

## PROGETTO DEFINITIVO

INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA RETE IDROGRAFICA  
MINORE NEI COMUNI DI MUZZANA DEL TURGNANO  
PALAZZOLO DELLO STELLA E POCENIA

### 1.4.1 RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

# 517

Progettazione a cura del  
Raggruppamento Temporaneo  
di Professionisti:

D'Orlando Engineering S.r.l.  
di Udine (mandatario)

dr. Geologo Mocchiutti Andrea  
di Udine (mandante)

dr.ing. Luca de Cillia  
di Remanzacco UD (mandante)

I PROGETTISTI  
D' ORLANDO ENGINEERING s.r.l.

Ing. Gianpaolo Guarani  
ORDINE INGEGNERI PROV. DI UDINE - POS. N° 1176 - UDINE



Ing. Christian Gelagi  
ORDINE INGEGNERI PROV. DI UDINE - POS. N° 2313 - UDINE



REV.N°	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
3	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-
1	-	03-11-2017	CG	CG	GG

## 1. ANALISI IDROLOGICA

### 1.1. ELABORAZIONE STATISTICO - PROBABILISTICA DELLE PRECIPITAZIONI

L'elaborazione dei dati di pioggia verrà eseguita con il metodo statistico - probabilistico di Gumbel allo scopo di determinare i coefficienti dell'equazione di possibilità pluviometrica.

Scopo dell'analisi probabilistica è quello di far corrispondere ad ogni valore di una variabile la probabilità che si verifichi un evento maggiore o uguale a quel valore, ossia di individuare per ogni evento il suo tempo di ritorno, definito come il numero di anni nel quale un determinato evento è mediamente uguagliato o superato. Ovviamente il tempo di ritorno non rappresenta una scadenza fissa per il prodursi di un determinato evento, ma solo l'intervallo di tempo medio del suo verificarsi.

L'introduzione delle distribuzioni probabilistiche è utile perché, mentre per i dati rilevati in passato si può definire la loro frequenza, cioè il numero di volte in cui un evento si è presentato in una serie di manifestazioni, per i dati futuri occorre introdurre il concetto di probabilità, che si può definire come il rapporto tra il numero di casi favorevoli al verificarsi di un certo evento ed il numero dei casi ugualmente possibili. In generale non è lecito identificare la frequenza con la probabilità; e se anche questo si potesse fare, non sarebbero comunque note le frequenze relative a periodi più lunghi di quello esaminato.

E' necessario dunque estendere artificialmente il campo delle osservazioni ricercando una distribuzione di probabilità che si adatti alla serie di osservazioni note. L'analisi probabilistica consente di valutare eventi caratterizzati da tempi di ritorno superiori al numero di anni di osservazione disponibile, sia pure con un'attendibilità che va riducendosi all'aumentare del tempo di ritorno.

Perciò si propone di risalire dalla conoscenza limitata e parziale dei valori assunti in passato da una certa grandezza alla migliore definizione della distribuzione della totalità dei valori che essa può assumere.

Nella elaborazione probabilistica di una grandezza idrologica si considera tale grandezza come una variabile casuale, cioè governata dalla legge del caso e si suppone che la serie dei valori osservati nel passato costituisca un campione estratto dalla popolazione di tale variabile casuale.

Come è noto, si definisce funzione densità di probabilità  $p(x)$  quella funzione che moltiplicata per l'ampiezza infinitesima  $dx$ , rappresenta la probabilità che si verifichi

un valore nell'intervallo  $[x, x+dx]$ . Tale funzione è legata alla funzione di probabilità  $P(x \leq X)$ , detta anche probabilità cumulata di non superamento, secondo la relazione:

$$P(x \leq X) = \int_{-\infty}^x p(x) \cdot dx$$

Poiché la probabilità che la variabile  $x$  assuma un qualsiasi valore compreso tra  $-\infty$  e  $+\infty$  è uguale a uno (evento certo) si ha:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} p(x) \cdot dx = 1$$

Essendo  $P(x \leq X)$  la probabilità cumulata di non superamento e  $P(x > X)$  la probabilità cumulata di superamento, ed indicato con  $T_r$  il tempo di ritorno si può scrivere:

$$P(x \leq X) = 1 - P(x > X) = 1 - \frac{1}{T_r} = \frac{T_r - 1}{T_r}$$

Si ricorda, infatti, che  $T_r$  è definito come il numero di anni per cui un determinato evento è uguagliato o superato e perciò risulta:

$$T_r = \frac{1}{P(x > X)}$$

Ogni campione della popolazione da studiare è costituito dai massimi valori annuali di precipitazione efficace per ogni durata. Nel presente studio la distribuzione di probabilità utilizzata è la distribuzione dei valori estremi di Gumbel.

## 1.2 METODO DI GUMBEL

Mediante il metodo di Gumbel viene effettuata la ricerca di una retta di regressione con il metodo dei minimi quadrati.

Alle precipitazioni massime di data durata, può applicarsi la seguente descrizione statistica:

$$X(T_r) = \bar{X} - \frac{S_x}{S_N} \cdot \bar{Y}_N + \frac{S_x}{S_N} \cdot Y(T_r)$$

essendo:

$X(T_r)$  il valore dell'evento caratterizzato da un tempo di ritorno ( $T_r$ ), ossia l'evento che viene eguagliato o superato, mediamente, ogni  $T_r$  anni;

$\bar{X}$  il valore medio degli eventi considerati;

$S_x$  scarto quadratico medio della variabile in esame;

$\bar{Y}_N$	media della variabile ridotta (dipende esclusivamente dal numero di dati del campione);
SN	scarto quadratico medio della variabile ridotta (dipende esclusivamente dal numero di dati del campione);
$\bar{X} - \frac{S_x}{S_N} \cdot \bar{Y}_N$	moda : rappresenta il valore con massima frequenza probabile;
$\frac{S_x}{S_N}$	alpha

La funzione  $Y(T_r)$  è legata al tempo di ritorno  $T_r$  dalla relazione:

$$Y(T_r) = -\ln\left(-\ln\frac{T_r-1}{T_r}\right)$$

### 1.3 CURVE SEGNALETRICI DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA

Le curve segnalatrici di possibilità pluviometrica sono state definite con l'intento di fornire un legame fra altezza e tempo di pioggia, con lo scopo di riuscire a calcolare le portate di deflusso. La relazione è la seguente:

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

dove bisogna fare attenzione al fatto che  $h$  è espresso in mm e  $t$  in ore.

L'equazione riscritta in forma logaritmica diventa:

$$\log h = \log a + n \cdot \log t$$

Tale equazione offre il vantaggio, rispetto alla precedente, di rappresentare una retta nelle variabili  $\log h$  e  $\log t$ , per cui in un diagramma bilogarithmico è immediata la determinazione delle costanti  $a$  ed  $n$ .

Per il tracciamento delle rette  $y = a \cdot x + b$  che meglio approssimano i valori progettuali, utilizziamo il metodo dei minimi quadrati.

La curva di possibilità pluviometrica associata al tempo di ritorno di 100 anni per il pluviometro di Ariis è:

$$h = 94,18 \cdot t^{0,2610}$$

Il tempo di ritorno considerato per la progettazione degli interventi è di 100 anni: scelta giustificata dall'esigenza di assicurare funzionalità e adeguatezza della rete alla raccolta delle acque dei relativi bacini, e valore anche consigliato dalla regione. -

## 2. CALCOLO DELLE PORTATE DEL BACINO COMPLESSIVO

### ELABORAZIONE STATISTICO - PROBABILISTICA DELLE PRECIPITAZIONI

Il regime idraulico del sistema in oggetto è quello tipico delle reti di bonifica. Pertanto, è indicato usare in questi casi il calcolo nell'impostazione del Turazza, che è l'autore del metodo cinematica per le tale tipo di reti.

Per il calcolo della portata è però necessario conoscere il tempo di corrivazione. Esso verrà calcolato mediante la formula del Pasini (1910) che tiene conto della forma del bacino di raccolta delle acque. Secondo tale espressione il tempo di corrivazione vale:

$$t_c = \frac{0,0045}{\sqrt{i}} \cdot \sqrt[3]{A \cdot L} \text{ giorni.}$$

Essendo:

S <sub>a</sub>	=	177	ha	l'estensione delle aree agricole nel bacino ( $\phi_a = 0,25$ )
S <sub>u</sub>	=	16	ha	l'estensione delle aree urbanizzate nel bacino ( $\phi_u = 0,60$ )
S	=	193	ha	l'estensione complessiva del bacino ( $\phi_{eq} = 0,28$ )
L	=	4,30	Km	la lunghezza dell'asta principale
i	=	0,0014	m/m	la pendenza media del bacino

si ottiene:

$$t_c = 0,2435 \text{ giorni} = 5,844 \text{ ore}$$

Applicando  $t_c = 5,844$  ore all'equazione della pioggia, si ottiene  $h = 155,6$  mm.

Per cui il coefficiente udometrico secondo l'impostazione del Turazza:

$$u = 0,1157 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{\varphi \cdot h}{t_c} = 20,63 \text{ mc / s per ha.}$$

Essendo la superficie del bacino complessivamente pari a  $S = 193$  ha,

si ottiene una portata massima di

$$Q = u \cdot A = 3,98 \text{ mc / s}$$

### 3. VERIFICHE ROGGIA CORNARIOLA

#### DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA

Le sezioni sono state ricavate dal rilievo planoaltimetrico realizzato nel marzo del 2016.

Le sezioni topografiche di progetto, così come schematizzate ai fini del calcolo idraulico, sono riportate negli elaborati grafici allegati.

#### METODO DI CALCOLO DEI PROFILI

Per la determinazione dei profili di correnti gradualmente variate si è fatto uso del programma HEC-RAS 3.1.3, River Analysis System Maggio 2003 del US Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Centre, 609 Second Street, Davis, CA 95616, distributed by Dodson & Associates, Inc., Houston, Texas, USA ([www.dodson-hydro.com](http://www.dodson-hydro.com)), al cui manuale d'uso si rimanda per i particolari.

Si riportano nel seguito alcuni cenni teorici fondamentali, utili per la comprensione delle premesse di calcolo e dei risultati.

#### Cenni teorici

Il livello di pelo libero in ogni sezione è computato, nel caso di correnti lente, risalendo verso monte dalla sezione estrema di valle. Per ogni tronco elementare in cui è suddiviso il canale si risolve per via iterativa l'equazione di bilancio dell'energia, ossia:

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

Dove: i pedici 1 e 2 indicano i valori relativi alla sezione di valle e di monte del tronco considerato;  $Y$  rappresenta la profondità del pelo libero sul fondo,  $Z$  rappresenta l'altitudine del fondo del canale nel riferimento assoluto,  $V$  rappresenta la velocità media nella sezione,  $\alpha$  il coefficiente di Coriolis,  $g$  l'accelerazione di gravità e  $h_e$  la perdita complessiva di carico energetico tra le due sezioni.

La Fig. 1 mostra lo schema del bilancio di energia tra la sezione di valle e quella di monte; nella figura sono indicati i singoli termini di bilancio in accordo all'equazione (1).

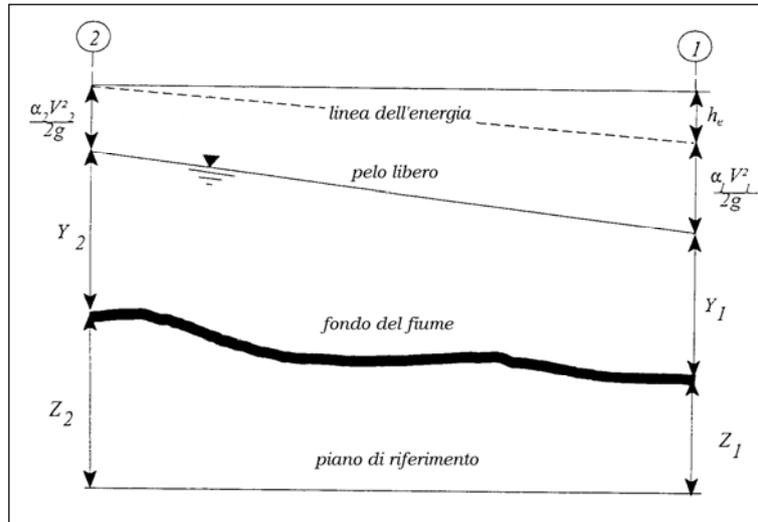


Fig.1 - Schema di calcolo per la determinazione del profilo liquido nei corsi d'acqua

Le perdite complessive d'energia  $h_e$  tra le due sezioni sono dovute sia a perdite continue sia a quelle localizzate dovute a fenomeni di espansione e contrazione della vena fluida; in particolare si ha:

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

dove, con  $L$  è indicata la distanza tra le due sezioni, con  $\bar{J}$  le perdite di carico medie distribuite tra le due sezioni mentre il termine  $C$  correla le perdite, dovute all'espansione ed alla contrazione della vena in funzione dell'andamento piano - altimetrico del corso d'acqua, alla differenza tra i carichi cinetici delle due sezioni.

Per la valutazione della perdite di carico  $J$  è stata utilizzata la formula di Manning

$$Q = \frac{1}{n} A R_H^{2/3} \sqrt{J} \quad (3)$$

dove:  $Q$  è la portata,  $A$  l'area della sezione trasversale occupata dal fluido,  $R_H$  rappresenta il raggio idraulico ed  $n$  il coefficiente di scabrezza secondo Manning, da cui risulta:

$$J = \frac{n^2 V^2}{R_H^{4/3}} \quad (4)$$

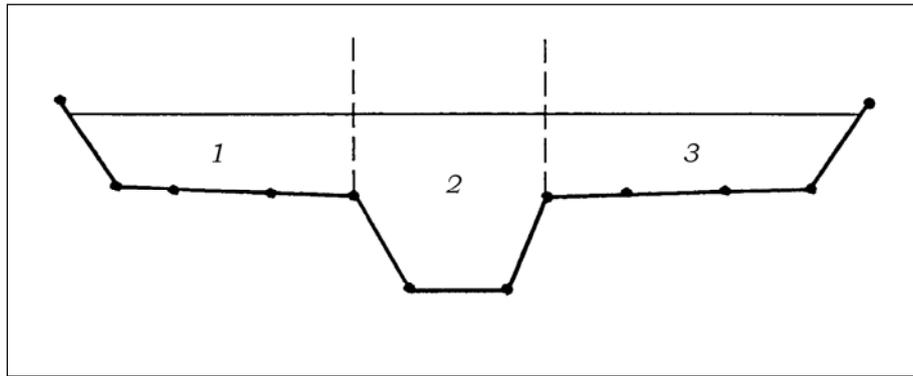


Fig.2 - Sezione schematica di un corso d'acqua naturale

Nel caso di sezioni composte, tipiche dei corsi d'acqua naturali, è necessario suddividere la sezione in parti dove la velocità media possa essere ritenuta, ai fini pratici, costante (Fig. 2).

Con riferimento alla Fig. 2, indicata con  $K_i = Q_i / \sqrt{J}$  la capacità di portata d'ogni singola parte i-esima in cui la sezione è stata suddivisa, si ha, in accordo con la formula di Manning:

$$K_i = \frac{1}{n_i} A_i R_{H,i}^{2/3} \quad (4)$$

Calcolata la capacità di portata per ogni singola parte in cui è stata suddivisa la sezione, la perdita di carico per unità di lunghezza  $J$  risulta pari a:

$$J = \left( \frac{Q}{\sum_i K_i} \right)^2 \quad (5)$$

Questo risultato può essere facilmente ricavato osservato che, per la costanza di  $J$ , la portata di ogni singola area  $Q_i = K_i \sqrt{J}$  è proporzionale al rispettivo coefficiente di portata e che la portata totale vale  $Q = \sum_i Q_i$ .

La (5) è calcolata in corrispondenza di ogni sezione, da cui la pendenza media della linea dell'energia tra le sezioni 1 e 2 è fornita dalla equazione:

$$\bar{J} = \frac{J_1 + J_2}{2} \quad (6)$$

Calcolata la capacità di portata di ogni singola sezione, è possibile, inoltre, valutare il coefficiente di Coriolis. Questo coefficiente è pari al rapporto tra l'energia cinetica reale della corrente, proporzionale a  $\sum_i Q_i^3 / A_i^2$ , e l'energia cinetica calcolata per il valore medio della velocità, e quindi proporzionale a  $Q^3 / A^2$ .

Esprese le portate delle singole parti i-esime in funzione del rispettivo coefficiente di portata si perviene con qualche semplice passaggio alla seguente espressione:

$$\alpha = \left( \sum_i \frac{K_i^3}{A_i^2} \right) \frac{\left( \sum_i A_i \right)^2}{\left( \sum_i K_i \right)^3} \quad (7)$$

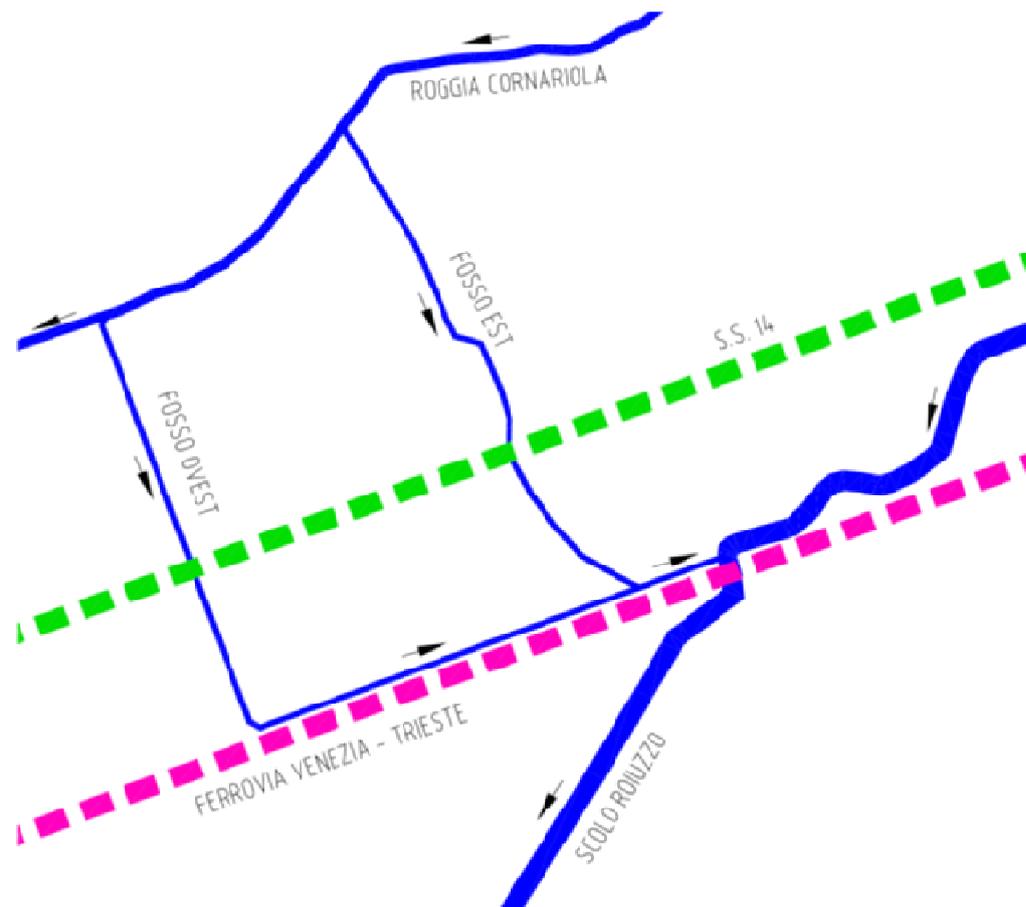
dal cui calcolo è possibile ottenere  $\alpha$ , il coefficiente di Coriolis.

Calcolate tramite le rispettive equazioni le perdite d'energia  $h_e$  ed il coefficiente di Coriolis  $\alpha$  la (1), associata all'equazione di continuità che impone la costanza della portata lungo il tratto, permette di calcolare la quota del pelo libero,  $Y_2 + Z_2$ , nella sezione di monte, essendo noto, in corrispondenza della sezione di valle, il valore dell'energia totale,  $Y_1 + Z_1 + \alpha_1 V_1^2 / 2g$ .

Essendo la (1) un'equazione non lineare, la soluzione è ottenuta con ciclo iterativo, che prende avvio da una soluzione iniziale, approssimata, di primo tentativo.

**SCHEMA DELLA RETE**

La portata transitante sulla roggia Cornariola potrà essere parzializzato e deviato tramite dei manufatti ripartitori dotati di paratoie regolabili su due fossati, in modo tale da poter derivare nel primo nodo 1,0 mc e 3,0 mc nel secondo nodo (procedendo da monte verso valle).



## MODELLO HEC-RAS

### Ipotesi di calcolo

La limitata pendenza dei corsi d'acqua della zona fa sì che il moto avvenga in condizioni di corrente lenta e, dunque, per l'integrazione numerica del profilo è sufficiente disporre di due condizioni al contorno:

- *il valore del carico idraulico per la sezione di valle;*
- *il valore della portata in ingresso nella sezione di monte e delle sue eventuali modifiche lungo il percorso (per immissioni o sfiori).*

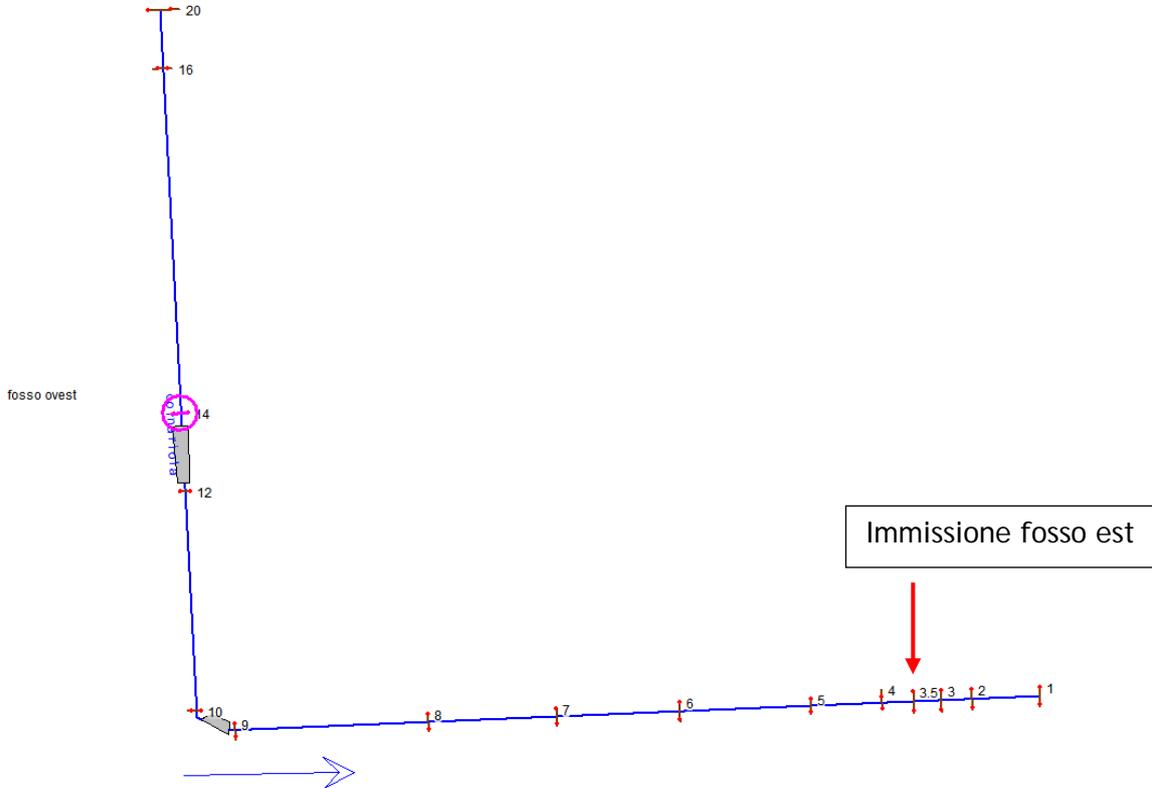
### Definizione dei coefficienti di scabrezza

I coefficienti di scabrezza secondo Strickler, in considerazione delle condizioni di manutenzione del canale e soprattutto delle banchine laterali, sono stati assegnati come segue:

- *canale principale:  $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$*
- *Zone di golena:  $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$*

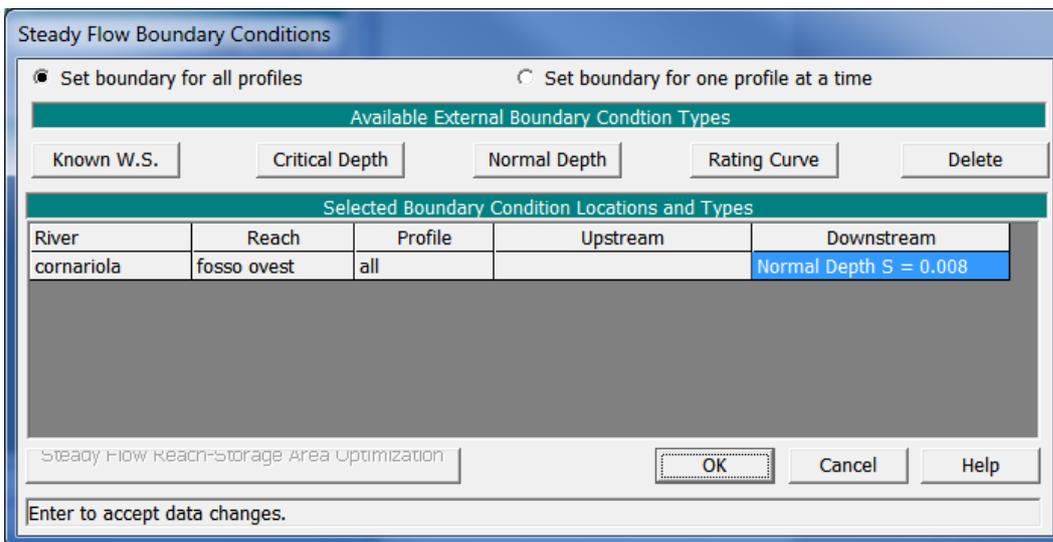
VERIFICA DEL FOSSATO OVEST

Schema del modello

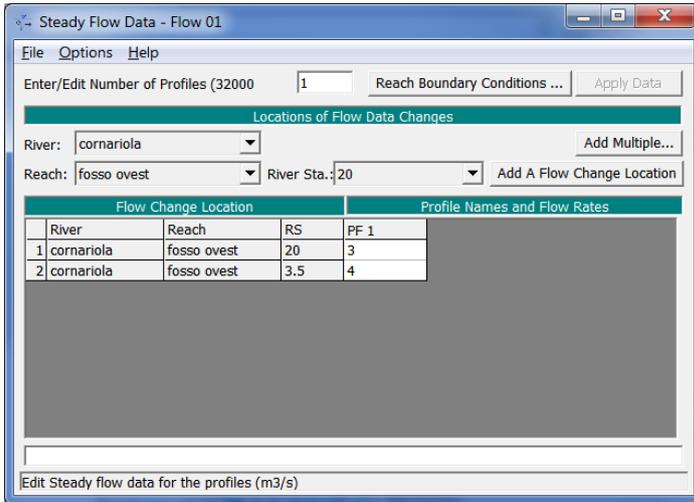


Carico idraulico per la sezione di valle

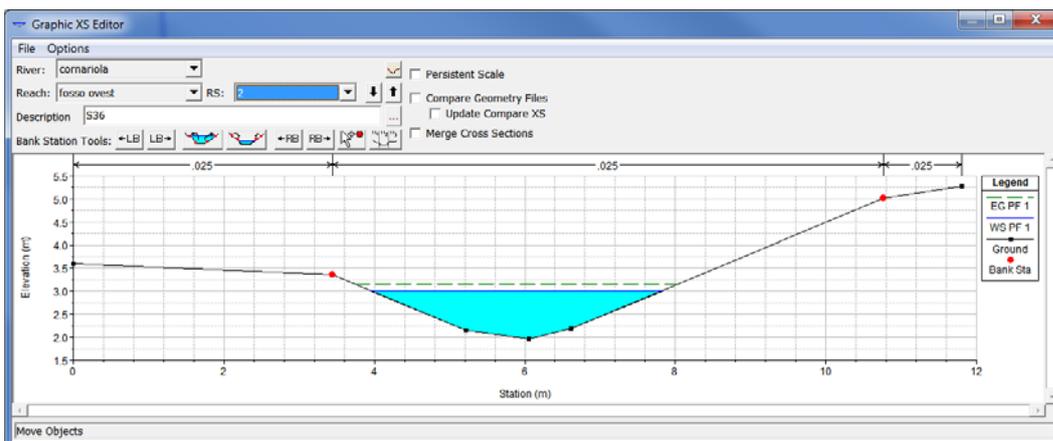
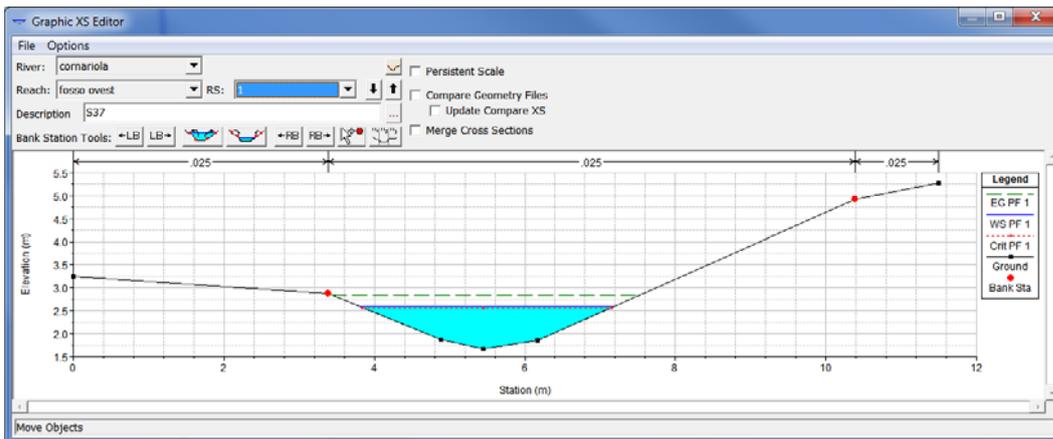
Come condizione al contorno è stata impostata la pendenza della linea dell'energia nella sezione di valle (sezione 1 coincidente con la S37) con la pendenza esistente e in condizioni di moto uniforme:

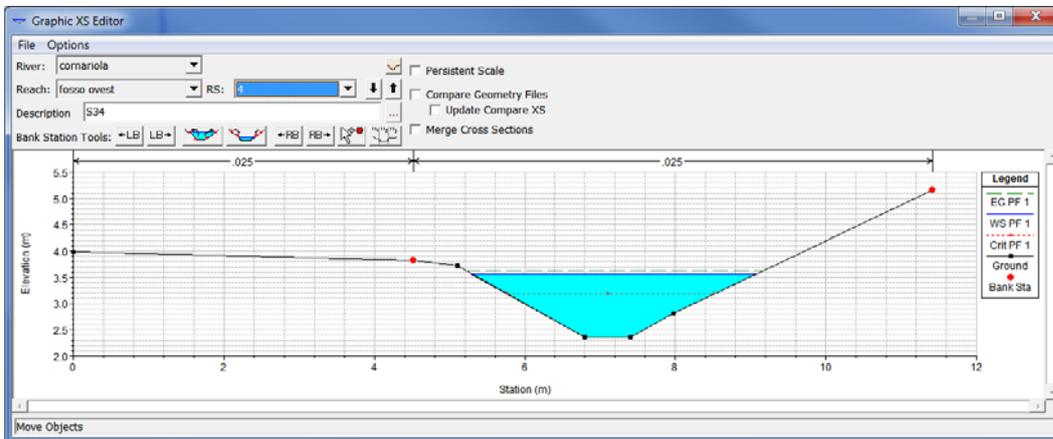
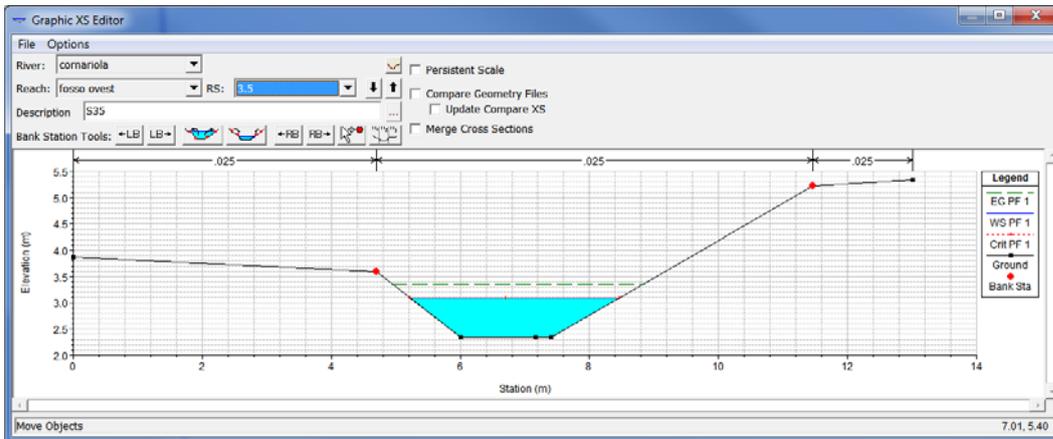
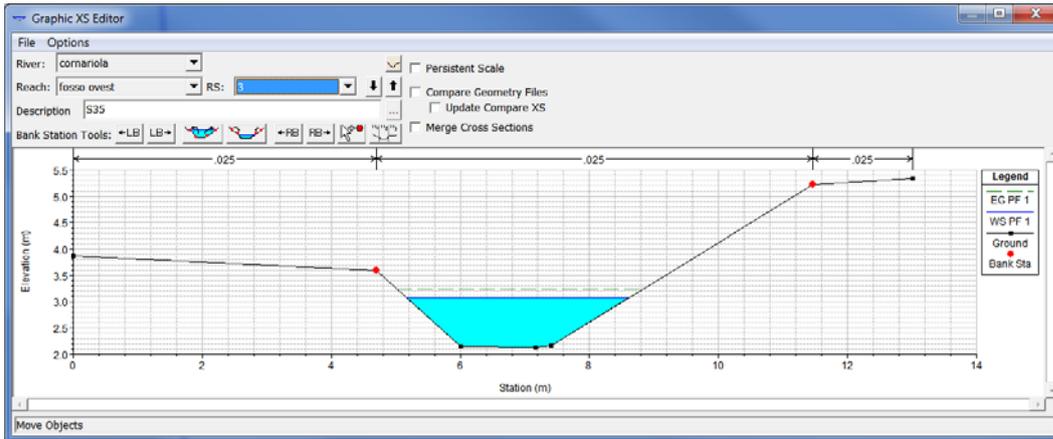


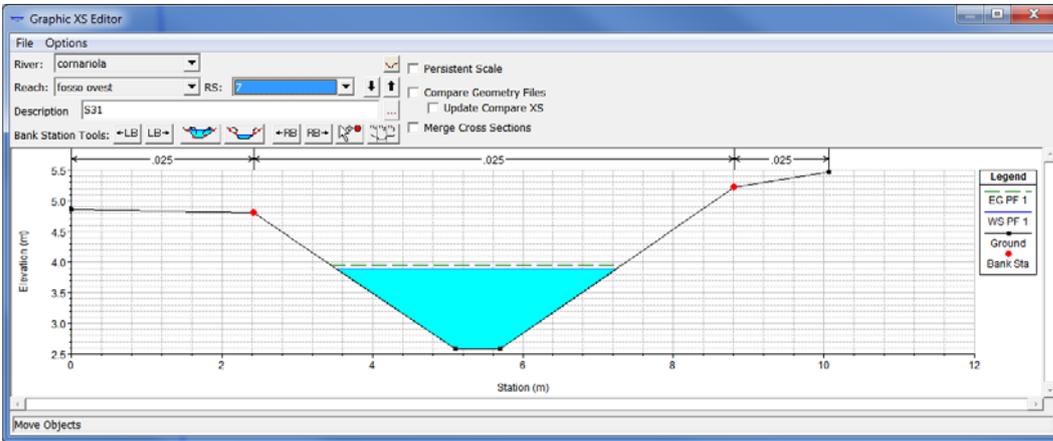
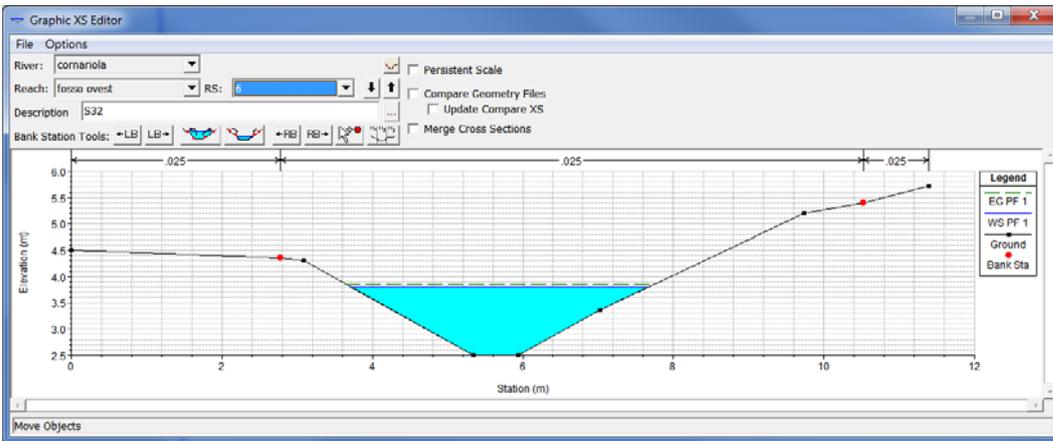
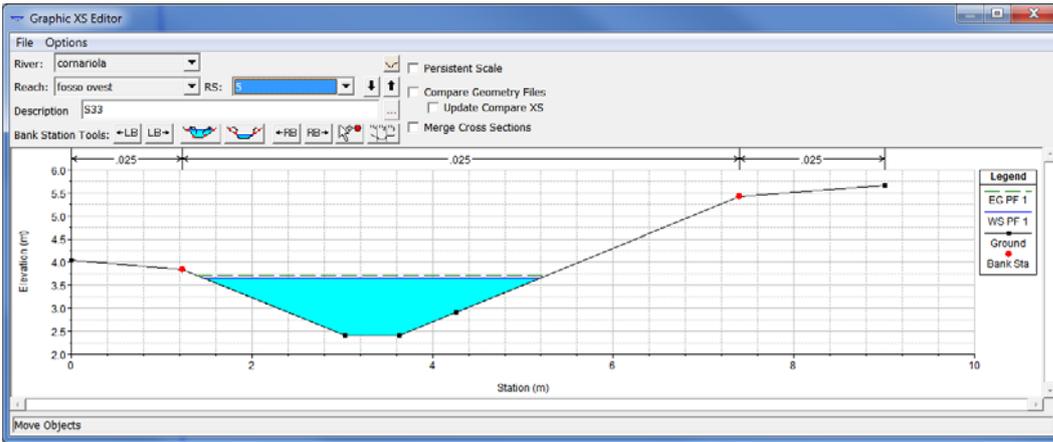
### Valori delle portate



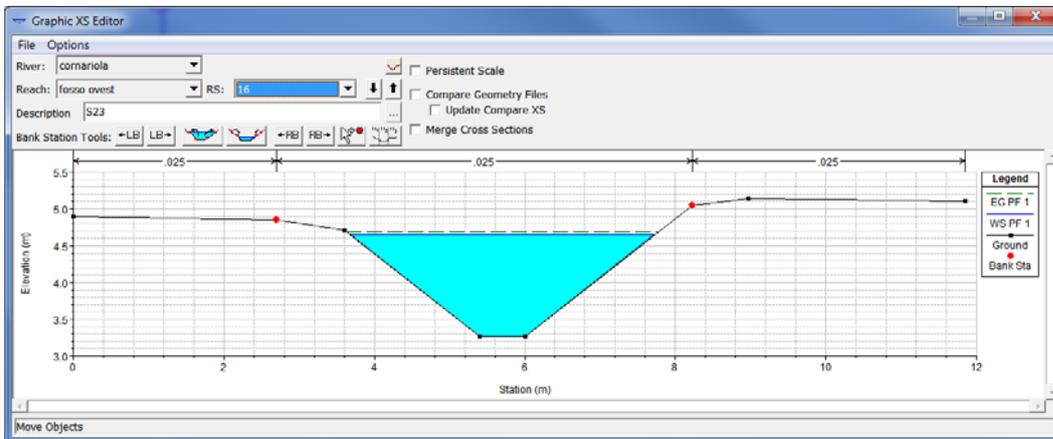
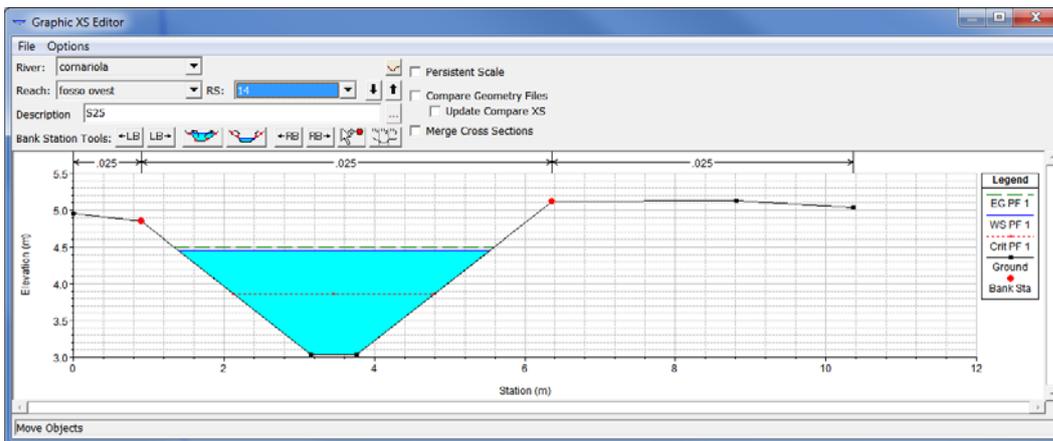
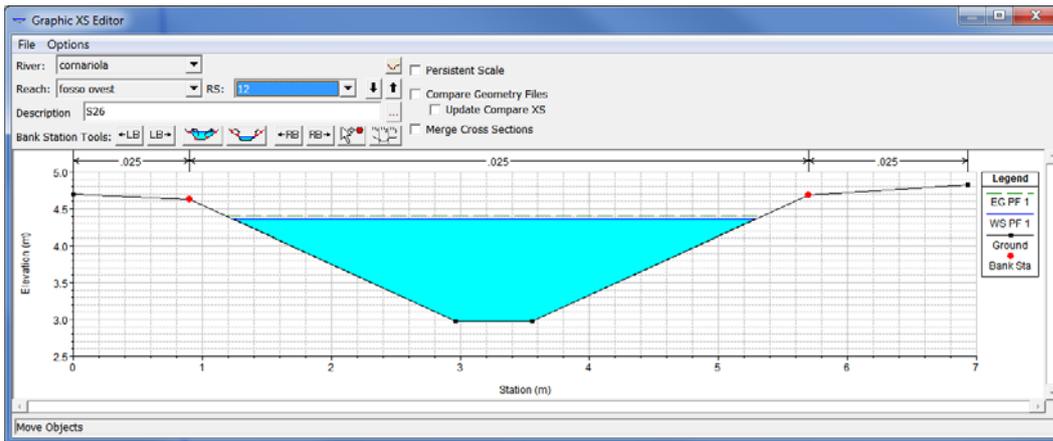
### Output delle sezioni

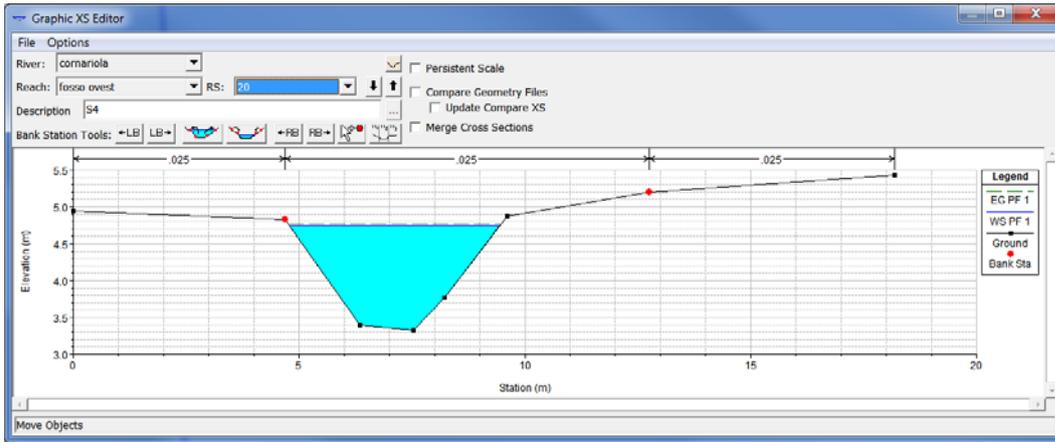




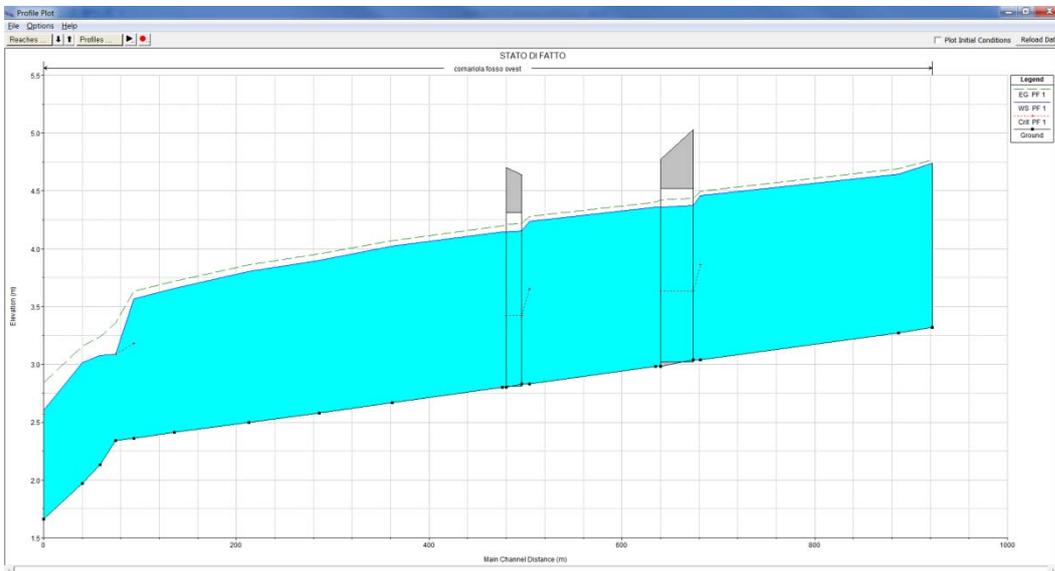






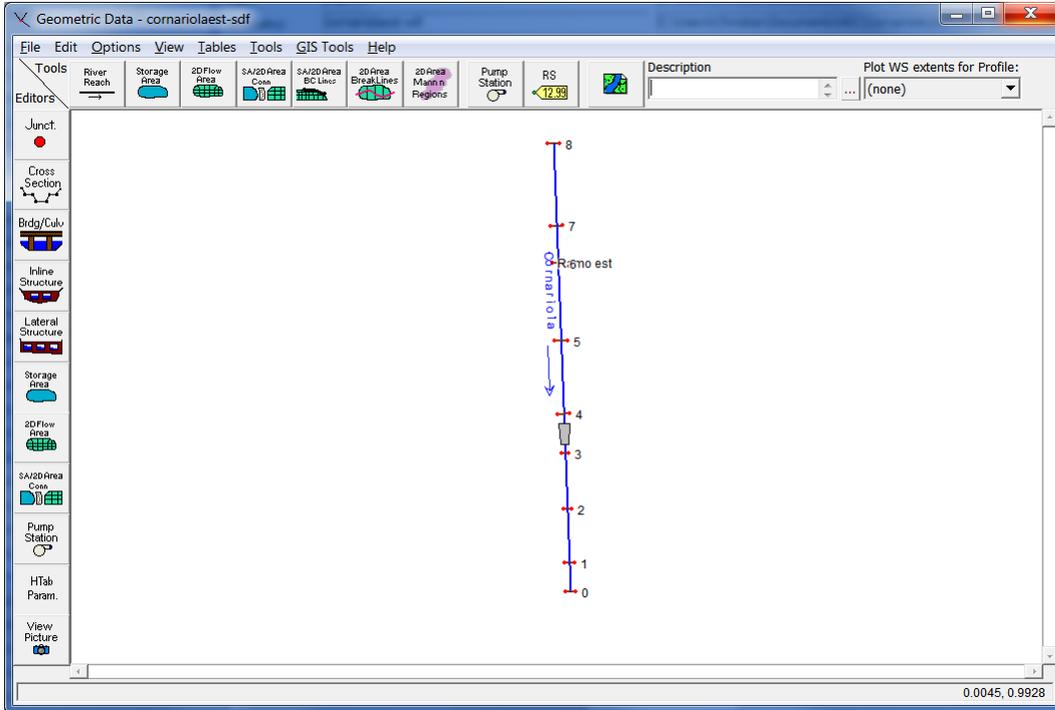


### Profilo di moto permanente

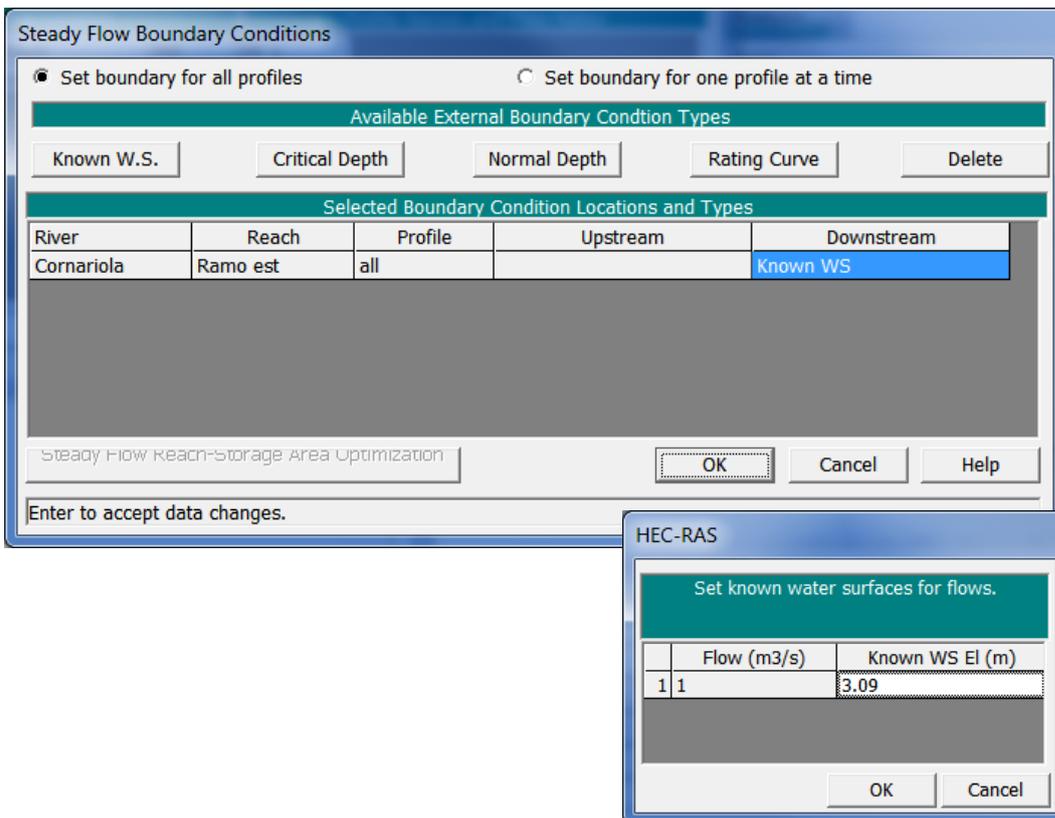


## VERIFICA DEL FOSSATO OVEST

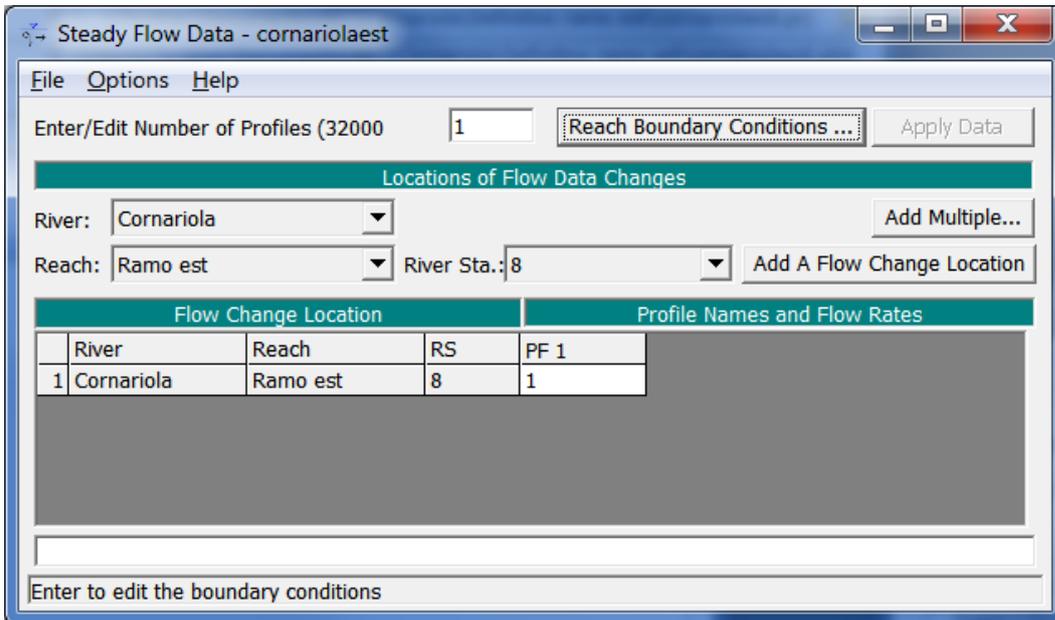
### Schema del modello



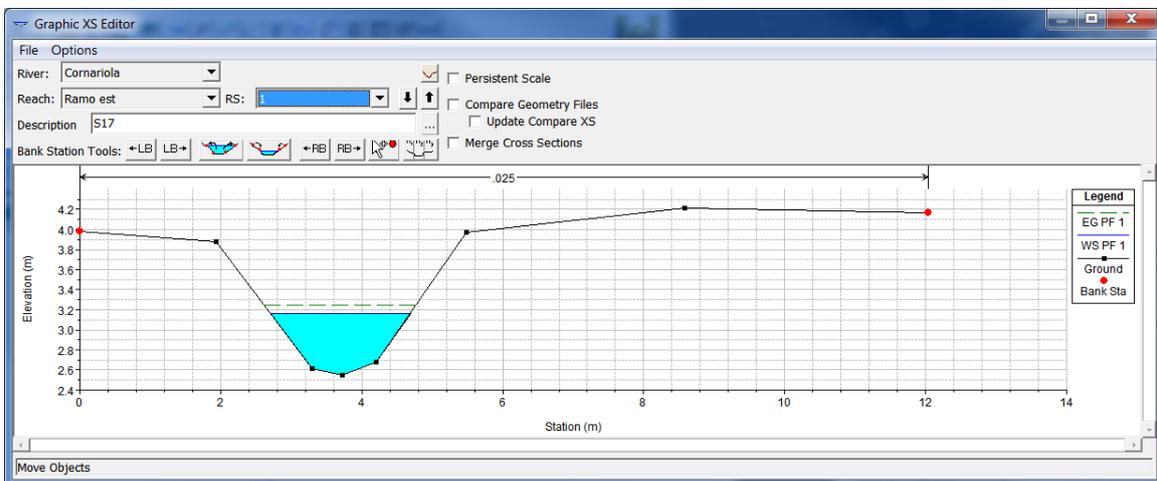
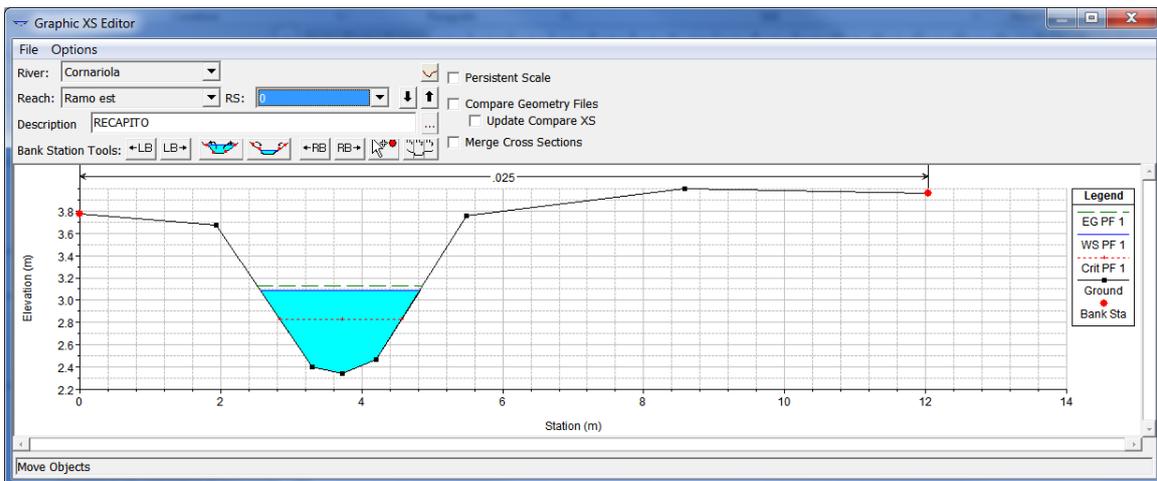
### Carico idraulico per la sezione di valle

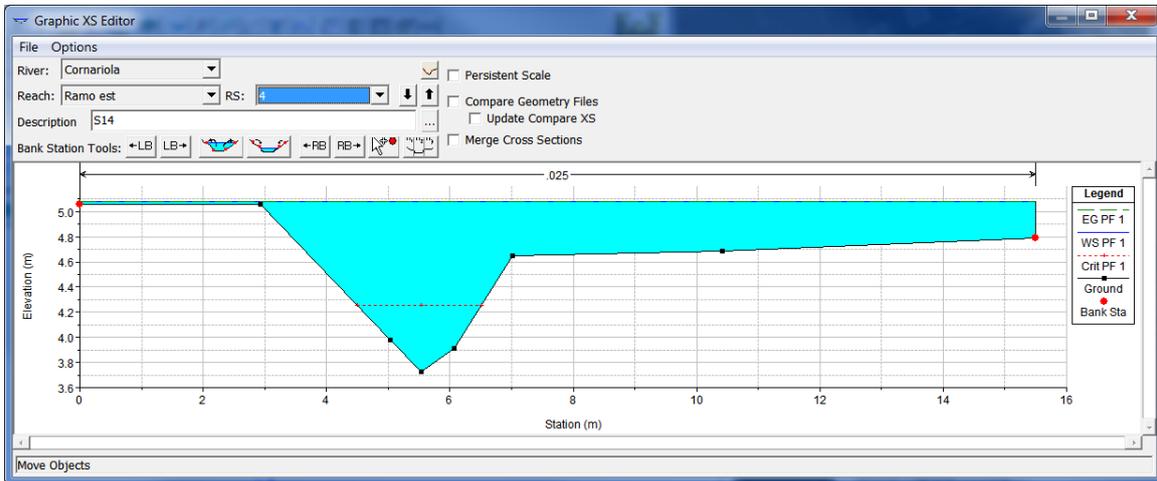
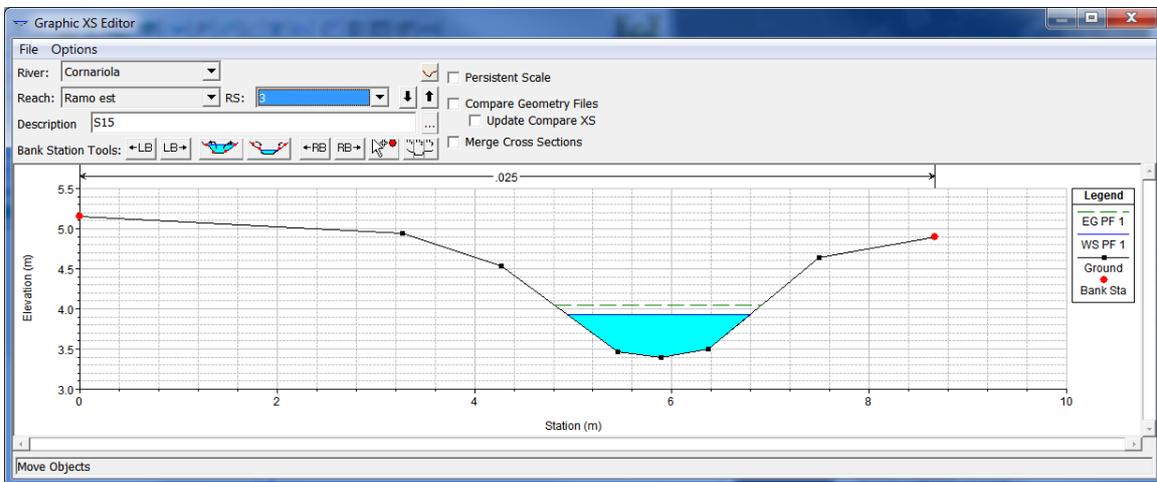
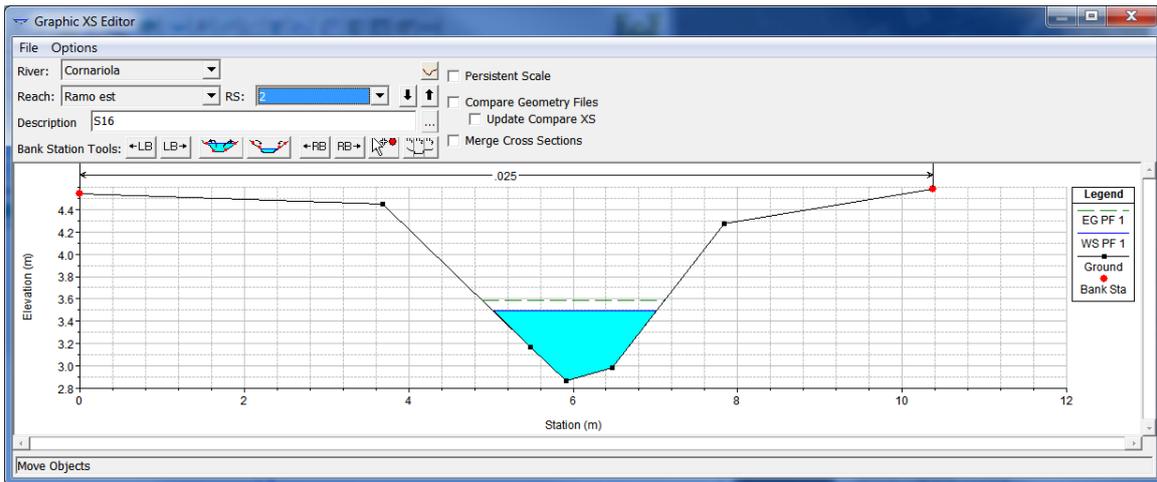


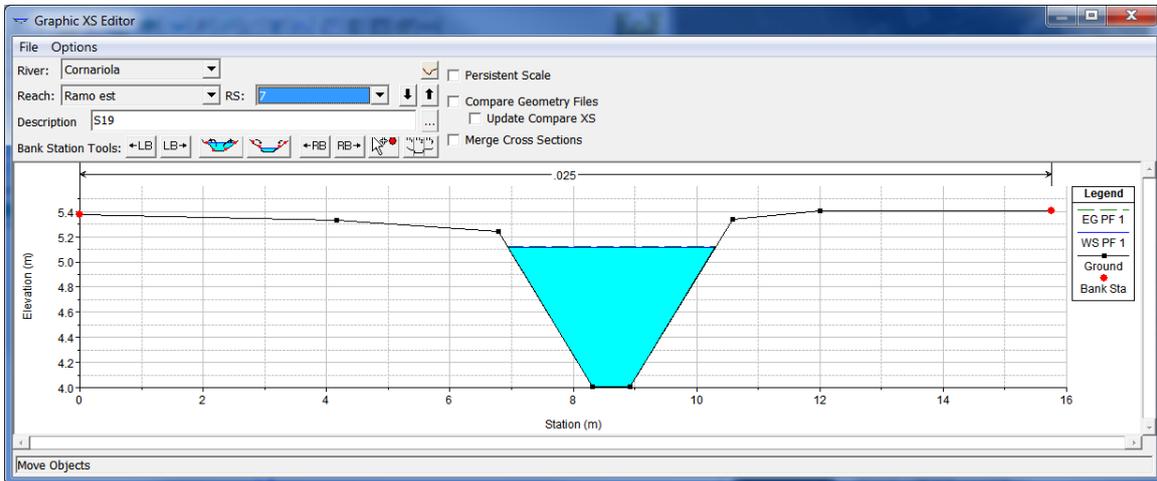
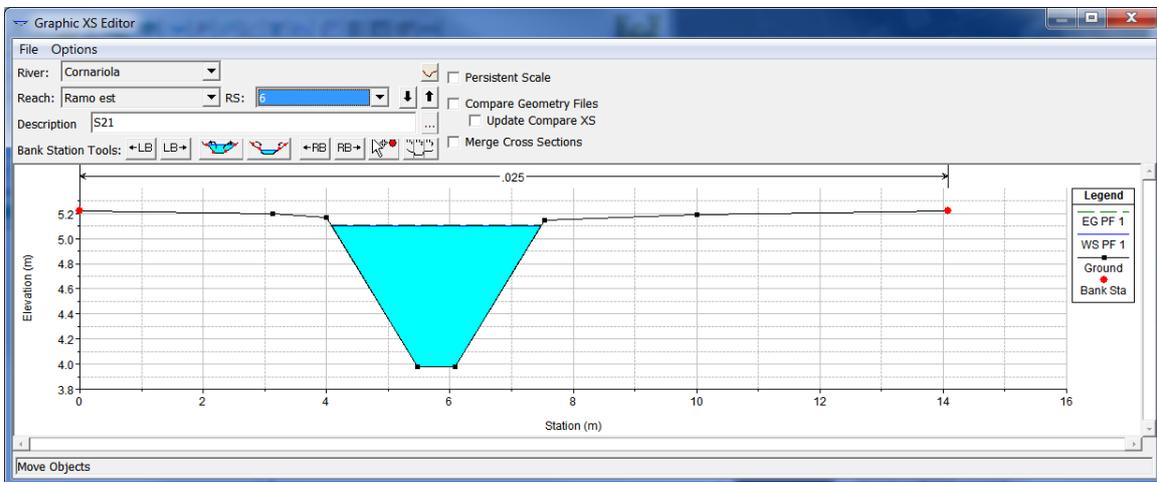
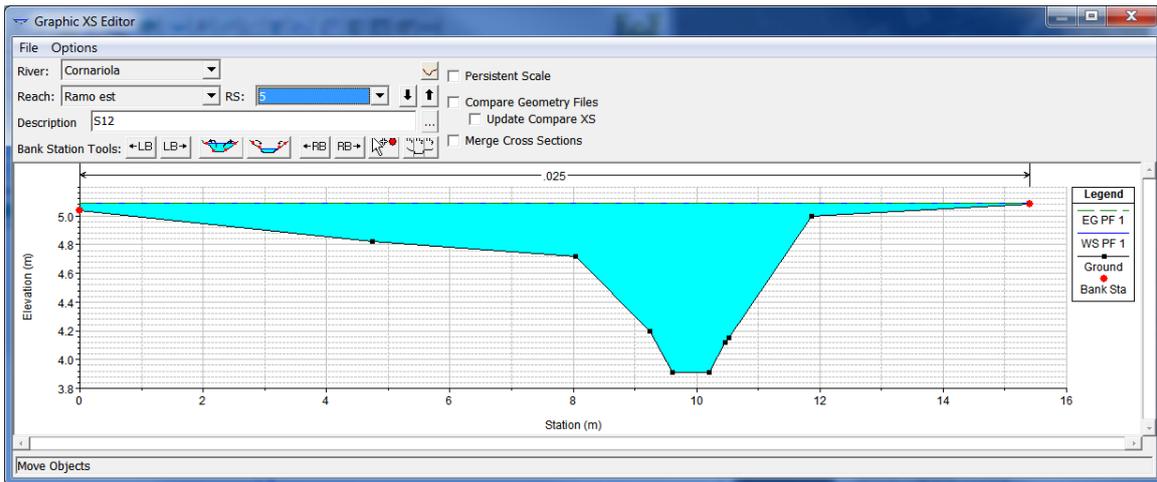
### Valori delle portate

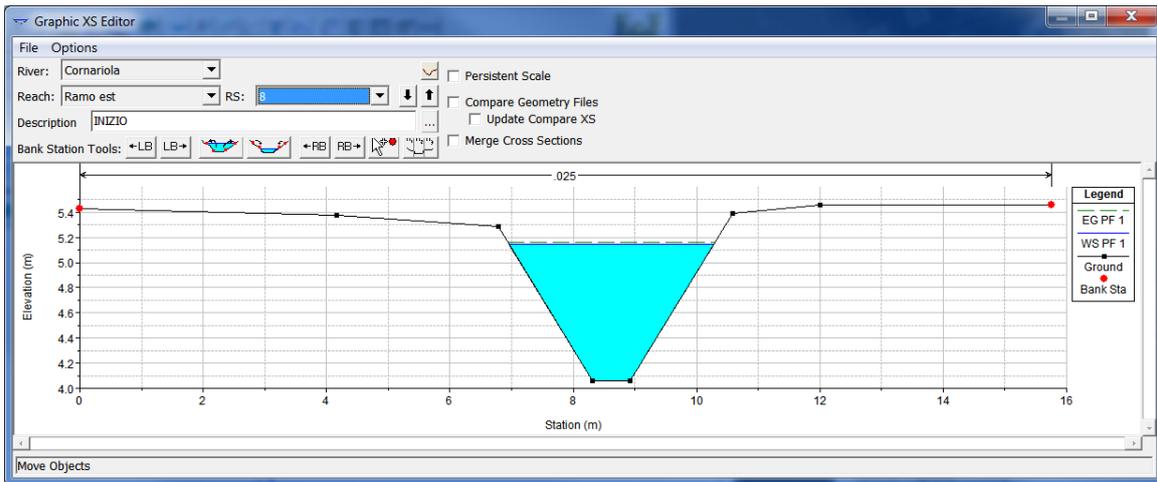


### Output delle sezioni

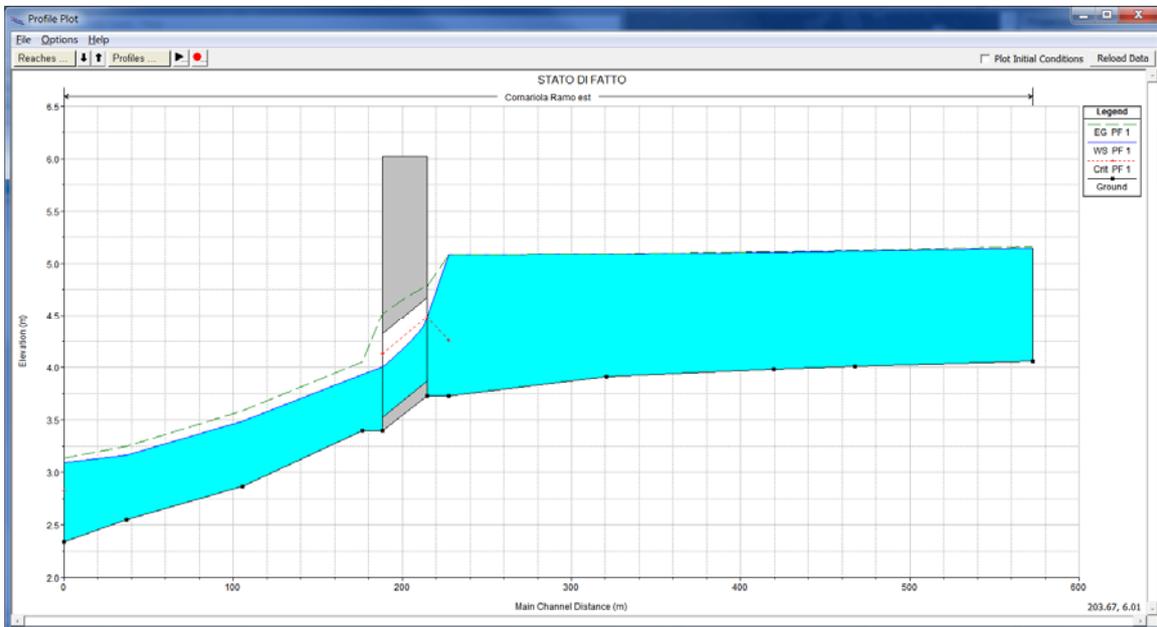








### Profilo di moto permanente



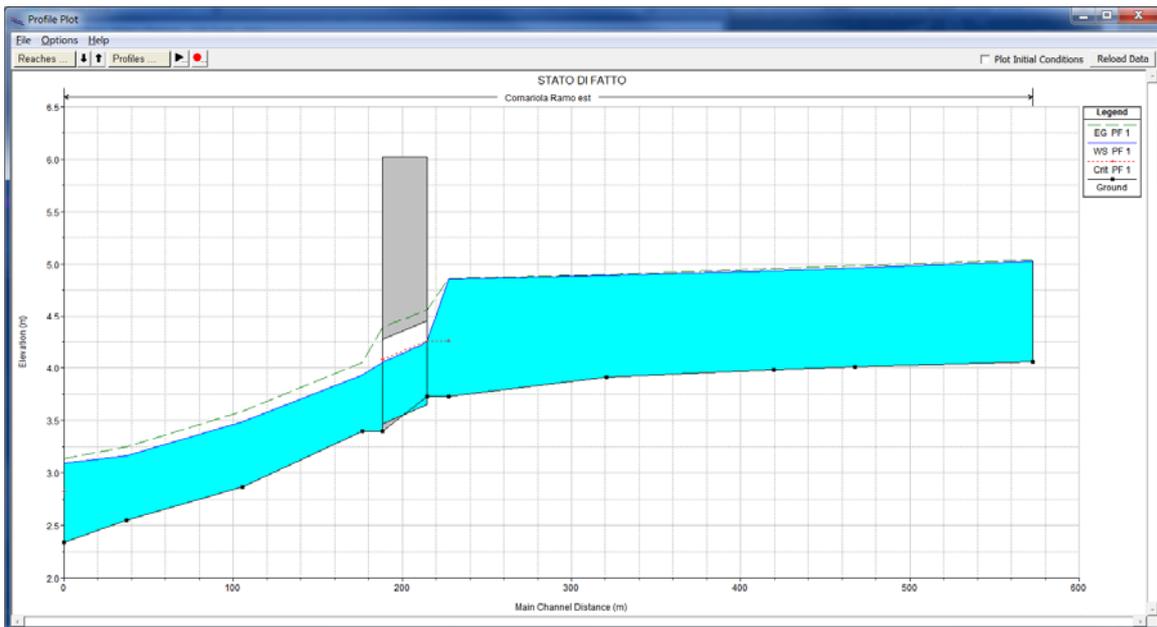
### CONCLUSIONI

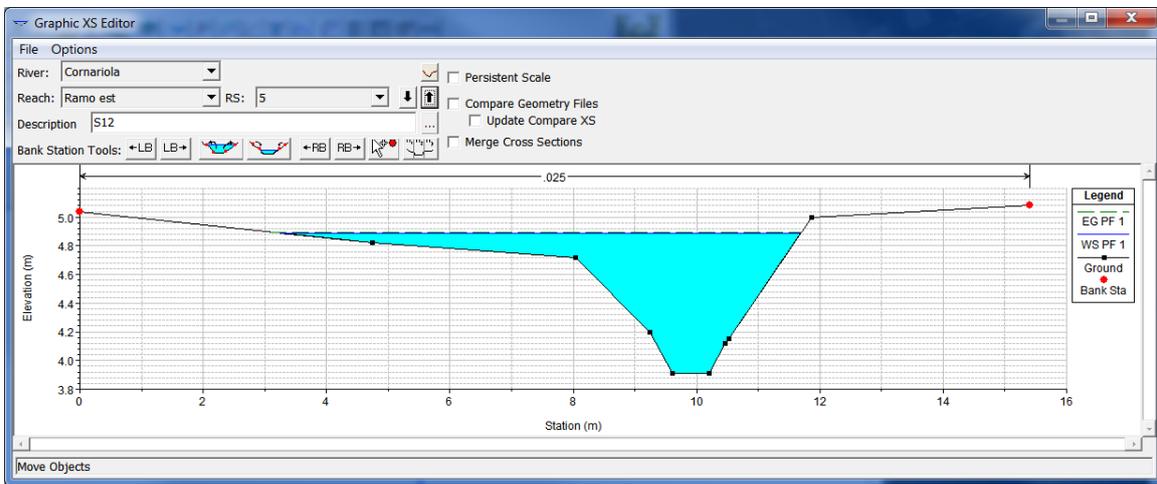
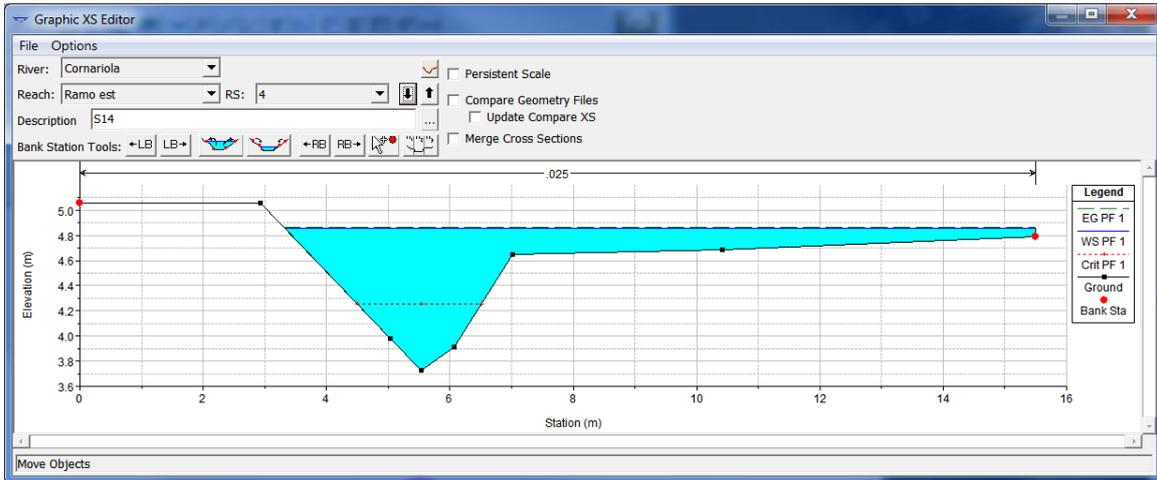
Dalla modellazione con il software HEC-RAS appare evidente che per la sezione e la pendenza del fossato ovest è idonea a far defluire i 3,0 mc/s di progetto, che diventano 4,0 mc/s dopo l'immissione nel tratto in direzione ovest - est del contributo del fossato est.

Per quanto riguarda il fossato est, invece, la presenza l'attraversamento esistente della S.S. 14 crea una condizione di rigurgito della portata, tant'è che nelle sezioni 4 e

5 il pelo libero dell'acqua supera la quota della sommità della scarpata. Dalle verifiche effettuate, l'attraversamento è sufficiente come sezione, ma la quota di imposta a monte è troppo alta rispetto al piano di scorrimento. Risulta pertanto necessario abbassare la livelletta della condotta in c.a. del diametro di 80 cm. Poiché non è possibile inserire tale lavorazione nelle opere previste dal presente progetto, tale lavorazione sarà posticipata ad altri interventi, magari utilizzando il ribasso d'asta.

Per completezza si riporta di seguito il profilo di moto permanente nell'ipotesi di abbassamento della livelletta e le sezioni 4 e 5 a monte dell'attraversamento. Si evidenzia che nella sezione 4 (immediatamente a monte dell'attraversamento), mantenendo la tubazione da 80 cm vi è comunque una piccola fuoriuscita dell'acqua (circa 7 cm nell'ultima quota rilevata), ma si tratta di un fenomeno dovuto ad una depressione locale della campagna, in quanto le abitazioni sono ad una quota di sicurezza. Tale fuoriuscita non si verifica rialzando leggermente il terreno in sponda destra o sostituendo la condotta con una tubazione da 100 cm di diametro.

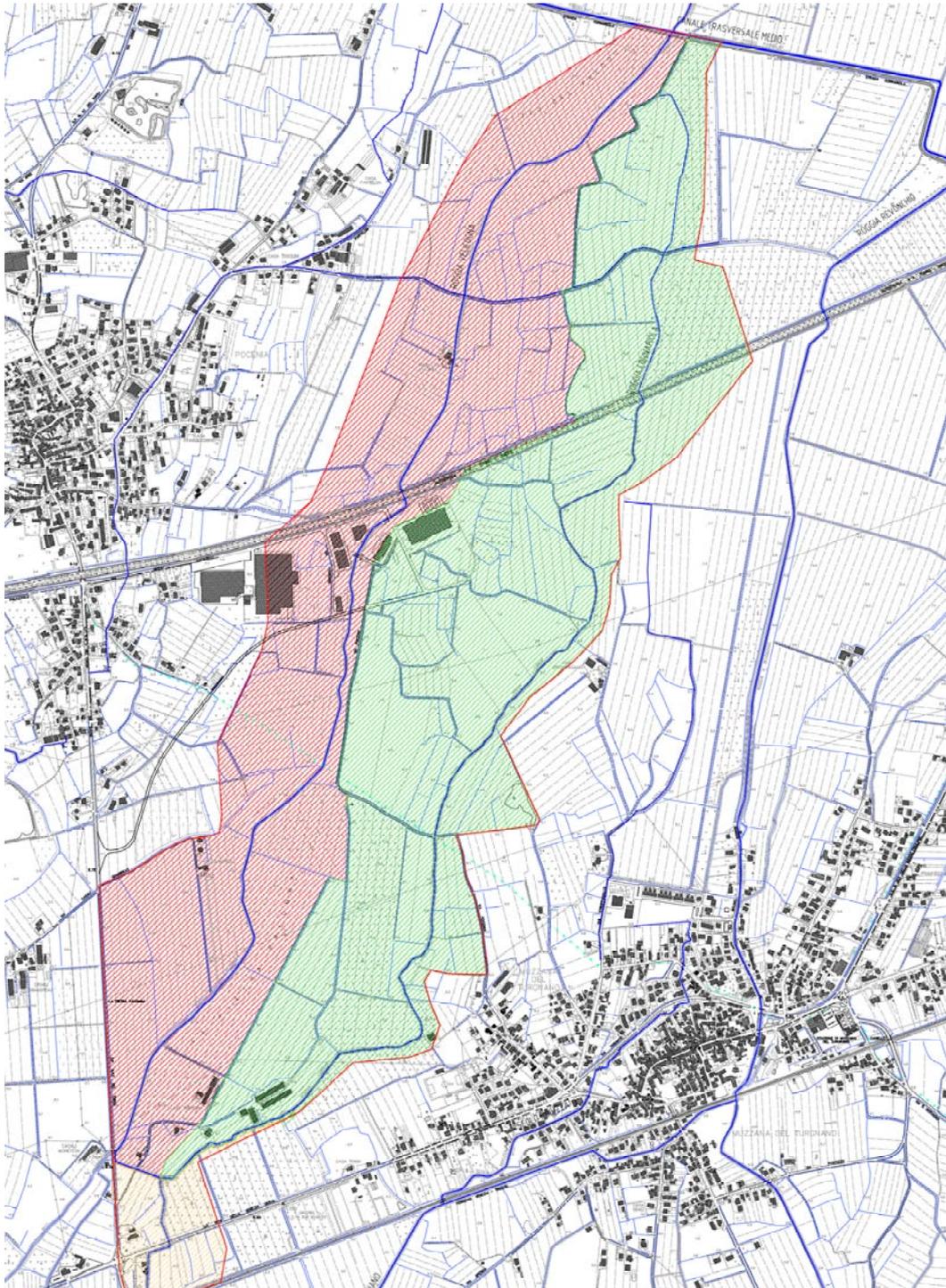




#### 4. VERIFICHE ROGGIA VELICOGNA

##### PREMESSE

Il bacino della Roggia Velicogna interessato dall'intervento è rappresentato in rosso nella figura seguente:



Fino ad una decina di anni fa, la Velicogna scorreva naturalmente verso il centro abitato di Palazzolo dello Stella, finché, per garantire la messa in sicurezza delle zone abitate, una parte della sua portata è stata deviata verso sud in prossimità dell'attraversamento della SP 43. In tale posizione, parallelamente alla SP 43 è presente una tubazione in c.a. del diametro di 120 cm che oggi non è in grado di sgrondare tutta la portata in arrivo.

La presente verifica è relativa al nuovo tratto di fossato che verrà realizzato per a fianco della suddetta tubazione nel tratto parallelo alla SP 43 del Torsa.

#### CALCOLO DELLA PORTATA AFFERENTE

Analogamente alla calcolo della portata della Roggia Cornariola, si calcola la portata della Velicogna con la formula del Pasini. Il tempo di corrivazione vale:

$$t_c = \frac{0,0045}{\sqrt{i}} \cdot \sqrt[3]{A \cdot L} \text{ giorni.}$$

Essendo:

Sa	=	182,7	ha	l'estensione delle aree agricole nel bacino ( $\phi_a = 0,25$ )
Su	=	0	ha	l'estensione delle aree urbanizzate nel bacino ( $\phi_u = 0,60$ )
S	=	182,7	ha	l'estensione complessiva del bacino ( $\phi_{eq} = 0,28$ )
L	=	4,67	Km	la lunghezza dell'asta principale
i	=	0,001	m/m	la pendenza media del bacino

si ottiene:

$$t_c = 0,2906 \text{ giorni} = 6,976 \text{ ore}$$

Applicando  $t_c = 6,976$  ore all'equazione della pioggia, si ottiene  $h = 162,9$  mm.

Per cui il coefficiente udometrico secondo l'impostazione del Turazza:

$$u = 0,1157 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{\varphi \cdot h}{t_c} = 16,22 \text{ mc / s per ha.}$$

Essendo la superficie del bacino complessivamente pari a  $S = 182,7$  ha,

si ottiene una portata massima di

$$Q = u \cdot A = 2,96 \text{ mc / s}$$

#### VERIFICA DEL FOSSATO

La pendenza del fossato in quel tratto potrà essere pari al 1,0 per mille:

Pendenza dell'alveo		i	=	0.001	m/m
Coeff. di scabrezza		$K_s$	=	40	$m^{1/3} \cdot s^{-1}$
Altezza del tirante d'acqua		h	=	1.00	m
Larghezza della base		b	=	2.00	m
Scarpa arg. sinistro		$n_1$	=	1.50	m/m
Scarpa arg. destro		$n_2$	=	1.50	m/m
Sezione utile		A	=	3.50	$m^2$
Contorno bagnato		C	=	5.61	m
Raggio idraulico		$R_h$	=	0.62	m
Velocità		v	=	0.92	m/s
Portata		Q	=	3.23	mc/s

garantendo comunque un buon franco idraulico.

#### VERIFICA DELLO SCATOLARE

<b>CANNA ARMATA</b>					
Pendenza dell'alveo		i	=	0.0010	m/m
Coeff. di scabrezza		$K_s$	=	80	$m^{1/3} \cdot s^{-1}$
Altezza del tirante d'acqua		h	=	1.50	m
Larghezza della base		b	=	2.00	m
Scarpa arg. sinistro		$n_1$	=	0.00	m/m
Scarpa arg. destro		$n_2$	=	0.00	m/m
Sezione utile		A	=	3.00	$m^2$
Contorno bagnato		C	=	5.00	m
Raggio idraulico		$R_h$	=	0.60	m
Velocità		v	=	1.80	m/s
Portata		Q	=	5.40	mc/s