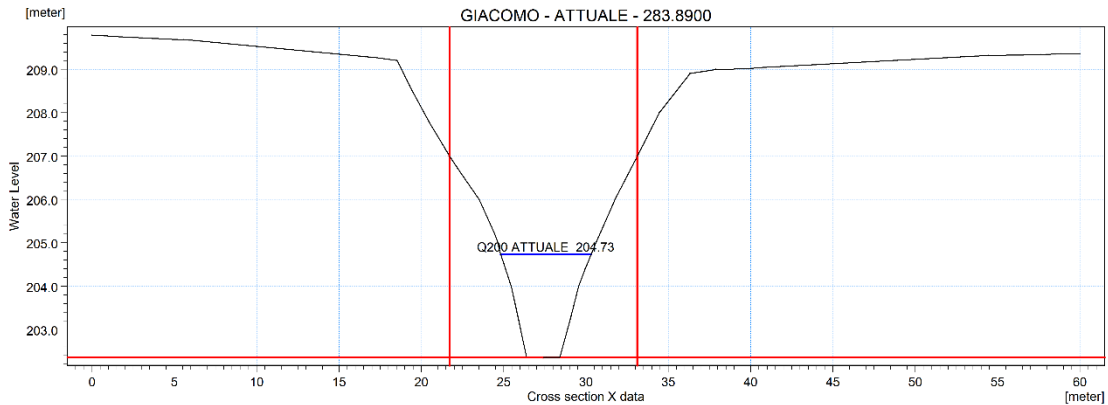
**ALLEGATO 5 – RIO SAN GIACOMO: SEZIONI TRASVERSALI DI STATO ATTUALE CON
RAPPRESENTAZIONE LIVELLI IDRICI TR200 ANNI**

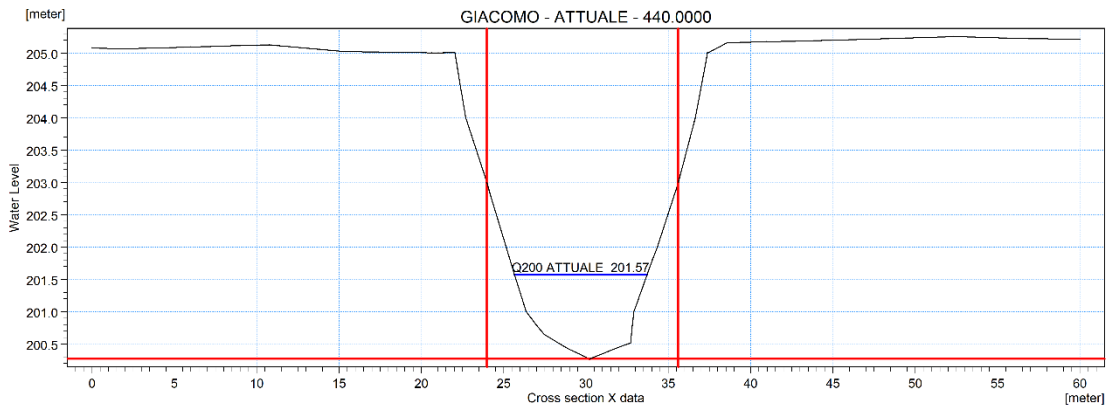
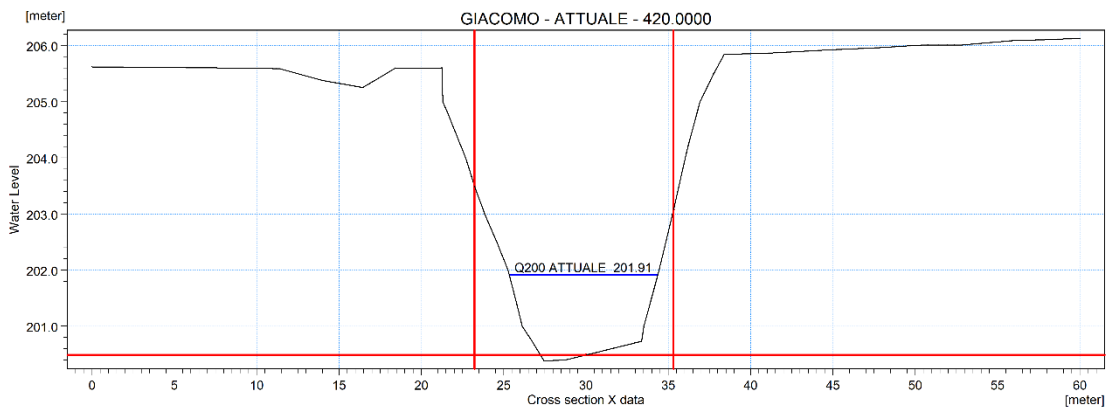
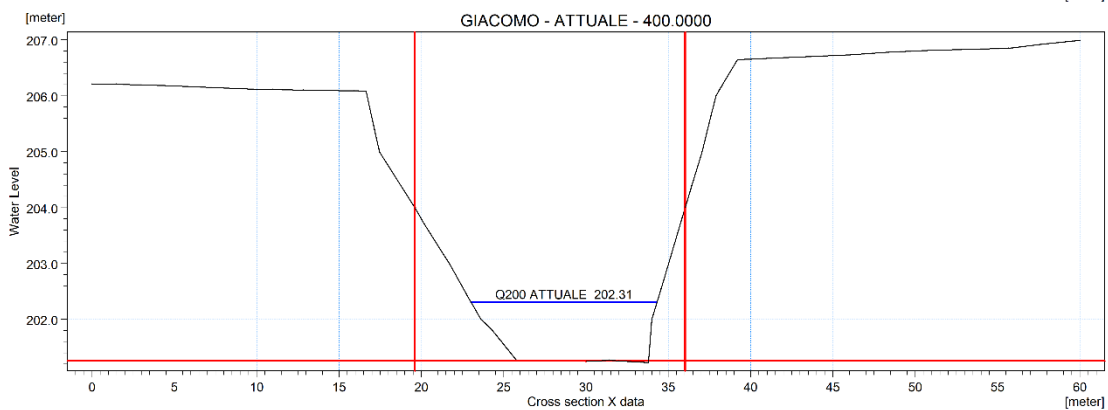
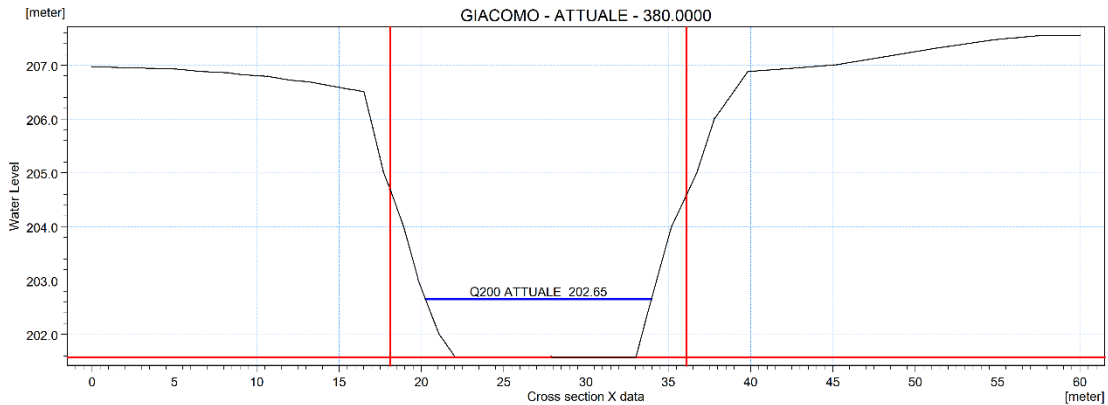


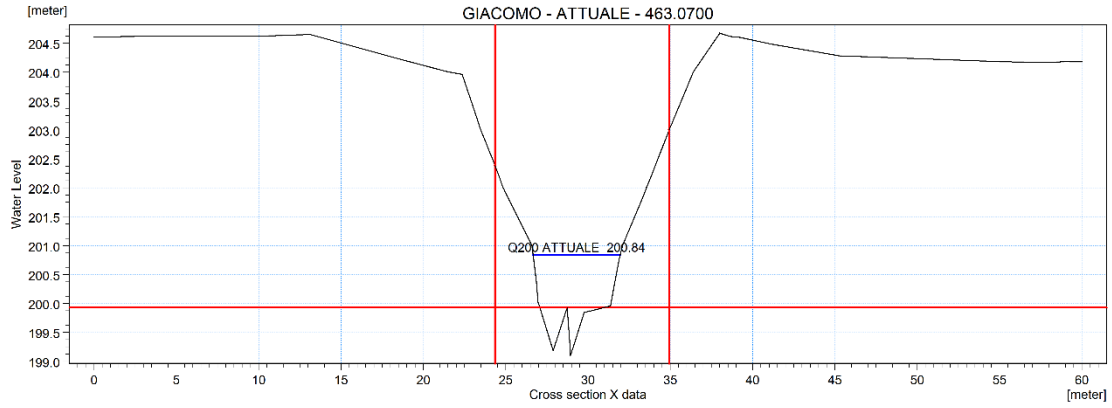




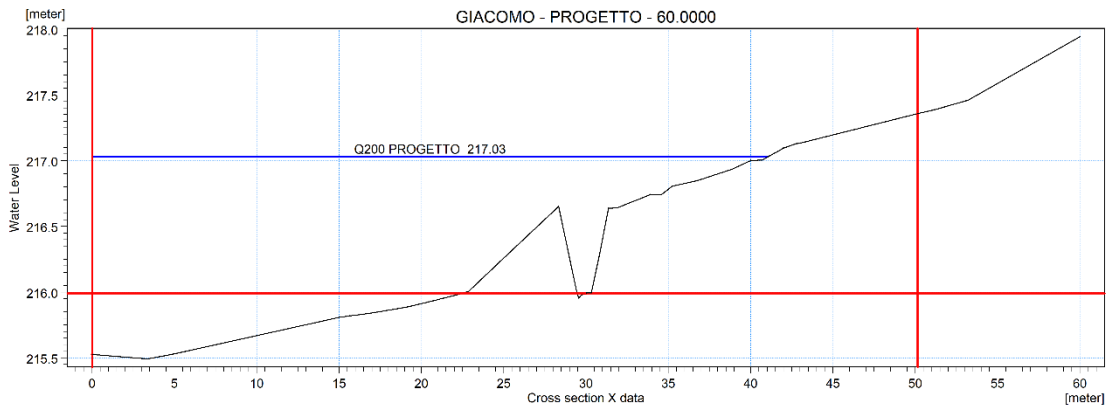
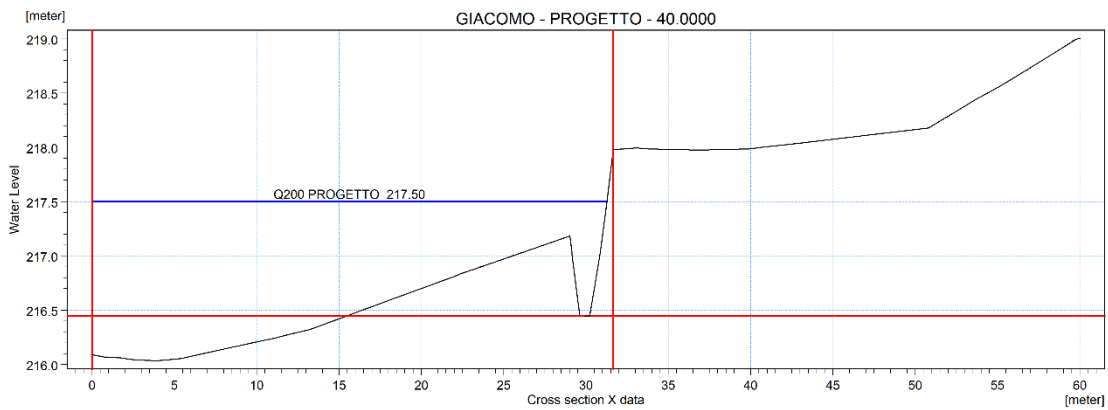
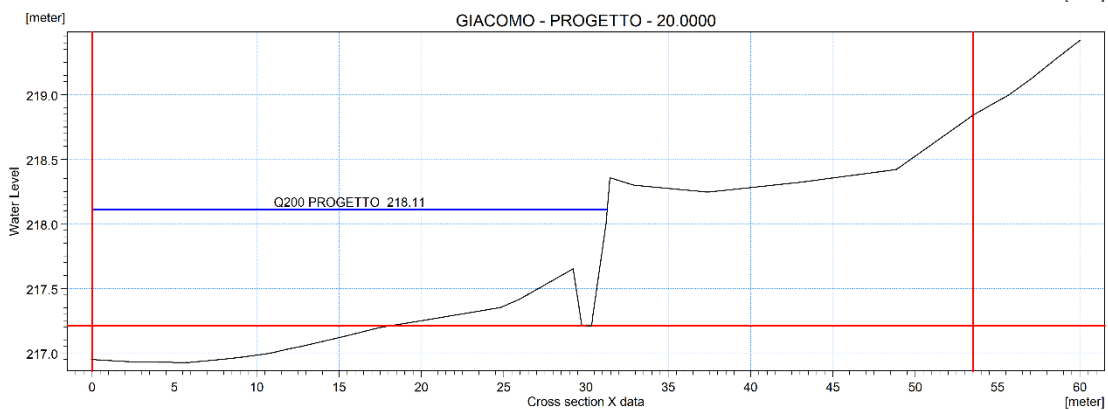
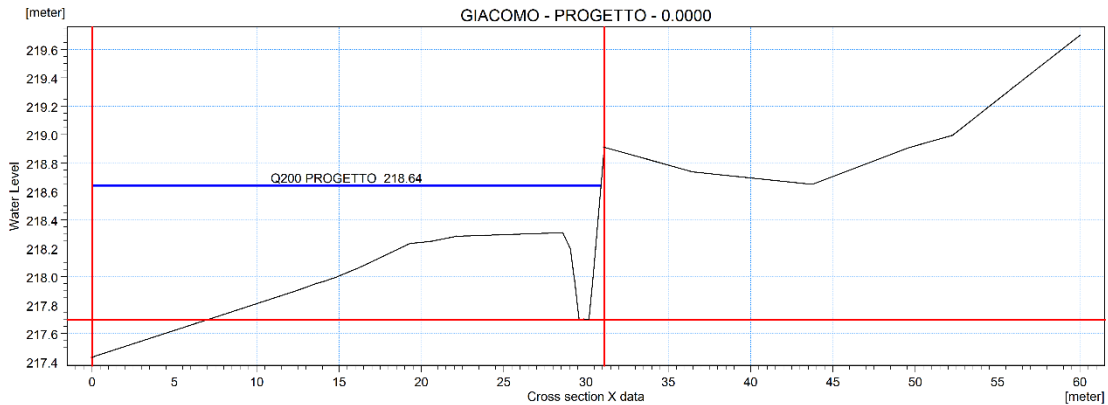


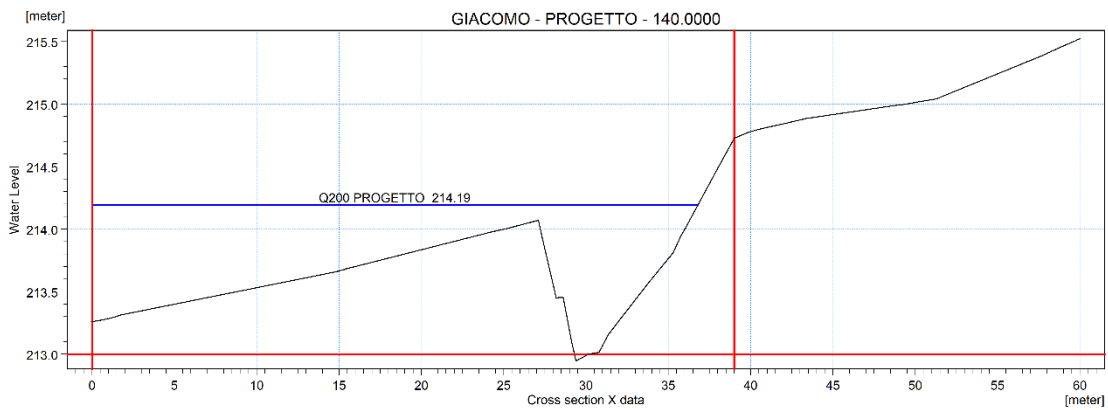
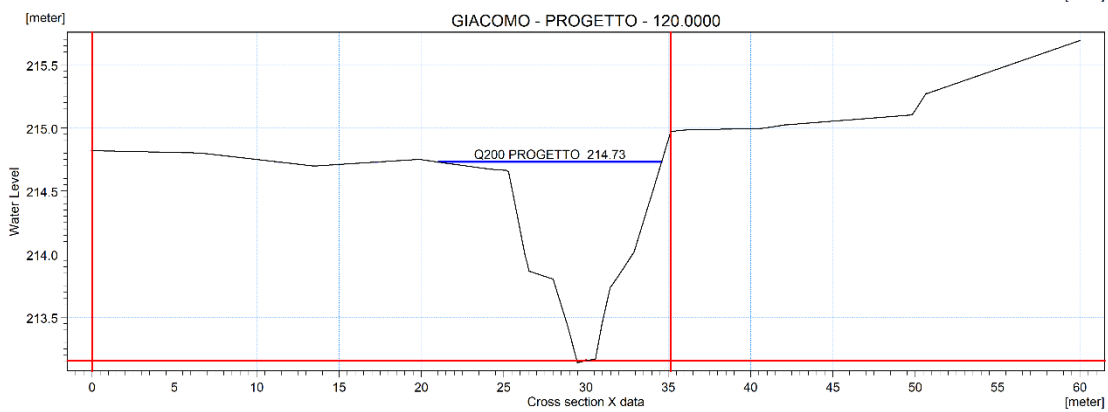
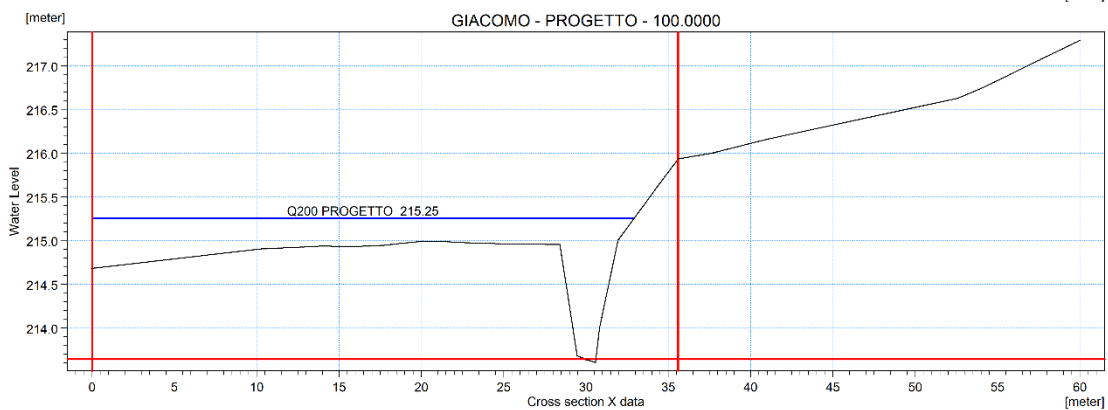
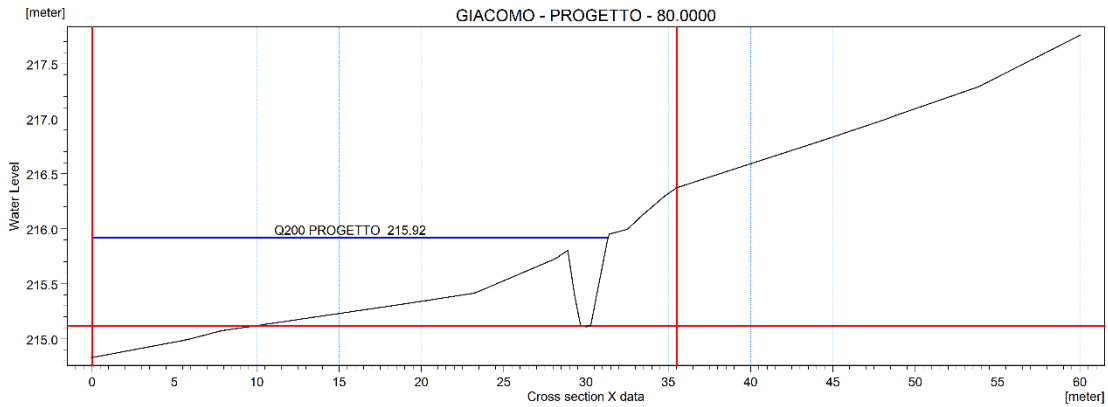


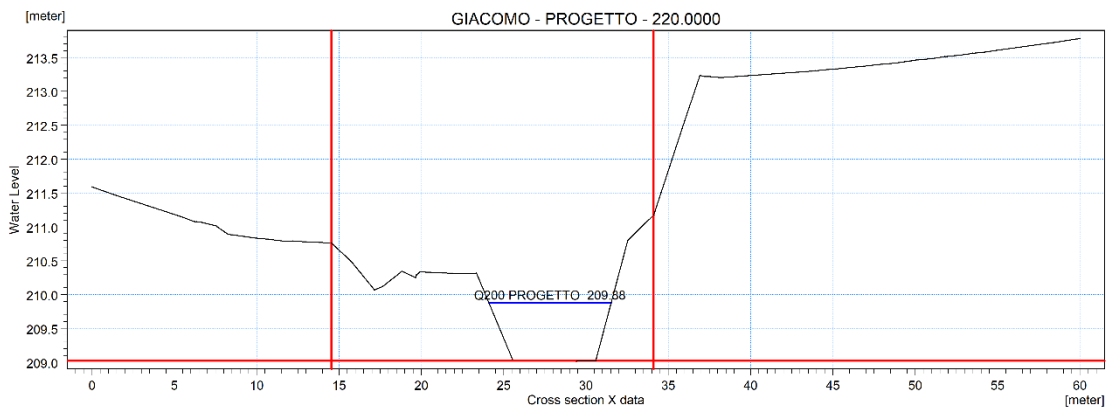
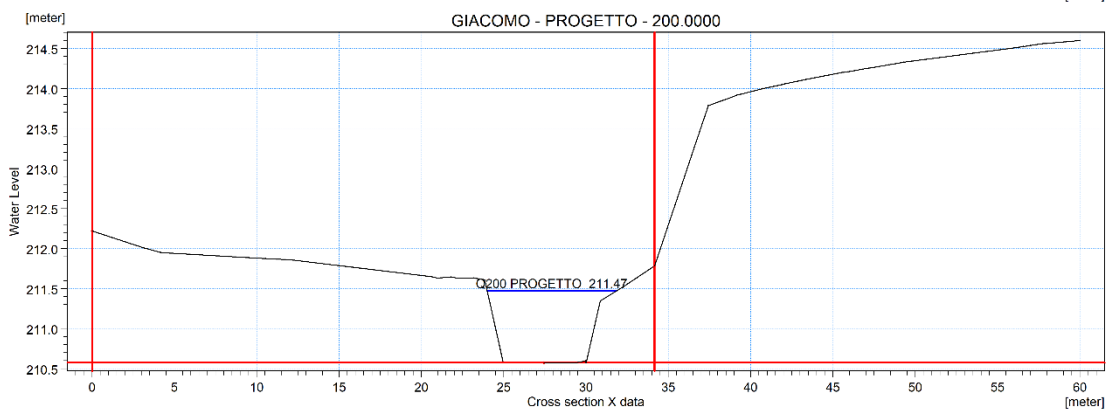
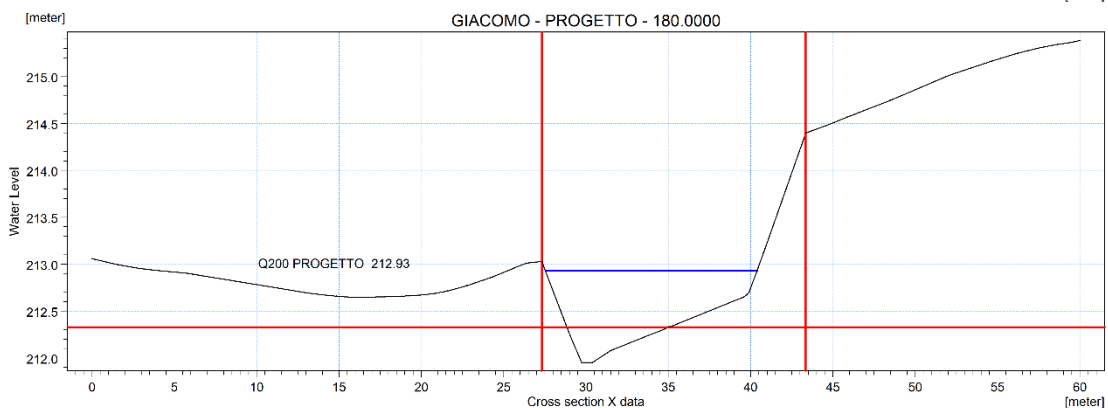
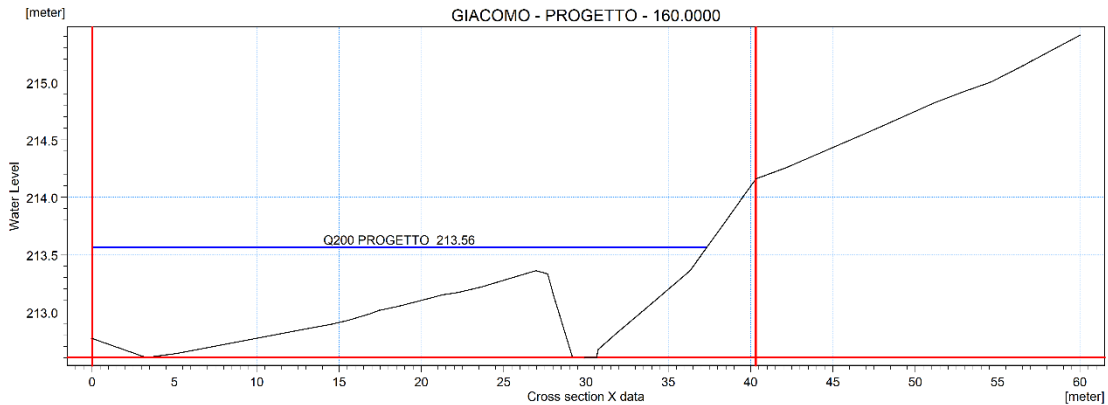


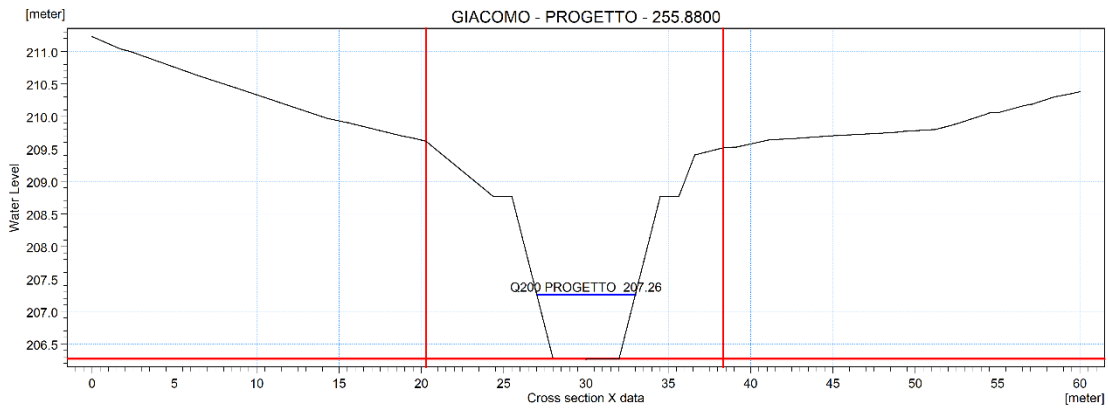
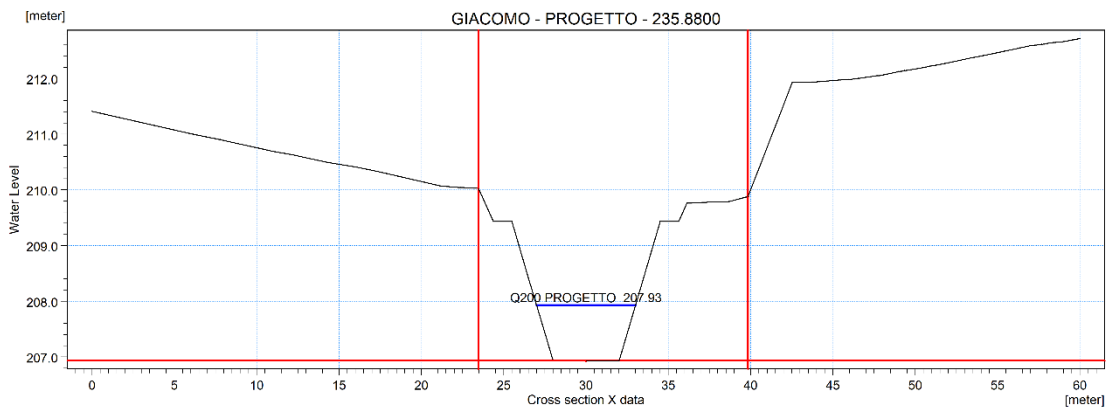
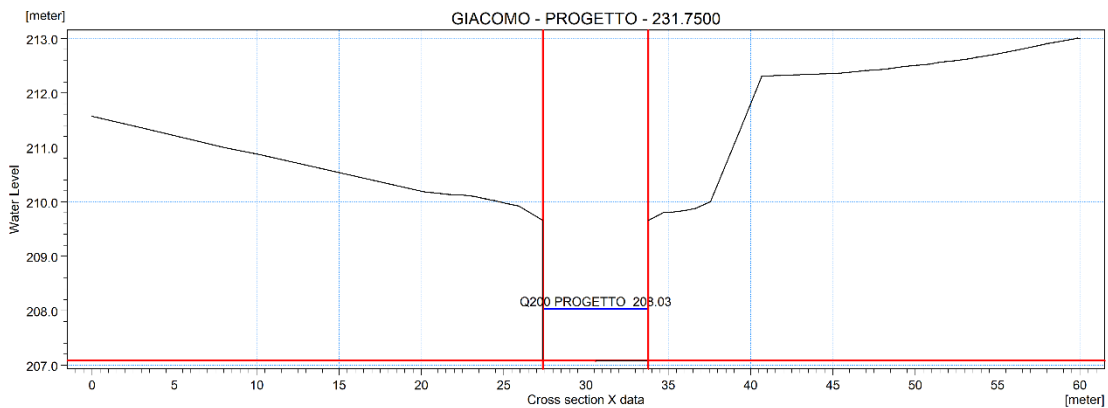
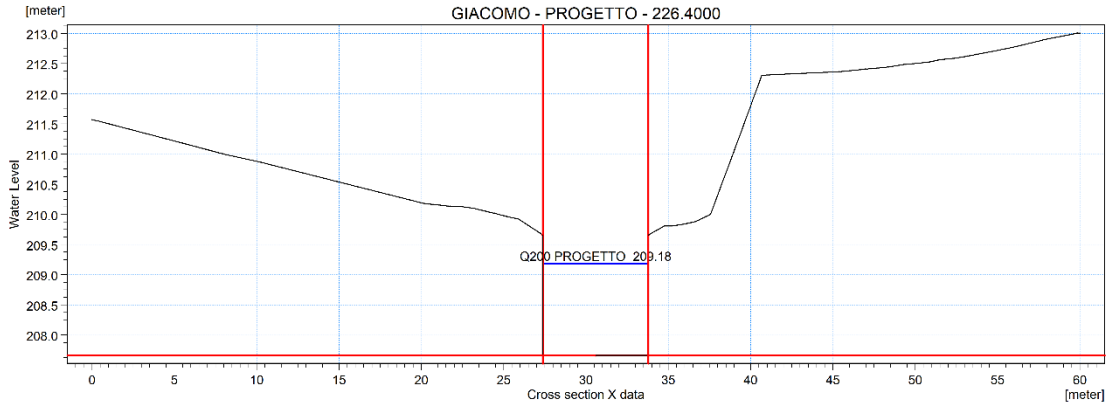


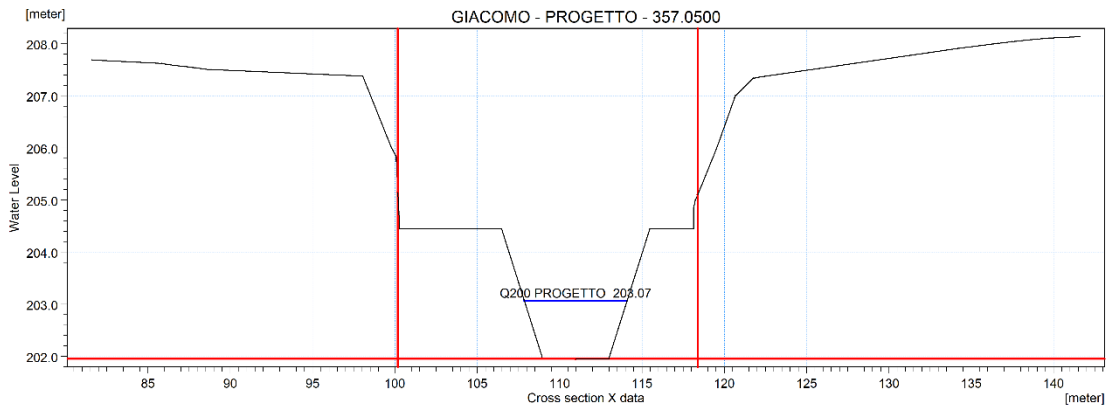
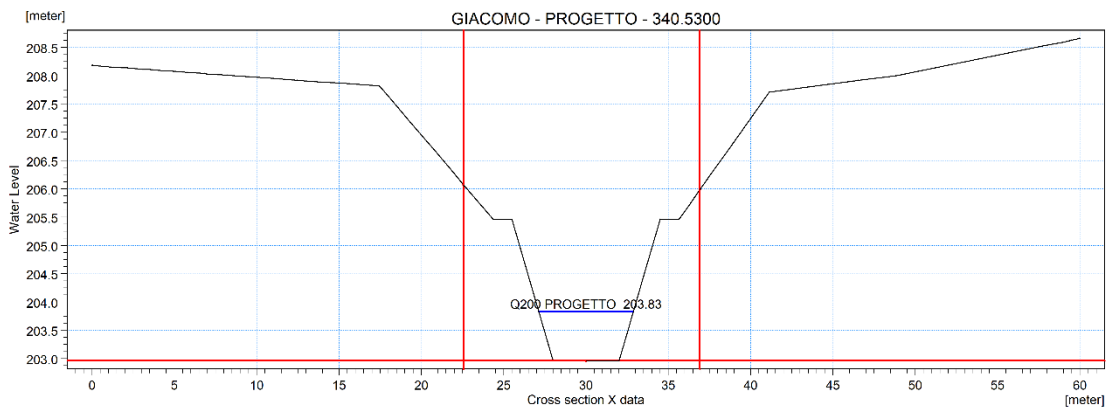
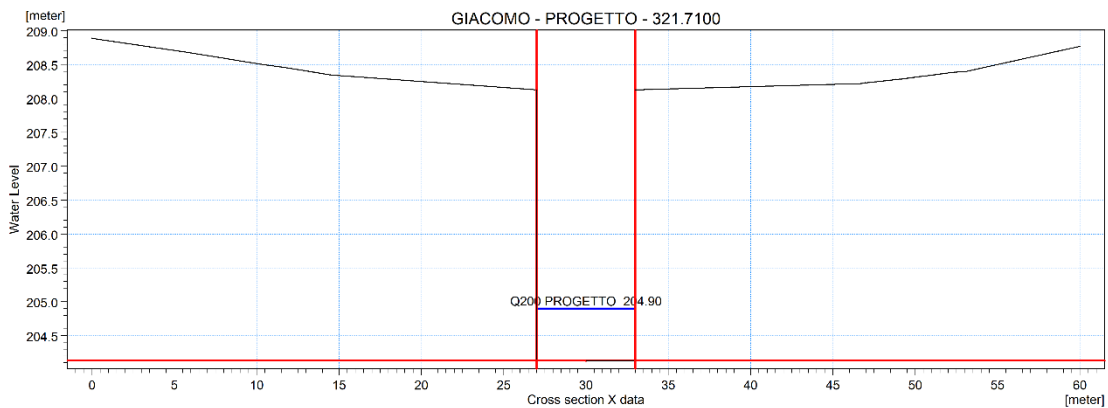
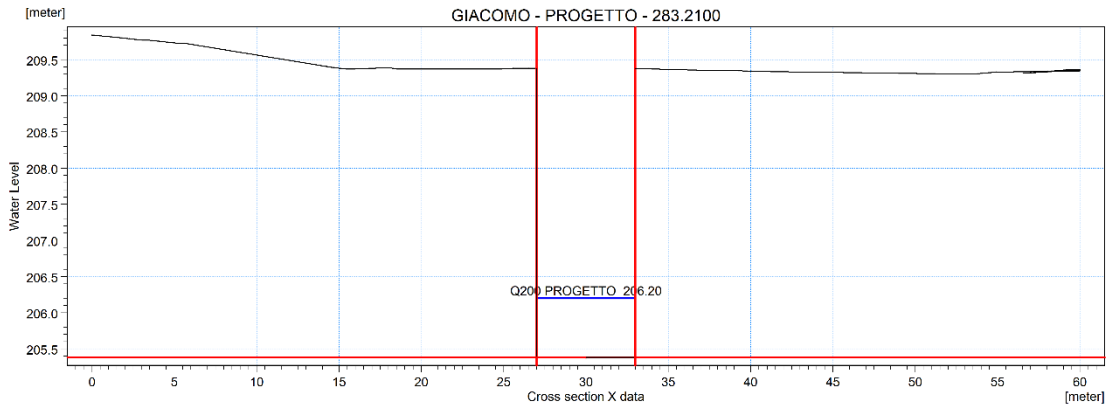
**ALLEGATO 6 – RIO SAN GIACOMO: SEZIONI TRASVERSALI DI PROGETTO CON
RAPPRESENTAZIONE LIVELLI IDRICI TR200 ANNI**

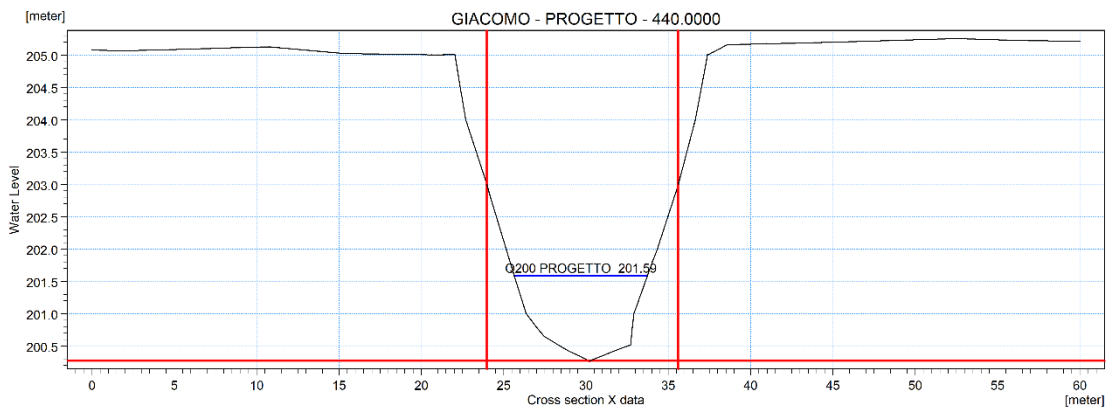
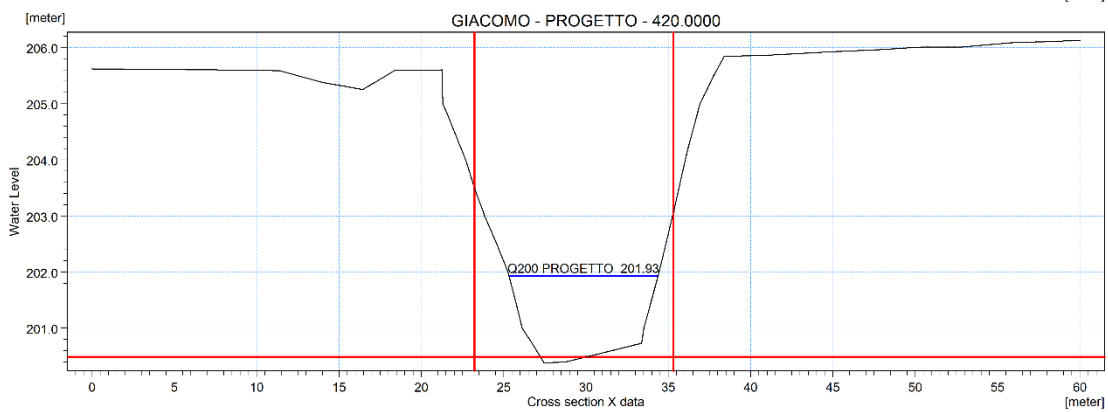
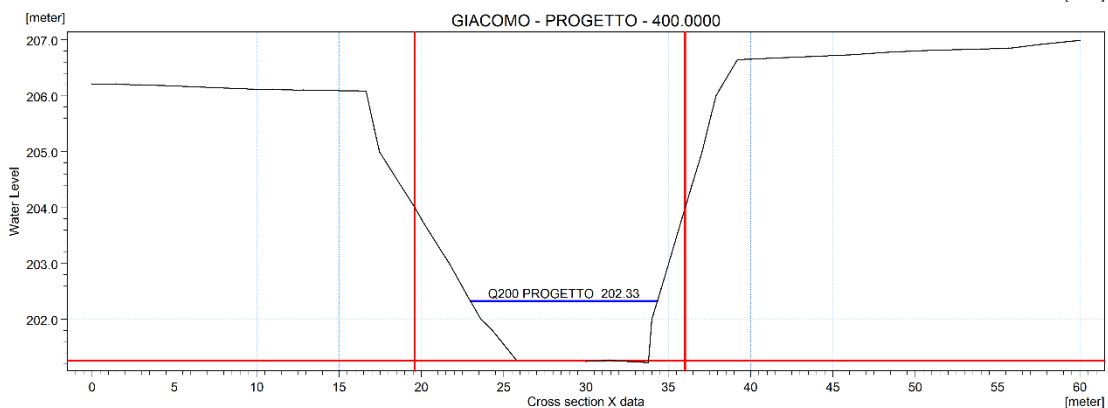
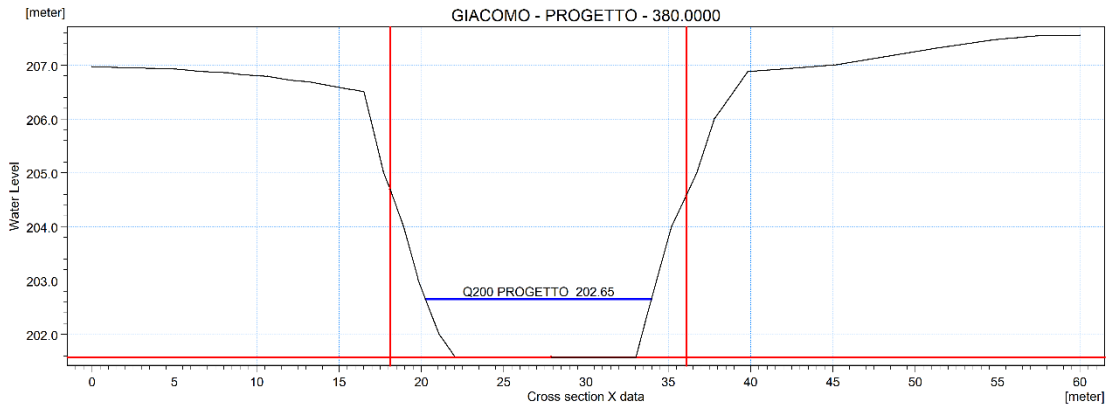


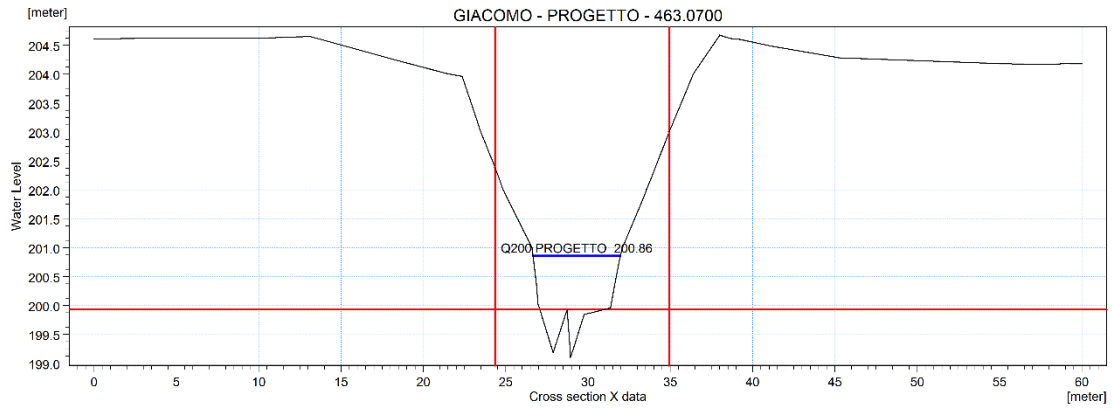




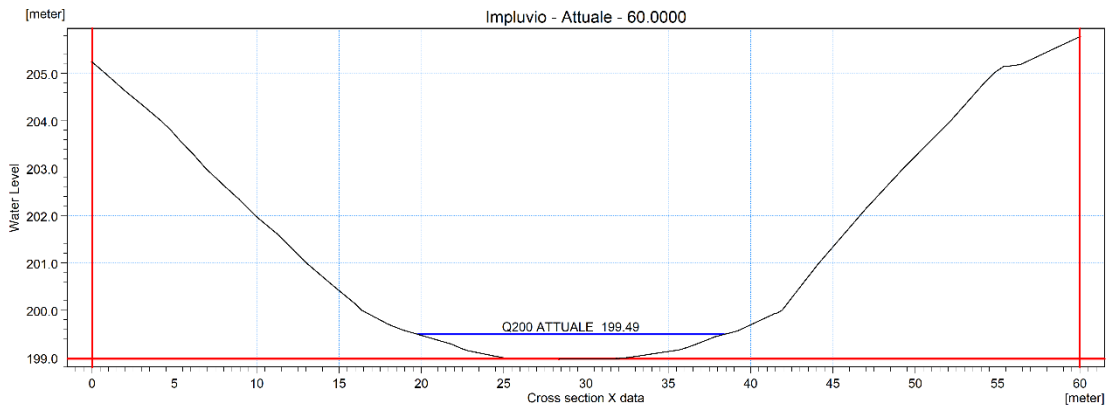
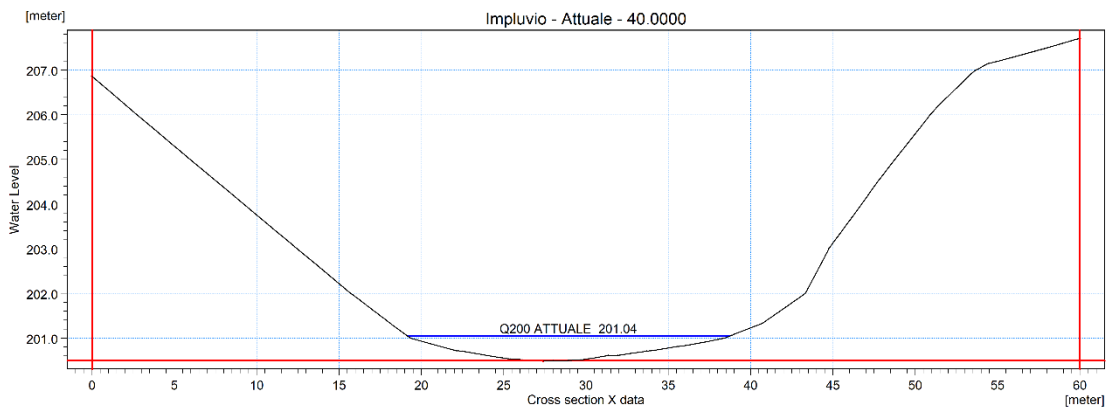
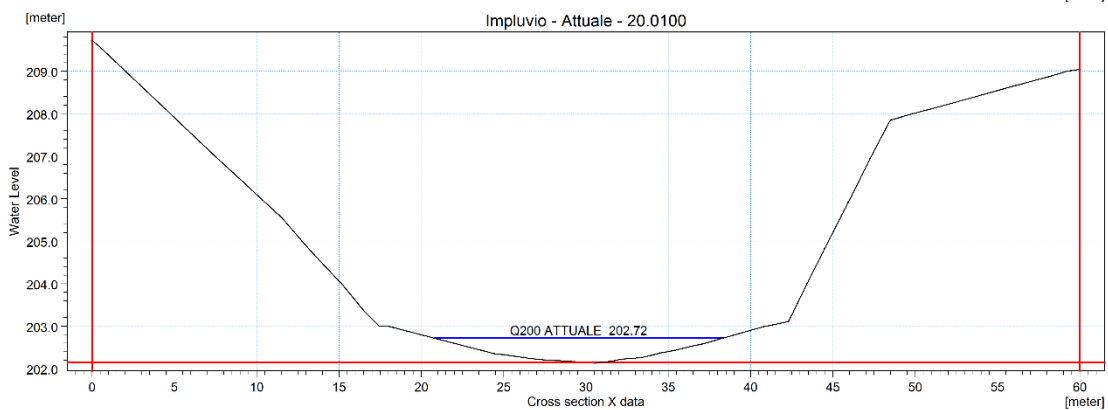
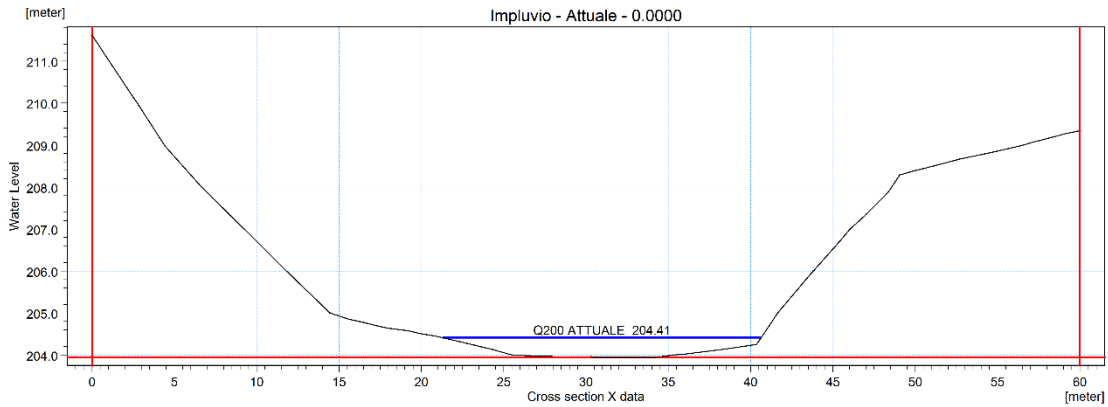


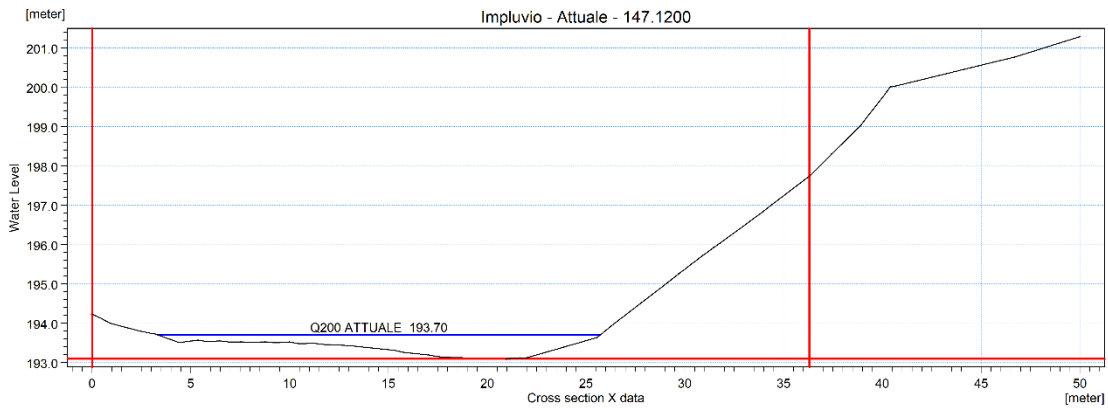
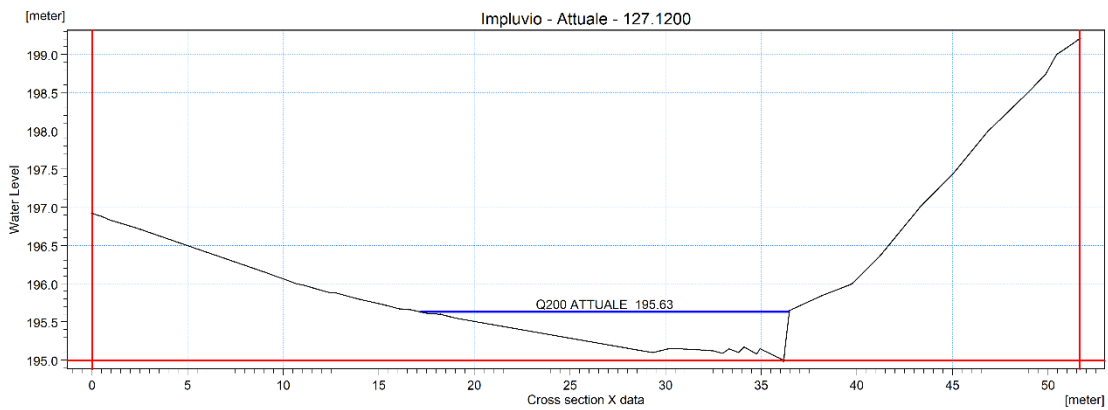
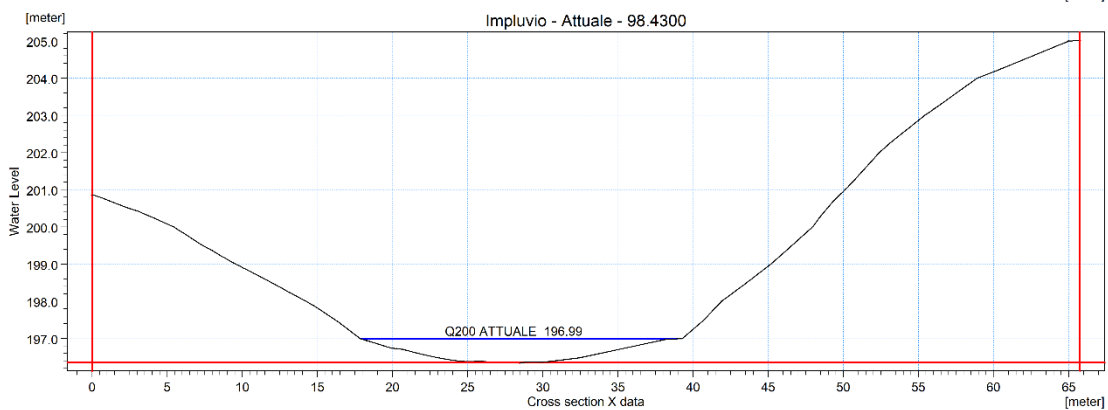
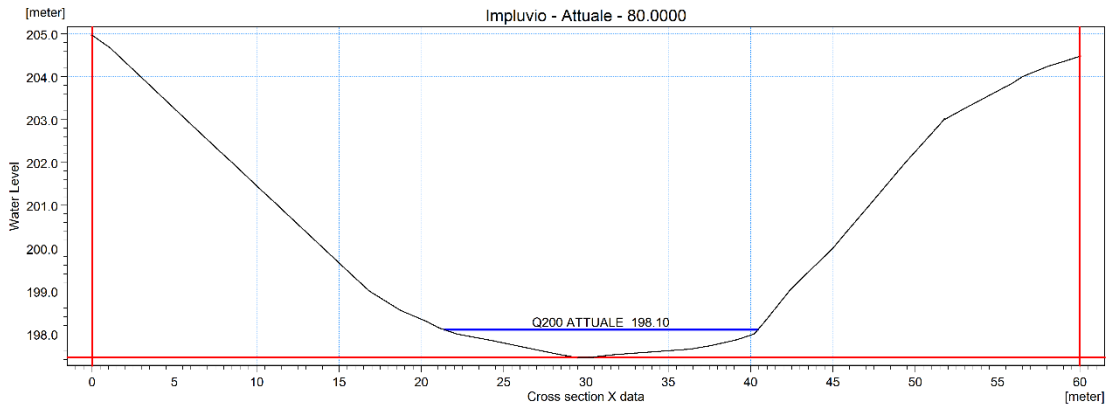


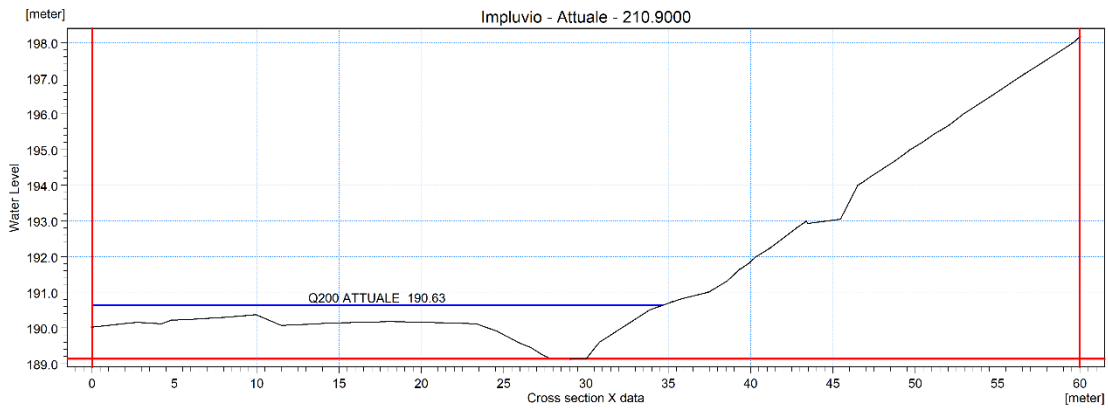
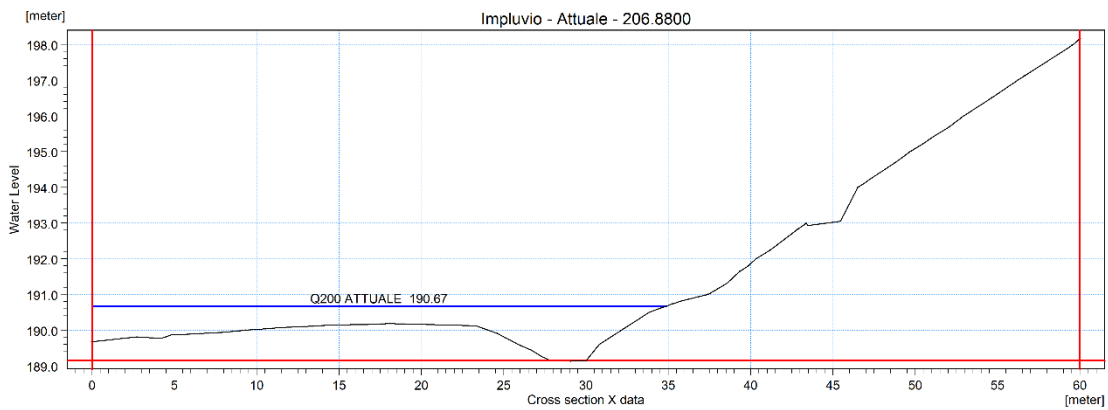
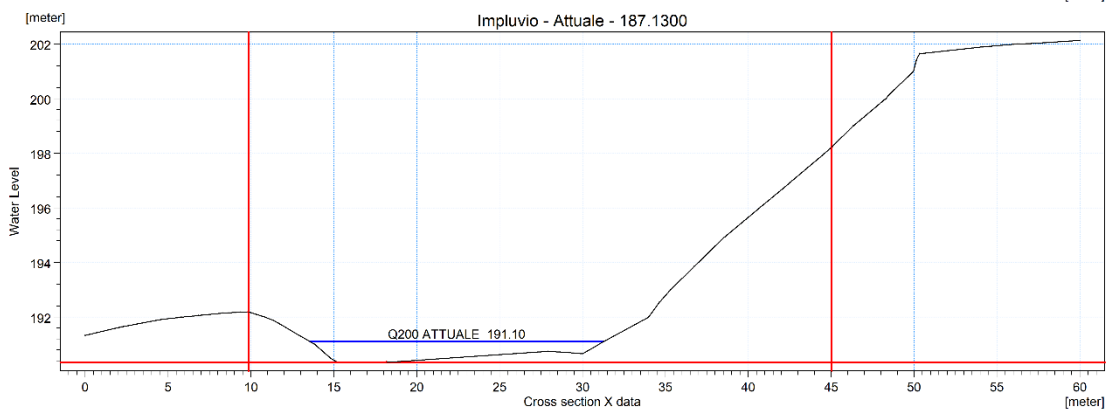
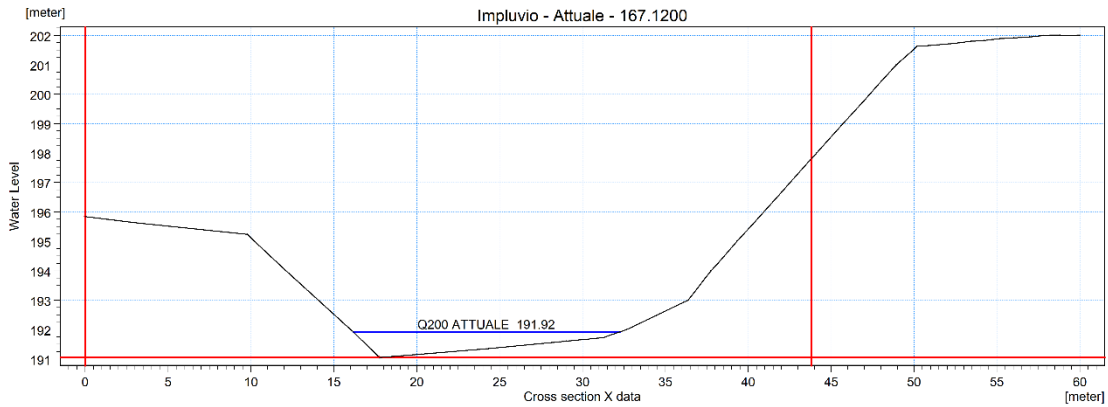


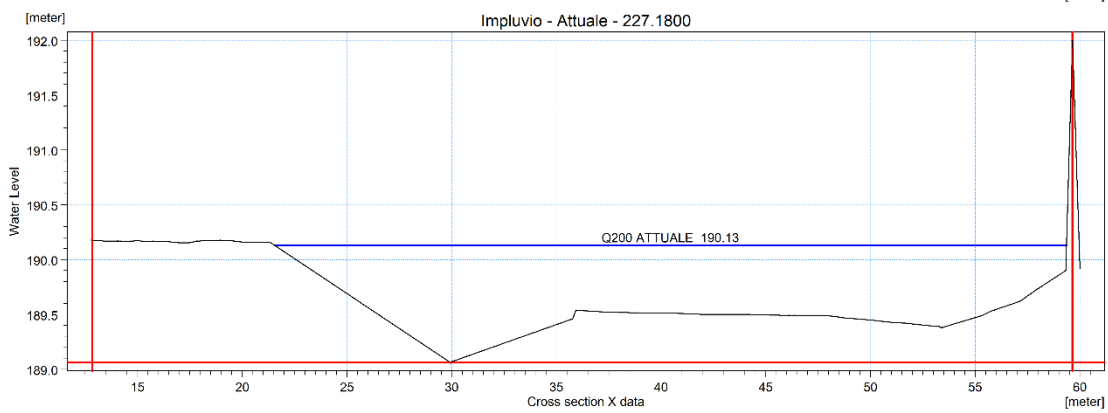
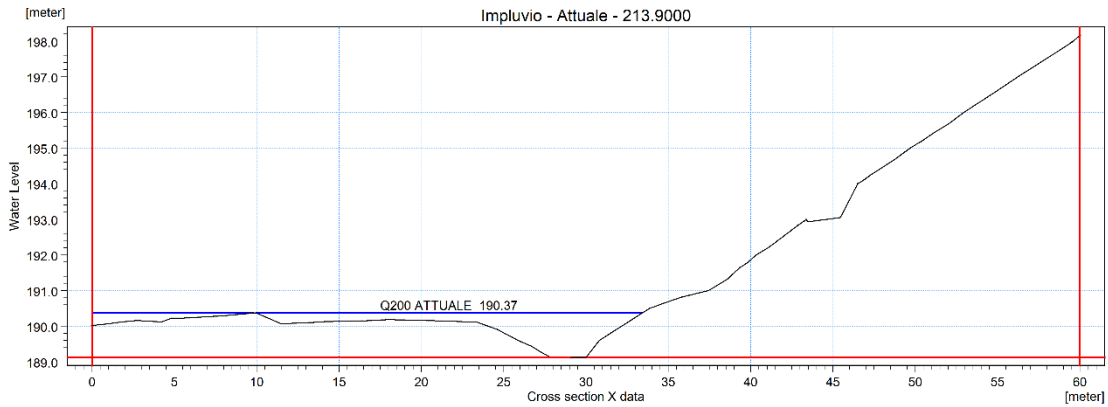


**ALLEGATO 7 – RIO IMPLUVIO: SEZIONI TRASVERSALI DI STATO ATTUALE CON
RAPPRESENTAZIONE LIVELLI IDRICI TR200 ANNI**









**ALLEGATO 8 – RIO IMPLUVIO: SEZIONI TRASVERSALI DI PROGETTO CON
RAPPRESENTAZIONE LIVELLI IDRICI TR200 ANNI**

