

CONSORZIO BEALEROTTO MUSSI
DI MIGLIORAMENTO FONDARIO
associato al
CONSORZIO DI IRRIGAZIONE DI II° GRADO DEL PESIO

FONDO SVILUPPO E COESIONE 2014-2020

Piano Operativo Infrastrutture

Asse tematico D: Messa in sicurezza del patrimonio infrastrutturale esistente

Linea d'azione: Interventi di manutenzione straordinaria e messa in sicurezza dighe

Delibera CIPE n. 54/2016 – Addendum Delibera CIPE n. 12/2018

INTERVENTI PER LA SICUREZZA FUNZIONALE DELLA DIGA DI PIANFEI

CUP: B83E18000190001

L'UFFICIO TECNICO CONSORTILE:



CONSORZIO DEL PESIO
Consorzio di irrigazione di II° grado
 12084 MONDOVI - Via G. B. Cottolengo, 13
 Tel. +39(0174)42724 - email : info@consorziodelpesio.it
 pec : posta@pec.consorziodelpesio.it

CONSORZIO IRRIGUO COMPRESORIO VALLI ELLERO, CORSAGLIA, CASOTTO
Consorzio di irrigazione di II° grado

12084 MONDOVI - Via G. B. Cottolengo, 13
 Tel. +39(0174)42724 - email : el.cor.ca@tiscali.it / pec : elcorca@pec.it



ASSOCIAZIONE IRRIGAZIONE EST SESIA
 28100 NOVARA - Via Negroni, 7
 Tel. +39(0321)675211 - Fax +39(0321)398458
 email : estsesia.pec@legalmail.it



CONSORZIO DI BONIFICA DELLA BARAGGIA BIELLESE E VERCELLESE
 13100 VERCELLI - Via Fratelli Bandiera, 16
 Tel. +39(0161)283811 - Fax +39(0161)257425
 email : segreteria@consorziobaraggia.it



(Dott. Ing. Domenico CASTELLI)

SERIE:

RELAZIONI SPECIALISTICHE

DATA

NOVEMBRE 2020

ELABORATO:

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

AGGIORNAMENTO

**FEBBRAIO 2021
LUGLIO 2022**

ELABORATO N°

RS 3.2

ATTIVITÀ SPECIALISTICHE:

PROGETTO ESECUTIVO

ARCH. 10462E

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO DELLA FASE PROGETTUALE:

(Dott. Ing. Massimo DEL GAUDIO)

MODIFICHE

Aggiornamento

REV 1

Luglio 2022

CONTROLLO

Firma

OPERATORE

GV

CONTROLLO

DC

APPROVAZIONE

DC

INDICE

1.	PREMESSA	1
2.	ANALISI IDROLOGICA: CALCOLO DELLE CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA PER ASSEGNATO TEMPO DI RITORNO	1
2.1	CALCOLO DELLA PORTATA DI PIENA PER ASSOCIATO TEMPO DI RITORNO	4
2.1.1	Calcolo del tempo di corrivazione t_c	4
2.1.2	Calcolo della portata con il metodo SCS-CN.....	5
2.1.3	Calcolo delle portate col metodo razionale	7
2.1.4	Riepilogo delle elaborazioni volte alla determinazione della portata di piena per associato tempo di ritorno	7
3.	INTERVENTI IN PROGETTO	8
4.	VERIFICHE IDRAULICHE SCARICO DI SUPERFICIE	8
4.1	VERIFICHE IDRAULICHE DELL'ORGANO DI SCARICO DI SUPERFICIE	10
4.2	VERIFICA IDRAULICA DEL CANALE FUGATORE	13
4.2.1	Descrizione del modello	14
4.2.2	Opzioni di calcolo	21
4.2.3	Descrizione dell'implementazione del modello matematico del canale fugatore.....	28
4.2.4	Analisi dei risultati ottenuti.....	28
4.3	VASCA DI DISSIPAZIONE CANALE FUGATORE	49
5.	REGOLAZIONI DEL LIVELLO DI INVASO PREVISTE DURANTE I LAVORI	58

1. PREMESSA

Le opere in progetto prevedono interventi per la sicurezza funzionale della diga di Pianfei. Sono, in particolare, progettualmente previsti i seguenti interventi:

- 1) Interventi di ripristino e adeguamento della sezione idraulica del canale fuggatore mediante rialzo dei muri di sponda e rifacimento integrale di un tratto di muro in sponda sinistra in c.c.a. gettato in opera.
- 2) Realizzazione di vasca di dissipazione a servizio del canale fuggatore, subito a monte della restituzione nel rio naturale a valle dello sbarramento e contestuale attraversamento stradale di servizio.

Da qui nasce, pertanto, l'esigenza di provvedere alle verifiche di carattere idraulico finalizzate all'eventuale messa in sicurezza dell'intero invaso secondo quanto richiesto dalla sua nuova funzionalità prevista e dalle normative vigenti.

La presente relazione riporta, quindi, le pertinenti verifiche di carattere idraulico relative all'invaso artificiale esistente sul Rio Mondina in Comune di Pianfei, redatte con specifico riferimento alla normativa attualmente vigente in materia di sbarramenti di ritenuta.

In particolare la presente *revisione 2* della relazione datata giugno 2022 emenda il contenuto della precedente estensione (Novembre 2020) sulla scorta delle osservazioni formulate dalla Direzione Generale per le Dighe – Divisione 5 nella propria relazione d'istruttoria idrologico - idraulica in data giugno 2021

2. ANALISI IDROLOGICA: CALCOLO DELLE CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA PER ASSEGNATO TEMPO DI RITORNO

Il presente capitolo è finalizzato alla determinazione della portata al colmo con tempo di ritorno assegnato alla sezione di imposta della diga di Pianfei, in cui sono disponibili le registrazioni pluviometriche delle precipitazioni intense rilevate nelle stazioni viciniori.

Le stazioni sono esterne al bacino e sono disposte in modo da racchiuderne il contorno.

Codice stazione	Stazione	Quota [m slmm]	X UTM [m]	Y UTM [m]	Numero annualità
13036	Cuneo	536	384085	4916679	52
13081	Presa C.le Molline	620	410559	4910707	45
13072	Ormea	730	412921	4888456	39

Tabella 1 - Anagrafica delle stazioni pluviometriche utilizzate.

Lo studio idrologico riguarda un'indagine sulle precipitazioni di breve durata e massima intensità per caratterizzare gli eventi gravosi nella loro intensità, durata e frequenza. Tramite elaborazioni statistiche effettuate sulle registrazioni degli eventi gravosi, ricavati dagli Annali Idrologici pubblicati dal Servizio Idrografico, si giunge a definire le curve di possibilità pluviometrica per diversi tempi di ritorno.

Da tali curve si deduce l'altezza di precipitazione che si verifica sul bacino per una certa durata di pioggia e con un certo tempo di ritorno: in altre parole si valuta la quantità di pioggia in ingresso nel bacino. Una parte di questa pioggia, però, si perde per effetto di una serie di fenomeni idrologici ancor prima di arrivare alla rete idrografica.

L'applicazione del metodo dei topoieti ha permesso di selezionare le stazioni che effettivamente hanno un'influenza nel bacino in esame.

Le stazioni esaminate sono particolarmente significative per l'area in esame perché dotate di una serie storica delle osservazioni orarie particolarmente estesa. Sono state calcolate le curve di possibilità pluviometrica per ogni stazione in parola e quindi applicando il metodo dei topoieti si è valutata l'altezza di precipitazione media areale in ogni sottobacino ed interbacino.

Le serie storiche dei dati di precipitazione di durata compresa tra una e 24 ore di ogni stazione sono state sottoposte a regolarizzazione probabilistica al fine di determinare le curve di possibilità pluviometrica per i tempi di ritorno di 20, 100, 200, 500 e 1.000.

Di seguito sono elencati per sommi capi i passi effettuati per regolarizzare le serie temporali riferite a durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore così come desumibili dagli Annali Idrologici e per determinare successivamente le curve di possibilità pluviometrica.

Ogni serie temporale deve essere ordinata in senso crescente per poter calcolare la frequenza cumulata relativa.

Per ogni serie si calcolano i momenti del primo e secondo ordine ed i parametri caratteristici della distribuzione di Gumbel. Di seguito si riportano le formule utilizzate relativamente calcolo dei principali parametri statistici.

$$\begin{aligned}\bar{h}_t &= \frac{\sum_{i=1}^N h_{i,t}}{N} \\ \sigma_{(N-1)_t} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (h_{i,t} - \bar{h}_t)^2}{N-1}} \\ u_t &= \bar{h}_t - 0.45 \cdot \sigma_{(N-1)_t} \\ \alpha_t &= \frac{1.283}{\sigma_{(N-1)_t}}\end{aligned}$$

Dalla definizione di tempo di ritorno (T) si può calcolare il valore di altezza massima di precipitazione in funzione di T con la seguente formula:

$$h_{i,\max_t} = u_i - \frac{1}{\alpha_i} \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]$$

dove u_i e a_i sono i parametri della distribuzione di Gumbel per ogni serie adattata.

Noti i valori di $h_{i,\max}$ in funzione di del tempo di ritorno T calcolati per le durate dell'evento di 1, 3, 6, 12 e 24 ore, è possibile determinare i parametri caratteristici a ed n dell'equazione generale della curva di possibilità pluviometrica che è del tipo:

$$h(t) = a \cdot t^n$$

Specializzando l'equazione considerata secondo le ipotesi della distribuzione di Gumbel si può scrivere la relazione che esprime l'altezza h in funzione della durata e del tempo di ritorno:

$$h(t) = a_\mu \cdot (1 + V \cdot K_T) \cdot t^n$$

dove a_μ ed n possono essere stimati mediante una regressione lineare tra le trasformate logaritmiche delle medie di $h(t)$ e delle loro durate corrispondenti, V è il coefficiente di variazione (dato dal rapporto σ/μ) e K_T è il fattore di frequenza funzione del tempo di ritorno T .

Il coefficiente di variazione può essere stimato come media dei coefficienti di variazione V_i corrispondenti alle diverse durate mediante la:

$$V = \sqrt{\frac{1}{k} \sum_{i=1}^k V_i^2}$$

dove k indica il numero di durate disponibili.

Il fattore di frequenza per la distribuzione di probabilità di Gumbel è definito come:

- Parametro caratteristico a :

Tempo di ritorno	a [mm]
20	45.11
50	52.49
100	58.02
200	63.53
500	70.79
1000	76.28
3000	84.98

- Parametro caratteristico n :

Tempo di ritorno	n
20	0.406
50	0.404
100	0.403
200	0.401
500	0.399
1000	0.398
3000	0.397

2.1 *Calcolo della portata di piena per associato tempo di ritorno*

2.1.1 *Calcolo del tempo di corrivazione t_c*

Il tempo di corrivazione è stato calcolato con la formula di Giandotti, la cui espressione è la seguente:

$$t_c = \frac{4 \cdot A^{0.5} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot H^{0.5}}$$

dove:

A [km²] area del bacino;

H [m] altitudine media sulla sezione di chiusura

L [km] lunghezza dell'asta principale.

Il tempo di corrivazione assume il valore di 0.64 ore.

2.1.2 Calcolo della portata con il metodo SCS-CN

Il metodo per il calcolo della portata di piena è quello del Soil Conservation Service. Il metodo consente sia la semplice determinazione del volume della piena o della portata al colmo, sia la completa ricostruzione dell'idrogramma di piena. La determinazione del volume di piena si fonda sull'ipotesi che sia sempre valida la seguente relazione in cui tutte le grandezze sono espresse in mm:

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

dove:

V = volume di deflusso

P_n = precipitazione netta

W = invaso del suolo

S = valore minimo dell'invaso del suolo (il volume idrico effettivamente immagazzinato nel suolo)

La precipitazione netta si ottiene sottraendo alla precipitazione totale le perdite iniziali I_a dovute all'immagazzinamento superficiale. La precipitazione netta si ripartisce completamente tra il volume di deflusso superficiale V e l'invaso del suolo:

$$P_n = V + W$$

Con semplici passaggi dalle due relazioni soprascritte si ottiene:

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

Poiché le perdite iniziali possono essere correlate all'invaso massimo del suolo:

$$I_a = 0,2S$$

e tenendo conto che $P_n = P - I_a$ si ottiene l'espressione utilizzata per calcolare V :

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

Il calcolo di V presuppone oltre alla conoscenza della precipitazione totale P , la stima del massimo invaso S del suolo. La valutazione di S avviene mediante relazione:

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

in cui figura il parametro CN, curve number, che assume valori compresi tra 100 e 0. Il coefficiente CN rappresenta l'attitudine del bacino esaminato a produrre deflusso e si stima sulla base di valori tabellati in relazione alle caratteristiche idrologiche dei ruoli e di copertura vegetale.

Noto il volume V è possibile calcolare la portata Q_p considerando un idrogramma appropriato di forma triangolare che ha una fase crescente di durata t_a (tempo di accumulo) e una di esaurimento t_e (tempo di esaurimento).

Esprimendo il volume di deflusso V in mm, il tempo t_a in ore, l'area A del bacino in Km^2 si ottiene:

$$Q_p = 0,208 \frac{VA}{t_a}$$

La determinazione di t_a nell'ipotesi di precipitazione di intensità costante di durata t_p e indicando con t_r il tempo di ritardo (distanza tra il baricentro dell'idrogramma e il picco dell'idrogramma triangolare) si effettua con la relazione:

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

Il valore del CN è stato stimato come media ponderale dei corrispondenti valori di S relativi alle aree di utilizzo del suolo utilizzando la classificazione dell'uso del suolo Image2000&CorineLamdCover2000 CLC2000, resa disponibile da APAT. Dall'analisi condotta risulta che per il bacino in parola il valore del parametro CN, in condizioni di umidità antecedenti all'evento di tipo II ossia nell'ipotesi che l'altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento sia compresa tra 35 e 55 mm, vale circa 83. Cautelativamente per le verifiche di sicurezza si trasformato il valore di CN_{AMCII} nel valore che compete alla condizione $AMCIII$ (l'altezza di precipitazione caduta nei cinque giorni precedenti l'evento maggiore di 55 mm) ben più gravose che assume quindi il valore di 93.

Essendo stata determinata la curva di probabilità pluviometrica corrispondente ai tempi di ritorno di 20, 50, 100, 200, 500, 1000 e 3000 anni è possibile calcolare la precipitazione critica per il bacino, che è quella avente una durata pari al tempo di corrivazione.

Tempo di ritorno	$Q(tc)$
Tr 20	11
Tr 50	14
Tr 100	16
Tr 200	19
Tr 500	22
Tr 1000	24
Tr 3000	28

2.1.3 Calcolo delle portate col metodo razionale

Per la determinazione del valore della portata si è fatto riferimento al metodo razionale. La formula razionale è così strutturata:

$$Q_{\max} = \frac{\varphi \cdot 10^6 \cdot S \cdot h}{3600 \cdot t_c}$$

Il coefficiente φ , di difficile determinazione, è funzione della copertura del suolo, della geomorfologia del medesimo e di ulteriori parametri che ne condizionano il valore.

Associando all'espressione di h il valore rappresentato per il tempo di ritorno prefissato si ottiene la correlazione fra la frequenza dell'evento e la portata ad esso correlata.

La determinazione del coefficiente φ è stato condotto per ogni bacino relazionando diversi valori di φ i quali ne condizionano l'entità finale risultante.

La determinazione del coefficiente di ruscellamento è piuttosto empirica e basata forzatamente sull'ipotesi che detto coefficiente rimanga costante nel tempo e nello spazio nonché sull'esistenza di un rapporto lineare tra la pioggia caduta nel bacino e la portata di deflusso.

In virtù di questa semplificazione, peraltro costituente via obbligata laddove manchino stazioni idrometriche i cui dati di deflusso possano venire relazionati con gli afflussi meteorici in un dato intervallo di tempo, si può procedere correlando il coefficiente di ruscellamento con una serie di parametri caratteristici del bacino in esame. In considerazione delle analisi svolte si è assunto per il coefficiente φ un valore di 0.75.

Tempo di ritorno	Q(tc)
Tr 20	13
Tr 50	16
Tr 100	17
Tr 200	19
Tr 500	21
Tr 1000	23
Tr 3000	25

2.1.4 Riepilogo delle elaborazioni volte alla determinazione della portata di piena per associato tempo di ritorno

Il confronto dei risultati ottenuti applicando le due diverse metodologie proposte ha permesso di verificare che le variazioni percentuali tra i valori calcolati applicando metodi che si appoggiano a due diverse ipotesi di lavoro sono un buon viatico per poter giudicare attendibili i valori proposti.

Occorre precisare che il metodo SCS-CN è stato utilizzato nelle condizioni più gravose di umidità antecedente all'evento (condizioni AMCIII). In tal modo si è voluto dare particolare enfasi alla calamitosità dell'evento considerato in relazione anche all'importanza dell'opera.

I valori assunti per la portata di piena per assegnato tempo di ritorno è pari al massimo tra i due valori calcolati così come indicato nella tabella sottostante.

TR [anno]	SCS-CN [a] [m³/s]	M.R. [b] [m³/s]	$100 \frac{[a]-[b]}{[a]}$	Portata di piena di progetto
20	11	13	-18.2	13
50	14	16	-14.3	16
100	16	17	-6.3	17
200	19	19	0.0	19
500	22	21	4.5	22
1000	24	23	4.2	24
3000	28	25	10.7	28

3. INTERVENTI IN PROGETTO

Gli interventi previsti in attuazione con il presente progetto prevedono la realizzazione sul canale fagatore di lavori di ripristino dell'impermeabilizzazione interna e di sopraelevazione delle sponde attuali al fine di garantire un franco idraulico di circa 0,50 m al deflusso della portata massima smaltibile dallo sfioratore nel tratto terminale, per una lunghezza di circa 90 m e, contestualmente, la realizzazione di una nuova vasca di dissipazione del canale fagatore medesimo.

4. VERIFICHE IDRAULICHE SCARICO DI SUPERFICIE

Vengono nel seguito riportate le verifiche idrauliche riferite allo scarico di superficie dell'invaso per le quale si è fatto riferimento alle “*Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*” approvate con D.M. 26 giugno 2014. Sono stati, pertanto, affrontati i seguenti aspetti idraulici:

- verifica idraulica dello sfioratore superficiale al deflusso della portata di piena associata ad un tempo di ritorno di 3000 anni;
- verifiche idrauliche del canale fagatore a seguito dei lavori di realizzazione del nuovo rivestimento di impermeabilizzazione previsti in attuazione con un altro progetto;
- dimensionamento della vasca di dissipazione del canale fagatore.

L'opera di sbarramento è caratterizzata da una diga del tipo in terra omogenea, ad andamento planimetrico rettilineo, con pendenza del paramento di valle pari ad 1/2 e pendenza del paramento di monte variabile da 1/3 ad 1/4.

Le principali caratteristiche dell'invaso e dello sbarramento, così come risultanti dal certificato di collaudo del 16.07.1969, nonché dai sopralluoghi e dal rilievo GPS appositamente eseguito per la redazione complessiva del Progetto Preliminare, sono le seguenti:

- quota del coronamento: 568,00 m s.l.m.m.;
- sviluppo del coronamento: 81,40 m;
- larghezza coronamento: 5,00 m;
- altezza diga: 20,00 m (calcolata come differenza tra la quota del piano di coronamento e quella del punto più depresso dei paramenti);
- quota massima di regolazione: 565,40 m s.l.m.m.;
- quota di massimo invasore (rivalutata al deflusso della portata con tempo di ritorno 3000 anni): 566,20 m s.l.m.m.;
- franco: 1.80 m;
- pendenza del paramento di valle: 1/2;
- pendenza del paramento di monte: 1/3 ÷ 1/4;
- area del bacino imbrifero diretto: 1,01 km²;
- superficie dello specchio liquido: 0,11 km²;
- volume totale d'invasore: 544314 m³.

Lo scarico di superficie è costituito da uno sfioratore a larga soglia di lunghezza pari a 22,7 m, al quale segue un canale fagatore a sezione trapezia delle seguenti dimensioni:

- tratto iniziale, in asse al coronamento – sezione trapezia tipo 1: m 3,05 x 4,50 x 2,35 circa (b x B x h), pendenza 0,9% circa;
- tratto a valle del ponticello stradale di accesso al coronamento – sezione trapezia tipo 2: m 2,95 x 4,00 x 1,40 circa (b x B x h), pendenza 0,9% circa
- a partire da circa 30 m a valle dal suddetto ponticello il canale fagatore presenta una sezione di larghezza pari a circa 3,0 m per un'altezza di circa 1,0 m, con pendenze molto elevate dell'ordine del 25÷30%.

4.1 Verifiche idrauliche dell'organo di scarico di superficie

Nel presente capitolo vengono riportati i calcoli idraulici di verifica dello scarico di superficie esistente.

Lo scarico di superficie è costituito da uno sfioratore a soglia libera (di tipo a larga soglia) posizionato in sponda sinistra, lateralmente al coronamento della diga.

Questo ha uno sviluppo di 22,7 m con la soglia a quota 565,40 m s.l.m.m. determinante il livello di ritenuta normale a 2,60 m sotto il piano di coronamento della diga situato a quota 568.00 m s.l.m.m.

Le acque sfiorate saranno allontanate dal manufatto mediante un canale di scivolo con muri laterali di contenimento aventi altezza variabile da 2,4 m a 1,5.

Si è, quindi, provveduto alla verifica sia del franco che del franco netto minimo regolamentare entrambi con riferimento allo smaltimento della piena massima millenaria presumibile di 28,0 m³/s; in caso di eventi ancor più eccezionali si potrà operare, altresì, sullo scarico di fondo.

In particolare, ai sensi delle citate “*Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)*”, il valore del franco netto della diga (in materiali sciolti), determinato per interpolazione in funzione dell'altezza della diga medesima come prescritto dal D.M. 26 giugno 2014, deve essere non inferiore a 1,6 m.

La relazione caratteristica dello sfioratore in questione è rappresentata dalla nota formula:

$$Q = \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \text{dove}$$

L: lunghezza efficace dello sfioratore;

h: innalzamento del pelo libero indisturbato del serbatoio misurato a partire dal punto più elevato del ciglio sfiorante;

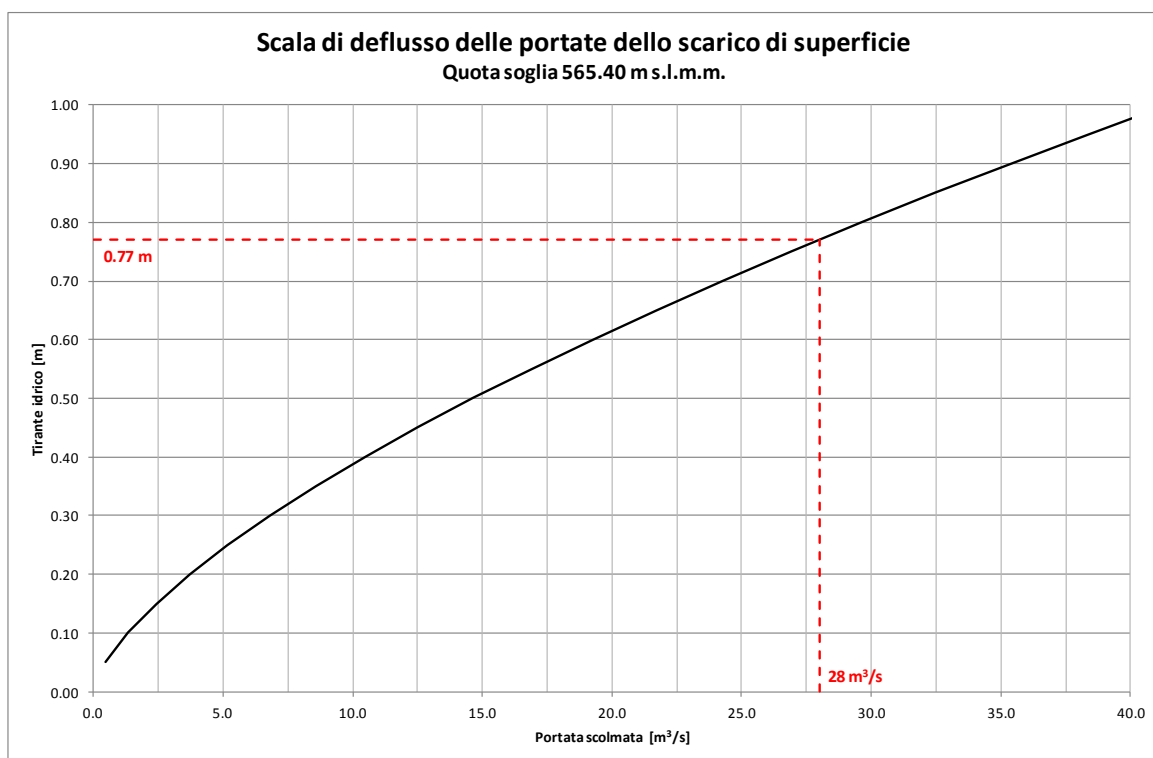
μ : coefficiente di efflusso (assunto cautelativamente pari a 0,412, stramazzo a larga soglia con spessore della traversa pari a 0.30 m e carico di 0.75 m. Cfr. Manuale di ingegneria Civile, Edizioni Scientifiche A. Cremonese, Vol. I);

Si ottiene, pertanto la seguente relazione:

$$Q = \mu \cdot L \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot h} = 0,412 \cdot 22,7 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot h^{3/2}} = 41,42 \cdot h^{3/2}$$

con la quale si costruisce la scala delle portate che viene riportata nella tabella e nel grafico seguenti:

Tirante idrico [m]	Portata scolmata [m ³ /s]	Tirante idrico [m]	Portata scolmata [m ³ /s]
0.05	0.46	0.55	16.90
0.10	1.31	0.60	19.25
0.15	2.41	0.65	21.71
0.20	3.71	0.70	24.26
0.25	5.18	0.75	26.91
0.30	6.81	0.80	29.64
0.35	8.58	0.85	32.46
0.40	10.48	0.90	35.37
0.45	12.51	0.95	38.36
0.50	14.65	1.00	41.43



Sulla base dei predetti risultati, in concomitanza allo sfioro della portata di massima piena di 28 m³/s si determina una lama d'acqua sulla soglia sfiorante pari all'incirca a 0.80 m, con una conseguente quota di massimo invaso di 566,20 m s.l.m.

Sono stati, quindi, valutati il franco ed il franco in riferimento alle citate “*Norme tecniche*”, sulla base dei seguenti dati:

- Quota di massimo invaso:

$$Q_{MI} = 566,20 \text{ m s.l.m.m.}$$

- Quota di massima regolazione:

$$Q_{MR} = 565,40 \text{ m s.l.m.m.}$$

- Quota piano del coronamento:

$$Q_{PC} = 568,00 \text{ m s.l.m.m.}$$

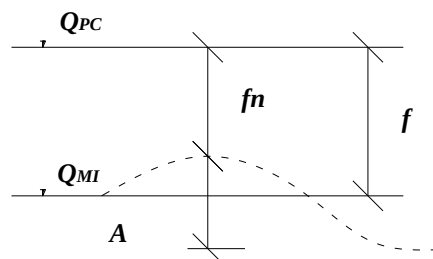
- Calcolo del franco e del franco netto in accordo alle prescrizioni normative:

- Franco:

$$f = Q_{PC} - Q_{MI} = 1,80 \text{ m}$$

- Franco netto:

$$f_n = Q_{PC} - \left(Q_{MI} + \frac{1}{2} A_v + R_u \right)$$



in accordo all'art. B1 del DM 26/06/2014. l'ampiezza dell'onda da vento e da sisma è stata valutata in relazione ai dati della tabella di cui all'art. C.2:

lunghezza del fetch assunta:

$$L = 1 \text{ km}$$

velocità massima del vento assunta (dati ARPA Piemonte): $U = 80 \text{ km/h}$

$$A = 0,20 \text{ m}$$

l'altezza del run-up vale:

$$R_u = 0,033 \text{ m}$$

$$f_n = 568,00 - \left(566,20 + \frac{1}{2} \cdot 0,20 + 0,033 \right) \cong 1,7 \text{ m}$$

In riferimento alla normativa vigente il franco deve essere non inferiore a 1,6 m, dai calcoli svolti esso risulta essere pari a 1,80 m mentre il franco netto a 1,7 m.

I valori ottenuti sono da considerarsi, comunque, cautelativi poiché sono stati calcolati in riferimento ad un coefficiente di stramazzo minimo e ad una lunghezza del fetch assunta pari a 1,0 km mentre la lunghezza totale dell'invaso artificiale è pari a circa 600 m.

Si evidenzia che nei calcoli testé svolti, non sono stati presi in considerazione gli eventuali abbassamenti del coronamento derivanti dai cedimenti nel tempo, poiché, il cedimento totale dello sbarramento, collaudato nel luglio 1969, in analogia a strutture simili può ritenersi esaurito in un

tempo di $25 \div 30$ anni ed è quindi assoggettato ad eventuali cedimenti residui di entità praticamente trascurabile.

4.2 Verifica idraulica del canale fagatore

Nel presente capitolo viene descritto il modello matematico utilizzato per simulare il deflusso della portata di piena nell'alveo del canale fagatore con tempo di ritorno pari a 20, 50, 100, 200, 500, 1000 e 3000 anni nel tratto di asta torrentizia oggetto dell'intervento in progetto nelle due condizioni di stato di fatto e di progetto.

La simulazione consiste nel definire la geometria delle sezioni idrauliche interessate e rilevanti ai fini dei calcoli idraulici, precisare i parametri fisici caratterizzanti le equazioni del moto e che governano il deflusso delle portate al fine di poter disporre di una serie di dati prodotti dal modello, tali da consentire la progettazione razionale degli interventi in progetto.

I dati ricavati dalle elaborazioni riguardano ciascuna sezione idraulica di deflusso considerata e in base al valore numerico espresso dalla singola variabile consentono la regolazione opportuna dell'entità dei parametri di progetto nel rispetto delle condizioni di sicurezza dell'ambiente circostante nonché della fruibilità del medesimo garantendo il mantenimento dell'equilibrio territoriale in loco.

La simulazione può essere condotta sia precisando le condizioni attuali di deflusso sia descrivendo il mutamento delle sopracitate caratteristiche valutandone poi analogie e differenze che consentono di apprezzare i miglioramenti conseguiti.

Dall'analisi del canale fagatore e dai rilievi effettuati sono stati, quindi, determinati la sezione corrente del canale, le caratteristiche del materiale di rivestimento, con il relativo coefficiente di scabrezza, nonché la pendenza del tratto oggetto di analisi:

- sezione trapezia tipo 1: m 3,05 x 4,50 x 2,35 circa (b x B x h);
- sezione trapezia tipo 2: m 2,95 x 4,00 x 1,40 circa (b x B x h);
- coefficiente scabrezza: variabile lungo il tratto entro i valori di $\sim 55 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ e $\sim 75 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$;
- pendenza: tratto iniziale 0,9 % circa, tratto in pendenza 28 % circa.

Alle pagine seguenti vengono, quindi, riportati i risultati di calcolo per il deflusso della portata di massima piena crescente dal tempo di ritorno di 50 anni a quello di 3000 anni. Considerando il dato più cautelativo ($T_r=3000$ anni; $Q=28 \text{ m}^3/\text{s}$) si può riscontrare come la portata smaltita dal canale fagatore sia sempre contenuta entro la sezione utile del canale, a meno di un

franco idraulico di sicurezza variabile da circa 2.0 m. nel tratto iniziale. a 50 cm circa, nel tratto terminale.

Se poi si prende in considerazione la riduzione di portata indicata nel disposto istruttorio della Direzione Generale per le Dighe pari alla portata caratterizzata da $T_r=1000$ anni assoggettata al fenomeno di laminazione (13,22 mc/s si veda il capitolo 4.3 seguente) il grado di contenimento risulta caratterizzato da valori ancora più rassicuranti.

4.2.1 *Descrizione del modello*

Lo studio idraulico del canale tramite il modello numerico è impostato in modo da perseguire i seguenti obiettivi:

- definire ed evidenziare le aree soggette eventualmente a esondazione;
- progettare le sistemazioni della sezione di deflusso la fine di consentire lo smaltimento della portata defluente garantendo un franco minimo di almeno 0.50 m.

Il presente capitolo è pertanto strutturato in modo tale da fornire chiarimenti sul funzionamento del modello numerico adottato.

Opportune tabelle riassuntive provvedono a fornire una visione d'insieme dei risultati cui si è pervenuti mediante le simulazioni condotte tramite il modello numerico.

Si allegano inoltre i tabulati di calcolo eseguiti per la portata di piena nella situazione attuale e di progetto.

Il modello è strutturato per calcolare i profili di superficie libera in moto permanente gradualmente vario (in senso spaziale e non temporale) in alvei prismatici e non-prismatici.

Entrambi i tipi di corrente, lenta e veloce, possono essere calcolati così come le conseguenze di diverse tipologie di accidentalità e strutture di cui si conosca la relazione fra carico e portata defluente.

Il modello è comunque vincolato nel suo utilizzo da tre condizioni:

- poiché le equazioni non contengono termini dipendenti dal tempo, il moto deve essere permanente;
- il moto deve essere gradualmente vario in senso spaziale poiché le equazioni ipotizzano la distribuzione idrostatica delle pressioni in seno alla corrente;
- il moto è mono-dimensionale.

E' rilevante e importante evidenziare la capacità del modello di dare attendibili risultati nella gestione delle aree inondabili circostanti gli alvei naturali.

In questo senso è quindi possibile:

- determinare le aree inondabili da parte di portate diverse allo scopo di predisporre l'opportuna protezione;
- studiare le conseguenze d'uso delle aree golenali e il loro danneggiamento;
- definire i miglioramenti d'alveo atti a ridurre le conseguenze delle inondazioni.

Proprio nell'ottica di queste problematiche l'utilizzo del modello numerico in questione risulta essere estremamente efficace.

La possibilità di determinare il comportamento del profilo del corso d'acqua tenendo conto anche dell'influenza esercitata dai manufatti in alveo consente di tracciare con buona precisione la via di piena.

Tra le diverse opzioni di calcolo di cui il modello è dotato in relazione alla presenza di strutture che interagiscono direttamente con il corso d'acqua è da evidenziare la possibilità di calcolo del profilo in corrispondenza dei tombini (circolari, scatolari, con o senza muri d'ala....) secondo la normativa proposta da FHWA (Federal Highway Administration-USA).

Il software implementato consente di determinare con precisione l'effetto di rigurgito dovuto alle spalle dei ponti o all'ingombro delle pile.

Particolare importanza riveste la possibilità di parametrizzare il coefficiente di scabrezza per alveo e golene.

Inoltre è possibile creare all'interno di ciascuna sezione trasversale del corso d'acqua più zone a scabrezza omogenea in modo da approssimare con precisione notevole il valore del suddetto parametro, troppo spesso legato all'imprecisione del coefficiente di scabrezza equivalente.

L'insieme dei dati di output è strutturato in modo da fornire la conoscenza globale dei fenomeni che interessano l'intera area occupata dalla portata di piena.

L'output risulta quindi suddiviso in dati relativi alle aree golenali e al canale principale di deflusso.

Le informazioni fornite riguardano diversi parametri fisici e di progettazione quali, per esempio:

- quota in m s.l.m. del pelo libero;
- quota del gradiente energetico;
- velocità e portata, relativa a golene e canale principale;
- larghezza del pelo libero;
- area bagnata;
- principali parametri geometrici;
- sezioni trasversali;
- profilo di moto permanente.

Per meglio comprendere il funzionamento del modello idraulico utilizzato è opportuno fornire una sintesi delle potenzialità e dei fondamenti teorici che stanno alla base del calcolo dei profili di moto permanente e che sono implementati nel modello stesso.

Al fine di calcolare la quota del pelo libero incognita in una determinata sezione trasversale del corso d'acqua è stata adottata la procedura di calcolo nota come Standard Step Method, consistente nell'integrazione dell'equazione di bilancio energetico.

Le due equazioni che proponiamo rappresentano il metodo di cui sopra:

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

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

dove:

WS_1, WS_2 = quota del pelo libero fra due sezioni di calcolo

V_1, V_2 = velocità media

α_1, α_2 = coefficienti energetici moltiplicativi della velocità

g = accelerazione gravitazionale

h_e = perdita di carico

L = distanza fra le sezioni trasversali

Sf = pendenza media

C = coefficiente di perdita per contrazione o espansione

Ulteriore punto fondamentale nella comprensione del funzionamento del modello idraulico è la suddivisione della massa liquida defluente in unità elementari per le quali la velocità è distribuita uniformemente.

Individuata la sezione trasversale del corso d'acqua attraverso la griglia dei punti x (distanze progressive dall'ascissa $x = 0$) e y (quote m s.l.m. relative ai punti definiti alle varie progressive), nelle aree golenali le unità elementari di deflusso coincidono con la suddivisione creata dalle progressive all'interno della sezione trasversale.

Nel canale principale di deflusso (o alveo di magra ordinaria) la massa liquida defluente non viene suddivisa tranne nel caso in cui si conferiscano più valori di scabrezza differenti in alveo.

In funzione del numero di differenziazioni del valore della scabrezza saranno individuate corrispondenti unità di deflusso.

La capacità di deflusso per ciascuna suddivisione è pertanto calcolata con la seguente espressione:

$$K = \frac{1,486}{n} aR^{2/3}$$

dove: K = capacità di deflusso per unità elementare

n = coefficiente di Manning per la scabrezza dell'unità elementare

a = area di deflusso dell'unità elementare

R = raggio idraulico per l'unità di deflusso elementare.

La capacità totale di deflusso per la sezione trasversale è ottenuta per sommatoria delle singole capacità relative alle unità in cui la sezione è stata scomposta.

Sulla base di queste considerazioni il coefficiente α , relativo alla velocità, si ottiene dalla seguente espressione:

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left[\frac{(K_{lob})^3}{(A_{lob})^2} + \frac{(K_{ch})^3}{(A_{ch})^2} + \frac{(K_{rob})^3}{(A_{rob})^2} \right]}{(K_t)^3}$$

dove:

A_t = area totale di deflusso per la sezione trasversale

A_{lob}, A_{ch}, A_{rob} = area di deflusso per golena sinistra, canale principale, golena destra

K_t = capacità totale di deflusso (conveyance) della sezione trasversale

K_{lob}, K_{ch}, K_{rob} = capacità di deflusso di golena sinistra, canale principale e golena destra

Le perdite di carico dovute ad attrito sono calcolate come prodotto della pendenza media, S_f , e della distanza L fra due sezioni trasversali consecutive.

La procedura di calcolo può essere pertanto riassunta nelle seguenti fasi:

1. Definizione della altezza d'acqua alla sezione di partenza.
2. Calcolo della velocità e della capacità totale di trasporto in funzione della quota definita del pelo libero.
3. Risoluzione dell'equazione esprime le perdite energetiche e definizione della pendenza media tramite i valori determinati al punto 2.
4. Calcolo della quota del pelo libero alla sezione incognita con i valori ottenuti dai punti 2 e 3.
5. Confronto tra il valore WS_2 calcolato e i valori adottati al punto 1.

I passi da 1 a 5 vengono ripetuti finché i due valori non risultano essere inferiori a 0,01

metri.

La quota iniziale del pelo libero può essere assunta seguendo diversi criteri.

Il più comune è tracciare la scala di deflusso relativamente alla sezione di partenza del profilo tenendo conto dell'interazione eventuale con altri corsi d'acqua e della situazione idraulica delle aree circostanti provvedendo alle maggiorazioni del caso sulla quota qualora intervengano fattori condizionanti di tale entità.

Qualora vi siano manufatti tali da condizionare la relazione portata defluente - carico, sarà l'esame delle quote che possano verificarsi in alveo a fornire le indicazioni sulla quota di partenza per il tracciamento del profilo.

Altre metodologie più raffinate sono basate sul metodo delle secanti per definire la quota di tolleranza nella differenza tra quota presunta e calcolata.

I dati necessari affinché il modello possa produrre l'output desiderato (cioè la quota del pelo libero alle sezioni trasversali desiderate e il profilo di moto permanente) comprendono:

- tipo di corrente;
- quota iniziale del pelo libero;
- valore/i di portata;
- coefficienti rappresentativi delle perdite;
- geometria delle sezioni trasversali;
- distanze (golene e alveo principale) tra le sezioni trasversali.

Le opzioni di calcolo riguardano la determinazione del profilo in caso di presenza di strutture in alveo e simulazioni di interventi nelle aree golenali con deviazioni del corso d'acqua o costruzione di arginature.

Determinato il tipo di corrente, la quota iniziale del pelo libero, i valori di portata per cui occorre tracciare i profili di moto permanente, è necessario definire i valori di scabrezza.

Il modello utilizzato nelle elaborazioni consente molteplici soluzioni per definire la scabrezza delle singole sezioni trasversali, la qual cosa permette di ridurre moltissimo i margini di dubbio e incertezza legati all'individuazione di questo coefficiente particolarmente importante.

Oltre alle perdite di carico valutate attraverso il coefficiente "n" di Manning (perdite per attrito), è possibile valutare le perdite di transizione per allargamento/restringimento attraverso i coefficienti di espansione/contrazione, le perdite che si originano nell'attraversamento di ponti e tombini in seguito alla forma del manufatto, alla configurazione delle pile, al tipo di moto e alle condizioni di imbocco/sbocco.

Come accennato in precedenza, il coefficiente di scabrezza può assumere diversi valori in una singola sezione trasversale, al fine di poter rappresentare realisticamente la morfologia della

stessa.

Oltre a definire un valore di scabrezza per ciascuna suddivisione (golene, alveo principale) è possibile definire la scabrezza in funzione della progressiva della singola sezione trasversale oppure in funzione della quota raggiunta dal pelo libero.

Nella determinazione dei valori del parametro scabrezza si cerca di correlare quella che è la situazione appurata in situ del corso d'acqua con i risultati delle esperienze condotte dai ricercatori.

A tal fine proponiamo le tabelle riportate alle pagine seguenti cui si è fatto costante riferimento nella valutazione dei coefficienti di scabrezza sia per canali artificiali che per corsi d'acqua naturali.

La geometria delle sezioni trasversali e la conoscenza del territorio circostante l'area inondabile, unite alla completa definizione dei manufatti che il corso d'acqua incontra lungo il suo percorso, sono sfruttate al meglio dal modello per riprodurre fedelmente le condizioni che in realtà si verificano al defluire della portata in esame.

La collocazione delle sezioni trasversali lungo il corso d'acqua è quindi volta ad individuare le aree effettive di deflusso per distinguerle da quelle ineffettive o che possono venire attivate sotto un determinato carico idraulico.

Tra le varie opzioni di calcolo di cui è dotato il modello numerico in questione è disponibile l'organizzazione dei dati in modo da specificare dette aree inefficaci al deflusso, sia che esse si trovino nelle aree golenali sia che si trovino nel canale principale sotto forma di sedimenti o ostruzioni di qualsivoglia forma.

Le sezioni trasversali sono quindi ubicate in modo da rappresentare non solo l'area immediatamente circostante il corso d'acqua, ma anche la probabile via di piena.

In generale la disposizione planimetrica delle sezioni è effettuata tenendo conto di:

- variazioni nella portata;
- modifiche sostanziali della pendenza di fondo;
- cambiamenti della morfologia del corso d'acqua;
- mutamenti rilevanti nella granulometria e nella copertura vegetale;
- presenza di ponti, traverse, tombini, ostruzioni artificiali.

La distanza fra le varie sezioni trasversali viene specificata come distanza fra le golene (destra e sinistra) e lungo il canale principale di deflusso.

La distanza viene stabilita in modo da poter individuare le variazioni delle dimensioni trasversali del corso d'acqua nel caso queste si verifichino.

A seconda della morfologia del corso d'acqua e dei manufatti in alveo la presenza delle sezioni può essere o meno infittita.

Lo studio del fenomeno di piena che interessa il corso d'acqua in oggetto è collegato con i dati che individuano la morfologia del territorio che ospita l'asta fluviale.

I dati topografici, intesi nella fattispecie come:

- geometria delle sezioni trasversali,
- geometria dei manufatti in alveo,
- profilo longitudinale del corso d'acqua,

sono stati ottenuti mediante rilievo del tratto di asta torrentizia in studio.

L'ubicazione delle sezioni trasversali nasce quindi da considerazioni di carattere pratico, relative cioè alla situazione attuale di utilizzazione del corso d'acqua e interazione con l'ambiente circostante, e da considerazioni teoriche mirate a compiere un dettagliato studio idraulico del fenomeno di piena ai fini della progettazione delle strutture in alveo.

Nelle allegate tavole progettuali sono riportate le collocazioni planimetriche delle sezioni trasversali utilizzate per la costruzione del modello numerico.

Per la loro individuazione si è proceduto con la seguente metodologia:

- disposizione planimetria dei manufatti in alveo e in golena;
- determinazione delle caratteristiche morfologiche del tratto di corso d'acqua in studio;
- individuazione di aree omogenee in relazione al parametro scabrezza, determinato in funzione del tipo di materiale lapideo in alveo, della copertura vegetale;
- individuazione di tratti caratterizzati dai valori omogenei di pendenza del fondo alveo e altri parametri idraulici.

Ciascuna sezione trasversale rappresenta pertanto le caratteristiche geometriche e idrauliche di una microarea.

Nell'ubicazione planimetrica delle sezioni è stata valutata la distanza fra sezioni successive in modo da poter fornire una serie di dati significativi al modello anche nel senso dello sviluppo longitudinale.

Infatti è necessario tenere in conto anche la variazione della scabrezza non solo entro una singola sezione trasversale, ma fornire una valida descrizione della sua variazione fra sezione e sezione.

Per quanto riguarda la pendenza di fondo del corso d'acqua, il modello numerico è in grado di determinare questa grandezza secondo procedura di calcolo automatica in funzione della geometria delle sezioni trasversali e della distanza tra sezioni successive.

La pendenza di fondo calcolata e che viene riportata sul profilo di moto permanente è da intendersi riferita alla linea di thalweg.

I calcoli del profilo sono comunque svolti anche in funzione della pendenza di fondo delle

aree golenali in quanto le elaborazioni numeriche prevedono la suddivisione del corso d'acqua in tre aree golenali in quanto le elaborazioni numeriche prevedono la suddivisione del corso d'acqua in tre aree distinte, ma omogenee, al fine del calcolo del profilo e dei parametri idraulici relativi:

- golenale sinistra
- canale principale
- golenale destra.

La suddivisione delle sezioni trasversali mediante una griglia di punti (x, y) ripartita nelle tre zone fondamentali di calcolo consente l'individuazione dei principali parametri (portata, velocità, scabrezza) in queste aree di deflusso il che permette di definire completamente le caratteristiche salienti del moto entro l'intera via di piena consentendo di intervenire globalmente e puntualmente.

La determinazione delle aree soggette ad esondazione consente di porre particolare cura nell'individuazione di eventuali vie preferenziali di propagazione della portata defluente.

4.2.2 Opzioni di calcolo

Il modello è dotato di numerose opzioni che permettono di determinare la via di piena nonché calcolare le perdite di energia dovute alla presenza di ostruzioni come soglie di sfioro, tombini e ponti e definire i miglioramenti apportabili con rimodellamenti in alveo.

Possono essere selezionate diverse equazioni al fine di calcolare le perdite di carico, determinare l'altezza critica, calcolare la scabrezza secondo formule dirette.

Il modello può inoltre generare automaticamente sezioni trasversali in un tronco di calcolo interpolando i dati tra le due sezioni di estremità, definire le aree ineffettive al deflusso, analizzare le zone di confluenza fra corsi d'acqua, calcolare l'influenza di un'eventuale copertura di ghiaccio sul pelo libero.

Con un'unica elaborazione si possono calcolare più profili variando la quota iniziale del pelo libero e/o la portata per ciascun profilo di calcolo. Così operando è possibile stabilire, note condizioni iniziali e al contorno, quando il profilo di corrente raggiunge la profondità che gli compete a prescindere dalle quote di tentativo imposte alla sezione iniziale del tracciamento.

4.2.2.1 Aree inefficaci al deflusso

Questa opzione è indispensabile quando occorre rimodellare la sezione trasversale per confinare il deflusso entro vincoli (artificiali o naturali) presenti entro lo sviluppo della sezione trasversale.

Con questa opzione si possono specificare le ostruzioni dovute a sedimenti, gli innalzamenti

causati dall'aumento della quota degli argini eventualmente presenti a protezione delle sponde, analizzare gli effetti di sbarramenti golenali e di tutto quanto ubicato nella sezione in studio tale da condizionare il deflusso verso aree preposte.

4.2.2.2 Perdite di carico dovute a ponti e tombini

Le perdite di carico causate da queste strutture sono calcolate in due tempi e modalità.

Inizialmente si determinano le perdite dovute ad espansione e restringimento della sezione trasversale nelle parti di valle e monte della struttura con il metodo implementato (Standard Step Method) per il calcolo della quota del pelo libero.

In un secondo tempo le perdite sono integrate dal calcolo delle perdite di carico che si verificano nell'attraversamento della struttura, queste ultime determinate con le relative opzioni di calcolo.

Il modello distingue quattro tipi di deflusso possibile in corrispondenza dei ponti:

- a) Flusso regolare, al disotto dell'intradosso, suddiviso in ulteriori sottoclassi a seconda che il ponte sia dotato o meno di pile e del livello raggiunto dal pelo libero (superiore o inferiore all'altezza critica).

L'equazione utilizzata è quella proposta da Koch-Carstanjen, basata sulla risoluzione della seguente equazione di momento:

$$m_1 - m_{p1} + Q^2 / gA_1^2 (A_1 - C_D \cdot A_{p1} / 2) = m_2 + Q^2 / gA_2 = m_3 - m_{p3} + Q^2 / gA_3$$

dove:

A_1, A_3 = aree liquide alle sezioni di monte e valle, rispettivamente

A_2 = area liquida relativa ad una sezione ubicata entro il restringimento dovuto alla struttura (area totale - area occupata dalle pile)

A_{p1}, A_{p3} = area ostruita alle sezioni di monte e valle, rispettivamente

Y_1, Y_2, Y_3 = distanza verticale dal pelo libero al baricentro delle aree A_1, A_2, A_3

m_1, m_2, m_3 = $A_1 Y_1, A_2 Y_2, A_3 Y_3$, rispettivamente

m_{p1}, m_{p3} = $A_{p1} Y_{p1}, A_{p3} Y_{p3}$, rispettivamente

C_D = coefficiente di ingombro legato alla forma delle pile

Y_{p1}, Y_{p3} = distanza verticale dal pelo libero al baricentro delle aree A_{p1}, A_{p3} , rispettivamente

Q = portata

g = accelerazione di gravità.

I tre termini dell'equazione di momento rappresentano il momento totale nella strozzatura del

tratto in esame, espresso in termini di morfologia del corso d'acqua e profondità della corrente a monte, sul restringimento e a valle del restringimento stesso.

Nel caso in cui la quota del pelo libero si mantenga superiore a quella dell'altezza critica, per determinare la differenza di quota risultante dall'attraversamento della struttura viene utilizzata l'equazione di Yarnell:

$$H_3 = 2 \cdot K \cdot (K + 10\omega - 0,6) \cdot (\alpha + 15 \cdot \alpha^4) \cdot V_3^2 / 2g$$

dove:

H_3 = differenza di quota fra le sezioni di monte e valle della struttura

K = coefficiente relativo alla forma delle pile

ω = rapporto velocità/profondità a valle della struttura

α = area ostruita/area libera

V_3 = velocità a valle della struttura.

b) Moto in pressione:

L'equazione utilizzata è la seguente:

$$Q = A \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot H}{K}}$$

dove:

H = differenza di quota tra il gradiente energetico di monte e pelo libero di valle

K = coefficiente di perdita

A = area netta per il deflusso della portata

g = accelerazione di gravità

Q = portata attraverso la luce.

c) Vena liquida stramazzante sul piano rotabile:

Qualora la massa liquida defluisca sopra al manufatto che pertanto funziona come stramazzo o soglia tracimante l'equazione utilizzata è:

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2}$$

dove:

C = coefficiente di portata

L = lunghezza della soglia

H = differenza di quota fra il gradiente energetico e il piano pavimentazione

Q = portata totale sullo stramazzo.

d) Deflusso combinato (moto a pelo libero + moto in pressione + stramazzo).

Nel caso in cui si sommino gli effetti di moto a pelo libero, in pressione e stramazzo la procedura di calcolo consente di determinare per i diversi casi l'effettivo valore di portata.

4.2.2.3 Modifica della sezione in seguito a scavo e risistemazione dell'alveo

Tra le molteplici opzioni di calcolo è opportuno citare anche la presente che consente di analizzare a priori le eventuali modifiche alla sezione trasversale atte a migliorare il deflusso delle portate.

Nella fattispecie il modello numerico memorizza i possibili cambiamenti che definiscono la nuova tipologia della sezione eseguiti tramite lo scavo (approssimativamente di forma trapezia) e l'asportazione del materiale di accumulo sul fondo della sezione medesima.

Come accennato in precedenza, notevole importanza riveste la definizione dei coefficienti relativi al calcolo delle perdite di carico.

I coefficienti di contrazione ed espansione sono associati alle modifiche relative alla forma delle sezioni o alle aree effettive di deflusso.

Il modello consente di reimpostare ad ogni sezione trasversale i valori dei coefficienti di espansione e contrazione.

Dalla letteratura tecnica riportiamo alcuni coefficienti proposti per la definizione dei suddetti:

CONTRACTION AND EXPANSION COEFFICIENTS

	Contraction	Expansion
No transition loss	0.0	0.0
Gradual transitions	0.1	0.3
Bridge sections	0.3	0.5
Abrupt transitions	0.6	0.8

The maximum value for the expansion coefficient would be one (1.0)

Analogamente è proposta anche una tabella relativa ai valori consigliati per definire l'influenza esercitata dalla forma delle pile.

Questi coefficienti vengono utilizzati dal modello nella risoluzione della equazione semi-empirica di Yarnell citata in precedenza.

Pier Shape	K
Semicircular nose and tail	0.09
Twin-cylinder piers with connections diaphragm	0.95
Twin-cylinder piers without diaphragm	1.05
90° triangular nose and tail	1.05
Square nose and tail	1.25

Il coefficiente che esprime le perdite di carico in caso di deflusso in pressione utilizzato nell'equazione ad esso relativa è derivato da alcune considerazioni effettuate nella messa a punto del modello.

L'equazione di cui sopra può considerarsi derivata dall'applicazione della equazione di energia in punti situati immediatamente a valle del ponte e a monte.

L'equazione corrispondente esprime il bilancio energetico tra due sezioni:

$$Y_1 + Z_1 + \alpha_1 V_1^2 / 2g = Y_2 + Z_2 + \alpha_2 V_2^2 / 2g + H_L$$

dove:

Y = profondità dell'acqua

Z = quota del fondo

$\alpha V^2 / 2g$ = termine cinetico

H_L = perdita di carico

Definito H (carico sulla luce) come differenza tra la quota dei carichi totali di monte e il pelo libero di valle si ha:

$$H = (Y_1 + Z_1 + \alpha_1 V_1^2 / 2g) - (Y_2 + Z_2)$$

e sostituendo H nell'equazione precedente si ottiene:

$$H = \alpha_2 V_2^2 / 2g + H_L$$

La perdita di carico H_2 che risulta dall'attraversamento del ponte può essere definita in termini di velocità e coefficiente di perdita α .

Definito K_e il coefficiente che tiene conto dell'espansione si ottiene:

$$H_L = K_b \cdot V_b^2/2g + K_e (V_b^2/2g - \alpha_2 V_2^2/2g)$$

intendendo con pedice "b" le grandezze riferite alla sezione di pertinenza della struttura.

La perdita di carico ora determinata viene utilizzata per il calcolo del carico totale.

Qualora K_e sia posto uguale a 1, dall'equazione di continuità si ottiene nuovamente l'espressione che definisce il moto in pressione

dove $K = K_b + 1$

Per ciò che concerne i tombini, il modello analizza le perdite ponendole come somma dei termini

$$K_e + K_f + 1$$

dove:

K_e = perdite all'ingresso

K_f = perdite per attrito.

Il coefficiente K_f viene calcolato a partire dall'equazione di Manning eguagliando le due equazioni che rappresentano le perdite per attrito lungo il tombino (perdite distribuite)

$$S_f \cdot L = K_f \cdot V_b^2/2g$$

dove:

S_f = pendenza media di attrito

L = lunghezza del tombino.

Dall'equazione di Manning si calcola il valore di S_f sulla base del calcolo della velocità V_b .

Nella risoluzione del deflusso attraverso i tombini il coefficiente S_f è definito così come segue:

$$S_f = (V_b^2 \cdot n^2 / 2,22 \cdot R^{4/3})$$

corrispondente a:

$$K_f = (19,6 \cdot n^2 \cdot L / R^{4/3})$$

Tipici valori dei coefficienti risultano essere:

Description	K
Intake (K_e)	0.1 to 0.09
Intermediate piers	0.05
Friction (Manning's equation)	K_f

Nel caso in cui la portata defluente sia obbligata a transitare entro più tombini che "coprono" l'intera sezione trasversale, il modello numerico prevede la risoluzione delle condizioni di moto permanente attraverso l'equazione:

$$Q = (2 \cdot g \cdot H)^{0.5} \cdot A \cdot \left(\frac{1}{K_{eq}} \right)^{0.5}$$

$$K_{eq} = A^2 / \left[\sum (A_i^2 / K_i)^{0.5} \right]^2$$

dove:

A = area totale

A_i = area del singolo tombino

K_i = coefficiente per il singolo tombino

n = numero dei tombini

A questo proposito il modello numerico utilizza gli standard proposti da Federal Highway Administration (FHWA) per il calcolo delle perdite di carico attraverso tombini predefiniti.

Il modello numerico è in grado di distinguere, come nel caso di ponti e viadotti, il tipo di moto, classificando e analizzando secondo opportune metodologie di calcolo le diverse situazioni che si verificano nella realtà.

Nel caso dei tombini funzionanti in pressione, le perdite di carico vengono calcolate tramite l'espressione seguente:

$$L_H = L_E + L_F + L_X$$

dove:

L_F = perdite di attrito (distribuite)

L_E = perdite in ingresso

L_X = perdite in uscita

La perdita distribuita entro la struttura è calcolata utilizzando la formula di Manning:

$$L_F = L \cdot (Q \cdot n / 1.486 \cdot A \cdot R^{2/3})^2$$

L_F = perdita distribuita

L = lunghezza del tombino

Q = portata entro il tombino

n = coefficiente di scabrezza di Manning

A = area di deflusso

R = raggio idraulico

Nel caso di moto uniforme, supposto che tale condizione si verifichi entro un tombino sotto l'ipotesi di lunghezza del medesimo sufficientemente idonea affinché il moto si stabilizzi, l'equazione utilizzata per il calcolo della profondità è la seguente, risolta per via iterativa:

$$Q = 1.486 \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{\frac{S}{n}}$$

dove:

Q = portata entro il canale

n = coefficiente di scabrezza

A = area bagnata

R = raggio idraulico

S = pendenza della linea dei carichi.

Una ulteriore importante opzione è quella che permette il calcolo del profilo in condizioni estreme come il deflusso a stramazzo sul tombino abbinato a moto in pressione.

4.2.3 *Descrizione dell'implementazione del modello matematico del canale fuggatore*

Al fine di valutare il comportamento dell'alveo del canale al defluire delle portate di progetto è stata predisposta una serie di modellazioni.

Si è allestito un modello dello stato di fatto in cui si è valutato il comportamento del canale al defluire delle portate per associato tempo di ritorno. Analogamente si è proceduto per simulare il comportamento del corso d'acqua vigenti le condizioni di progetto.

I risultati così ottenuti sono stati tabulati e graficati onde poter confrontare lo stato attuale con le condizioni che si prevedono con gli interventi in progetto.

Nel seguito si presentano schematicamente i risultati ottenuti nelle varie condizioni per le quali si è costruito il modello.

4.2.4 *Analisi dei risultati ottenuti*

Dal confronto dei risultati ottenuti dall'analisi delle condizioni di stato di fatto e di progetto emerge che per garantire il franco minimo di almeno 0.50 m è necessario provvedere a rialzare le sponde del canale a valle del ponte di accesso al coronamento come meglio evidenziato negli elaborati grafici progettuali in particolare cfr. Tav. N° 6 e N° 9.

RISULTATI DELLA MODELLAZIONE DELLA CONDIZIONE DI STATO DI FATTO

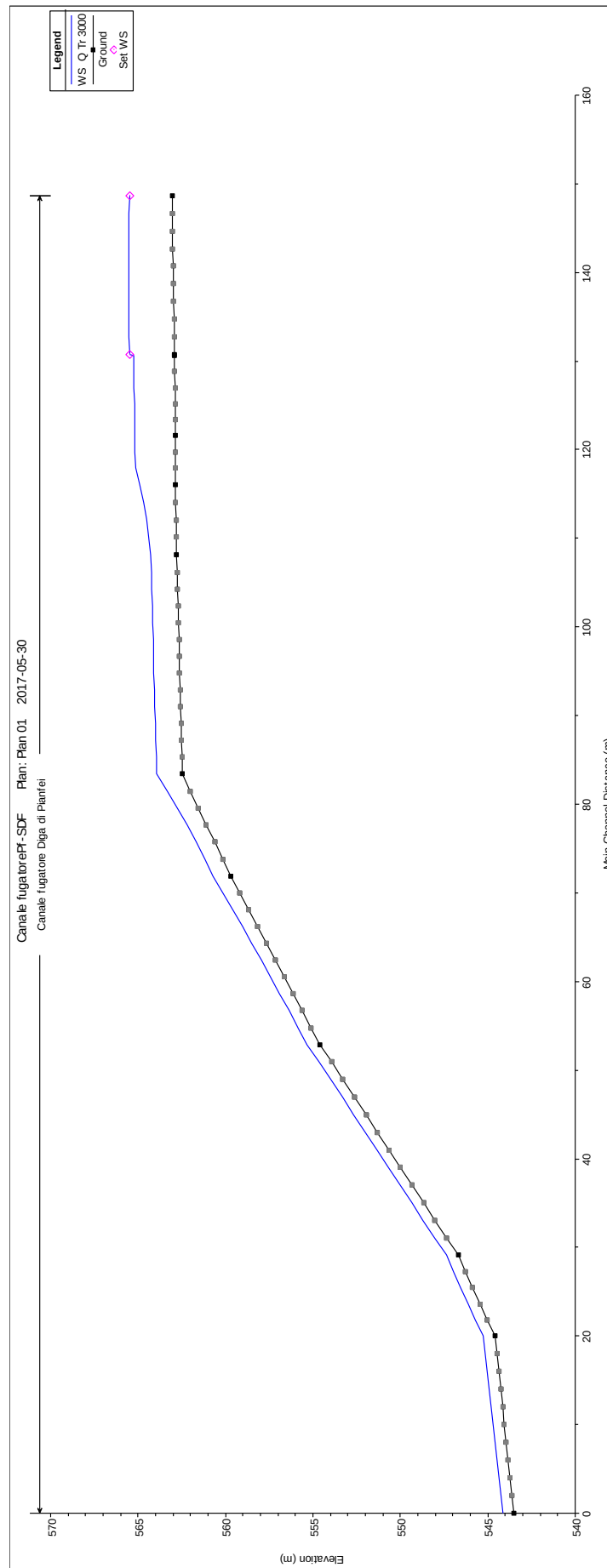
Nella tabella riportata sotto sono indicati per le principali sezioni del modello e per ogni valore di portata considerata i corrispondenti livelli idrici (*W.S. Elev.*)

River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
9.1	Q Tr 20	11	563.06	564.34	564.13	564.67	0.002973	2.52	4.36	3.8	9.1
9.1	Q Tr 50	14	563.06	564.61	564.3	564.95	0.00269	2.6	5.39	3.96	9.1
9.1	Q Tr 100	16	563.06	564.77	564.41	565.13	0.00257	2.64	6.05	4.07	9.1
9.1	Q Tr 200	19	563.06	565.01	564.57	565.38	0.002422	2.7	7.03	4.21	9.1
9.1	Q Tr 500	22	563.06	565.23	564.72	565.62	0.002316	2.75	7.99	4.35	9.1
9.1	Q Tr 1000	24	563.06	565.38	564.81	565.77	0.002253	2.78	8.62	5.44	9.1
9.1	Q Tr 3000	28	563.06	565.5	564.99	565.98	0.002572	3.05	9.17	5.98	9.1
9	Q Tr 20	11	562.92	564.34		564.6	0.002179	2.25	4.88	3.83	9
9	Q Tr 50	14	562.92	564.61		564.89	0.002096	2.37	5.91	3.99	9
9	Q Tr 100	16	562.92	564.77		565.07	0.002061	2.43	6.57	4.08	9
9	Q Tr 200	19	562.92	565.01		565.33	0.00201	2.52	7.55	4.22	9
9	Q Tr 500	22	562.92	565.23		565.57	0.00197	2.59	8.5	4.35	9
9	Q Tr 1000	24	562.92	565.37		565.72	0.001944	2.63	9.12	5.43	9
9	Q Tr 3000	28	562.92	565.5		565.92	0.002235	2.88	9.71	5.99	9
8	Q Tr 20	11	562.91	564.18		564.59	0.00412	2.83	3.89	3.17	8
8	Q Tr 50	14	562.91	564.4		564.88	0.00423	3.04	4.6	3.21	8
8	Q Tr 100	16	562.91	564.54		565.05	0.004347	3.18	5.03	3.24	8
8	Q Tr 200	19	562.91	564.73		565.3	0.004514	3.37	5.65	3.27	8
8	Q Tr 500	22	562.91	564.9		565.54	0.004677	3.53	6.23	3.3	8
8	Q Tr 1000	24	562.91	565.02		565.69	0.00477	3.63	6.61	3.32	8
8	Q Tr 3000	28	562.91	565.24		565.98	0.004947	3.81	7.35	3.36	8
7.3	Q Tr 20	11	562.86	564.14		564.54	0.003995	2.8	3.93	3.18	7.3
7.3	Q Tr 50	14	562.86	564.37		564.83	0.004131	3.02	4.64	3.21	7.3
7.3	Q Tr 100	16	562.86	564.5		565.01	0.004263	3.16	5.07	3.24	7.3
7.3	Q Tr 200	19	562.86	564.69		565.26	0.004448	3.35	5.68	3.27	7.3
7.3	Q Tr 500	22	562.86	564.86		565.49	0.004624	3.52	6.26	3.3	7.3
7.3	Q Tr 1000	24	562.86	564.98		565.64	0.004725	3.62	6.64	3.32	7.3
7.3	Q Tr 3000	28	562.86	565.19		565.93	0.004915	3.8	7.37	3.36	7.3
7.1	Q Tr 20	11	562.86	563.97	563.97	564.51	0.006077	3.26	3.38	3.14	7.1
7.1	Q Tr 50	14	562.86	564.16	564.16	564.79	0.006263	3.52	3.98	3.18	7.1
7.1	Q Tr 100	16	562.86	564.28	564.28	564.96	0.006384	3.67	4.36	3.2	7.1
7.1	Q Tr 200	19	562.86	564.45	564.45	565.21	0.006567	3.88	4.9	3.23	7.1
7.1	Q Tr 500	22	562.86	564.61	564.61	565.45	0.006741	4.06	5.42	3.26	7.1

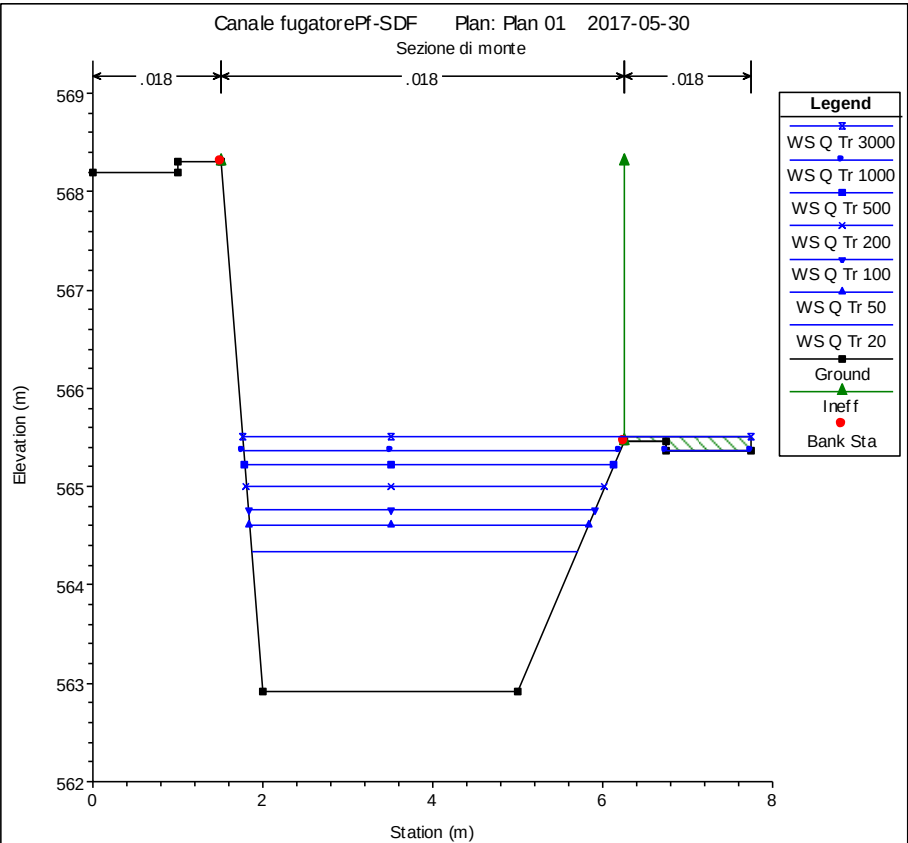
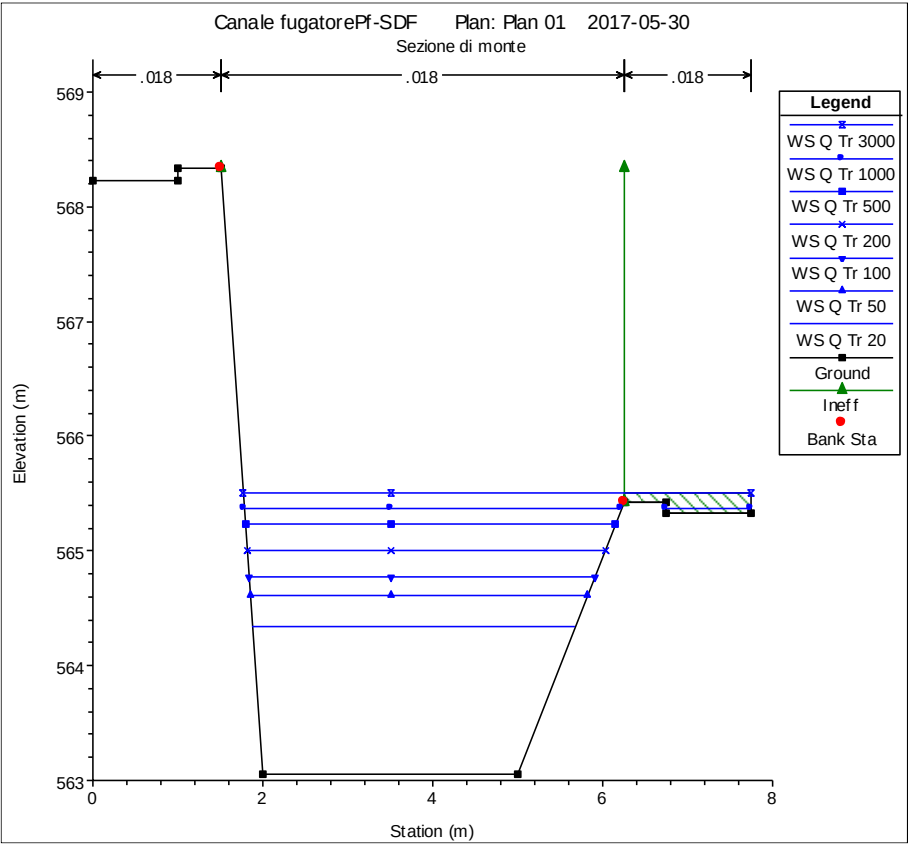
7.1	Q Tr 1000	24	562.86	564.71	564.71	565.6	0.006851	4.17	5.75	3.28	7.1
7.1	Q Tr 3000	28	562.86	564.9	564.9	565.88	0.007066	4.38	6.4	3.31	7.1
7	Q Tr 20	11	562.79	563.65	563.86	564.42	0.009952	3.89	2.83	3.62	7
7	Q Tr 50	14	562.79	563.78	564.03	564.69	0.01032	4.23	3.31	3.72	7
7	Q Tr 100	16	562.79	563.86	564.14	564.86	0.010509	4.43	3.61	3.78	7
7	Q Tr 200	19	562.79	563.97	564.29	565.1	0.010909	4.71	4.03	3.87	7
7	Q Tr 500	22	562.79	564.08	564.43	565.33	0.011231	4.96	4.43	3.95	7
7	Q Tr 1000	24	562.79	564.14	564.51	565.48	0.011462	5.12	4.69	4.69	7
7	Q Tr 3000	28	562.79	564.26	564.68	565.76	0.01174	5.42	5.17	6.26	7
6	Q Tr 20	11	562.47	563.3	563.54	564.14	0.011156	4.05	2.72	3.6	6
6	Q Tr 50	14	562.47	563.43	563.71	564.41	0.011281	4.37	3.21	3.7	6
6	Q Tr 100	16	562.47	563.52	563.82	564.57	0.011314	4.55	3.52	3.77	6
6	Q Tr 200	19	562.47	563.63	563.97	564.81	0.011512	4.8	3.95	3.96	6
6	Q Tr 500	22	562.47	563.74	564.11	565.04	0.011796	5.05	4.36	4.37	6
6	Q Tr 1000	24	562.47	563.81	564.19	565.17	0.011716	5.16	4.65	4.66	6
6	Q Tr 3000	28	562.47	563.94	564.36	565.44	0.011778	5.43	5.16	6.25	6
5	Q Tr 20	11	559.7	560.16	560.79	563.37	0.080711	7.94	1.39	3.13	5
5	Q Tr 50	14	559.7	560.26	560.98	563.69	0.070084	8.21	1.71	3.17	5
5	Q Tr 100	16	559.7	560.32	561.09	563.88	0.06493	8.36	1.91	3.19	5
5	Q Tr 200	19	559.7	560.42	561.26	564.15	0.059306	8.56	2.22	3.23	5
5	Q Tr 500	22	559.7	560.51	561.41	564.4	0.055167	8.73	2.52	3.31	5
5	Q Tr 1000	24	559.7	560.57	561.5	564.53	0.052591	8.81	2.72	3.58	5
5	Q Tr 3000	28	559.7	560.69	561.69	564.82	0.048998	9	3.11	4.09	5
4	Q Tr 20	11	554.6	554.94	555.67	560.48	0.190515	10.43	1.05	3.18	4
4	Q Tr 50	14	554.6	555.01	555.85	561.1	0.170005	10.93	1.28	3.23	4
4	Q Tr 100	16	554.6	555.06	555.96	561.44	0.158834	11.19	1.43	3.37	4
4	Q Tr 200	19	554.6	555.12	556.12	561.88	0.145357	11.51	1.65	3.57	4
4	Q Tr 500	22	554.6	555.19	556.27	562.27	0.134753	11.78	1.87	3.76	4
4	Q Tr 1000	24	554.6	555.23	556.37	562.48	0.128423	11.92	2.01	3.89	4
4	Q Tr 3000	28	554.6	555.32	556.55	562.88	0.118225	12.18	2.3	4.16	4
3	Q Tr 20	11	546.7	547.04	547.87	554.58	0.272155	12.16	0.9	2.75	3
3	Q Tr 50	14	546.7	547.1	548.07	555.63	0.255288	12.94	1.08	2.76	3
3	Q Tr 100	16	546.7	547.14	548.19	556.22	0.244557	13.34	1.2	2.78	3
3	Q Tr 200	19	546.7	547.2	548.37	556.98	0.230631	13.85	1.37	2.8	3
3	Q Tr 500	22	546.7	547.26	548.54	557.63	0.218554	14.26	1.54	2.97	3
3	Q Tr 1000	24	546.7	547.31	548.65	558	0.210972	14.49	1.66	3.09	3
3	Q Tr 3000	28	546.7	547.38	548.86	558.67	0.198241	14.88	1.88	3.31	3
2	Q Tr 20	11	544.6	544.94	545.77	552.09	0.250392	11.84	0.93	2.75	2
2	Q Tr 50	14	544.6	545.01	545.97	553.29	0.244022	12.75	1.1	2.77	2
2	Q Tr 100	16	544.6	545.05	546.09	553.98	0.238701	13.24	1.21	2.78	2

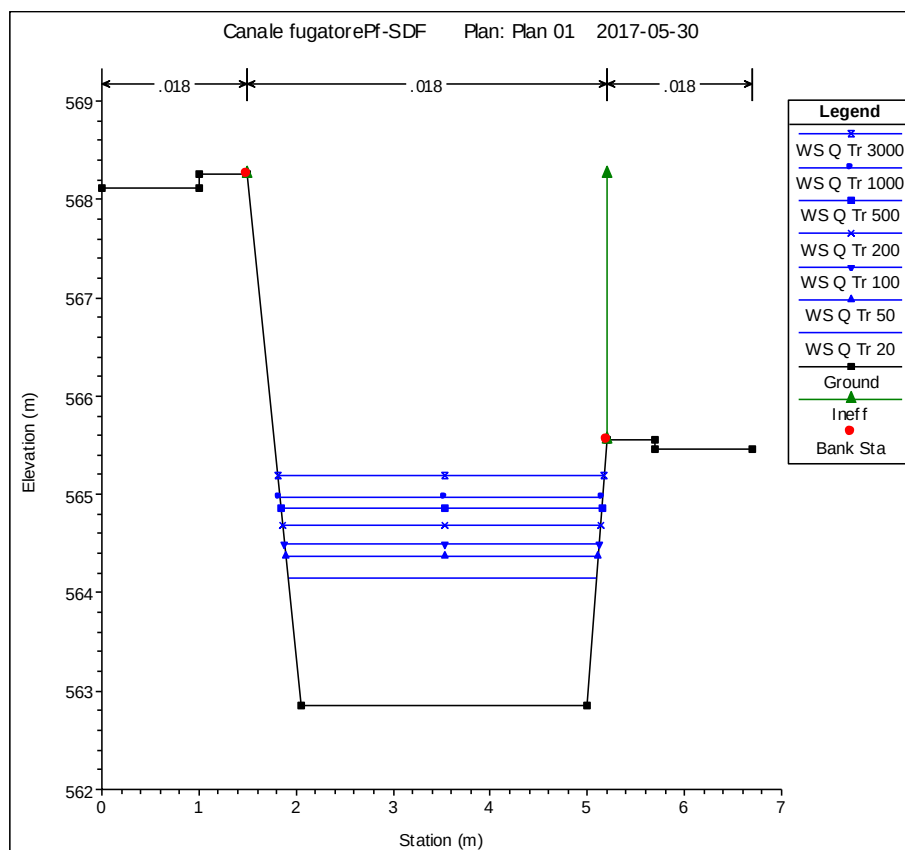
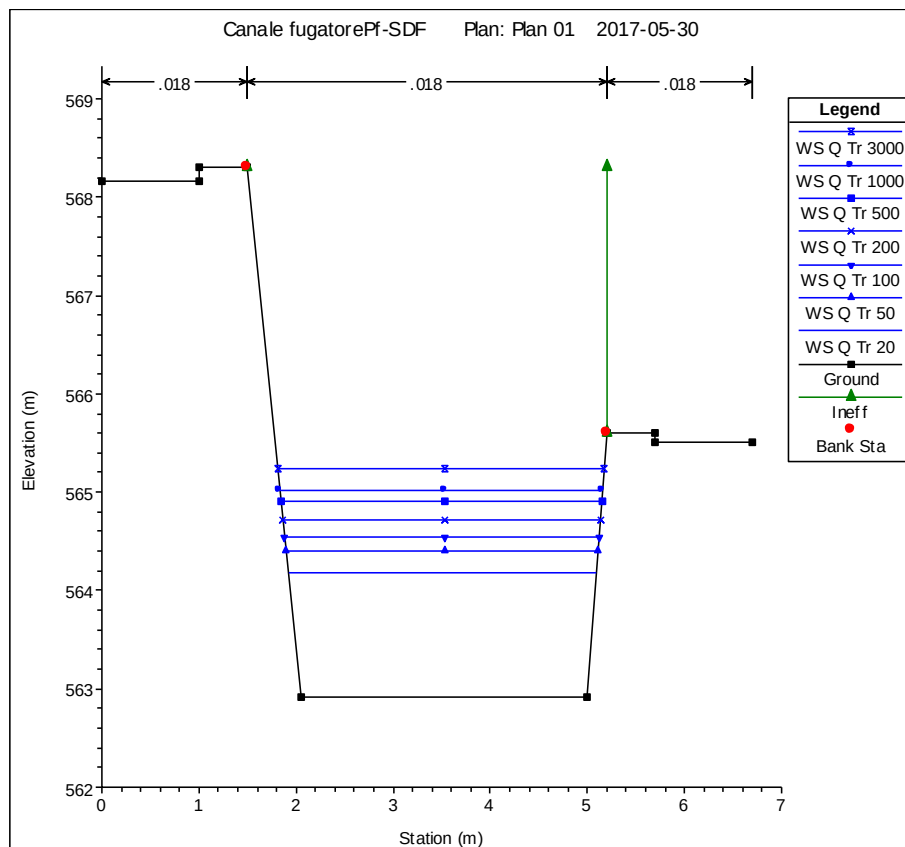
2	Q Tr 200	19	544.6	545.1	546.27	554.88	0.230683	13.85	1.37	2.8	2
2	Q Tr 500	22	544.6	545.16	546.44	555.62	0.221326	14.32	1.54	2.97	2
2	Q Tr 1000	24	544.6	545.2	546.55	556.05	0.215297	14.59	1.65	3.08	2
2	Q Tr 3000	28	544.6	545.28	546.76	556.82	0.204704	15.04	1.86	3.29	2
1	Q Tr 20	11	543.5	543.89	544.49	547.46	0.127713	8.37	1.31	3.78	1
1	Q Tr 50	14	543.5	543.93	544.63	548.44	0.142175	9.4	1.49	3.87	1
1	Q Tr 100	16	543.5	543.96	544.72	549.05	0.149433	9.99	1.6	3.92	1
1	Q Tr 200	19	543.5	544	544.84	549.91	0.157879	10.77	1.76	4.01	1
1	Q Tr 500	22	543.5	544.04	544.95	550.68	0.162903	11.41	1.93	4.09	1
1	Q Tr 1000	24	543.5	544.07	545.03	551.16	0.165444	11.79	2.04	4.14	1
1	Q Tr 3000	28	543.5	544.12	545.18	552.03	0.168366	12.45	2.25	4.24	1

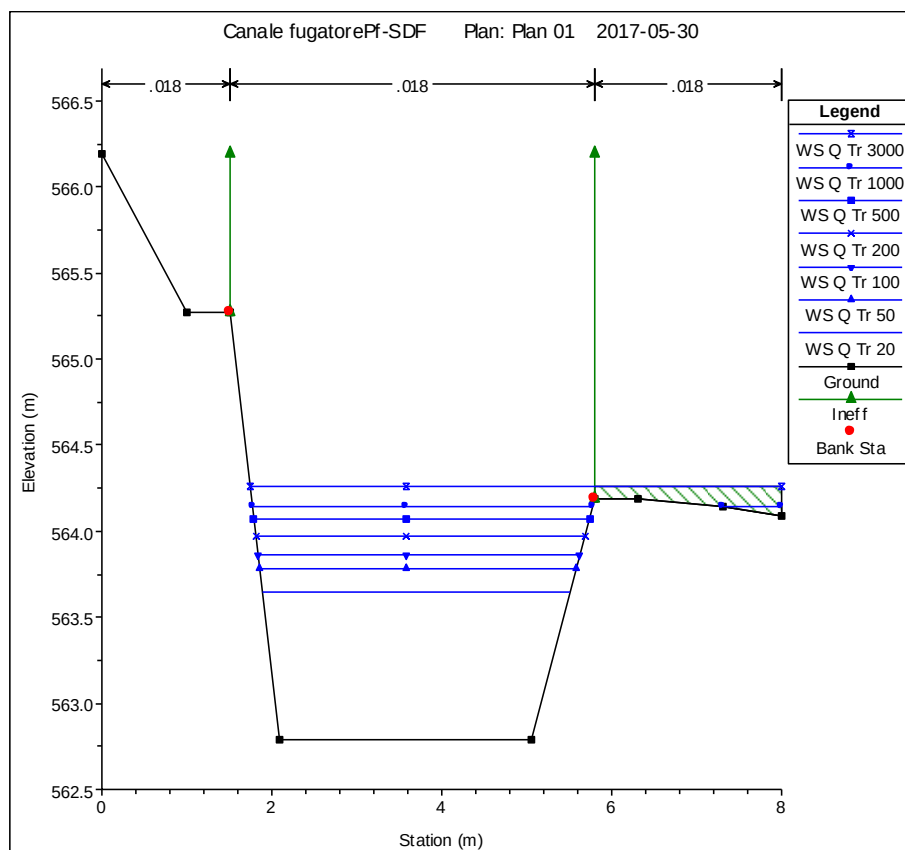
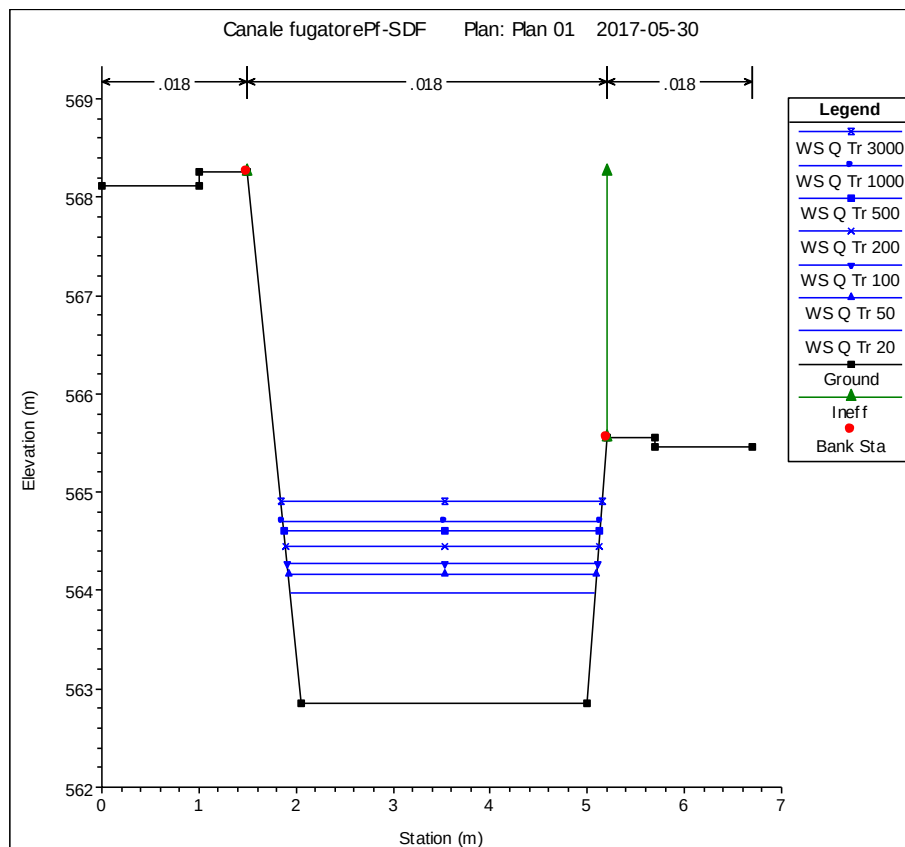
Per comodità di lettura si riporta il profilo della condizione più gravosa corrispondente al deflusso della portata associata al tempo di ritorno di 3000 anni.

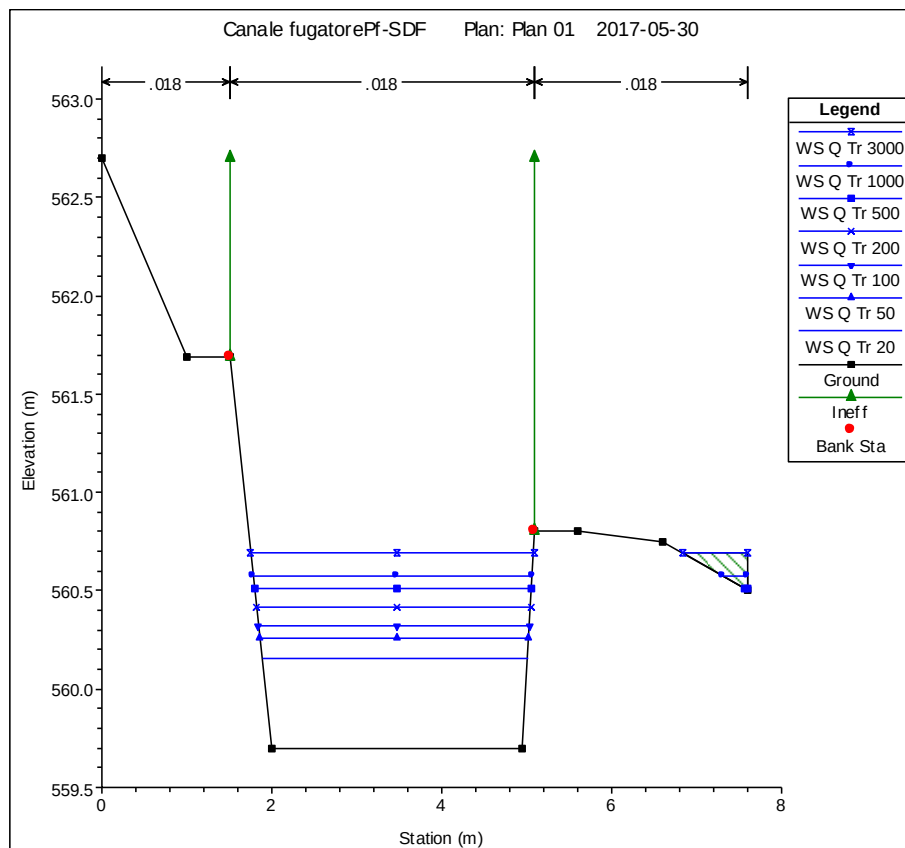
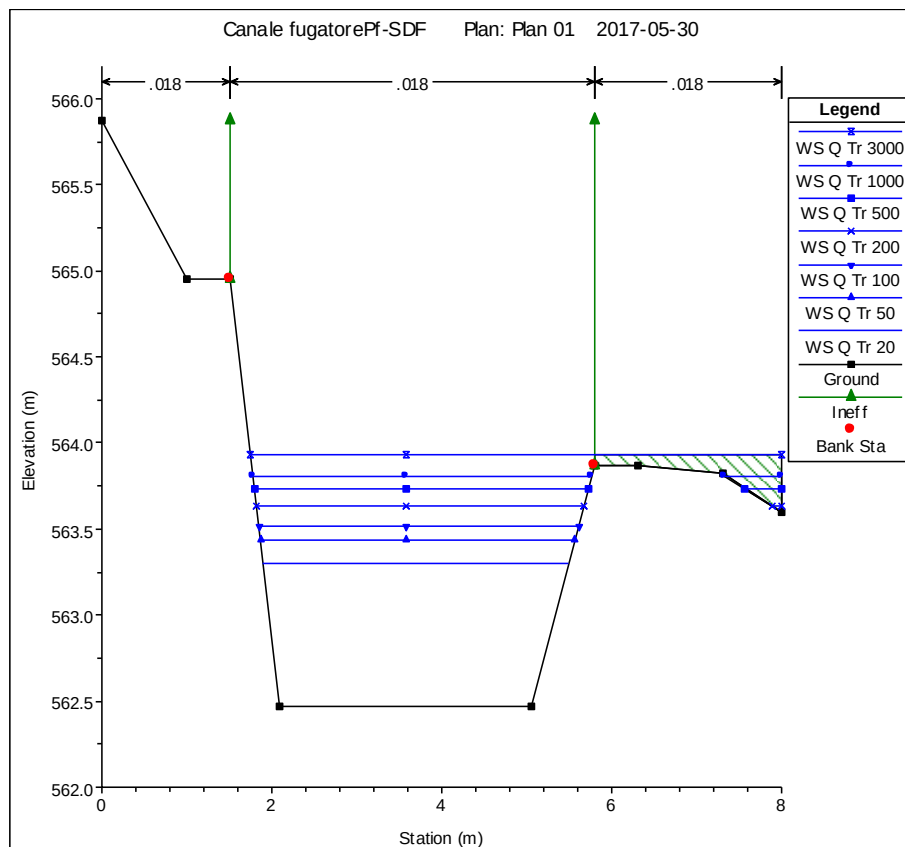


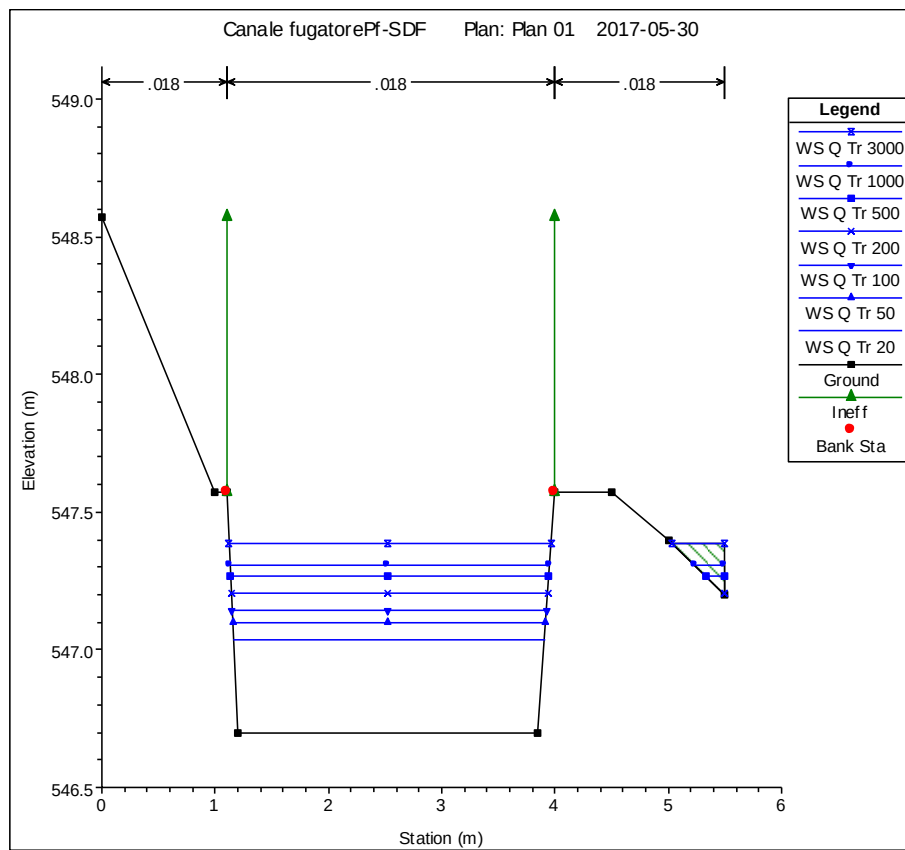
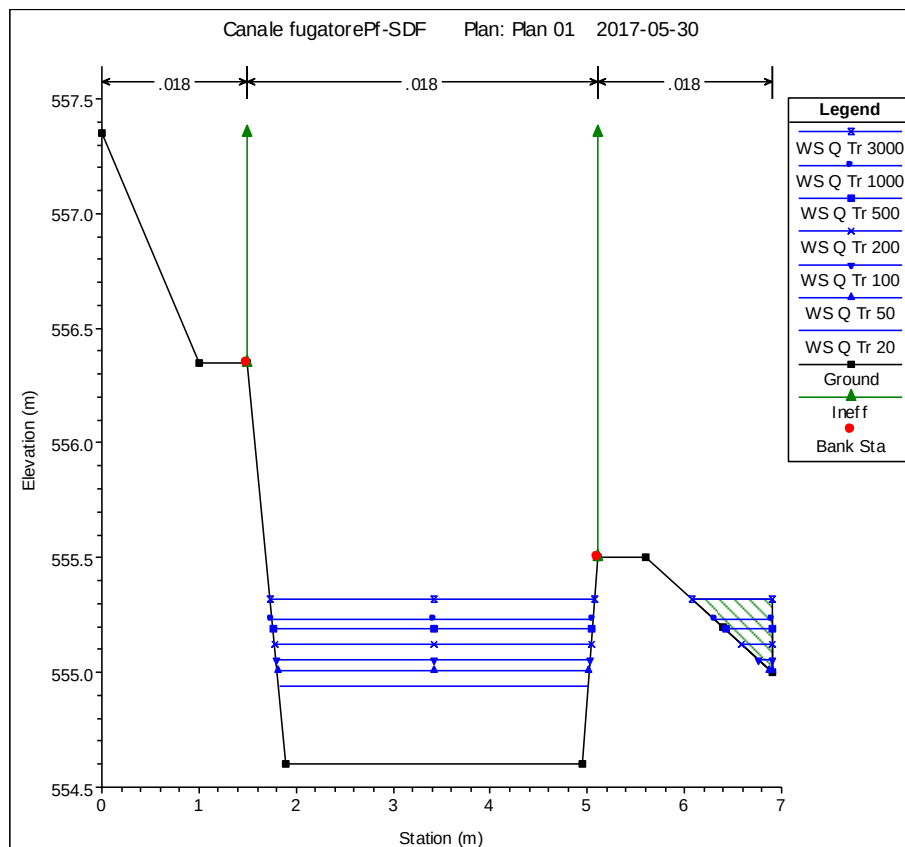
A seguire sono riportati i livelli corrispondenti alle portate con tempo di ritorno di 20, 50, 100, 200, 500, 1000 e 3000 anni.

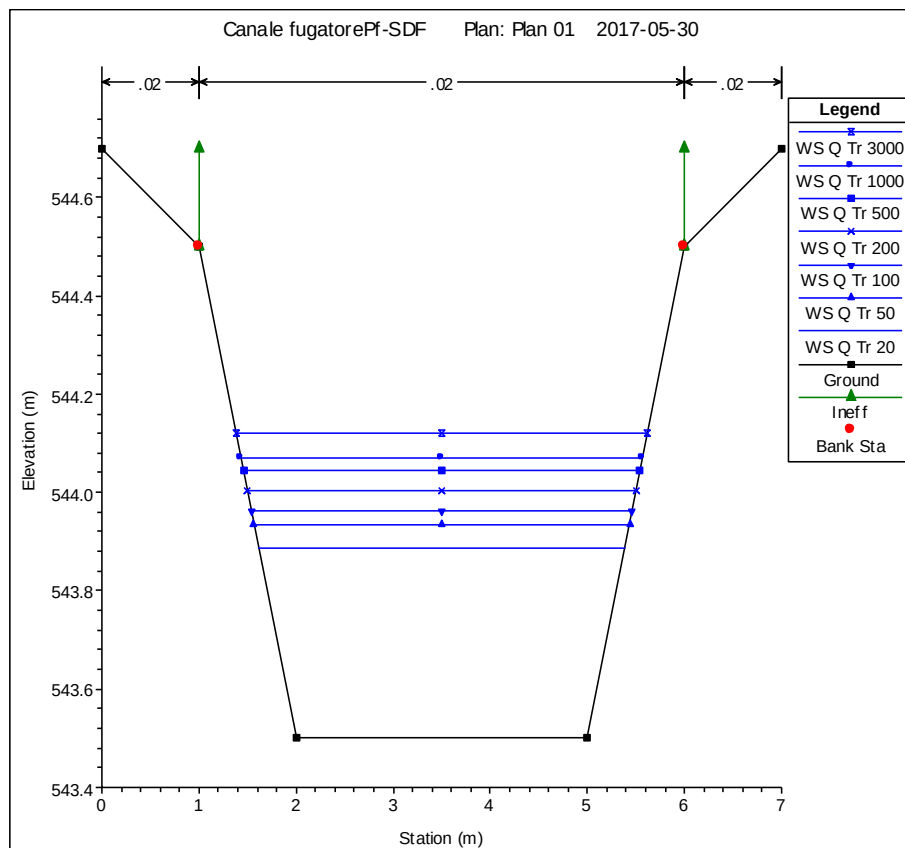
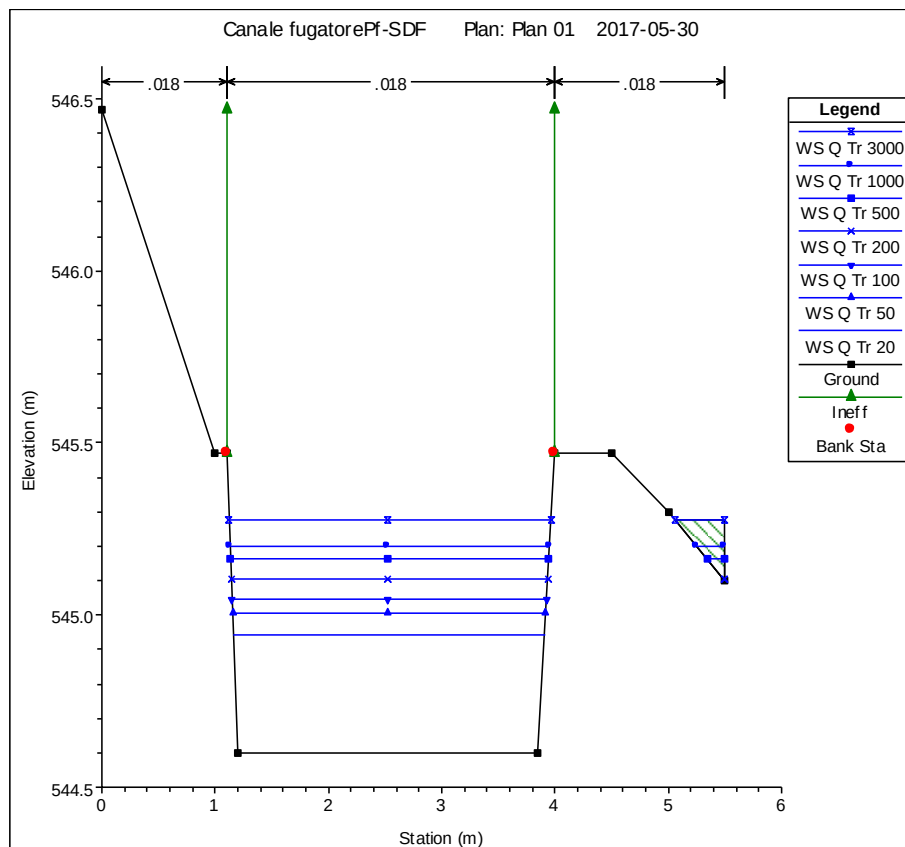












RISULTATI DELLA MODELLAZIONE DELLA CONDIZIONE DI PROGETTO

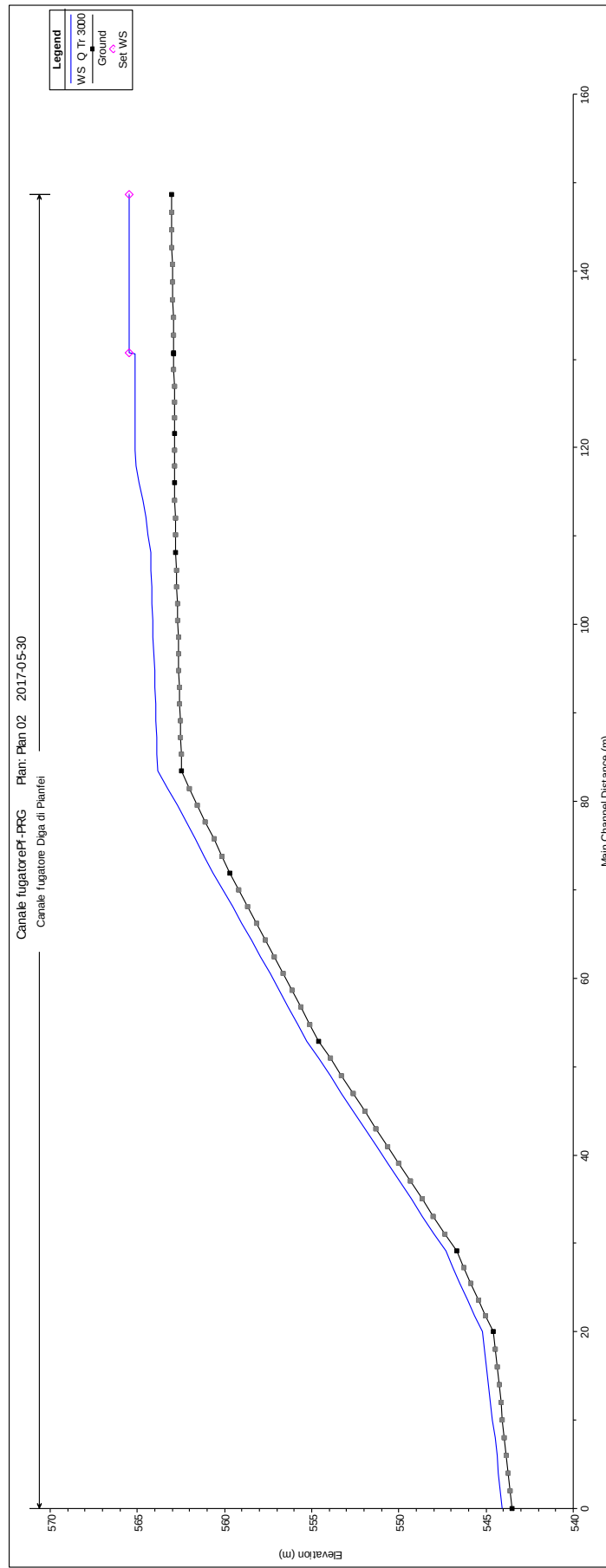
Nella tabella sotto riportata sono indicati per le principali sezioni del modello e, per ogni valore di portata considerata, i corrispondenti livelli idrici (*W.S. Elev.*)

River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
9.1	Q Tr 20	11	563.06	564.28	564.13	564.64	0.001813	2.67	4.12	3.76	0.81
9.1	Q Tr 50	14	563.06	564.54	564.3	564.92	0.0016	2.72	5.14	3.92	0.76
9.1	Q Tr 100	16	563.06	564.71	564.41	565.1	0.001508	2.76	5.8	4.03	0.73
9.1	Q Tr 200	19	563.06	564.95	564.57	565.35	0.001402	2.81	6.77	4.17	0.7
9.1	Q Tr 500	22	563.06	565.17	564.72	565.59	0.001317	2.85	7.73	4.32	0.68
9.1	Q Tr 1000	24	563.06	565.32	564.81	565.74	0.001275	2.87	8.36	4.4	0.67
9.1	Q Tr 3000	28	563.06	565.5	564.99	565.98	0.001342	3.05	9.17	5.98	0.68
9	Q Tr 20	11	562.92	564.32		564.59	0.001197	2.3	4.79	3.82	0.65
9	Q Tr 50	14	562.92	564.58		564.88	0.001155	2.42	5.79	3.97	0.64
9	Q Tr 100	16	562.92	564.74		565.05	0.001134	2.48	6.44	4.07	0.63
9	Q Tr 200	19	562.92	564.97		565.31	0.001104	2.57	7.4	4.2	0.62
9	Q Tr 500	22	562.92	565.2		565.55	0.001073	2.63	8.36	4.33	0.6
9	Q Tr 1000	24	562.92	565.34		565.7	0.001058	2.67	8.98	4.41	0.6
9	Q Tr 3000	28	562.92	565.5		565.92	0.001166	2.88	9.71	5.99	0.63
8	Q Tr 20	11	562.91	564.12	564.02	564.57	0.002493	2.99	3.68	3.16	0.88
8	Q Tr 50	14	562.91	564.32	564.21	564.85	0.002602	3.24	4.33	3.2	0.89
8	Q Tr 100	16	562.91	564.44	564.33	565.03	0.002676	3.38	4.73	3.22	0.89
8	Q Tr 200	19	562.91	564.62	564.5	565.28	0.002762	3.58	5.31	3.25	0.89
8	Q Tr 500	22	562.91	564.81	564.66	565.51	0.002787	3.72	5.92	3.28	0.88
8	Q Tr 1000	24	562.91	564.92	564.76	565.66	0.002836	3.82	6.29	3.3	0.88
8	Q Tr 3000	28	562.91	565.13	564.95	565.95	0.002933	4.01	6.99	3.34	0.88
7.3	Q Tr 20	11	562.86	564.11		564.53	0.002239	2.87	3.83	3.17	0.83
7.3	Q Tr 50	14	562.86	564.31		564.81	0.002381	3.13	4.47	3.21	0.85
7.3	Q Tr 100	16	562.86	564.44		564.99	0.002472	3.29	4.87	3.23	0.85
7.3	Q Tr 200	19	562.86	564.62		565.24	0.00258	3.48	5.45	3.26	0.86
7.3	Q Tr 500	22	562.86	564.8		565.47	0.002624	3.63	6.06	3.29	0.85
7.3	Q Tr 1000	24	562.86	564.91		565.62	0.002683	3.74	6.42	3.31	0.86
7.3	Q Tr 3000	28	562.86	565.12		565.91	0.002795	3.93	7.12	3.35	0.86
7.1	Q Tr 20	11	562.86	563.97	563.97	564.51	0.00317	3.26	3.38	3.14	1
7.1	Q Tr 50	14	562.86	564.16	564.16	564.79	0.003267	3.52	3.98	3.18	1
7.1	Q Tr 100	16	562.86	564.28	564.28	564.96	0.00333	3.67	4.36	3.2	1
7.1	Q Tr 200	19	562.86	564.45	564.45	565.21	0.003426	3.88	4.9	3.23	1
7.1	Q Tr 500	22	562.86	564.61	564.61	565.45	0.003516	4.06	5.42	3.26	1

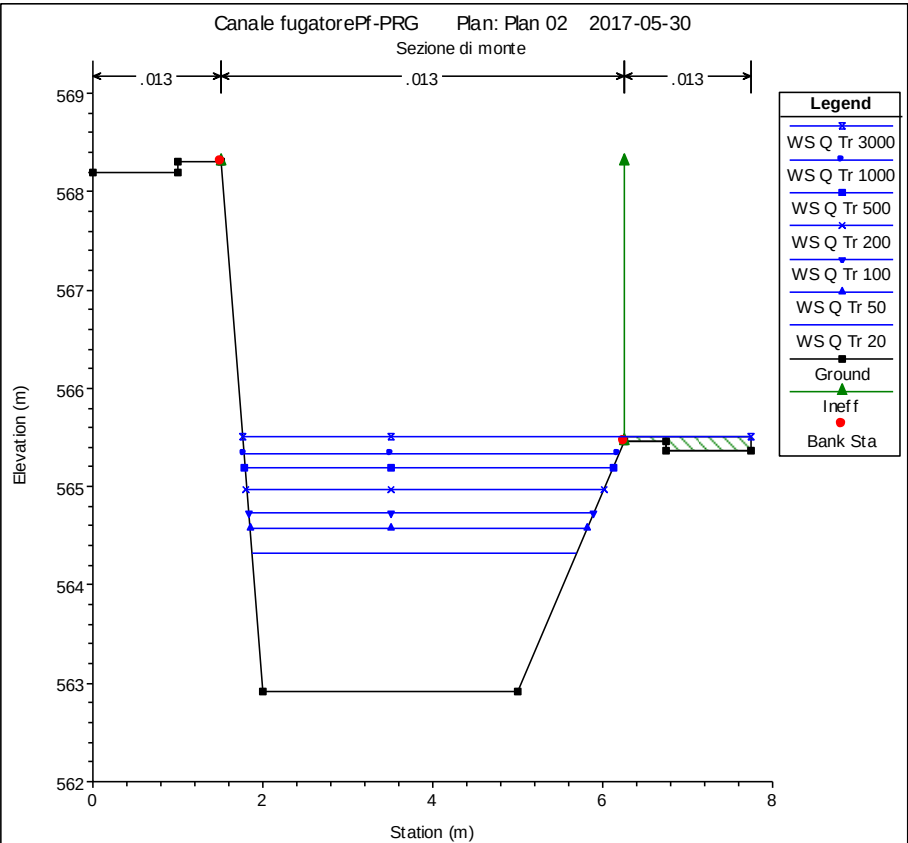
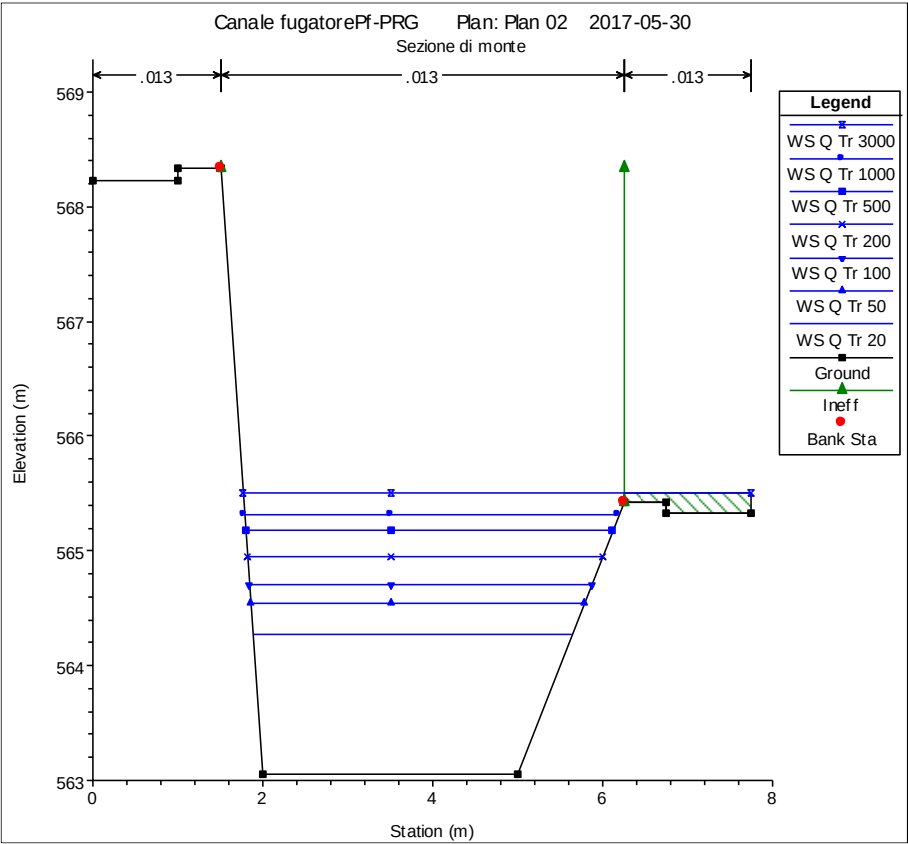
7.1	Q Tr 1000	24	562.86	564.71	564.71	565.6	0.003574	4.17	5.75	3.28	1
7.1	Q Tr 3000	28	562.86	564.9	564.9	565.88	0.003685	4.38	6.4	3.31	1
7	Q Tr 20	11	562.79	563.63	563.86	564.45	0.005648	4	2.75	3.6	1.46
7	Q Tr 50	14	562.79	563.76	564.03	564.72	0.005758	4.33	3.23	3.71	1.48
7	Q Tr 100	16	562.79	563.84	564.14	564.89	0.005878	4.54	3.53	3.77	1.5
7	Q Tr 200	19	562.79	563.95	564.29	565.13	0.006062	4.82	3.94	3.85	1.52
7	Q Tr 500	22	562.79	564.05	564.43	565.36	0.006199	5.06	4.34	3.93	1.54
7	Q Tr 1000	24	562.79	564.12	564.51	565.51	0.006299	5.22	4.6	4.36	1.55
7	Q Tr 3000	28	562.79	564.24	564.68	565.78	0.00637	5.49	5.1	6.25	1.56
6	Q Tr 20	11	562.47	563.23	563.54	564.24	0.007682	4.46	2.47	3.54	1.7
6	Q Tr 50	14	562.47	563.36	563.71	564.52	0.007518	4.76	2.94	3.64	1.69
6	Q Tr 100	16	562.47	563.44	563.82	564.69	0.007519	4.95	3.23	3.71	1.69
6	Q Tr 200	19	562.47	563.55	563.97	564.94	0.00755	5.21	3.64	3.79	1.7
6	Q Tr 500	22	562.47	563.66	564.11	565.16	0.007561	5.44	4.04	4.05	1.7
6	Q Tr 1000	24	562.47	563.72	564.19	565.31	0.007587	5.58	4.3	4.31	1.7
6	Q Tr 3000	28	562.47	563.85	564.36	565.58	0.007617	5.83	4.8	5.27	1.7
5	Q Tr 20	11	559.7	560.14	560.79	563.67	0.048637	8.33	1.32	3.12	4.09
5	Q Tr 50	14	559.7	560.23	560.98	563.98	0.041535	8.57	1.63	3.16	3.8
5	Q Tr 100	16	559.7	560.3	561.09	564.17	0.03833	8.71	1.84	3.18	3.66
5	Q Tr 200	19	559.7	560.39	561.26	564.43	0.034742	8.9	2.13	3.22	3.49
5	Q Tr 500	22	559.7	560.48	561.41	564.68	0.032111	9.07	2.43	3.25	3.35
5	Q Tr 1000	24	559.7	560.54	561.5	564.83	0.030738	9.17	2.62	3.44	3.28
5	Q Tr 3000	28	559.7	560.66	561.69	565.1	0.028396	9.34	3	3.94	3.14
4	Q Tr 20	11	554.6	554.91	555.67	561.62	0.133494	11.47	0.96	3.17	6.66
4	Q Tr 50	14	554.6	554.98	555.85	562.16	0.113976	11.87	1.18	3.2	6.24
4	Q Tr 100	16	554.6	555.02	555.96	562.47	0.10465	12.09	1.32	3.27	6.02
4	Q Tr 200	19	554.6	555.09	556.12	562.85	0.093323	12.34	1.54	3.47	5.72
4	Q Tr 500	22	554.6	555.15	556.27	563.19	0.084923	12.55	1.75	3.66	5.48
4	Q Tr 1000	24	554.6	555.2	556.37	563.4	0.080373	12.68	1.89	3.78	5.34
4	Q Tr 3000	28	554.6	555.28	556.54	563.76	0.072914	12.89	2.17	4.04	5.09
3	Q Tr 20	11	546.7	546.99	547.87	556.97	0.218498	13.99	0.79	2.73	8.33
3	Q Tr 50	14	546.7	547.05	548.07	558.02	0.19483	14.66	0.95	2.75	7.95
3	Q Tr 100	16	546.7	547.09	548.19	558.58	0.181975	15.01	1.07	2.76	7.72
3	Q Tr 200	19	546.7	547.15	548.37	559.28	0.165814	15.42	1.23	2.78	7.4
3	Q Tr 500	22	546.7	547.21	548.54	559.86	0.152907	15.75	1.4	2.83	7.12
3	Q Tr 1000	24	546.7	547.25	548.65	560.2	0.145613	15.94	1.51	2.94	6.95
3	Q Tr 3000	28	546.7	547.33	548.86	560.78	0.133361	16.24	1.72	3.15	6.65
2	Q Tr 20	11	544.6	544.89	545.77	554.96	0.221766	14.06	0.78	2.73	8.39
2	Q Tr 50	14	544.6	544.95	545.97	556.18	0.202157	14.84	0.94	2.75	8.09
2	Q Tr 100	16	544.6	544.99	546.09	556.84	0.190875	15.25	1.05	2.76	7.9

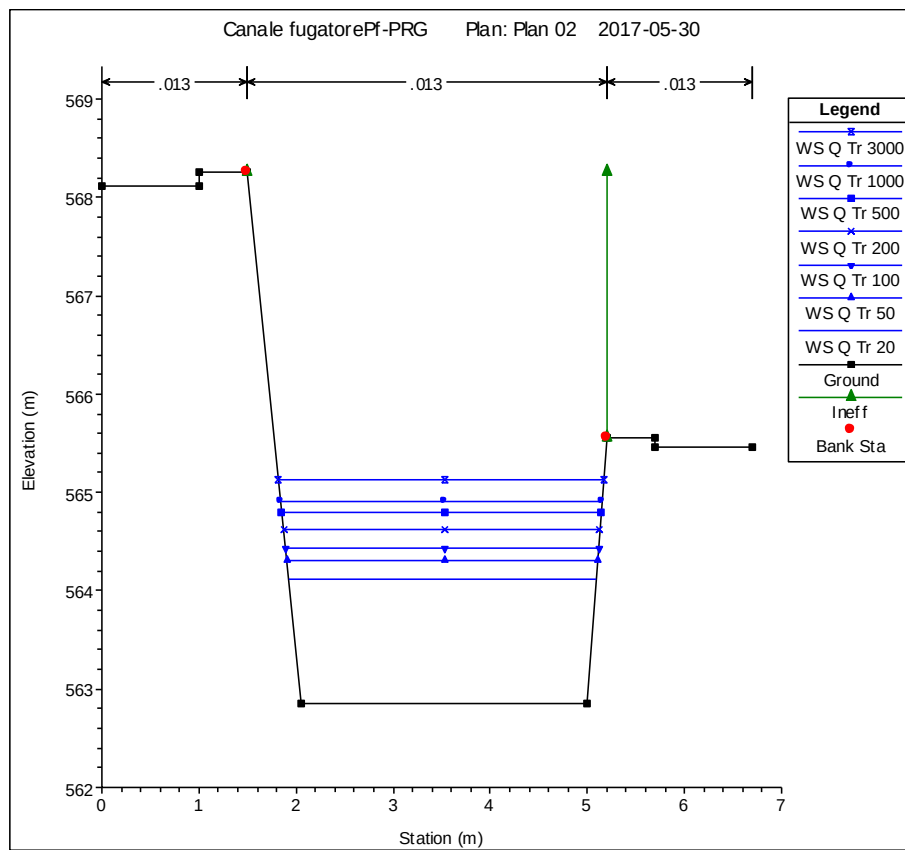
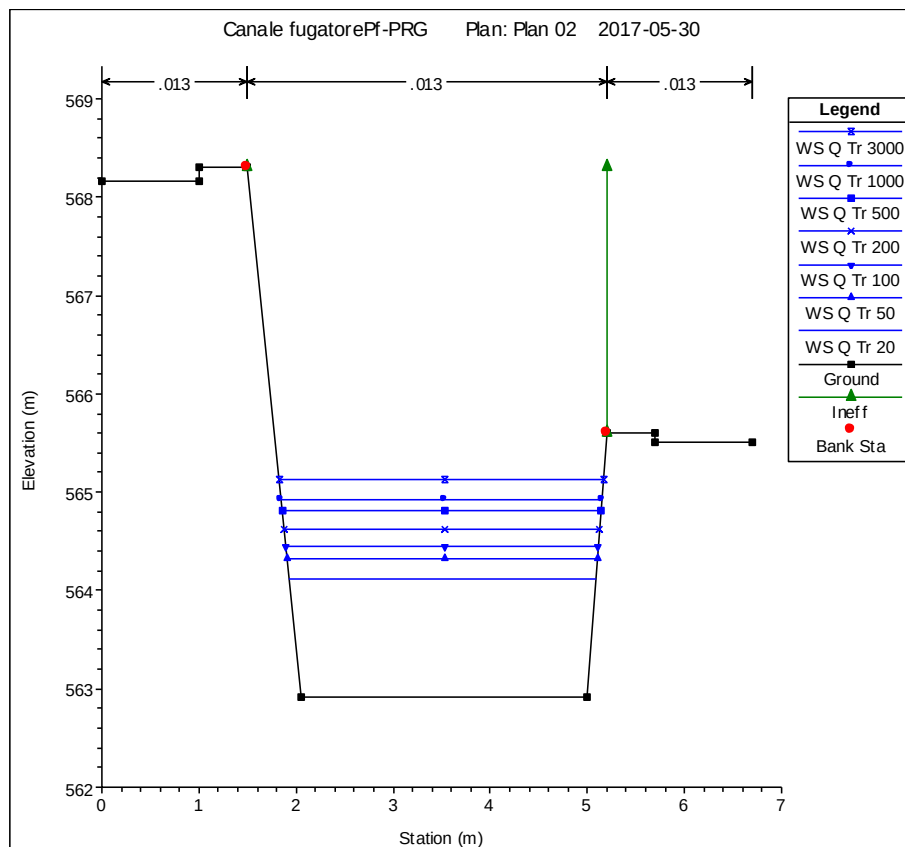
2	Q Tr 200	19	544.6	545.04	546.27	557.66	0.176072	15.73	1.21	2.78	7.62
2	Q Tr 500	22	544.6	545.1	546.44	558.35	0.163894	16.12	1.36	2.8	7.37
2	Q Tr 1000	24	544.6	545.14	546.55	558.75	0.15683	16.34	1.47	2.9	7.21
2	Q Tr 3000	28	544.6	545.21	546.76	559.43	0.14468	16.7	1.68	3.11	6.92
1	Q Tr 20	11	543.5	543.83	544.49	548.78	0.208596	9.84	1.12	3.67	5.7
1	Q Tr 50	14	543.5	543.88	544.63	550.03	0.227049	10.99	1.27	3.75	6.02
1	Q Tr 100	16	543.5	543.9	544.72	550.79	0.234508	11.62	1.38	3.81	6.17
1	Q Tr 200	19	543.5	543.94	544.84	551.8	0.240919	12.41	1.53	3.89	6.32
1	Q Tr 500	22	543.5	543.98	544.95	552.69	0.243657	13.07	1.68	3.97	6.41
1	Q Tr 1000	24	543.5	544.01	545.03	553.23	0.243951	13.45	1.78	4.02	6.45
1	Q Tr 3000	28	543.5	544.06	545.18	554.2	0.242256	14.1	1.99	4.12	6.48

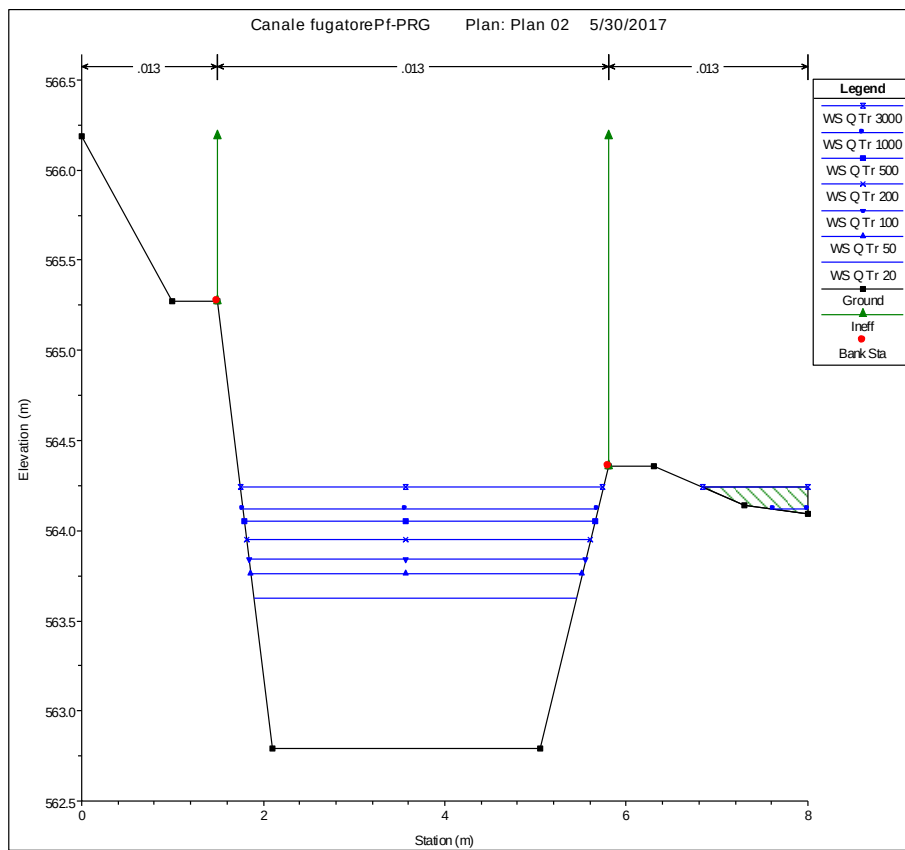
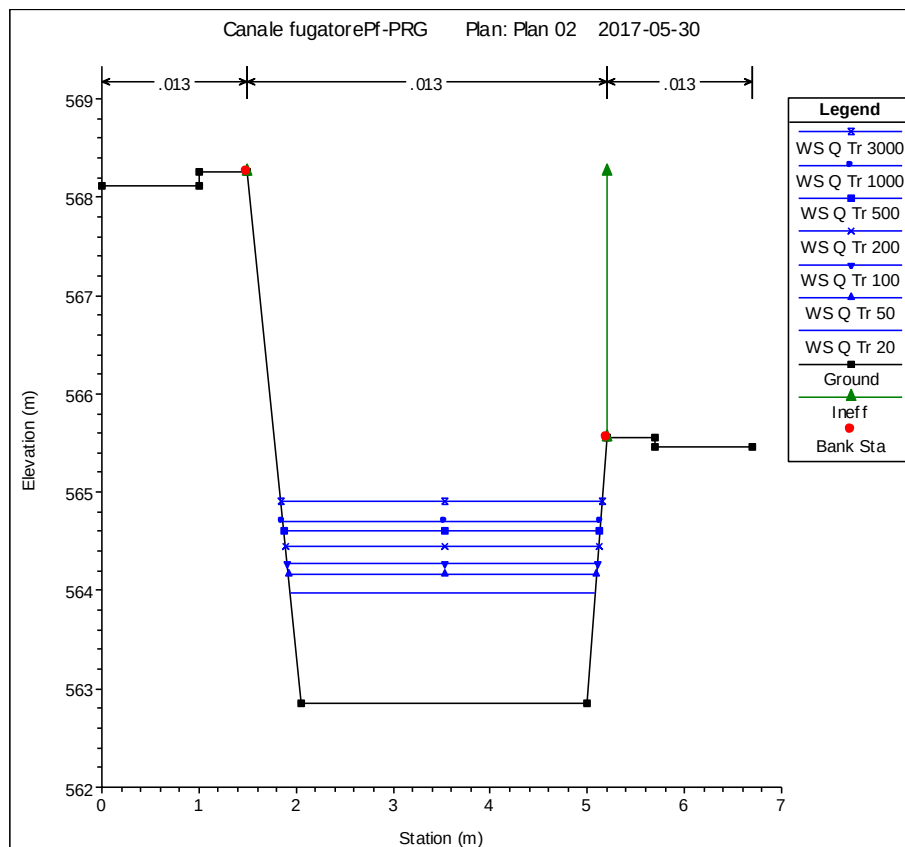
Per comodità di lettura si riporta il profilo della condizione più gravosa corrispondente al deflusso della portata associata al tempo di ritorno di 3000 anni.

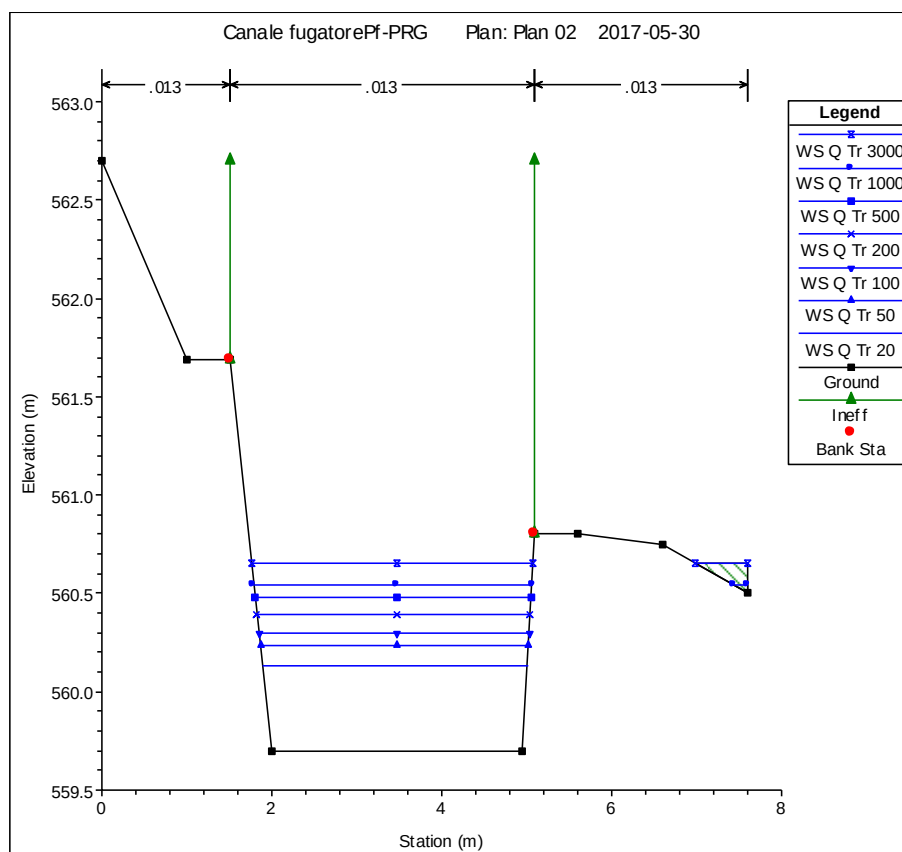
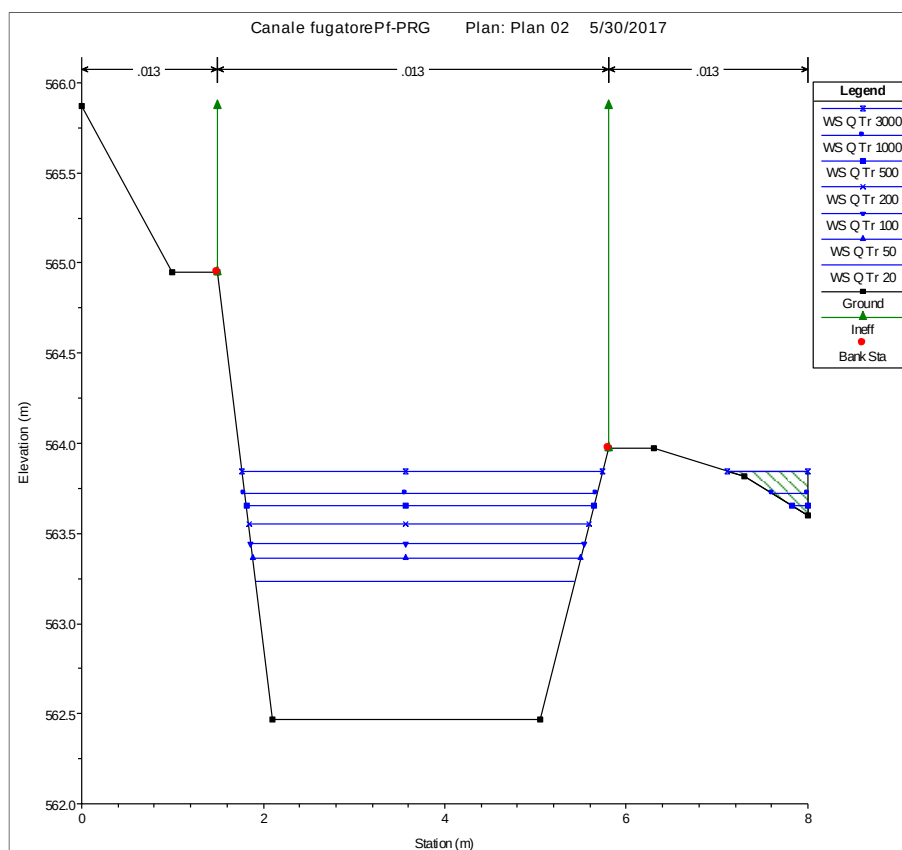


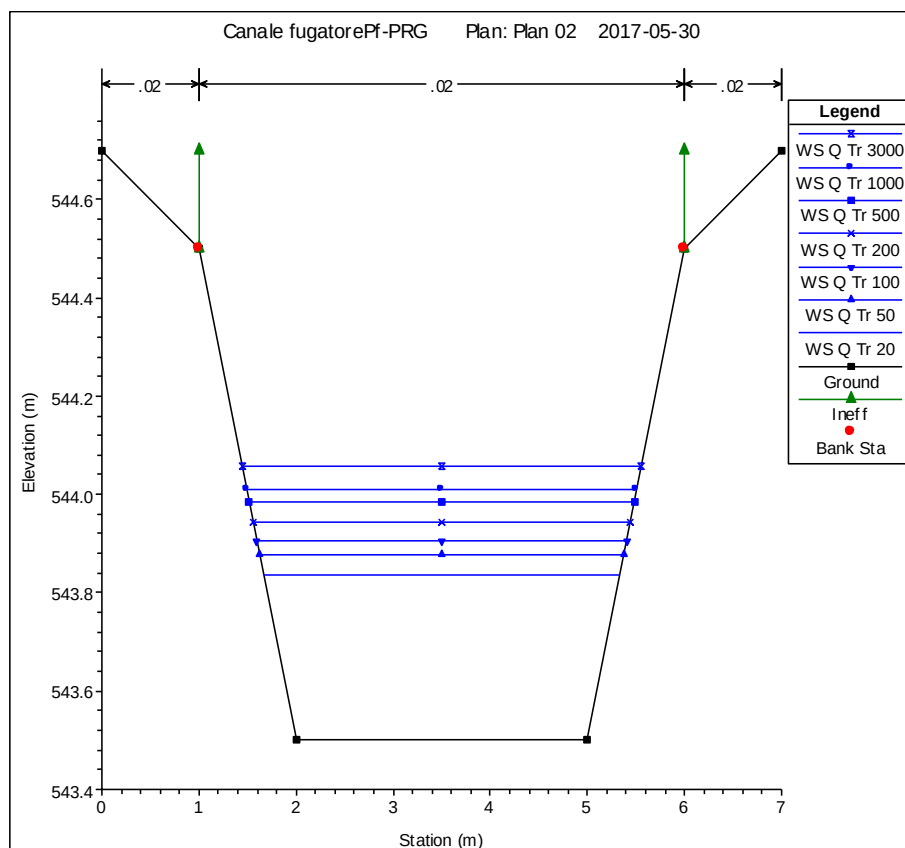
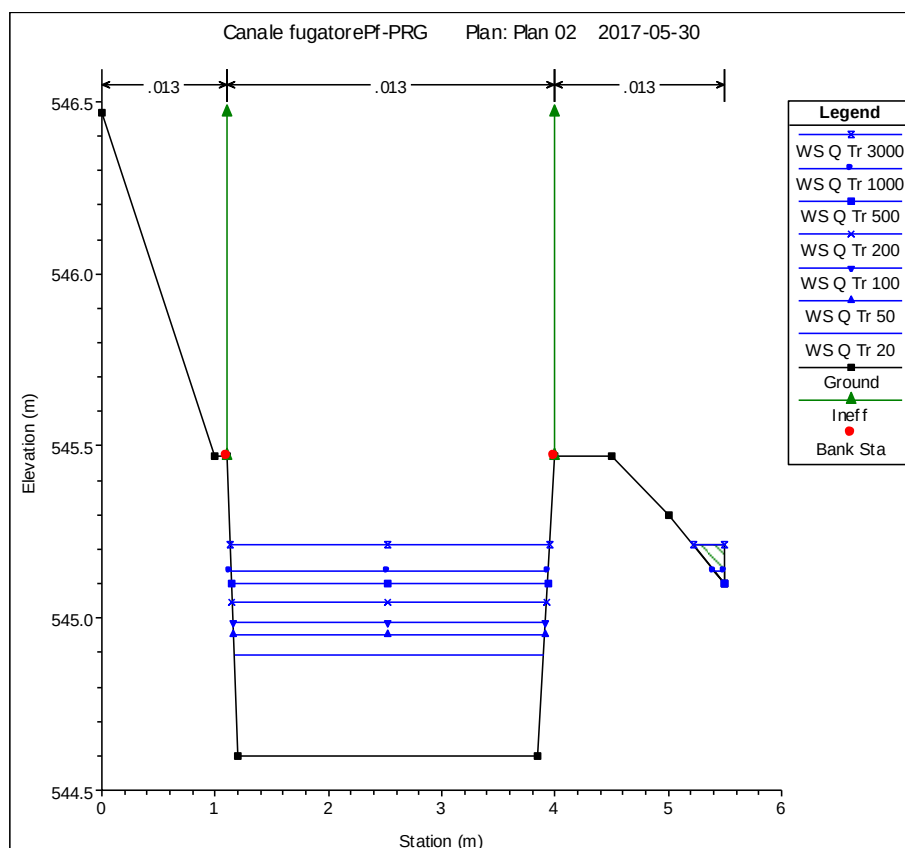
A seguire sono riportati i livelli corrispondenti alle portate con tempo di ritorno di 20, 50, 100, 200, 500, 1000 e 3000 anni.











4.3 Vasca di dissipazione canale fugatore

Come è noto dall'idraulica, quando una corrente idrica fluisce da una quota ad una quota più bassa la differenza di energia potenziale da essa posseduta si trasforma, a parte le inevitabili dissipazioni, in energia cinetica. Nel caso in cui il percorso lungo il quale si realizza tale diminuzione di quota sia molto breve in rapporto all'entità della diminuzione stessa, la velocità acquisita dalla corrente può essere rilevante. E' questo il caso che si verifica nell'efflusso entro il canale fugatore oggetto di intervento.

La corrente veloce che si crea tende, dopo un tratto caratterizzato da forti turbolenze, a rallentare e ad assumere le condizioni naturali di moto, in funzione delle caratteristiche dell'alveo a valle. Le caratteristiche dei tratti di alveo analizzati, come meglio dettagliato nel prosieguo, sono quelle di corrente lenta e quindi si verifica in una certa sezione di valle un risalto idraulico.

Le alte velocità che caratterizzano la corrente nel primo tratto a valle possono causare pericolosi fenomeni di erosione dell'alveo, che possono minacciare la stabilità delle fondazioni dell'opera. Si rende dunque necessario proteggere l'alveo mediante un opportuno rivestimento nel tratto interessato dalla corrente veloce e dalla turbolenza.

Per evitare, però, di dover estendere eccessivamente il tratto rivestito si è reso necessario fare in modo che la corrente passi in condizioni lente, cioè si verifichi il risalto, alla distanza minore possibile dall'opera. Poiché, come è noto, il risalto si verifica quando le due spinte totali della corrente veloce e di quella lenta si equivalgono, per ottenere tale scopo è necessario diminuire l'una e/o incrementare l'altra.

La vasca di dissipazione è un manufatto che agisce sulla corrente in tal senso, facendo sì che il risalto avvenga al suo interno e fornendo contemporaneamente anche la protezione necessaria nel tratto di corrente veloce e turbolenta. Alla luce di quanto esposto la tipologia di vasca ritenuta più idonea è quella a fondo piatto con denti di dissipazione USBR Tipo III. Tali denti, imponendo una dissipazione localizzata, riducono la spinta della corrente di monte e di fatto accorciano la lunghezza necessaria affinché il risalto si sviluppi completamente, permettendo quindi di realizzare una vasca più corta.

Dall'analisi delle tipologie di vasche correntemente utilizzate nella pratica idraulica si è ritenuto di soddisfare alle prestazioni richieste mediante l'impiego di una vasca che presenta una fila di denti di

dissipazione inserita immediatamente al piede del paramento di valle (chute blocks), da un'ulteriore fila di denti posti sul fondo della vasca ad una certa distanza dal piede del paramento di valle (baffle piers) e da una soglia terminale senza denti.

La soglia terminale provoca un aumento della spinta totale della corrente lenta di valle, facendo sì che il passaggio da corrente veloce a lenta avvenga all'interno della vasca.

Il dimensionamento della vasca di dissipazione consiste essenzialmente nel determinare la lunghezza e l'altezza della soglia terminale.

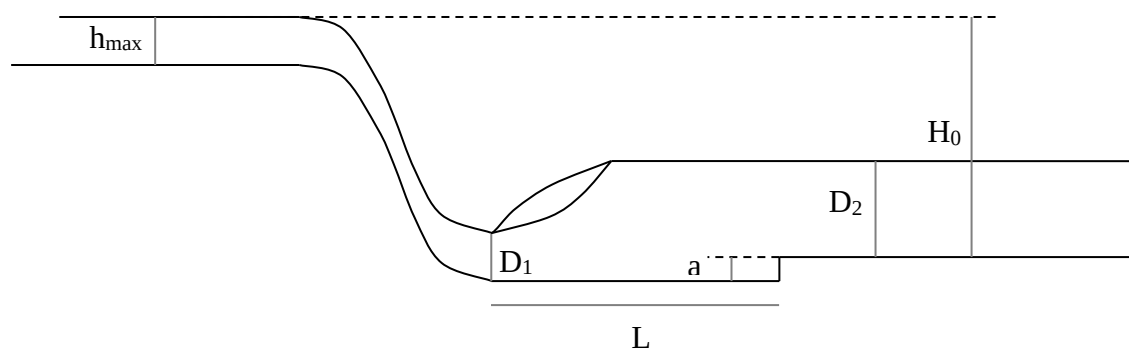


Figura 1 - Schema idraulico dello sfioratore con vasca di dissipazione di raccordo all'alveo in corrente lenta

Applicando il teorema di Bernoulli alla corrente, tra una sezione immediatamente a monte dell'opera da cui effluisce l'acqua e la prima sezione nella vasca ove si possa ritenere ripristinata la linearità della corrente (sezione d'ingresso), si ricava, trascurando le perdite di carico, l'equazione:

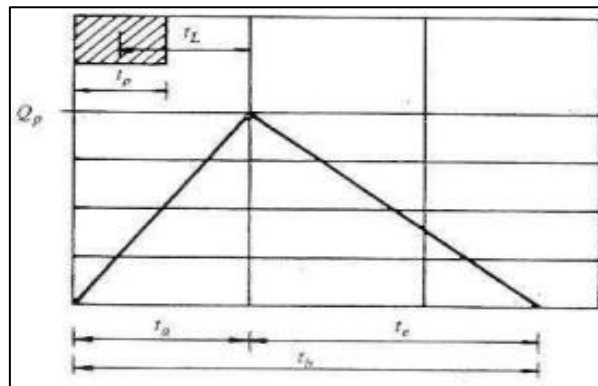
$$H_0 + \frac{V_0^2}{2g} = D_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

Dove H_0 e D_1 sono le quote del pelo libero nelle due sezioni, riferite alla quota del fondo della vasca, e V_0 e V_1 sono le corrispondenti velocità medie.

Sulla scorta delle osservazioni mosse dalla Direzione generale per le Dighe nella propria relazione istruttoria in data giugno 2021 la vasca di dissipazione a fronte della sua distanza dal piede di valle della diga in terra è stata dimensionata con riferimento ai tempi di ritorno progettuale normalmente utilizzati per il dimensionamento delle opere di sistemazione idraulica dei corsi idrici pari a $Tr = 200$ anni (19 mc/s).

E' anche stato suggerito di considerare il contributo derivante dall'effetto laminativo determinato dal volume d'invaso alle spalle dell'opera di sfioro.

In tal senso si è ritenuto di approssimare il calcolo dell'idrogramma del bacino di Pianfei utilizzando la teoria dell'idrogramma unitario adimensionale di forma triangolare con sfasamento temporale secondo la formula di Mockus secondo le relazioni sperimentali:



Idrogramma unitario di forma triangolare

$$t_L = 0,342 \frac{L^{0,8}}{S^{0,5}} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7}$$

Relazione di Mockus di sfasamento del colmo dell'idrogramma unitario rispetto al baricentro dell'evento.

$$t_a = \frac{t_L}{0,9}$$

$$t_p = \frac{t_L}{4,5}$$

Rapporto di forma dell'idrogramma unitario

$$Q_p = 0.208 A/t_a$$

Portata al colmo unitaria

con:

L = lunghezza dell'asta idrica (0,81 km);

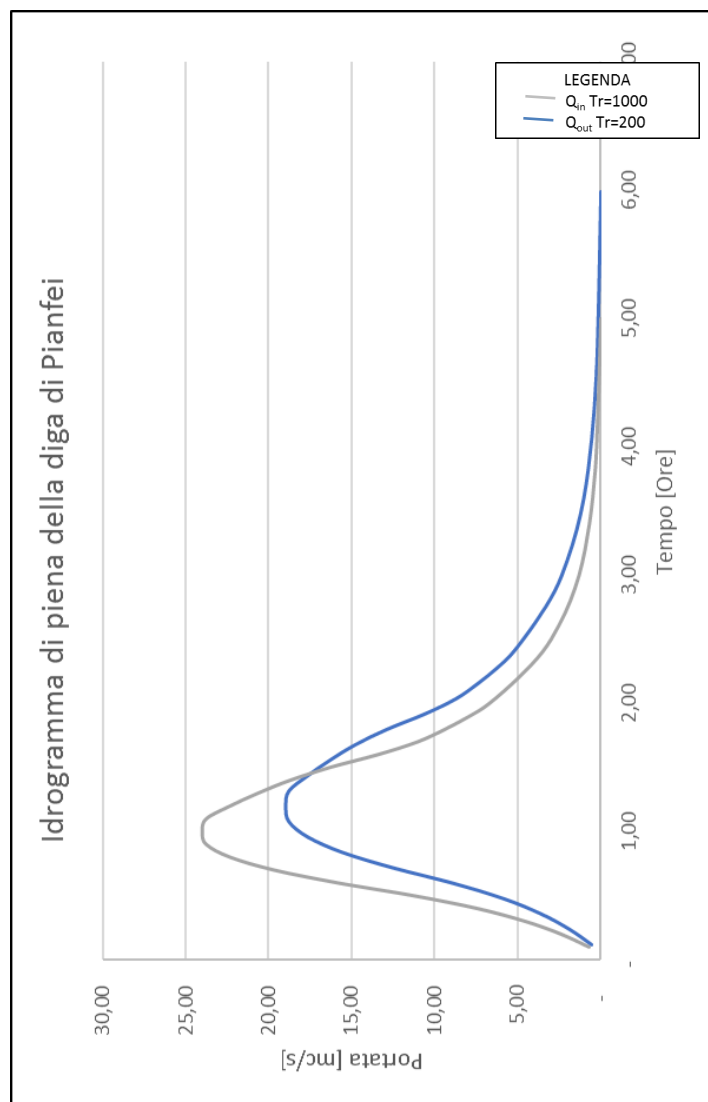
S = pendenza del bacino (15,73%)

CN = Curve Number (93)

A = superficie del bacino imbrifero (1,01 km²)

Reiterando i calcoli secondo un opportuno passo temporale (0,10 ore) e rapportando al valore della portata al colmo dell'idrogramma unitario quello della portata al colmo del bacino (24 mc/s per Tr=1000 e 19 mc/s per Tr=200) è possibile ottenere l'idrogramma del bacino di Pianfei ricostruito secondo l'andamento di quello di Mockus.

PARAMETRI DI MOCKUS			Tr = 1000	Tr = 200
Passo di calcolo [ore]	t [ore]	Q/Q _p	Q ₁₀₀₀ [mc/s]	Q ₂₀₀ [mc/s]
0,1	0,12	0,03	0,72	0,57
0,2	0,24	0,1	2,40	1,90
0,3	0,36	0,19	4,56	3,61
0,4	0,48	0,31	7,44	5,89
0,5	0,60	0,47	11,28	8,93
0,6	0,72	0,66	15,84	12,54
0,7	0,84	0,82	19,68	15,58
0,8	0,96	0,93	22,32	17,67
0,9	1,08	0,99	23,76	18,81
1	1,20	1	24,00	19,00
1,1	1,32	0,99	23,76	18,81
1,2	1,44	0,93	22,32	17,67
1,3	1,56	0,86	20,64	16,34
1,4	1,68	0,78	18,72	14,82
1,5	1,80	0,68	16,32	12,92
1,6	1,92	0,56	13,44	10,64
1,7	2,04	0,46	11,04	8,74
1,8	2,16	0,39	9,36	7,41
1,9	2,28	0,33	7,92	6,27
2	2,40	0,28	6,72	5,32
2,2	2,64	0,207	4,97	3,93
2,4	2,88	0,147	3,53	2,79
2,6	3,11	0,107	2,57	2,03
2,8	3,35	0,077	1,85	1,46
3	3,59	0,055	1,32	1,05
3,2	3,83	0,04	0,96	0,76
3,4	4,07	0,029	0,70	0,55
3,6	4,31	0,021	0,50	0,40
3,8	4,55	0,015	0,36	0,29
4	4,79	0,011	0,26	0,21
4,5	5,39	0,005	0,12	0,10
5	5,99	0	-	-



E' quindi abbastanza immediato valutare il contributo laminativo offerto dal bacino d'invaso alla riduzione dell'entità della portata di piena al colmo valutando l'innalzamento del livello del lago (ipotizzato alla quota massima di regolazione all'istante $t_p = 0$ con superficie pari a 110.000 m²) ed il battente sullo sfioratore laterale della diga atteso che la portata rilasciata a valle è valutabile con l'equazione:

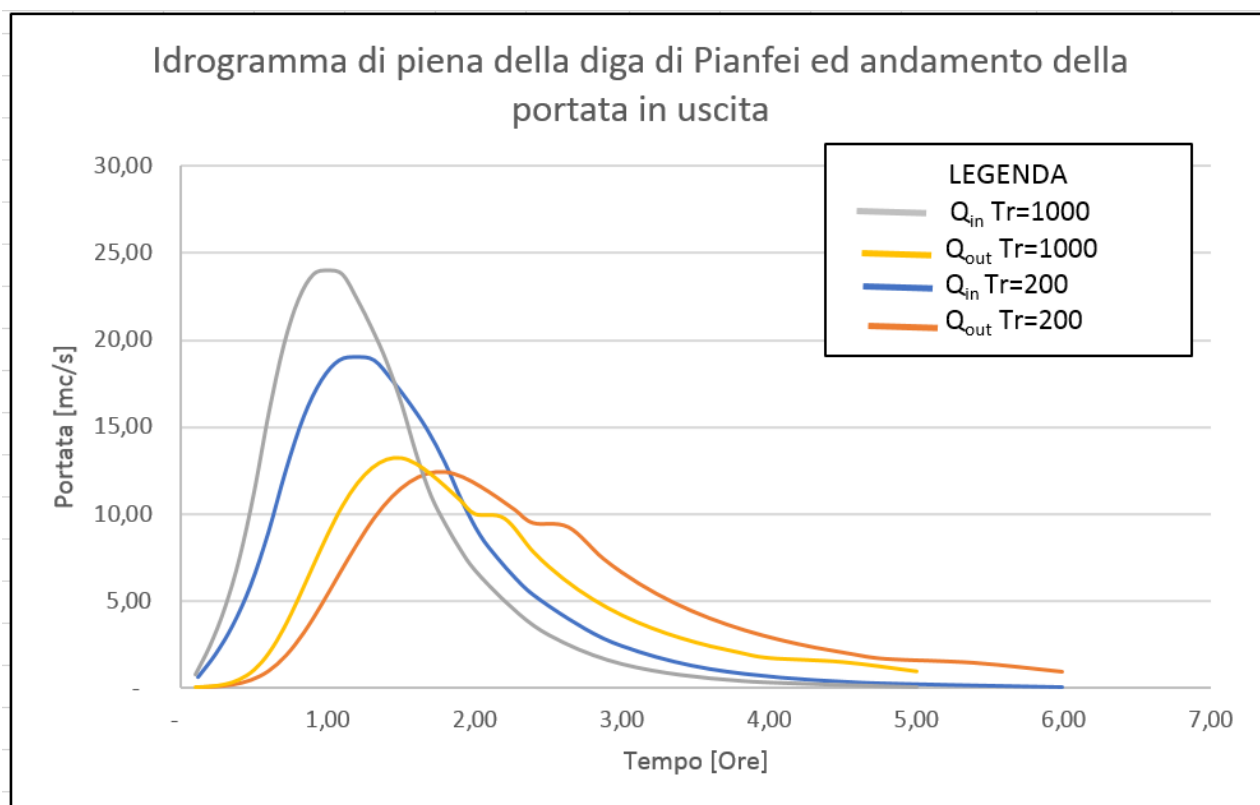
$$Q = \mu \cdot L \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot h} = 0,412 \cdot 22,7 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot h^{3/2}} = 41,42 \cdot h^{3/2}$$

dove:

L = 22,70 m è la lunghezza dello sfioratore

H = altezza del livello idrico dell'invaso sulla quota dello sfioratore.

PARAMETRI DI MOCKUS			Tr = 1000 anni					Tr = 200 anni				
Passo di calcolo [ore]	t [ore]	Q/Q _p	Q ₁₀₀₀ [mc/s]	V [mc]	H [m]	Qsf [mc/s]	Vu [mc]	Q ₂₀₀ [mc/s]	V [mc]	H [m]	Qsf [mc/s]	Vu [mc]
0,1	0,12	0,03	0,72	259,20	0,0024	0,0047	2,04	0,57	245,84	0,0022	0,0044	1,89
0,2	0,24	0,1	2,40	1121,16	0,0102	0,0426	18,38	1,90	1063,44	0,0097	0,0394	16,98
0,3	0,36	0,19	4,56	2744,37	0,0249	0,1632	70,40	3,61	2603,47	0,0237	0,1508	65,05
0,4	0,48	0,31	7,44	5352,37	0,0487	0,4446	191,75	5,89	5078,80	0,0462	0,4109	177,23
0,5	0,60	0,47	11,28	9221,43	0,0838	1,0054	433,61	8,93	8753,12	0,0796	0,9297	401,01
0,6	0,72	0,66	15,84	14490,22	0,1317	1,9803	854,12	12,54	13760,68	0,1251	1,8327	790,43
0,7	0,84	0,82	19,68	20720,90	0,1884	3,3864	1460,56	15,58	19689,98	0,1790	3,1368	1352,92
0,8	0,96	0,93	22,32	27295,54	0,2481	5,1199	2208,22	17,67	25958,22	0,2360	4,7482	2047,94
0,9	1,08	0,99	23,76	33640,92	0,3058	7,0052	3021,39	18,81	32023,12	0,2911	6,5060	2806,09
1	1,20	1	24,00	39259,52	0,3569	8,8316	3809,11	19,00	37411,83	0,3401	8,2155	3543,39
1,1	1,32	0,99	23,76	44004,02	0,4000	10,4800	4520,06	18,81	41981,29	0,3816	9,7657	4212,01
1,2	1,44	0,93	22,32	47519,16	0,4320	11,7605	5072,34	17,67	45390,44	0,4126	10,9791	4735,35
1,3	1,56	0,86	20,64	49877,21	0,4534	12,6466	5454,55	16,34	47702,61	0,4337	11,8286	5101,75
1,4	1,68	0,78	18,72	51161,86	0,4651	13,1383	5666,63	14,82	48992,81	0,4454	12,3117	5310,12
1,5	1,80	0,68	16,32	51370,43	0,4670	13,2188	5701,32	12,92	49255,15	0,4478	12,4108	5352,83
1,6	1,92	0,56	13,44	50507,51	0,4592	12,8871	5558,27	10,64	48491,41	0,4408	12,1232	5228,81
1,7	2,04	0,46	11,04	48923,64	0,4448	12,2857	5298,88	8,74	47032,21	0,4276	11,5801	4994,58
1,8	2,16	0,39	9,36	46994,37	0,4272	11,5662	4988,55	7,41	45233,60	0,4112	10,9223	4710,83
1,9	2,28	0,33	7,92	44857,02	0,4078	10,7862	4652,12	6,27	43227,06	0,3930	10,2036	4400,88
2	2,40	0,28	6,72	42624,09	0,3875	9,9909	4309,12	5,32	41120,72	0,3738	9,4670	4083,16
2,2	2,64	0,207	4,97	41891,94	0,3808	9,7346	8397,14	3,93	40430,21	0,3675	9,2295	7961,49
2,4	2,88	0,147	3,53	36034,96	0,3276	7,7662	6699,18	2,79	34877,98	0,3171	7,3952	6379,15
2,6	3,11	0,107	2,57	31184,74	0,2835	6,2522	5393,23	2,03	30252,52	0,2750	5,9740	5153,21
2,8	3,35	0,077	1,85	27122,07	0,2466	5,0711	4374,41	1,46	26361,31	0,2396	4,8593	4191,66
3	3,59	0,055	1,32	23698,06	0,2154	4,1418	3572,77	1,05	23071,08	0,2097	3,9785	3431,92
3,2	3,83	0,04	0,96	20816,49	0,1892	3,4098	2941,35	0,76	20294,74	0,1845	3,2824	2831,46
3,4	4,07	0,029	0,70	18376,26	0,1671	2,8282	2439,61	0,55	17938,57	0,1631	2,7277	2352,98
3,6	4,31	0,021	0,50	16299,52	0,1482	2,3626	2037,97	0,40	15929,78	0,1448	2,2826	1969,02
3,8	4,55	0,015	0,36	14520,75	0,1320	1,9866	1713,64	0,29	14206,60	0,1292	1,9225	1658,33
4	4,79	0,011	0,26	12997,19	0,1182	1,6823	1451,14	0,21	12728,56	0,1157	1,6304	1406,39
4,5	5,39	0,005	0,12	11762,05	0,1069	1,4483	3123,20	0,10	11527,04	0,1048	1,4051	3030,07
5	5,99	0	-	8638,85	0,0785	0,9116	1965,89	-	8496,97	0,0772	0,8892	1917,66



Come riscontrabile la portata duecentennale a seguito di laminazione è pari a 12,41 mc/s.

Dai risultati ottenuti dalla modellazione idraulica del canale fuggatore è possibile, interpolando i valori che ricomprendono il dato della massima portata duecentennale sfiorata di 12,41 mc/s, desumere il valore della velocità media in corrispondenza della sezione 1 ed il corrispondente valore del numero di Froude:

River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
1	Q Tr 20	11	543.5	543.83	544.49	548.78	0.208596	9.84	1.12	3.67	5.7
1	Q Tr 50	14	543.5	543.88	544.63	550.03	0.227049	10.99	1.27	3.75	6.02

$$V_1 = 10,381 \text{ m/s}$$

$$F_1 = 5,87$$

$$D_1 = 0,319 (0,32) \text{ m}$$

Imponendo che la sezione della vasca dove si verifica tale altezza d'acqua sia quella d'inizio del risalto, la spinta totale corrispondente deve risultare uguale a quella della sezione di valle dove si sono ristabilite le condizioni di linearità della corrente lenta. Tale condizione si esplicita nella

seguente relazione tra le altezze d'acqua a monte e a valle del risalto, le cosiddette altezze coniugate del risalto:

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right)$$

$$D_2 = 2,492 \text{ (2,50) m}$$

Dove F_1 rappresenta il numero di Froude della corrente nella sezione d'imbocco della vasca pari a:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot D_1}}$$

Ricavata l'altezza D_2 pari a circa 2,492 m che la corrente dovrebbe avere a valle affinché il risalto si verifichi a partire dalla sezione 1 si confronta tale valore con il valore dell'energia della corrente a valle E_v . Se l'energia a valle dovesse risultare inferiore all'energia E_2 corrispondente all'altezza D_2 , il risalto sarebbe spinto più a valle. Nel caso ciò accadesse si dovrebbe compensare la differenza di energia costruendo una soglia alla fine della vasca la cui altezza risulterebbe essere quindi:

$$a = E_2 - E_v$$

Considerando che l'alveo a valle della vasca di dissipazione è caratterizzato dai seguenti parametri geometrici e caratteristici:

$$L = 3 \text{ m}$$

$$i = 2,5\%$$

$$c = 35 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$$

l'altezza di moto uniforme che si instaurerà a valle della vasca di dissipazione sarà desumibile dalla nota relazione:

$$Q = \chi \cdot \Omega \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

$$Q = c \cdot R^{1/6} \cdot \Omega \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

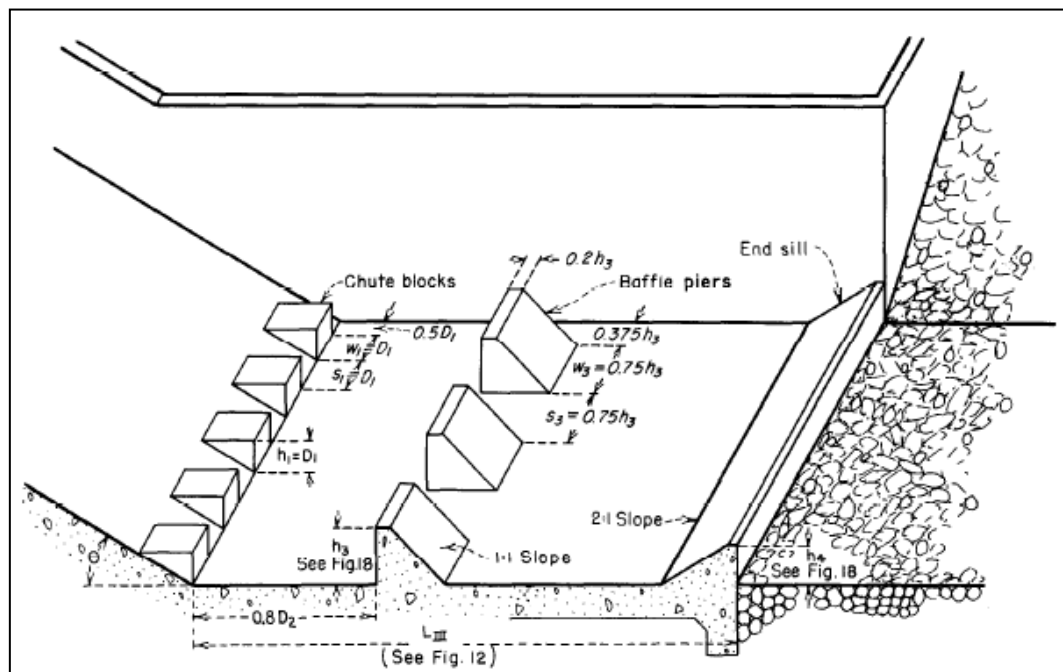
E reiterando per tentativi la formula si riscontra che il valore di portata cercato (12,41 m/s) è caratterizzato da un tirante idrico pari a $h = 1,04 \text{ m}$.

L'equivalenza degli stati energetici in uscita dalla vasca e nel corso d'acqua immediatamente a valle si otterrà, quindi, ribassando la platea della vasca di:

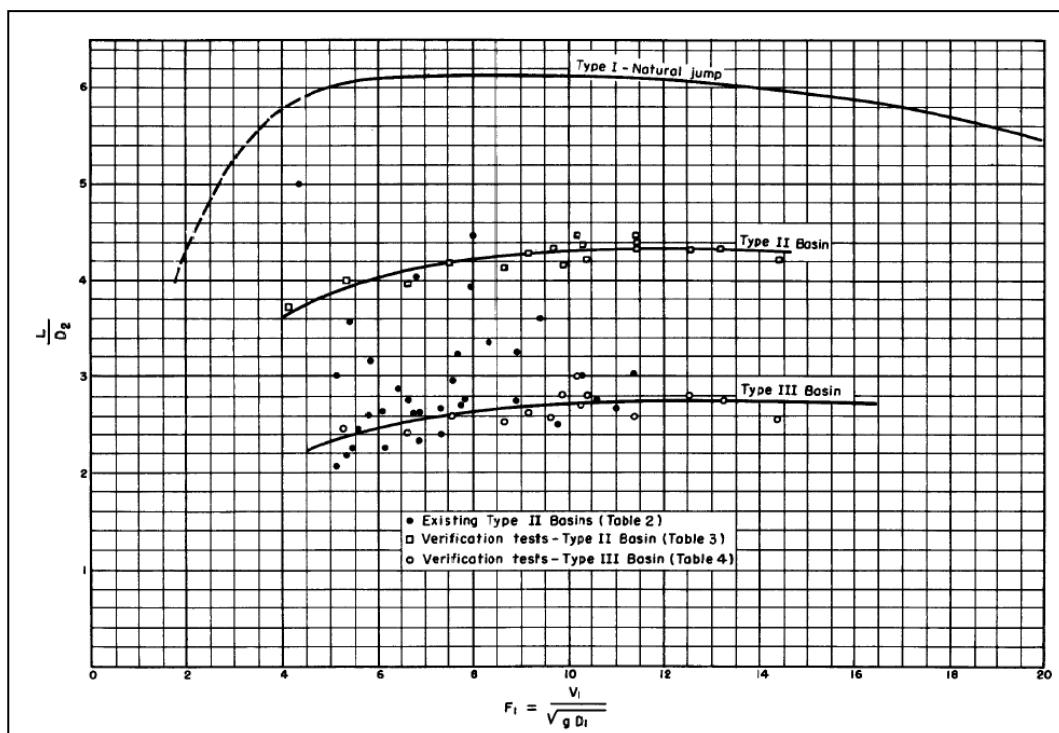
$$a = D_2 - h_v = 2,50 - 1,04 = 1,46 \text{ m (1,50 m)}$$

Per il dimensionamento della vasca USBR Tipo III si fa riferimento ai valori precedentemente calcolati e facendo riferimento agli schemi delle figure riportate di seguito si ottiene il seguente dimensionamento della vasca:

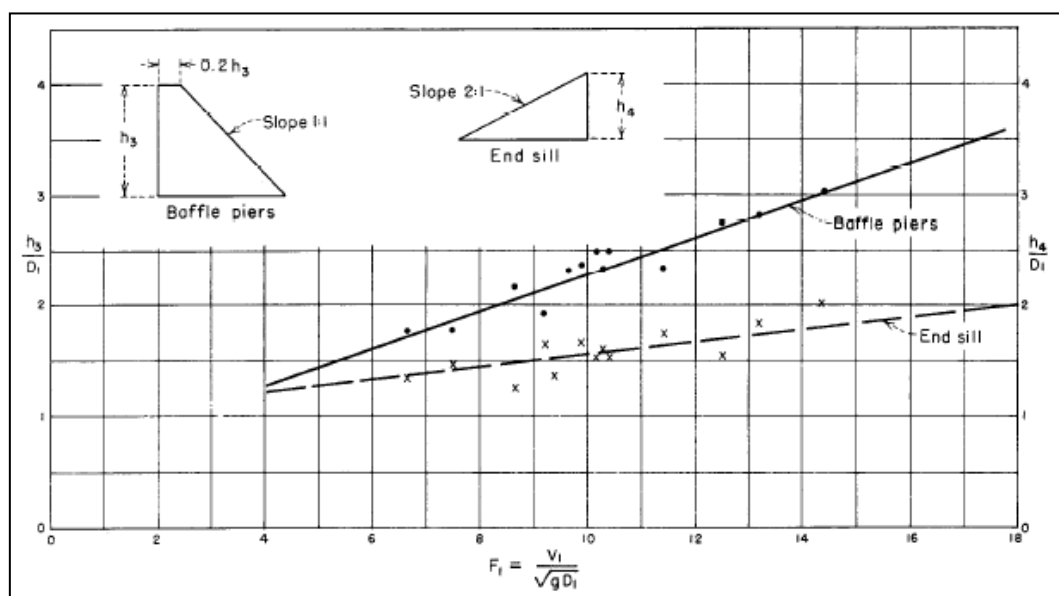
- $h_1 = s_1 = w_1$ (altezza, spaziatura e larghezza degli chute blocks) = $D_1 = 0,32$ m valore arrotondato a 0,35 m
- h_3 (altezza dei baffle piers) = $1.75 D_1 = 0,61$ m valore arrotondato a 0,65 m
- w_3 (larghezza dei baffle piers) = $0.75 h_3 = 0,48$ m valore arrotondato a 0,50 m
- s_3 (spaziatura dei baffle piers) = $0.75 h_3 = 0,48$ m valore arrotondato a 0,50 m
- h_4 (altezza della soglia finale) = $1.50 D_1 = 0,52$ m valore arrotondato a 0,55 m
- distanza dei baffle piers dal piede del paramento = $0.8 D_2 = 2,00$ m
- lunghezza della vasca (risulta dal grafico di figura) pari a $L_{III} = 2.8 D_2 = 7,00$ m
- larghezza della vasca $B = 3$ m.



Schema della vasca di dissipazione USBR Tipo III



Valori sperimentali della lunghezza del risalto in relazione al numero di Froude ed al tipo di vasca di dissipazione



Valori dell'altezza dei baffle piers e della soglia terminale della vasca di dissipazione USBR Tipo III

5. REGOLAZIONI DEL LIVELLO DI INVASO PREVISTE DURANTE I LAVORI

Al fine di garantire le necessarie condizioni di sicurezza ed operatività cantieristica è prevista la riduzione del livello di invaso almeno sino alla quota di 561,00 m s.l.m. (-4,4 m rispetto alla quota di massima regolazione – quota soglia sfiorante).

La riduzione del suddetto livello idrico potrà, in tal senso, rappresentare un adeguato polmone di sicurezza rispetto ad eventuali incrementi del livello di invaso per via di eventi meteorici intensi, associabili ad un tempo di ritorno T_r di almeno 20 anni, consentendo, quindi, di conseguire la necessaria sicurezza idraulica durante le fasi realizzative sia della porzione di muro del canale fugatore oggetto di rifacimento, il cui piano di lavoro in fondazione risulta pari a circa 561,70 m s.l.m., sia della vasca di dissipazione di valle.

Lo stesso livello potrà, inoltre, essere opportunamente coordinato, in caso di eventuale contemporaneità di esecuzione, con i lavori di adeguamento dello scarico di fondo e dell'opera di presa previsti con altro appalto.