

22

COMMITTENTE:



DIREZIONE INVESTIMENTI
DIREZIONE PROGRAMMI INVESTIMENTI
DIRETTRICE SUD – PROGETTO ADRIATICA

PROGETTAZIONE:



U.O. : PRODUZIONE SUD E ISOLE

PROGETTO PRELIMINARE

LINEA PESCARA – BARI
RADDOPPIO TERMOLI (e) – LESINA (e)

LOTTO 00 ELABORATI GENERALI

Relazione idraulica 3/3

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

L 0 3 2 0 3 R 1 1 RH I D 0 0 0 2 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione	R. Velotta	Dic 2012	R. Laurenzana	Dic 2012	F. Gemone	Dic. 2012		

ITALFERR S.p.A. - DIREZIONE TECNICA
 Ing. F. Gemone
 n. 135172

File: L03203R11RHID0002001_1.DOC

n. Elab.: X

INDICE

1	PREMESSA	3
2	PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL SACCIONE	4
2.1	DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ E DEL RISCHIO IDRAULICO.....	4
2.2	DEFINIZIONE DELLE CLASSI DI PERICOLOSITÀ	5
3	VERIFICA IDRAULICA DEL VIADOTTO SUL FIUME SACCIONE	8
3.1	MODELLO MATEMATICO.....	8
3.1.1	<i>Conservazione dell'energia totale</i>	8
3.1.2	<i>Equazione della conservazione della quantità di moto</i>	12
3.1.3	<i>Equazione di Yarnell</i>	15
3.2	MODELLO DI SIMULAZIONE.....	19
3.3	RISULTATI	21
3.3.1	<i>Simulazione Ante Operam</i>	22
3.3.2	<i>Simulazione Post-Operam</i>	34
4	ATTRAVERSAMENTI MINORI.....	48

1 PREMESSA

Nella presente relazione vengono illustrate le metodologie utilizzate nonché i risultati conseguiti nell'ambito dello studio dell'interazione dei corsi d'acqua con il tracciato della linea ferroviaria Termoli Lesine (Lotto 3).

Le analisi condotte hanno seguito due differenti gradi di approssimazione. Per quanto riguarda il torrente Saccione l'analisi idraulica è stata condotta adottando una schematizzazione di moto permanente monodimensionale, utilizzando come codice di calcolo il River Analysis System del US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center (HEC-RAS). Per i rimanenti corsi d'acqua la cui interferenza è stata risolta prevedendo tombini e ponti (o viadotti), si sono assunte valide le condizioni di moto uniforme.

Il presente studio è stato condotto nel rispetto delle norme tecniche contenute nel Progetto di Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PPAI) - Approvato dal Comitato Tecnico nella seduta n. 25 del 16-12-2004 ed Adottato con Deliberazione del Comitato Istituzionale n. 87 del 28-10-2005, nonché con le prescrizioni del manuale di progettazione Italferr.



LINEA PESCARA - BARI

LOTTO 00 ELABORATI GENERALI

Relazione idraulica 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
L032	03	R11 RH	ID 00 02 001	1	4 di 52

2 PIANO DI ASSETTO IDROGEOLOGICO DEL BACINO DEL SACCIONE

L'Autorità di Bacino dei Fiumi Trigno, Biferno e Minore, Saccione e Fortore ha redatto il Piano di Assetto Idrogeologico del bacino del fiume Saccione (Approvato nel Dicembre 2004). Le attività condotte possono essere sintetizzate nei seguenti tre punti:

- Acquisizione e archiviazione dei dati di base;
- Elaborazione delle carte tematiche di studio e di pianificazione;
- Definizione degli interventi strutturali e non strutturali.

Le diverse attività sono state relative sia all'assetto di versante che all'assetto idraulico.

Durante la fase di acquisizione dei dati di base si è proceduto all'informatizzazione e omogeneizzazione dei dati raccolti.

Nella fase di elaborazione delle carte tematiche di studio e di pianificazione sono state condotte le attività per la predisposizione del quadro conoscitivo e sono state avviate le elaborazioni necessarie alla fase di definizione degli interventi.

Infine nella fase di definizione degli interventi strutturali e non strutturali si è proceduto, sulla base delle elaborazioni condotte nella fase precedente a definire gli interventi strutturali per la messa in sicurezza valutandone il costo relativo e gli interventi non strutturali che si concretizzano nelle Norme di Piano per l'uso del territorio e nelle attività di monitoraggio.

2.1 Definizione della pericolosità e del rischio idraulico

Sulla base delle risultanze della modellazione idraulica, l'AdB ha proceduto alla definizione della pericolosità e del rischio idraulico, secondo le linee metodologiche coerenti con la normativa vigente e in particolare con l'Atto di Indirizzo e Coordinamento del DPCM 29.9.98.

In particolare, nei comma 1 e 2 dell'art. 1 del D.L. 180 dell'11.06.98, si sottolinea la necessità che la perimetrazione delle aree inondabili sia condotta mediante adeguati studi idraulici e idrogeologici, in corrispondenza di eventi associati a tre diversi tempi di ritorno compresi rispettivamente tra 20 e 50, 100 e 200, 300 e 500 anni. La rappresentazione delle aree perimetrate deve essere effettuata su cartografia a scala non inferiore a 1:25.000, mentre la presenza degli elementi a rischio, costituiti da insediamenti, attività produttive e patrimonio ambientale, deve essere individuata tramite cartografia scala minima 1:25.000 (carta degli elementi a rischio).

La sovrapposizione della carta degli elementi a rischio con quella delle aree inondabili fornisce la carta del rischio classificabile nelle seguenti classi: R1-rischio moderato, R2-rischio medio, R3-rischio elevato, R4-rischio molto elevato.

2.2 Definizione delle classi di pericolosità

La valutazione della pericolosità idraulica è stata condotta nel PPAI utilizzando sia i risultati dell'analisi idraulica (per le aree di fondovalle più importanti, oggetto di rilievo topografico) sia quelli dell'analisi geomorfologica storico-inventariale (per le rimanenti, meno importanti), in modo da coprire tutta l'Area di Studio.

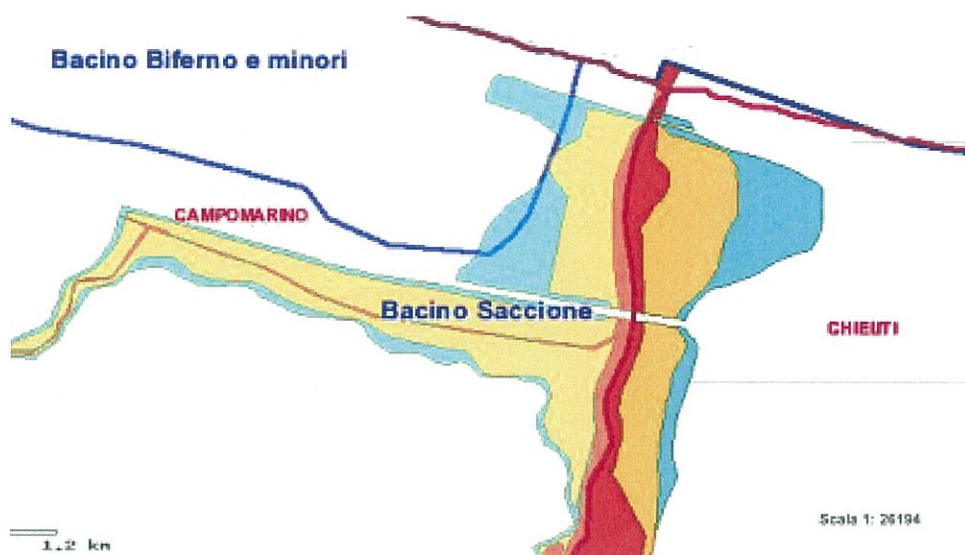
La pericolosità idraulica è stata definita secondo tre classi PI1, PI2, PI3.

Nel caso dei tratti fluviali studiati con il modello idraulico la pericolosità è stata associata al tempo di ritorno.

La seguente Tabella sintetizza le definizioni delle diverse classi di pericolosità per le aree studiate dall'AdB con il modello idraulico.

Classe di Pericolosità	Tempo di ritorno area inondabile (per le aree studiate su base idraulica)
P3	Inferiore a 30 anni
P2	Tra 30 anni e 200 anni
P1	Tra 200 anni e 500 anni

La Carta della Pericolosità Idraulica è riportata nelle TAVOLE T.04.01-05 (nell'elaborato di studio TAVOLE II.B.3.6.1-5 sulla base cartografica costituita dalla Carta Tecnica Regionale alla scala 1:10.000. Uno stralcio estratto dal SIT dell'AdB relativo alle aree di interesse è riportato nella seguente figura (in Giallo classe P2: pericolosità moderata).



La valutazione del rischio è condotta sulla base delle indicazioni contenute nell'Atto di Indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1 commi 1 e 2 del decreto legge 11 giugno 1998 n. 180 (DPCM 29/09/1998). Il rischio idraulico viene pertanto articolato in quattro classi: RI1, RI2, RI3 e RI4. La attribuzione delle classi di rischio è condotta sulla base di una tabella a due ingressi ove da un lato vi sono le classi di pericolosità e dall'altro le classi di uso del suolo in analogia con quanto adottato in studi precedenti.

In particolare, nella TABELLA 31 della Relazione Generale (di seguito riportata) sono elencate le classi di uso del suolo considerate nell'ambito del presente studio, mentre nella successiva TABELLA 32 (anch'essa riportata nella presente relazione) sono indicate le classi di rischio idraulico in funzione della pericolosità idraulica e della classe di uso del suolo.

La mappatura del rischio è stata infine ottenuta mediante la "sovrapposizione" delle mappe degli Elementi a Rischio, rappresentati dalle diverse classi dell'uso del suolo, con quelle della Pericolosità Idraulica, ottenendo in tal modo un'associazione tra il singolo elemento a rischio e la pericolosità dell'area in cui si trova.



LINEA PESCARA - BARI

LOTTO 00 ELABORATI GENERALI

Relazione idraulica 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
L032	03	R11 RH	ID 00 02 001	1	7 di 52

Codice	Uso del suolo
1	Aree edificate urbane continue, autostrade, ferrovie, gallerie, grandi impianti di servizi pubblici e privati, insediamenti industriali e artigianali con spazi annessi, insediamenti commerciali, strade statali, tessuto residenziale continuo denso e mediamente denso
2	Aree per il tempo libero, aree sportive, campeggi, cantieri, insediamento rado, insediamento residenziale a tessuto discontinuo, P.I.P, parchi, strade provinciali, unità industriali e commerciali, Zona C, Zona D, zone edificate discontinue, installazioni speciali
3	Attività estrattive, cave, depuratori, discariche e depositi, metanodotti, strade comunali, tratturi, strade interpoderali
4	Oliveti, vigneti, frutteti
5	Corpi idrici (serbatoi, bacini, canali, estuari, fiumi, torrenti, fossi, paludi), formazioni riparie, opere di ingegneria idraulica, spiagge, dune, sponde fluviali e formazioni riparie, vegetazione ripariale
6	Sistemi colturali e particellari complessi
7	Boschi di latifoglie, aree a ricolonizzazione artificiale e naturale, aree agro-forestali, boschi di conifere e boschi misti
8	Colture annuali associate a colture permanenti, arboricoltura da legno, aree a pascolo, praterie e prati, aree a vegetazione rada, boschi cespugliati, brughiere, cedui matricinati, colture agrarie con spazi naturali importanti, rocce nude, falesie, rupi, affioramenti, seminativi in aree non irrigue, terre arabili con vegetazione continua e discontinua, vegetazione sparsa su calanchi e rocce

Codice Uso del suolo	P3	P2	P1
1	R4	R3	R2
2	R4	R3	R2
3	R3	R2	R2
4	R3	R2	R1
6	R3	R2	R1
7	R2	R2	R1
8	R2	R1	R1
5	R1	R1	R1

La cartografia delle aree a rischio definita con la metodologia prima descritta è riportata nelle TAVOLE T.05.01-05 (elaborato di studio TAVOLE II.B.3.7.1-5).

3 VERIFICA IDRAULICA DEL VIADOTTO SUL FIUME SACCIONE

Le verifiche sono state eseguite operando delle simulazioni nell'ipotesi ampiamente accettabile di corrente unidimensionale in alveo a fondo fisso in moto permanente con il noto codice di calcolo HEC-RAS ver. 4.1, sviluppato dal Hydrologic Engineering Center dell'Esercito degli Stati Uniti.

3.1 MODELLO MATEMATICO

Come noto, le equazioni utilizzate per valutare le perdite di carico e quindi il profilo di rigurgito di una corrente variano a seconda del tipo di corrente. Per correnti che si mantengono o sempre lente o sempre veloci in un determinato tratto, si è utilizzata l'equazione della conservazione dell'energia totale.

3.1.1 Conservazione dell'energia totale

Isolando un tratto di corrente e indicando con 1 e 2 le sezioni a monte e a valle del tratto, si è definita l'equazione dell'energia, in riferimento alla fig. 1, nel modo seguente:

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

dove

h_e , perdite di energia;

V_i , velocità media nella sezione, pari al rapporto tra portata totale ed area totale;

α_i , coefficienti legati alla distribuzione della velocità nella sezione

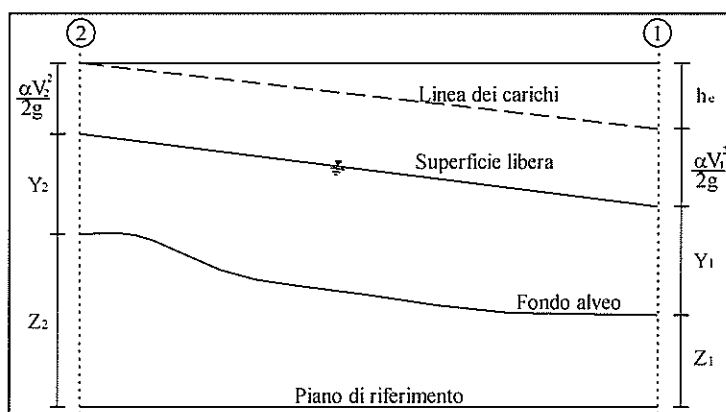


Figura 1 – Schema di calcolo

La perdita di carico h_e presente tra due sezioni è causata prevalentemente dalla perdita per attrito o per le variazioni di velocità intrinseche nelle zone di espansione o contrazione della corrente. Indicando con J la cadente piezometrica e con C un coefficiente che tiene conto del fenomeno dell'espansione o contrazione, le perdite di carico sono state pertanto calcolate nel modo seguente:

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

Il coefficiente C di espansione o contrazione è stato valutato, in funzione del tipo di transizione che si determina, in accordo alla seguente tabella.

C	Contrazione	Espansione
Nessuna transizione	0,0	0,0
Transizione graduale	0,1	0,3
Sezione tipica di un ponte	0,3	0,5
Rapida transizione	0,6	0,8

Tabella 1 – Coefficiente di contrazione o espansione

La presenza di una espansione o di una contrazione è valutata confrontando la velocità a monte e a valle della sezione considerata. In particolare, se la velocità a monte risulta maggiore della velocità a valle, nella sezione si attesta un'espansione del canale; viceversa una contrazione.

La cadente piezometrica J e il coefficiente adimensionale a_i , che compaiono nelle equazioni (1) e (2), sono state espresse in funzione delle caratteristiche idrodinamiche della corrente alla maniera che segue. La pendenza d'attrito J è stata calcolata come rapporto tra la portata media Q ed il coefficiente medio di resistenza K .

$$J = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad \text{con} \quad K = \frac{1.486}{n} AR^{2/3} \quad (3)$$

dove

n , coefficiente di scabrezza di Manning;

A , area della sezione;

R , raggio idraulico.

Per portare adeguatamente in conto la frequente circostanza di sezione caratterizzata da zone a differente scabrezza (tipica in particolare degli alvei a banchina e savanella), i valori della conveyance per ciascuna area golenale sono ottenuti come somma dei rispettivi valori parziali (figura 2). Il canale principale è invece trattato come un unico

elemento dotato di un solo valore di conveyance. Il valore finale ragguagliato di K per l'intera sezione è ottenuto come somma dei tre contributi parziali (sinistra, canale, destra).

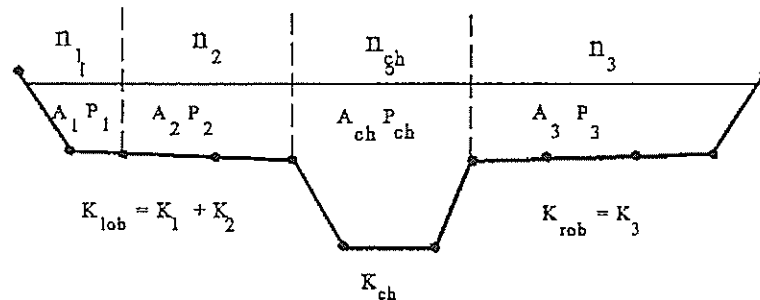


Figura 2 - Procedura di calcolo della conveyance

Per ciò che concerne invece il coefficiente di ragguaglio α , poiché coerentemente con la citata ipotesi di corrente monodimensionale, ad ogni sezione resterà associata una sola superficie libera e di conseguenza una sola altezza cinetica. In particolare, per un dato valore del tirante idrico nella sezione, l'altezza cinetica viene calcolata come valor medio pesato alla portata fra quelli associati alle tre sottosezioni: gola sinistra, canale, gola destra. Una semplice schematizzazione del modello, nel caso di assenza di gola sinistra è riportato in Figura 3. In pratica l'altezza cinetica è calcolata mediante la relazione:

$$\alpha \cdot \frac{\bar{V}^2}{2g} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot \left(\frac{V_i^2}{2g} \right)}{Q_{\text{tot}}} \quad (4)$$

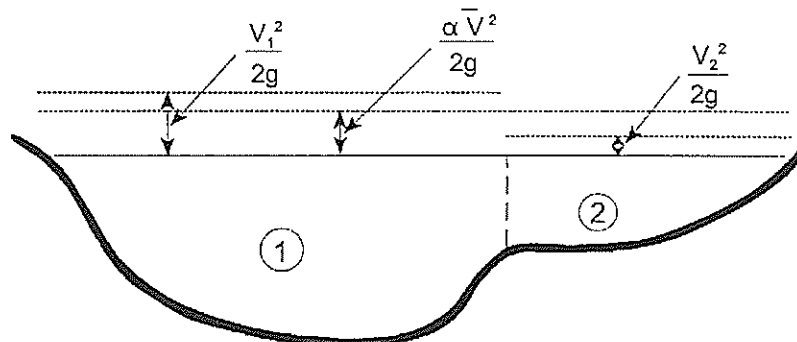


Figura 3 – Suddivisione in sottozone con eguale velocità della corrente

Dalla precedente relazione pertanto il coefficiente di ragguaglio risulta quindi:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i \cdot V_i^2}{Q \cdot V^2} \quad (5)$$

Una soluzione in forma chiusa della (1) non risulta di facile individuazione. Si è proceduto quindi con metodi iterativi cercando di volta in volta di raffinare la soluzione fino a giungere ad un errore che sia stimato accettabile.

L'equazione (1) è applicabile a correnti che presentano un regime costante per tutto il tratto. È risultato quindi necessario calcolare l'altezza critica della sezione al fine di determinare il tipo di corrente.

Per definizione l'altezza critica della corrente coincide con il minimo dell'energia totale, come del resto evidenziata dalla fig. 3, dove è diagrammata nel piano h, H la curva dell'energia totale della corrente.

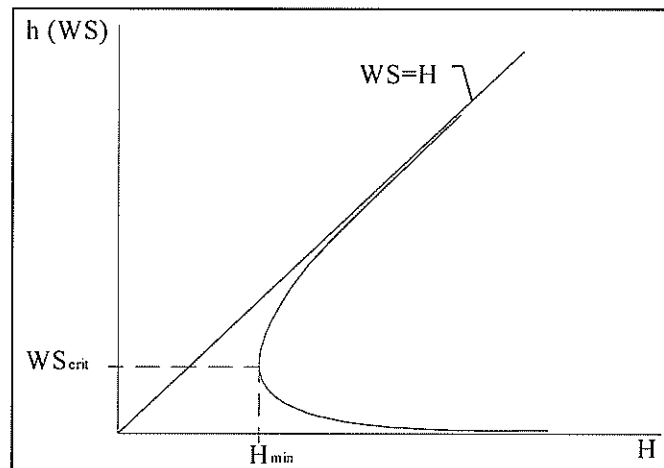


Figura 4 – Diagramma (H,h) per una generica sezione trasversale

Partendo quindi dalla definizione:

$$H = h + \frac{\alpha V^2}{2g}$$

per iterazioni successive al variare di h e di V si è ricavato il valore di H fino ad arrivare ad un valore di H_{cr} corrispondente al minimo.

3.1.2 Equazione della conservazione della quantità di moto

L'equazione della conservazione dell'energia totale (1) ha validità solo nel caso di correnti gradualmente variate (o lineari con la dizione del Venturoli) all'interno del ramo in esame. In particolare essa è stata applicata nel caso di corrente ovunque subcritiche o supercritiche. Qualora all'interno di un ramo si verificasse il passaggio da corrente veloce a lenta, con perdita della gradualità del movimento, si è utilizzata l'equazione della conservazione della quantità di moto.

Applicando l'equazione globale dell'equilibrio dinamico al volume di controllo compreso tra le sezioni 1-2, in cui la corrente si suppone gradualmente variata, (fig. 4) e proiettandola lungo l'asse x, si ottiene

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x \quad (6)$$

dove si è indicato con

P_i , spinta idrostatica sulla sezione i ;

W_x , componente della forza peso nella direzione del moto;

F_f , forza d'attrito lungo la superficie di contorno del volume di controllo;

Q , portata complessiva (supposta costante);

ρ , densità del fluido;

ΔV_x , variazione della velocità tra le due sezioni.

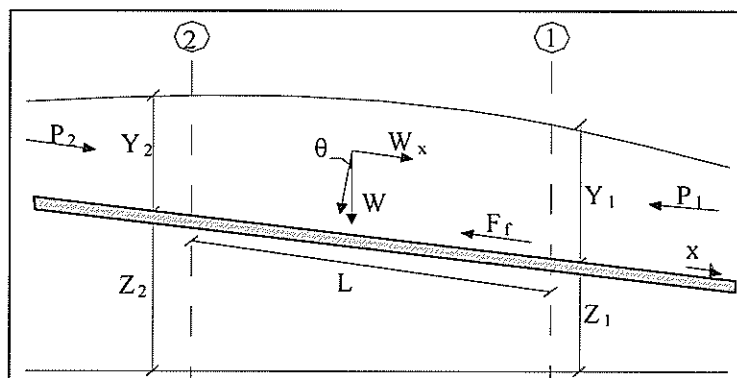


Figura 5 – Schema di calcolo

I termini idrostatici per pendenze dell'ordine di 1 a 10 sono valutabili come

$$P = \gamma A \bar{Y} \cos \theta \cong \gamma A \bar{Y} \quad (7)$$

potendo porre, per le pendenze in esame, $\cos \theta = 1$.

Nella relazione (7) γ corrisponde al peso specifico del fluido, A l'area della sezione ed \bar{Y} l'altezza del pelo libero nel baricentro della sezione.

La componente della forza peso, noto il peso specifico del fluido, la lunghezza L del tronco e l'area totale di fluido presente, è stata valutata nel modo seguente:

$$W = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \Rightarrow W_x = W \cdot \sin \theta \quad (8)$$

La forza d'attrito F_f è funzione delle caratteristiche del fluido come la densità dell'acqua, l'azione tangenziale che si esplica sul letto del fiume e la cadente piezometrica J.

In particolare, scriviamo :

$$F_f = \tau PL$$

$$\tau = \gamma R J \Rightarrow F_f = \gamma \frac{A}{P} J PL = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot JL \quad (9)$$

dove P ed R sono rispettivamente il perimetro bagnato ed il raggio idraulico della sezione.

La soluzione dell'equazione (6) è stata fatta per iterazioni successive.

Le equazioni (1) e (6) sono state applicate anche alle sezioni caratterizzate dalla presenza di un ponte. E' stato sufficiente suddividere il tratto interessato in più sezioni e ripetere per la successione di esse l'analisi svolta per il tratto delimitato da sole due sezioni.

Prendendo un tratto caratterizzato dalla presenza di un ponte, fig. 5 e fig. 6, si evidenziano 3 zone:

- una zona di contrazione;
- una zona intermedia interessata dalla presenza del ponte;
- una zona di espansione.

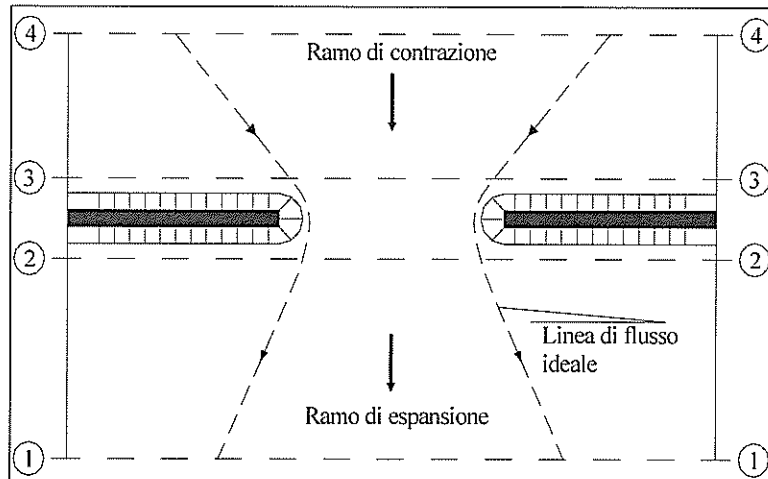


Figura 6 – Pianta schematica di un attraversamento fluviale

L'applicazione dell'equazione della conservazione della quantità di moto tra le sezioni 1-2 e 3-4 è del tutto analoga alla situazione vista in precedenza mentre la presenza del ponte comporta termini nuovi nella valutazione dell'equilibrio tra le sezioni 2-BD (Step 1), BD-BU (Step 2) ed BU-3 (Step 3).

Step 1; definendo con A_{pi} l'area ostruita ed con Y_{pi} la distanza verticale che intercorre tra il baricentro delle pile e la superficie libera WS nella zona di valle, l'espressione del bilancio è stata scritta come

$$\frac{Q_{BD}^2 \beta_{BD}}{g A_{BD}} + A_{BD} Y_{BD} = \frac{Q_2^2 \beta_2}{g A_2} + A_2 Y_2 - A_{PBD} Y_{PBD} + F_f - W_x$$

Step 2 ; equilibrio tra BU e BD

$$\frac{Q_{BD}^2 \beta_{BD}}{g A_{BD}} + A_{BD} Y_{BD} + F_f - W_x = \frac{Q_{BU}^2 \beta_{BU}}{g A_{BU}} + A_{BU} Y_{BU}$$

Step 3 ; equilibrio tra BU e 3

$$\frac{Q_3^2 \beta_3}{g A_3} + A_3 Y_3 = \frac{Q_{BU}^2 \beta_{BU}}{g A_{BU}} + A_{BU} Y_{BU} - A_{PBU} Y_{PBU} + F_f - W_x + \frac{1}{2} C_D \frac{A_{PBU} Q_3^2}{g A_3^2}$$

con C_D coefficiente di resistenza idrodinamica intorno alla pila ricavabile dalla tab. 2 in funzione del tipo di pila presente.

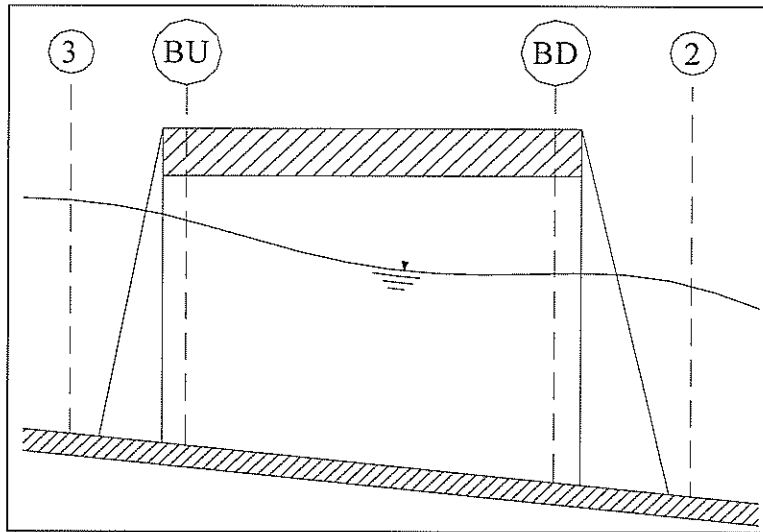


Figura 7 – Sezione schematica di un attraversamento fluviale

TIPO DI PILA	C_D
Pila circolare	1.2
Pila allungata con punta semicircolare	1.33
Pila ellittica con rapporto assi 2 :1	0.6
Pila ellittica con rapporto assi 4 :1	0.32
Pila ellittica con rapporto assi 8 :1	0.29
Pila rettangolare	2.00
Pila triangolare con apertura $\alpha = 30^\circ$	1.00
Pila triangolare con apertura $\alpha = 60^\circ$	1.39
Pila triangolare con apertura $\alpha = 90^\circ$	1.60
Pila triangolare con apertura $\alpha = 120^\circ$	1.72


Tabella 2 – Coefficiente di resistenza idrodinamico C_D

3.1.3 Equazione di Yarnell

In alternativa all'equazione della conservazione della quantità di moto si è utilizzata l'equazione di Yarnell che permette di valutare le perdite di energia localizzate in corrispondenza di un ponte.

Con riferimento alle fig. 5 e 6, le perdite di energia tra le sezioni 2 e 3 sono state valutate nel modo seguente:

$$H_{3-2} = 2K(K + 10\omega - 0.6) \cdot (\alpha + 15\alpha^4) \cdot \frac{V_2^2}{2g} \quad (10)$$

	LINEA PESCARA - BARI					
	LOTTO 00 ELABORATI GENERALI					
Relazione idraulica 3/3	COMMESSA L032	LOTTO 03	CODIFICA R11 RH	DOCUMENTO ID 00 02 001	REV. 1	FOGLIO 16 di 52

dove $H_{i,j}$ rappresenta appunto la perdita di energia nel passaggio della corrente attraverso la sezione ostruita e K , coefficiente di Yarnell, tiene conto delle differenti sagome di pila esistenti, tabella 3;

TIPO DI PILA	K
Pila semicircolare in punta	0.9
Pila cilindrica doppia collegata con diaframma	0.95
Pila cilindrica doppia senza diaframma	1.05
Pila con punta triangolare $\alpha = 90^\circ$	1.05
Pile rettangolari	1.25
Dieci pile a cavalletto inclinate	2.5

Tabella 3 – Coefficiente di Yarnell

ω rappresenta il rapporto tra l'altezza ed il tirante della sezione 2; α il rapporto tra l'area ostruita dalle pile e l'area totale ed infine V_2 la velocità a valle della sezione.

Il modello elaborato prevede una corrente con un'altezza idrica minore dell'altezza di intradosso del ponte. Nel caso di correnti con altezza idrica superiore o eguale alla quota di intradosso dell'attraversamento fluviale, la valutazione delle perdite di energia è effettuata attraverso il calcolo della portata che attraversa la sezione. In particolare, in riferimento ad un caso generico, fig. 7, la portata è calcolata nel modo seguente:

$$Q = C_d A_1 \left[2g \left(Y_1 - \frac{Z}{2} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right) \right]^{1/2} \quad (11)$$

dove

C_d , coefficiente di deflusso il cui andamento è riportato nel grafico di fig. 8, assumendo valori tra 0,27 e 0,5;

A_1 , area della luce nella sezione di monte;

Y_1 , altezza idrica della sezione di monte;

α , coefficiente correttivo cinetico;

V_1 , velocità della corrente a monte.

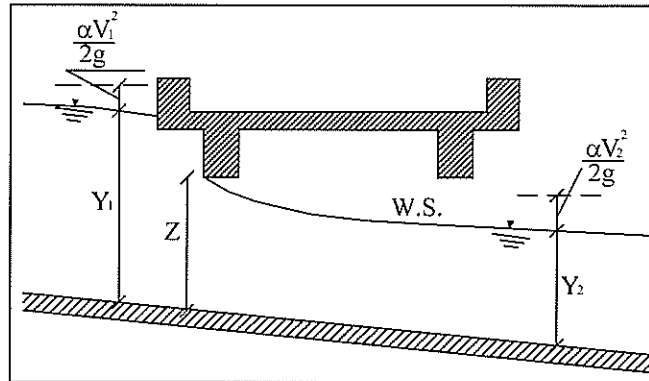


Figura 8 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

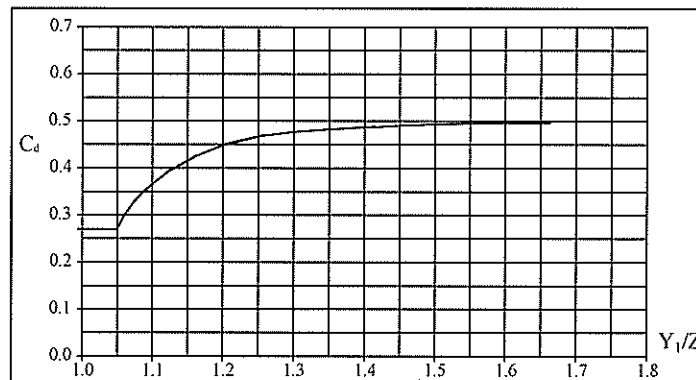


Figura 9 – Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso Cd

Se il ponte è in pressione sia a monte che a valle l'equazione (11) è corretta nel modo seguente:

$$Q = CA\sqrt{2gH}$$

dove C assume il valore di 0.8 ed H coincide con la perdita di energia totale tra la sezione di monte e di valle del ponte come indicato in fig.10.

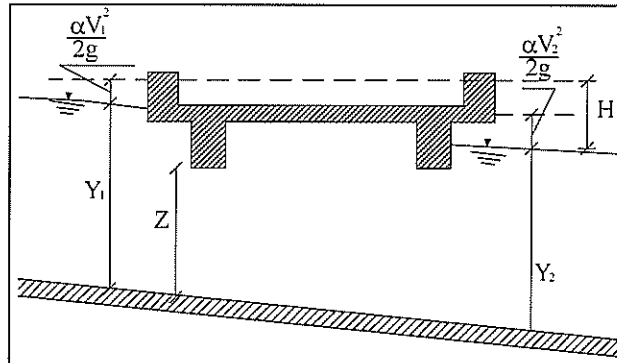


Figura 10 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

Infine se il ponte è superato dalla corrente di piena, fig. 11, la portata si calcola nel modo seguente:

$$Q = CLH^{2/3}$$

con C si indica un coefficiente correttivo della portata, L la lunghezza del ponte ed H la differenza di energia tra monte e valle.

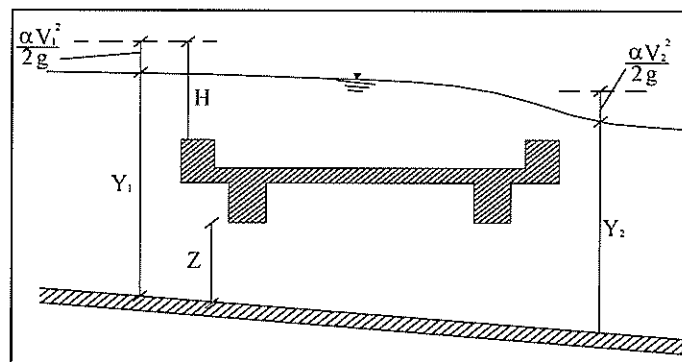


Figura 11 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

3.2 MODELLO DI SIMULAZIONE

Il modello idraulico predisposto per l'analisi della condizione Ante-Operam presenta uno sviluppo complessivo di circa 1600 m. La morfologia del corso d'acqua lungo tale tratto è stata ricostruita complessivamente mediante 17 sezioni trasversali. A tali sezioni sono stati poi attribuiti i codici numerici, definiti secondo lo standard di HEC-RAS, che prevede numeri crescenti da valle verso monte, come sintetizzato dalla seguente tabella di corrispondenza.

Sezione	River Station (HEC-RAS)
2	49
3	48
4	47
5	46
6	45
7	44
8	43
9	42
12	39
13	38
14	37
15	36
16	35
17	34
18	33
19	32
20	31

Tabella 4 – Corrispondenza sezioni

Infine, per una più accurata risoluzione delle equazioni del moto, si sono introdotte delle ulteriori sezioni intermedie, mediante interpolazione con risoluzione spaziale pari a 10 m. Lo schema di calcolo risultante è rappresentato nella figura seguente.

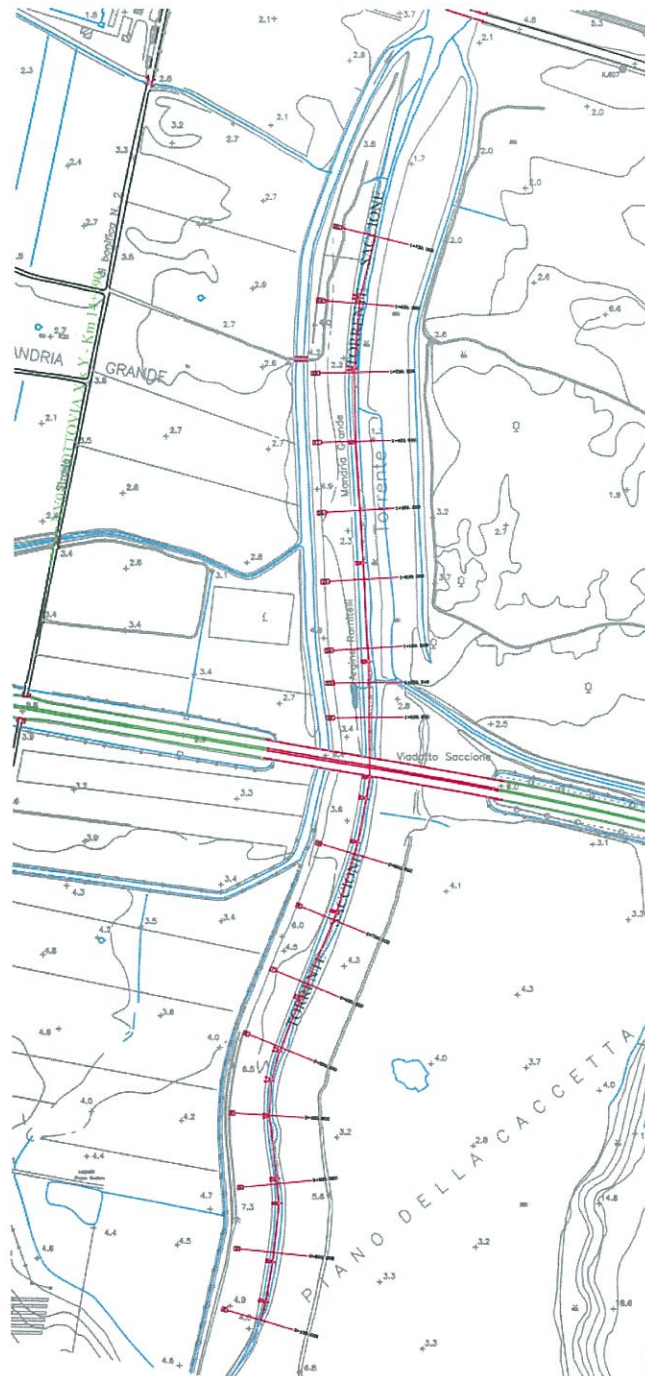


Figura 12 - Individuazione planimetrica delle sezioni trasversali

Sul tratto investigato è presente il viadotto dell'autostrada A14 tra le sezioni 9 e 12 (HEC sez. 41.5). Il viadotto presenta nove pile ed una quota di intradosso pari a c.a. 7.40 msm.

In accordo con quanto riportato nel PPAI il valore dell'indice di Manning è stato posto pari a $n=0.042$ s/m^{1/3}.

Le analisi idrauliche sono state condotte assumendo condizioni di moto "miste" ed assegnando pertanto le condizioni al contorno sia a monte che a valle. In particolare, in considerazione dell'andamento plano-altimetrico del tratto di corso d'acqua considerato, si è imposto a monte ed a valle il valore della cadente piezometrica pari alla pendenza longitudinale del tratto:

- Monte: $J = 0.004\%$
- Valle: $J = 0.045\%$

Per quanto attiene la condizione di valle è da rilevare che a valle del tratto analizzato si riscontra la presenza di due ponti affiancati (S.S. 18 e l'esistente Linea Ferroviaria). Tuttavia stante la distanza dall'ultima sezione di calcolo (circa 340 m) si può presumere che, laddove ci fosse un rigurgito provocato da queste opere, esso non si risentirebbe in maniera sensibile nell'ultima sezione di calcolo.

Per analizzare la condizione Post-Operam è stato modificato il modello idraulico inserendo, a valle del viadotto autostradale esistente, il viadotto di progetto (HEC sez. 38). Il viadotto presenta 31 pile (tutte al di fuori dell'alveo inciso) e quota intradosso 7.14 msm. Le pile sono di forma rettangolare con angoli smussati, generalmente allineate con la direzione della corrente nell'alveo inciso, e di due tipologie differenti, la prima $B \times L = 6.2 \times 13.5$ m (per lo scavalco dell'alveo principale), la seconda $B \times L = 3.0 \times 10.0$ m (impiegata nelle aree golenali). Per lo scavalco dell'alveo principale, è prevista una luce pari a 70 m circa, mentre per le aree golenali l'interasse delle pile è circa 25 m.

3.3 RISULTATI

Il modello idraulico descritto nella precedente sezione è stato applicato per simulare le condizioni di deflusso in corrispondenza dell'evento di piena corrispondente sia ad un periodo di ritorno pari a 200 anni che di 300 anni. Rimandando i necessari dettagli alla Relazione Idrologica, nella tabella seguente si riporta i valori di portata considerati.

T (anni)	Q (m ³ /s)
200	761
300	865

Tabella 5 – Valori di portata

3.3.1 Simulazione Ante Operam

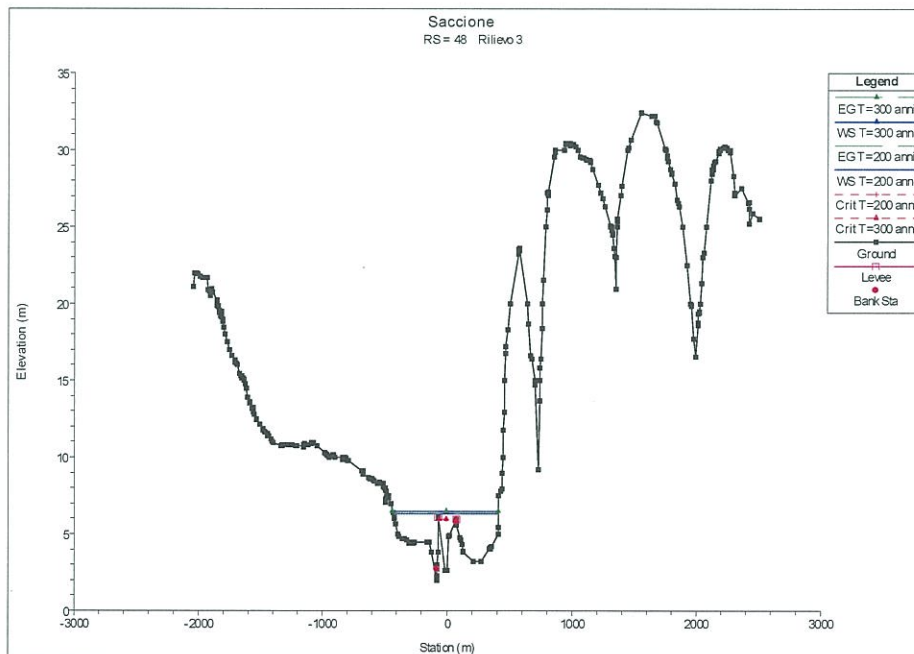
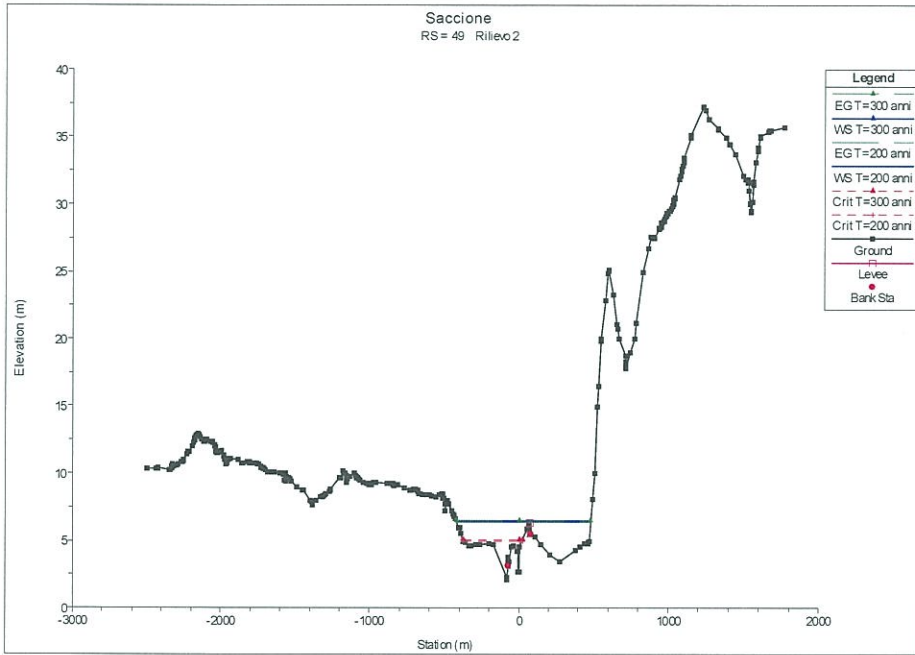
Nella tabelle che seguono si riportano i risultati delle elaborazioni. In particolare, vengono riportati, per ciascuna River Station, la portata, la quota di fondo, la quota di pelo libero, di stato critico e del carico idraulico totale, la pendenza della linea del carico totale, la velocità nel main channel, la sezione idrica, la larghezza della sezione al pelo libero e il numero di Froude.

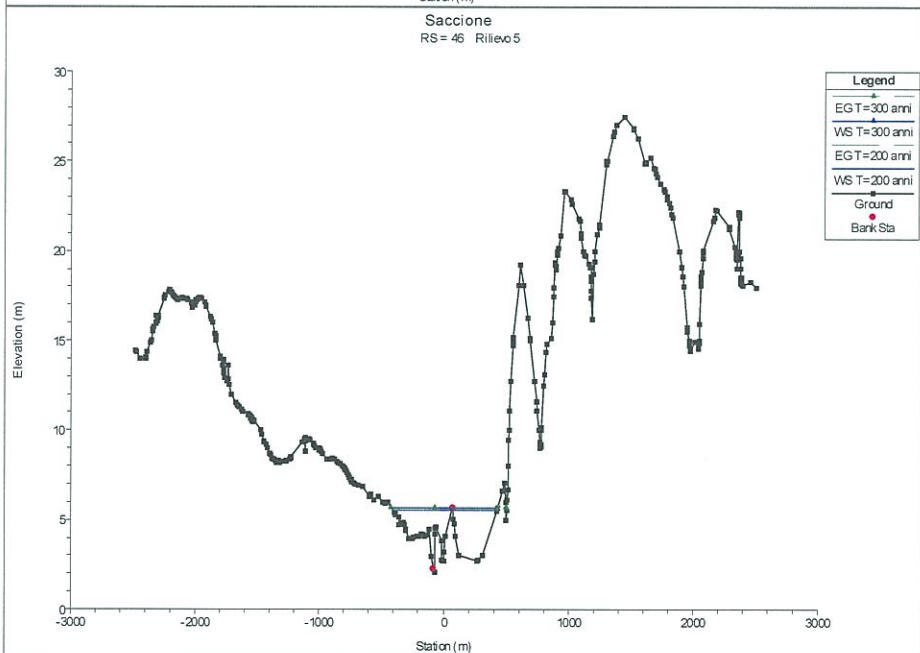
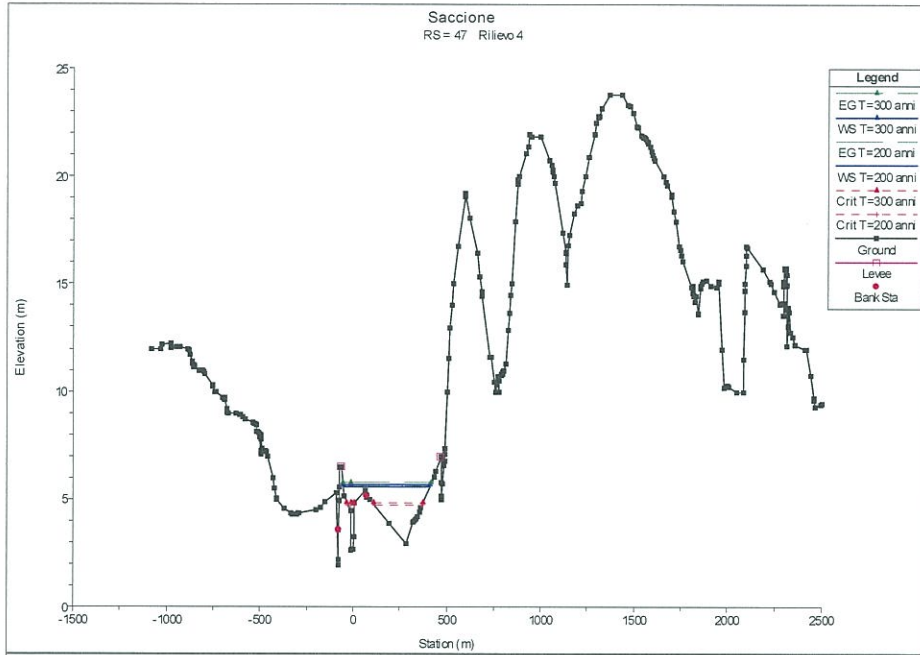
River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Fr
49	771	2.68	6.35	4.99	6.36	1.53E-04	0.41	1706.29	896.96	0.1
49	865	2.68	6.49	5.06	6.5	1.54E-04	0.44	1830.08	903.04	0.1
48	771	2.68	6.33	5.98	6.34	1.29E-04	0.38	1743.65	845.95	0.09
48	865	2.68	6.47	5.98	6.48	1.32E-04	0.41	1860	850.71	0.1
47	771	2.62	5.55	4.73	5.64	2.17E-03	1.01	584.16	462.52	0.34
47	865	2.62	5.68	4.81	5.77	2.04E-03	1.07	643.35	469.81	0.34
46	771	2.09	5.54		5.56	2.99E-04	0.5	1324.27	828.51	0.14
46	865	2.09	5.67		5.69	3.02E-04	0.52	1435.34	857.34	0.14
45	771	2.2	5.47	3.93	5.52	7.33E-04	0.76	796.91	446.07	0.21
45	865	2.2	5.6	4.05	5.66	7.62E-04	0.8	855.17	461.33	0.22
44	771	1.97	5.49	3.56	5.49	4.80E-05	0.19	3189.84	1837.07	0.05
44	865	1.97	5.62	3.62	5.62	4.80E-05	0.2	3431.7	1850.54	0.06
43	771	2	5.38	4.77	5.46	2.35E-03	1.26	606.6	523.47	0.37
43	865	2	5.51	4.84	5.59	2.09E-03	1.26	674.99	526.59	0.36
42	771	1.1	5.4	3.68	5.4	8.30E-05	0.27	2332.83	1340.79	0.07
42	865	1.1	5.53	3.69	5.54	8.40E-05	0.29	2509.47	1347.59	0.07
41.5	Bridge									
39	771	1.02	4.01	3.48	4.07	1.82E-03	1.26	768.04	813.76	0.34
39	865	1.02	4.08	3.52	4.14	1.94E-03	1.31	826.34	896.44	0.35

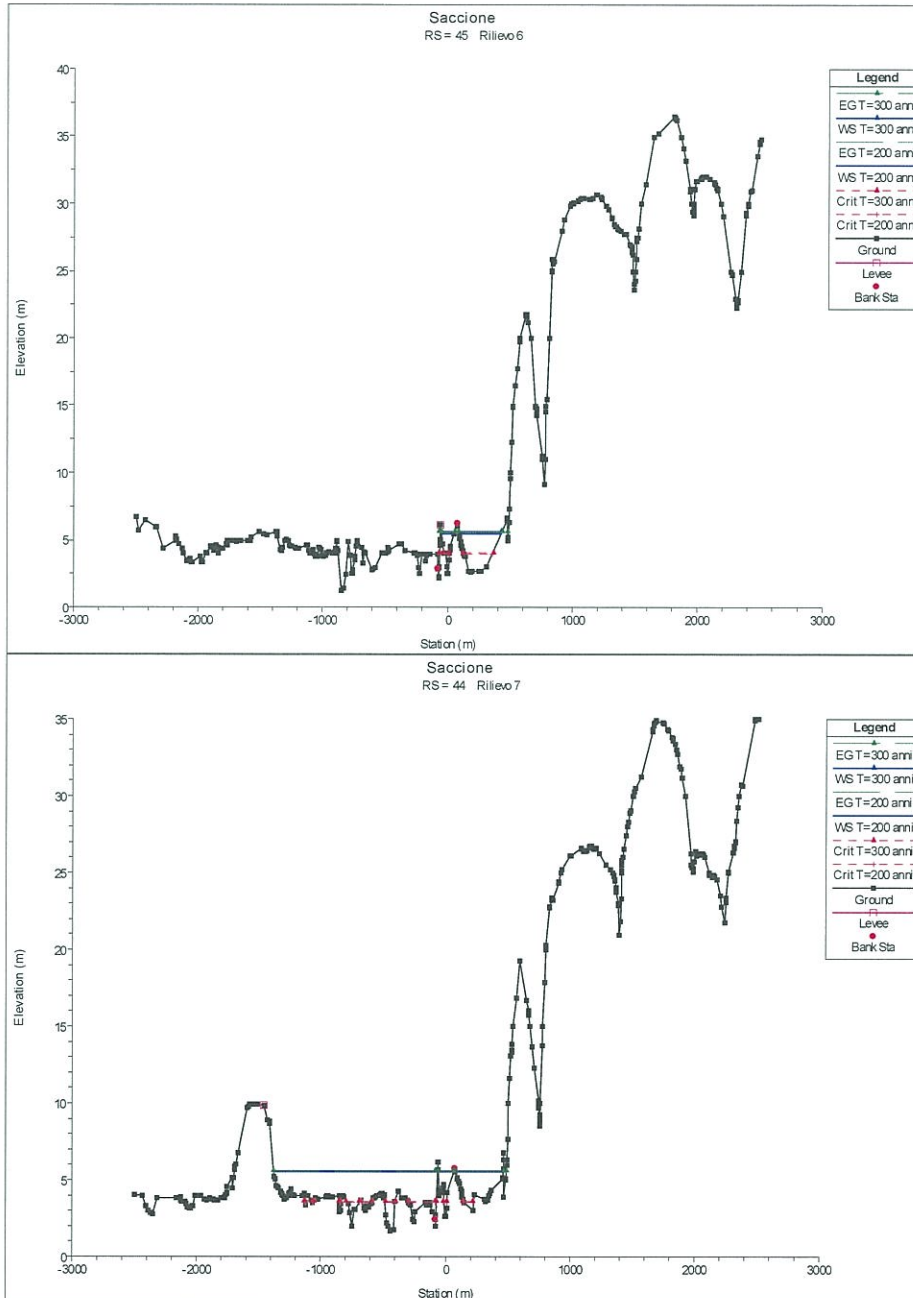
River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Fr
38	771	0.9	3.97	3.1	4	5.79E-04	0.75	1195.5	1108.79	0.19
38	865	0.9	4.04	3.14	4.07	6.23E-04	0.79	1275.24	1221.31	0.2
37	771	0.73	3.94	2.94	3.96	5.36E-04	0.66	1294.82	1233.43	0.18
37	865	0.73	4.01	2.98	4.03	5.70E-04	0.7	1382.2	1321.53	0.19
36	771	0.45	3.86	2.85	3.88	4.82E-04	0.62	1427	1375.86	0.17
36	865	0.45	3.93	2.9	3.95	5.04E-04	0.64	1521.84	1402.15	0.18
35	771	0.28	3.83	2.6	3.84	2.11E-04	0.45	2140.15	2215.48	0.12
35	865	0.28	3.9	2.67	3.91	2.17E-04	0.46	2291.07	2246.82	0.12
34	771	0.28	3.79	2.62	3.81	4.27E-04	0.69	1230.14	857.19	0.17
34	865	0.28	3.86	2.68	3.88	4.71E-04	0.74	1284.98	864.78	0.18
33	771	0.13	3.77	2.82	3.78	2.63E-04	0.46	1875.27	1837.37	0.13
33	865	0.13	3.84	2.85	3.85	2.77E-04	0.49	1993.24	1872.1	0.13
32	771	0.2	3.65	3.14	3.69	1.66E-03	1	934.31	1255.55	0.31
32	865	0.2	3.72	3.15	3.75	1.68E-03	1.02	1013.03	1304.64	0.31
31	771	0.25	3.54	2.7	3.56	4.50E-04	0.55	1673.81	1984.41	0.16
31	865	0.25	3.61	2.76	3.62	4.51E-04	0.57	1801.82	2011.17	0.17

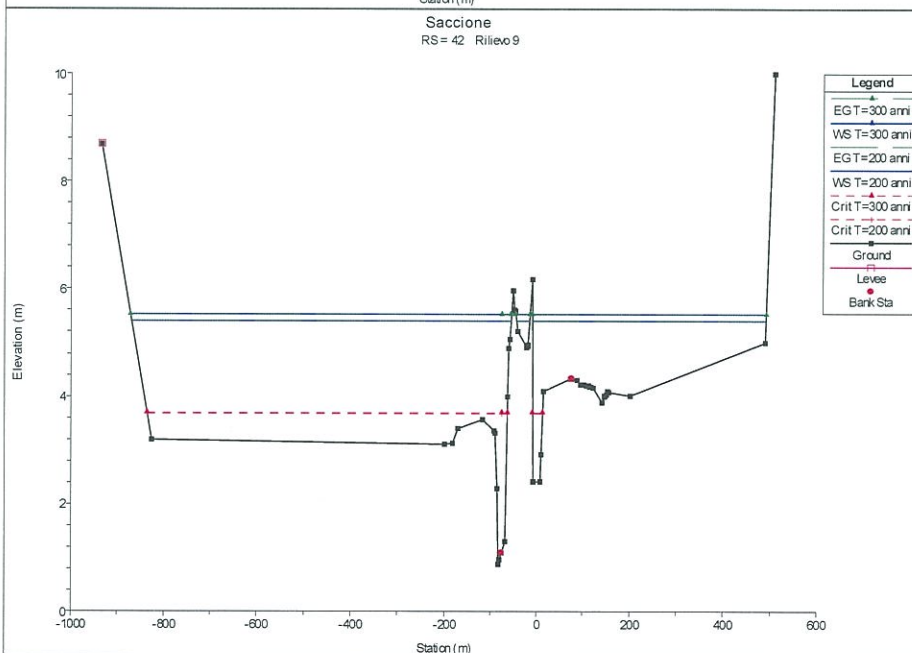
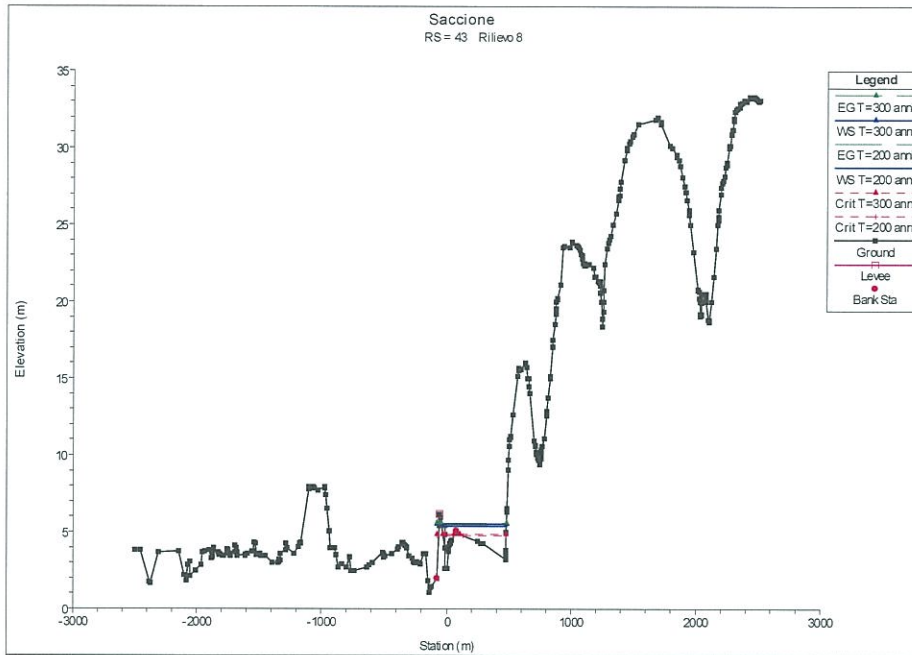
Tabella 6 – Risultati della simulazione (Ante Operam)

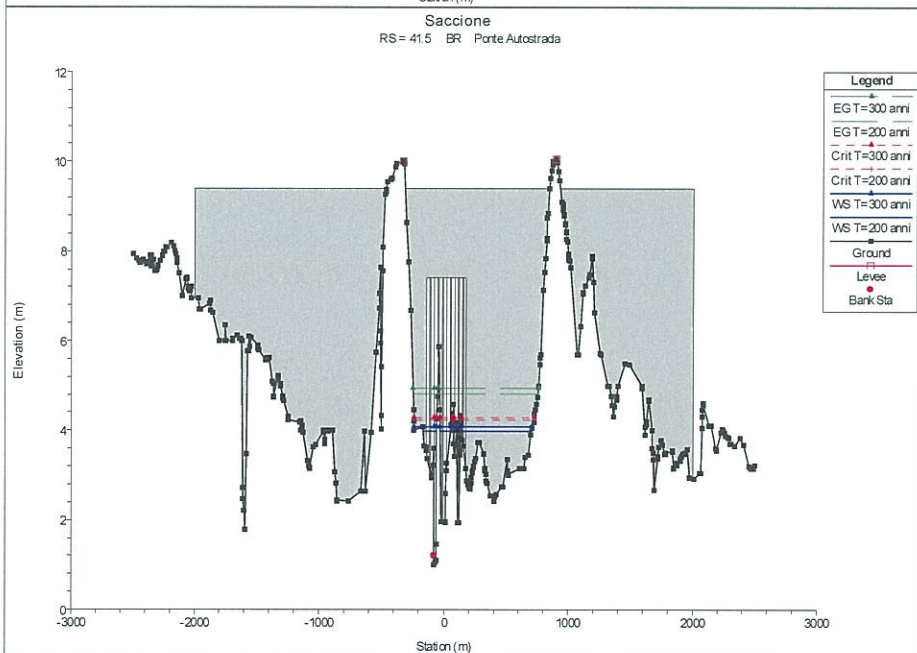
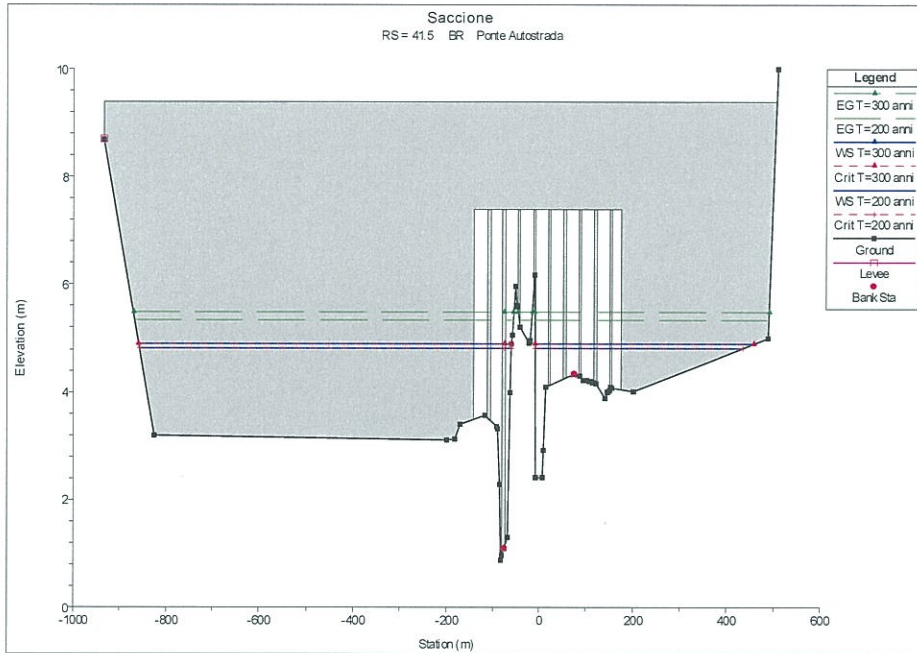
Nelle figure che seguono si riportano i risultati delle elaborazioni in forma grafica.

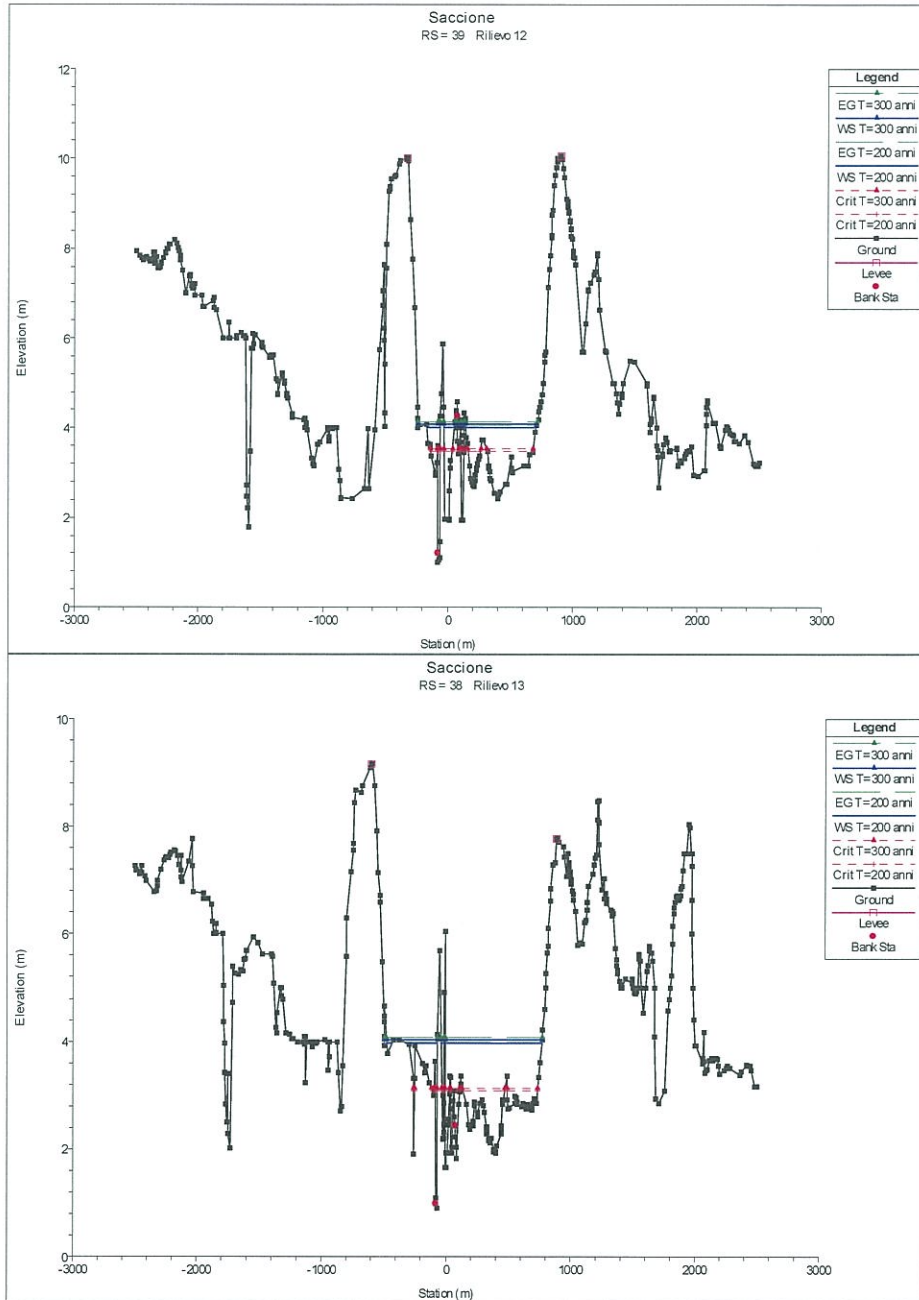




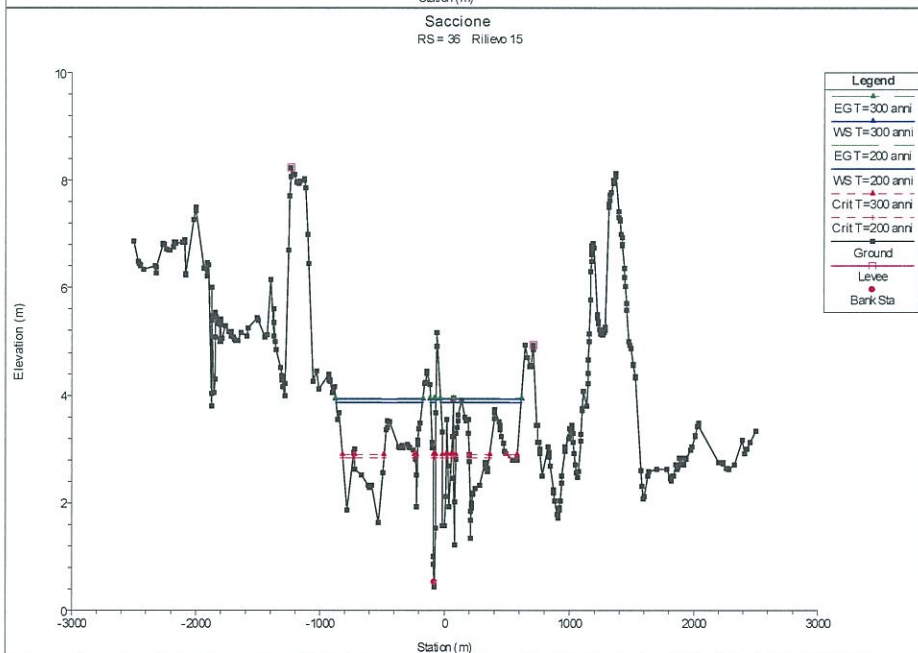
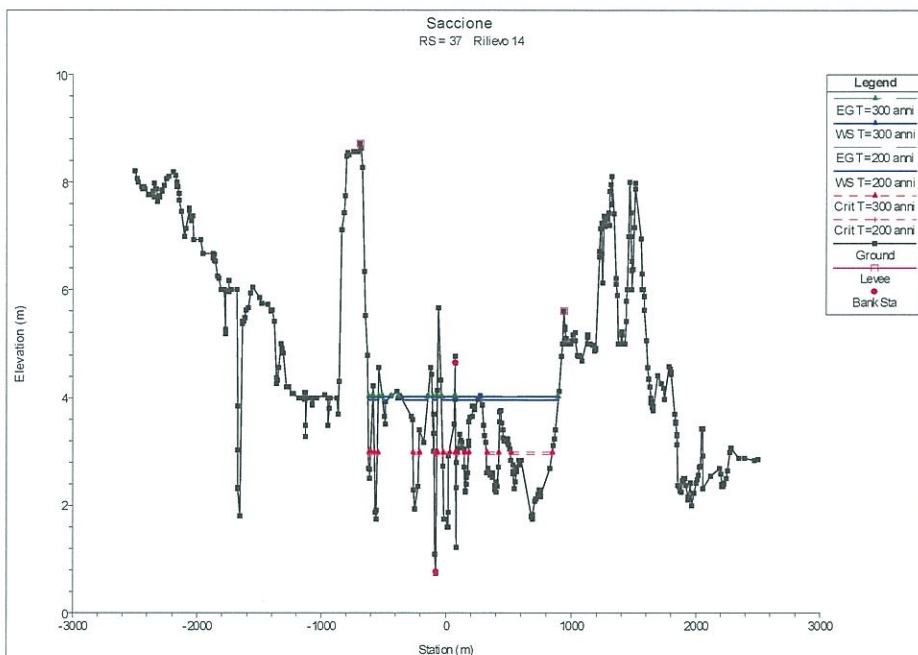


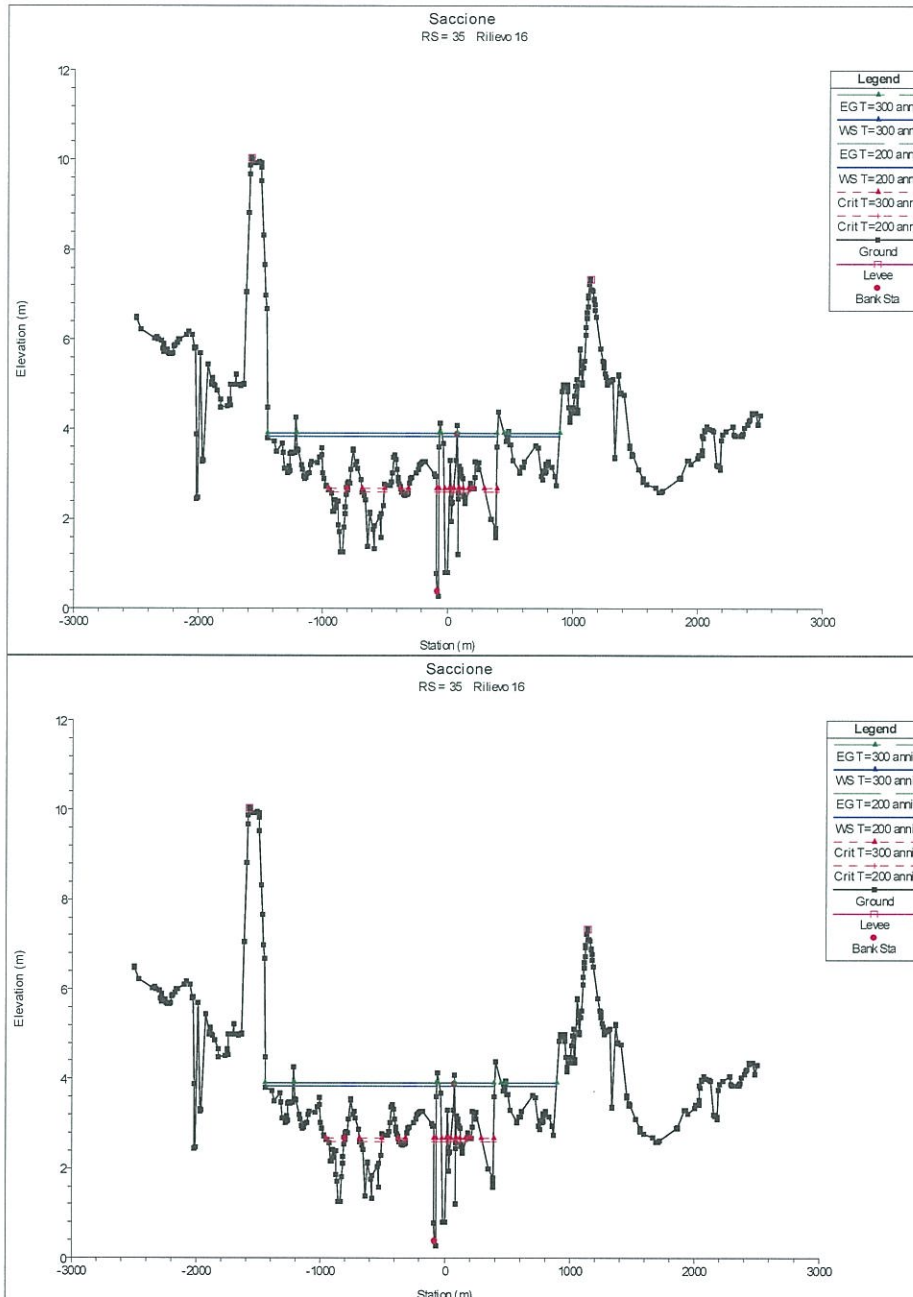


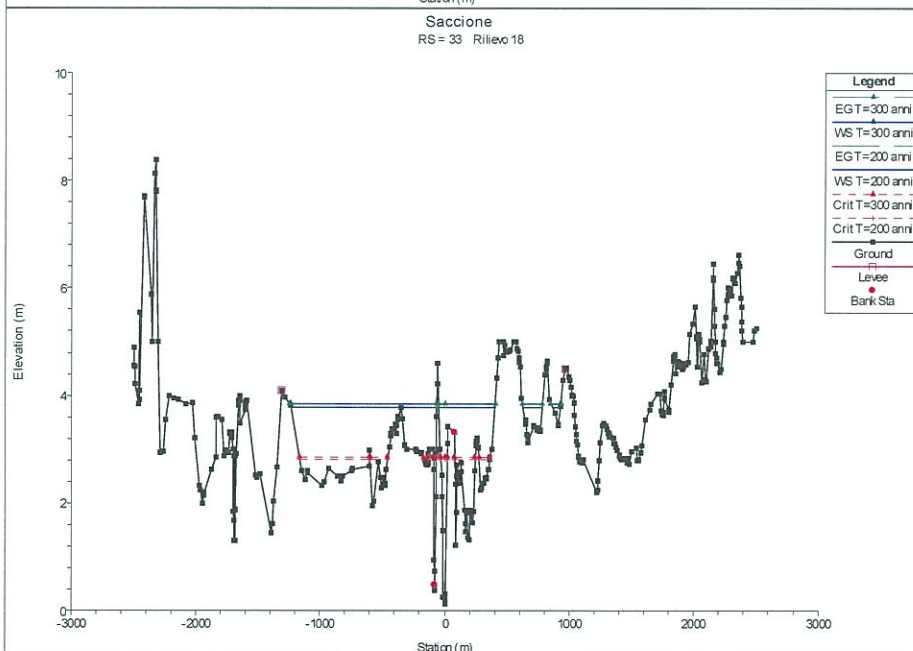
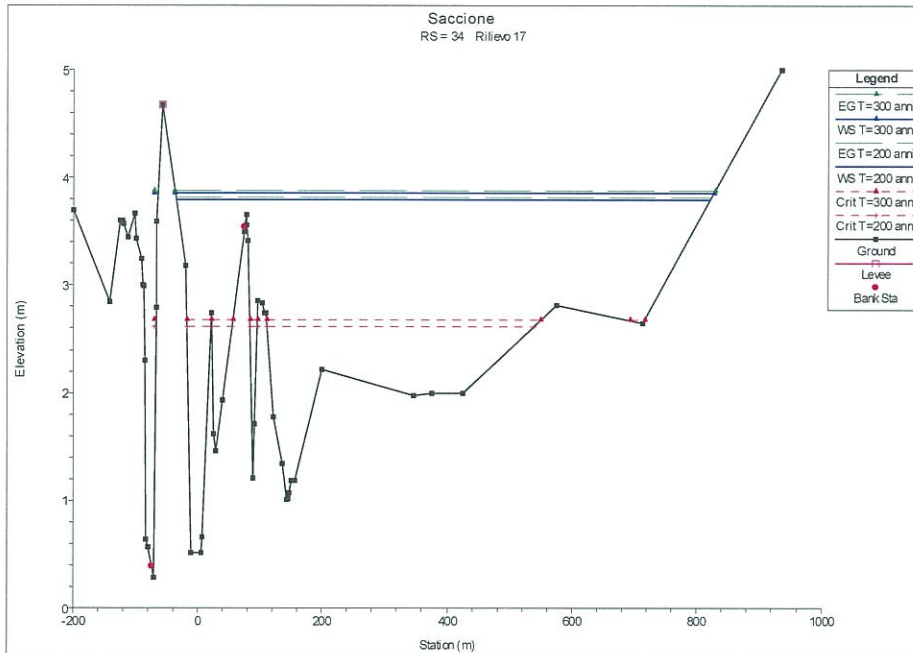


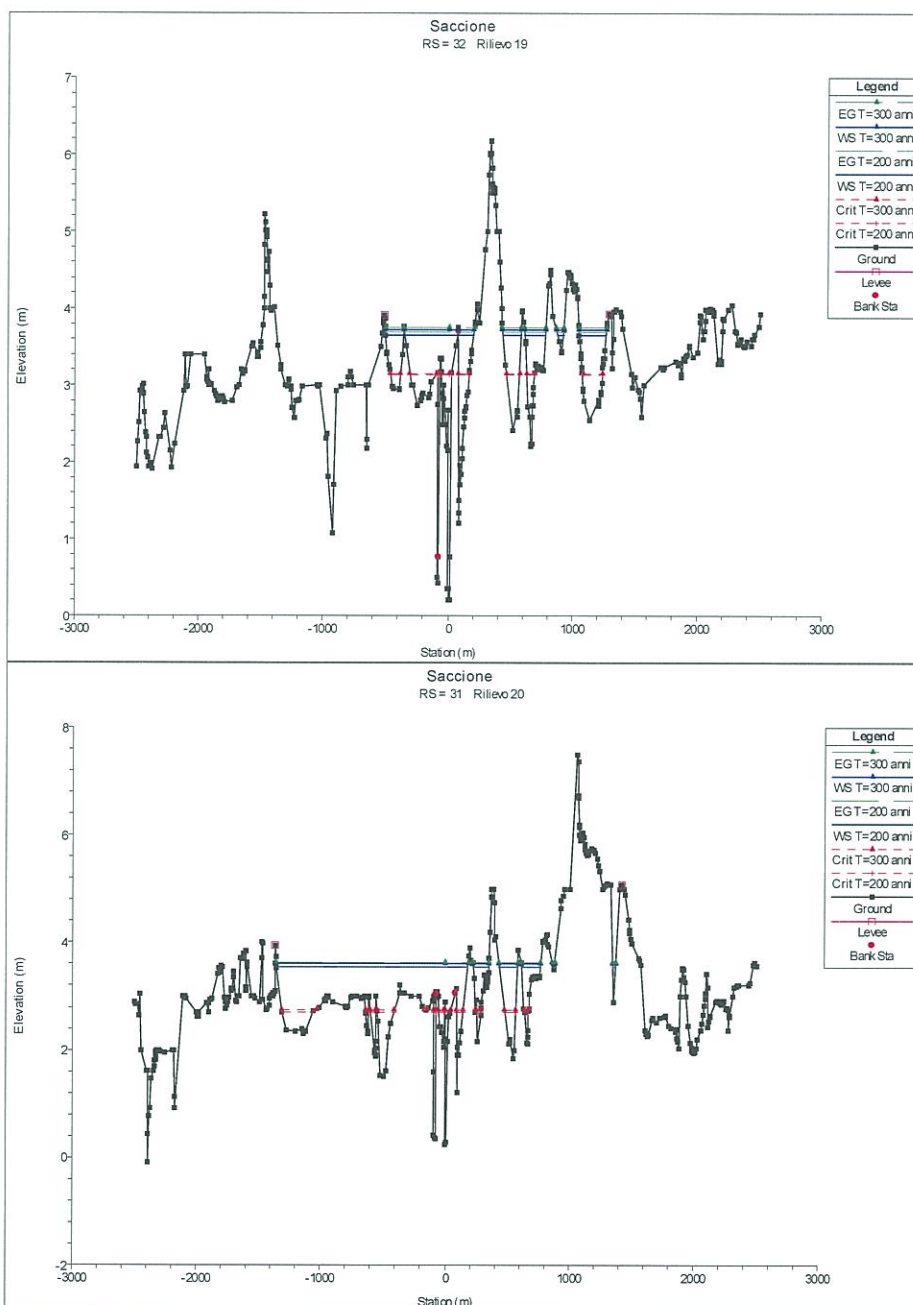


COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
L032	03	R11 RH	ID 00 02 001	1	30 di 52









L'esame dei risultati mostra che la corrente defluisce sempre al di sotto del viadotto esistente con franchi più che adeguati.

3.3.2 Simulazione Post-Operam

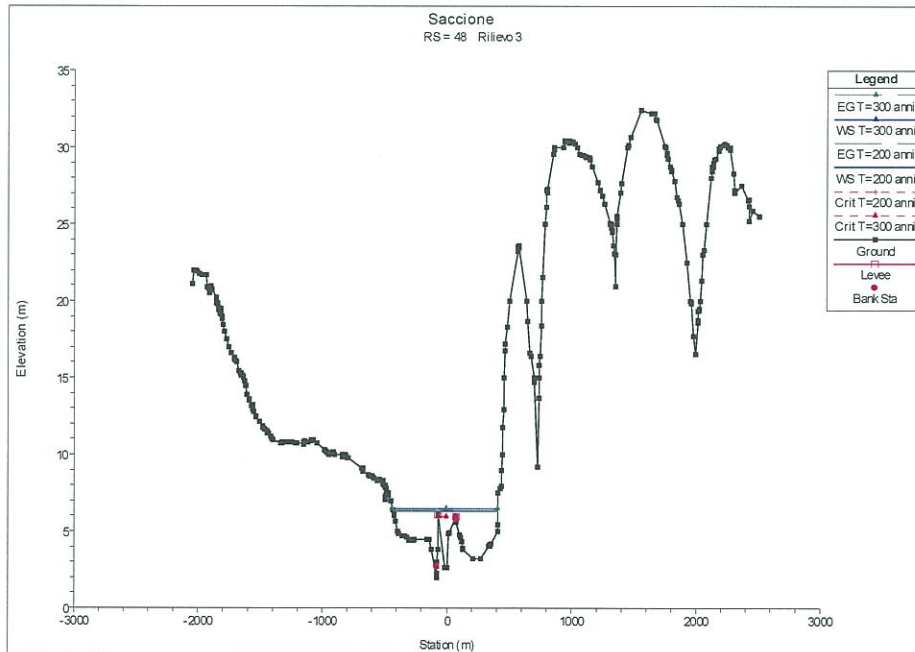
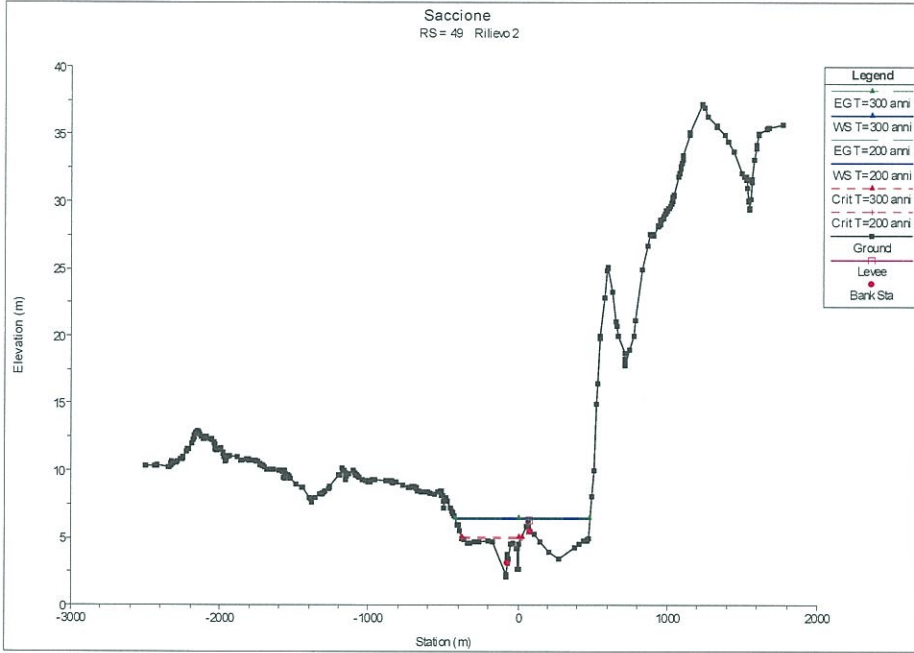
Nella tabelle che seguono si riportano i risultati delle elaborazioni. In particolare, sono riportati, per ciascuna River Station, la portata, la quota di fondo, la quota di pelo libero, di stato critico e del carico idraulico totale, la pendenza della linea del carico totale, la velocità nel main channel, la sezione idrica, la larghezza della sezione al pelo libero e il numero di Froude.

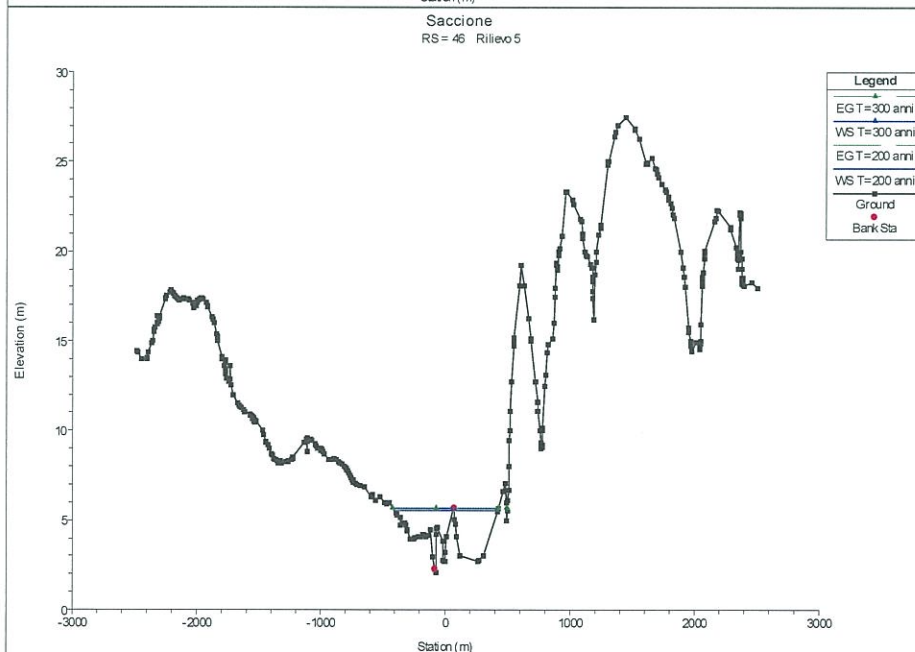
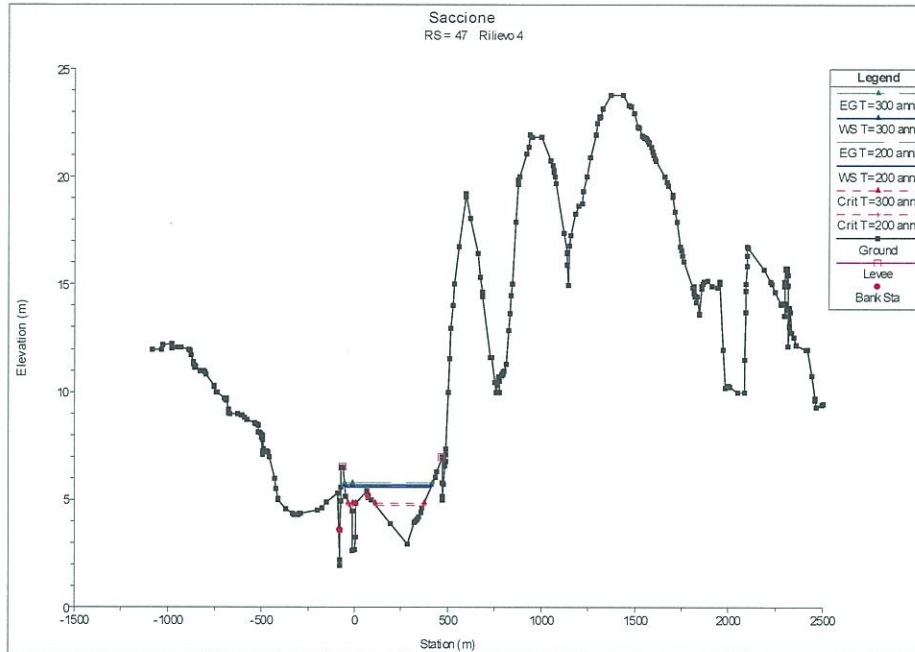
River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Fr
49	771	2.68	6.35	4.99	6.36	1.53E-04	0.41	1706.29	896.96	0.1
49	865	2.68	6.49	5.06	6.5	1.54E-04	0.44	1830.08	903.04	0.1
48	771	2.68	6.33	5.98	6.34	1.29E-04	0.38	1743.65	845.95	0.09
48	865	2.68	6.47	5.98	6.48	1.32E-04	0.41	1860	850.71	0.1
47	771	2.62	5.55	4.73	5.64	2.17E-03	1.01	584.16	462.52	0.34
47	865	2.62	5.68	4.81	5.77	2.04E-03	1.07	643.35	469.81	0.34
46	771	2.09	5.54		5.56	2.99E-04	0.5	1324.26	828.51	0.14
46	865	2.09	5.67		5.69	3.02E-04	0.52	1435.34	857.34	0.14
45	771	2.2	5.47	3.93	5.52	7.33E-04	0.76	796.91	446.07	0.21
45	865	2.2	5.6	4.05	5.66	7.62E-04	0.8	855.17	461.33	0.22
44	771	1.97	5.49	3.56	5.49	4.80E-05	0.19	3189.84	1837.07	0.05
44	865	1.97	5.62	3.62	5.62	4.80E-05	0.2	3431.7	1850.54	0.06
43	771	2	5.38	4.77	5.46	2.35E-03	1.26	606.6	523.47	0.37
43	865	2	5.51	4.84	5.59	2.09E-03	1.26	674.99	526.59	0.36
42	771	1.1	5.4	3.68	5.4	8.30E-05	0.27	2332.83	1340.79	0.07
42	865	1.1	5.53	3.69	5.54	8.40E-05	0.29	2509.47	1347.59	0.07
41.5	Bridge									
39	771	1.02	4.01	3.48	4.07	1.81E-03	1.25	769.04	813.99	0.34
39	865	1.02	4.09	3.52	4.15	1.91E-03	1.3	831.25	897.71	0.35

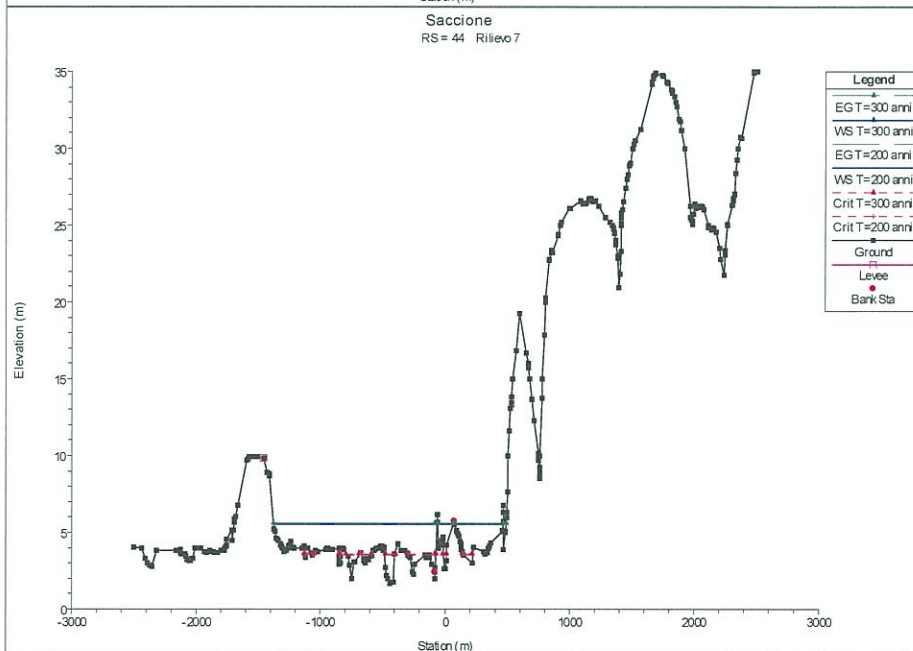
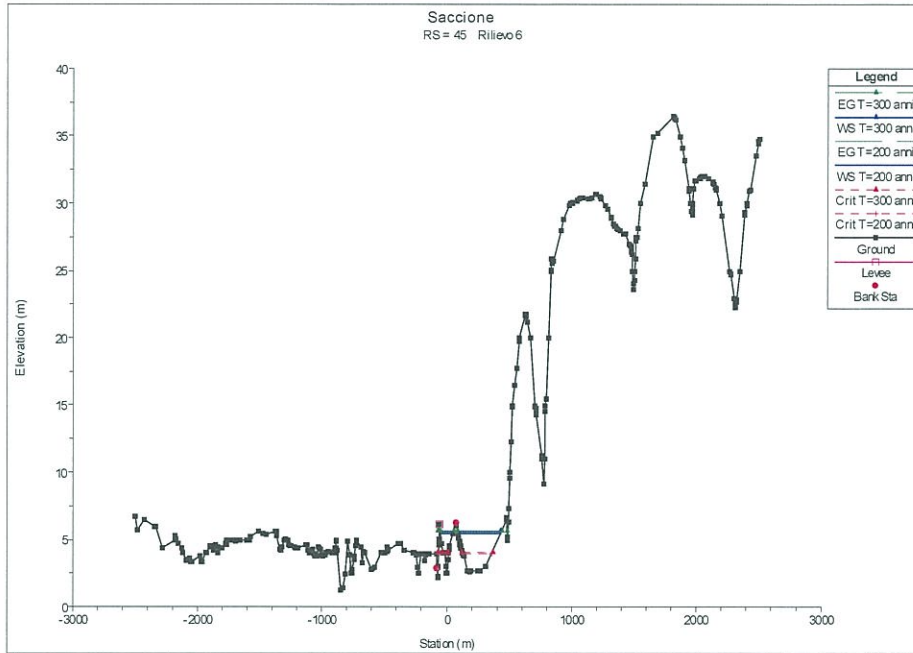
River Sta	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Fr
38	Bridge									
37	771	0.73	3.94	2.94	3.96	5.36E-04	0.66	1294.83	1233.45	0.18
37	865	0.73	4.01	2.98	4.03	5.70E-04	0.7	1382.22	1321.55	0.19
36	771	0.45	3.86	2.85	3.88	4.81E-04	0.62	1427.01	1375.87	0.17
36	865	0.45	3.93	2.9	3.95	5.04E-04	0.64	1521.85	1402.15	0.18
35	771	0.28	3.83	2.6	3.84	2.11E-04	0.45	2140.16	2215.48	0.12
35	865	0.28	3.9	2.67	3.91	2.17E-04	0.46	2291.08	2246.82	0.12
34	771	0.28	3.79	2.62	3.81	4.27E-04	0.69	1230.14	857.19	0.17
34	865	0.28	3.86	2.68	3.88	4.71E-04	0.74	1284.98	864.78	0.18
33	771	0.13	3.77	2.82	3.78	2.63E-04	0.46	1875.28	1837.38	0.13
33	865	0.13	3.84	2.85	3.85	2.77E-04	0.49	1993.25	1872.1	0.13
32	771	0.2	3.65	3.14	3.69	1.66E-03	1	934.31	1255.55	0.31
32	865	0.2	3.72	3.15	3.75	1.68E-03	1.02	1013.03	1304.64	0.31
31	771	0.25	3.54	2.7	3.56	4.50E-04	0.55	1673.81	1984.41	0.16
31	865	0.25	3.61	2.76	3.62	4.51E-04	0.57	1801.82	2011.17	0.17

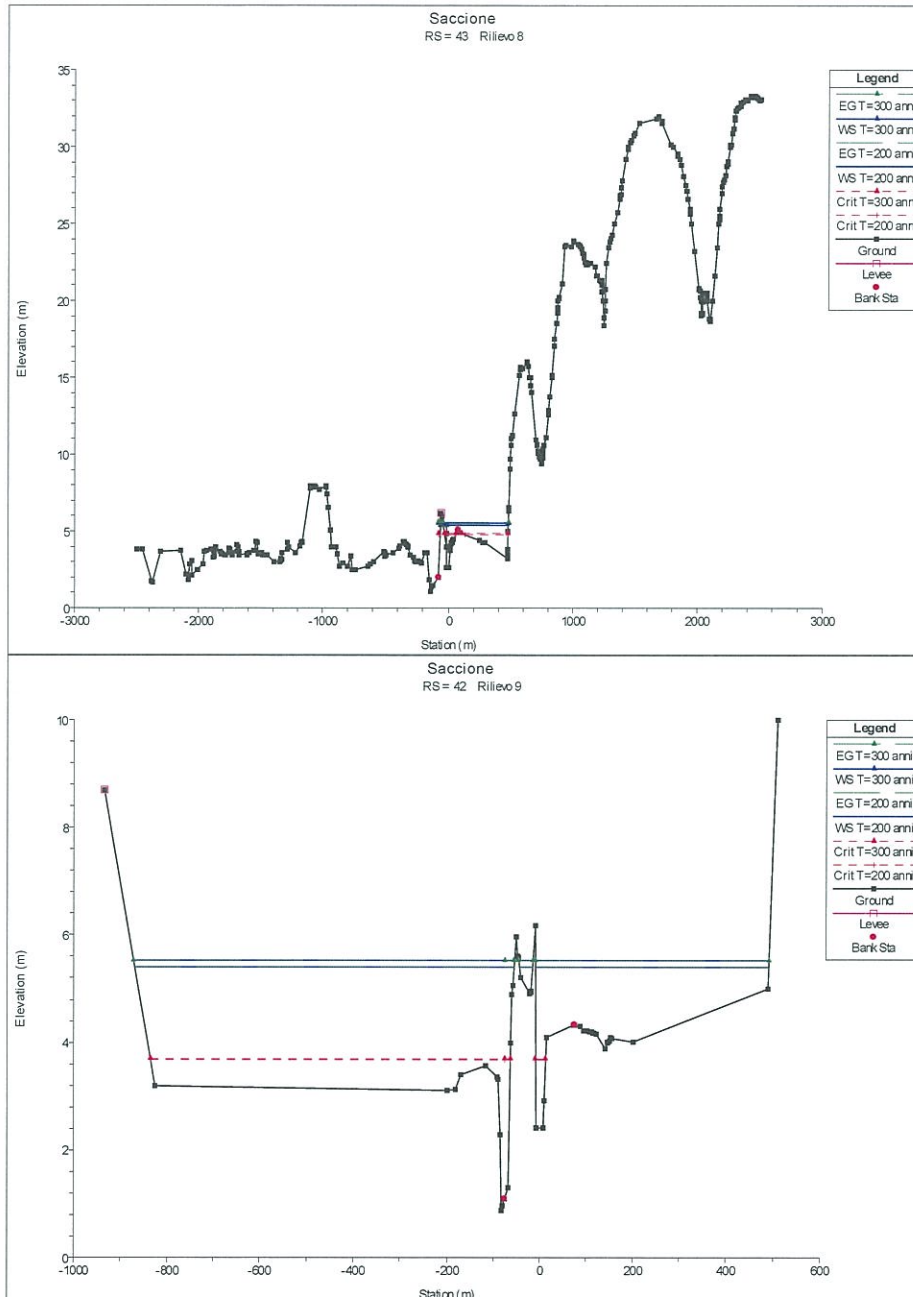
Tabella 7 – Risultati della simulazione (Post-Operam)

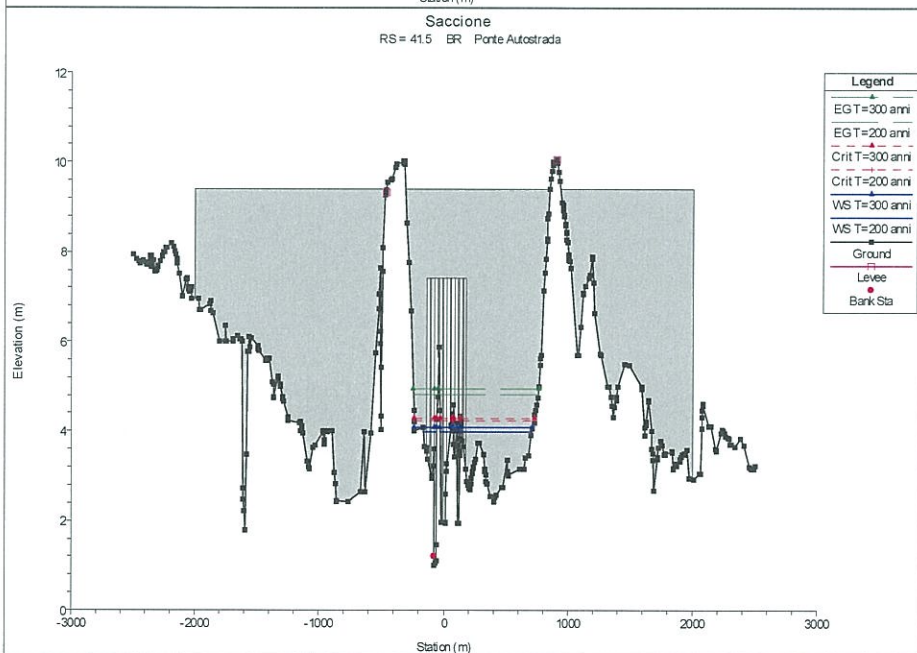
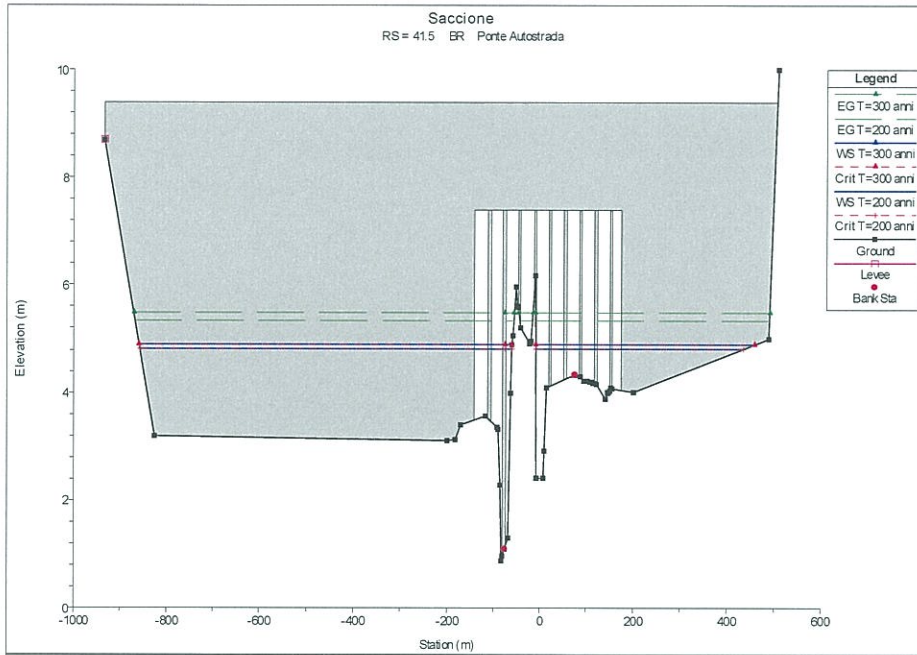
Nelle figure che seguono si riportano i risultati delle elaborazioni in forma grafica.

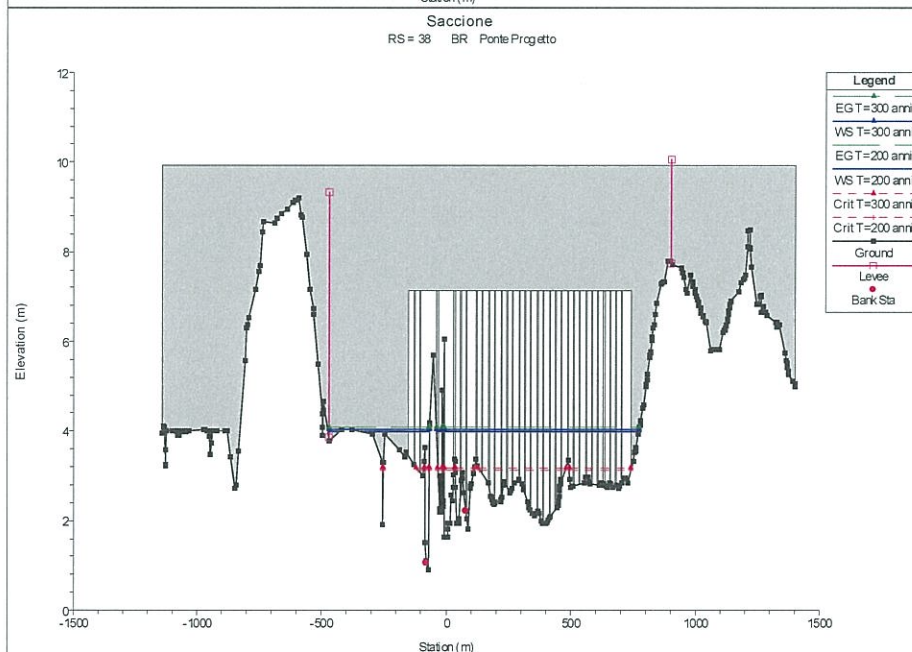
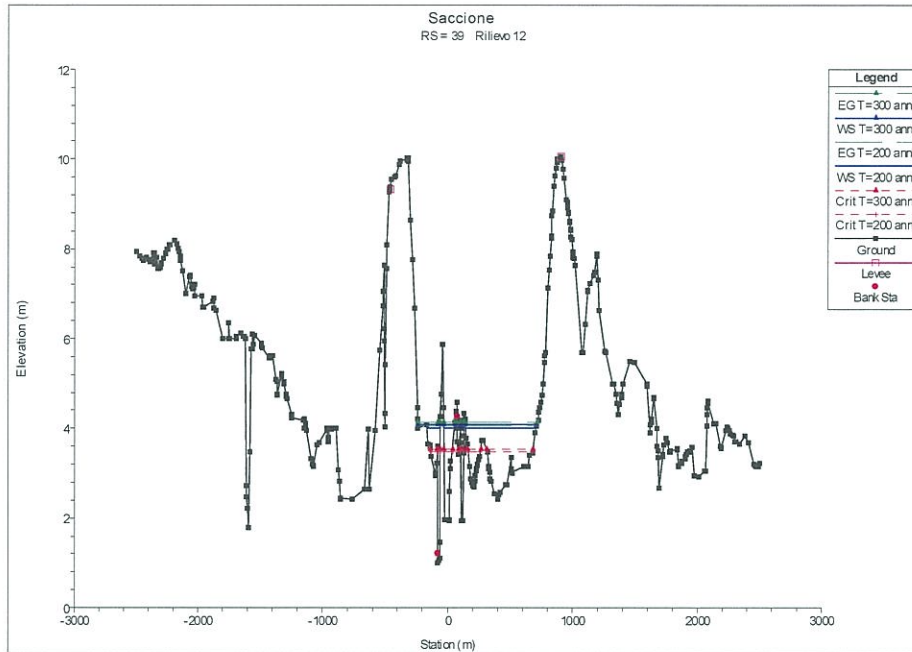


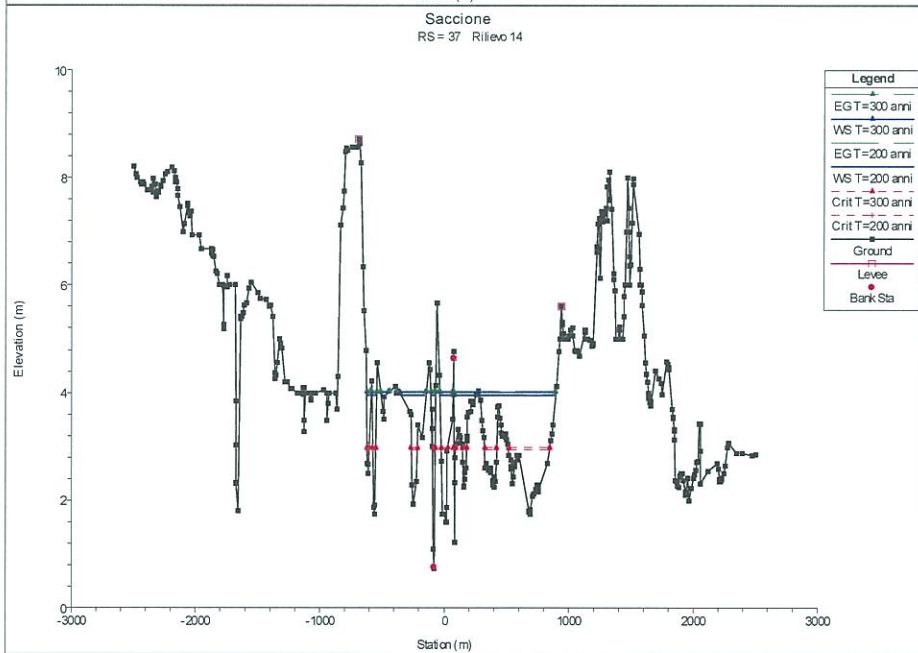
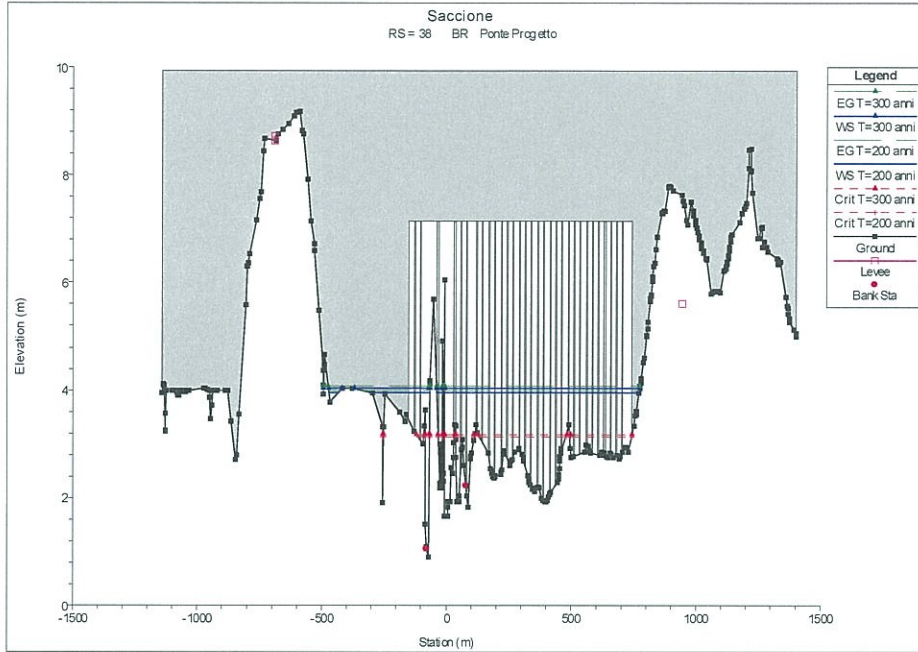


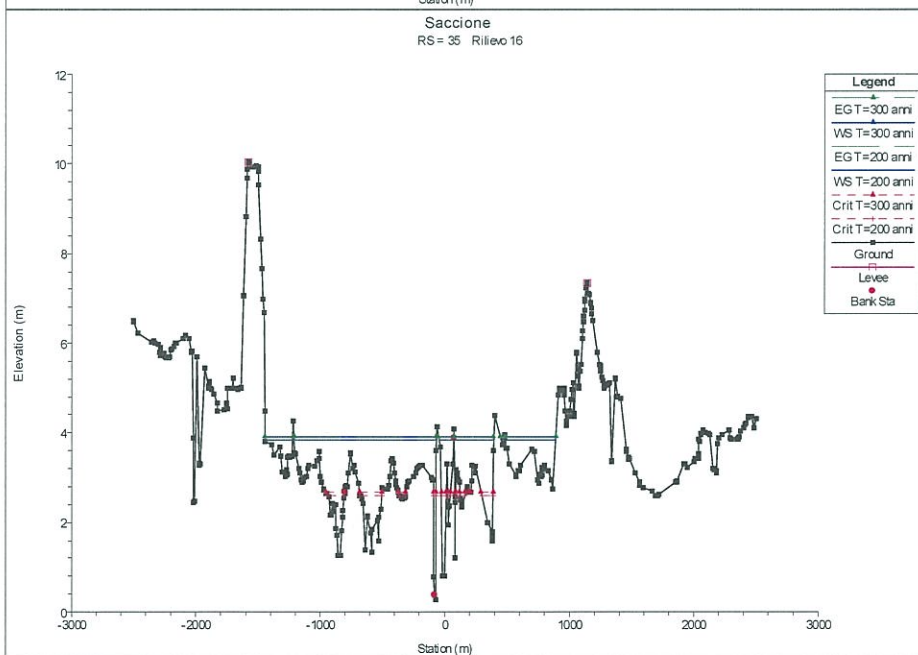
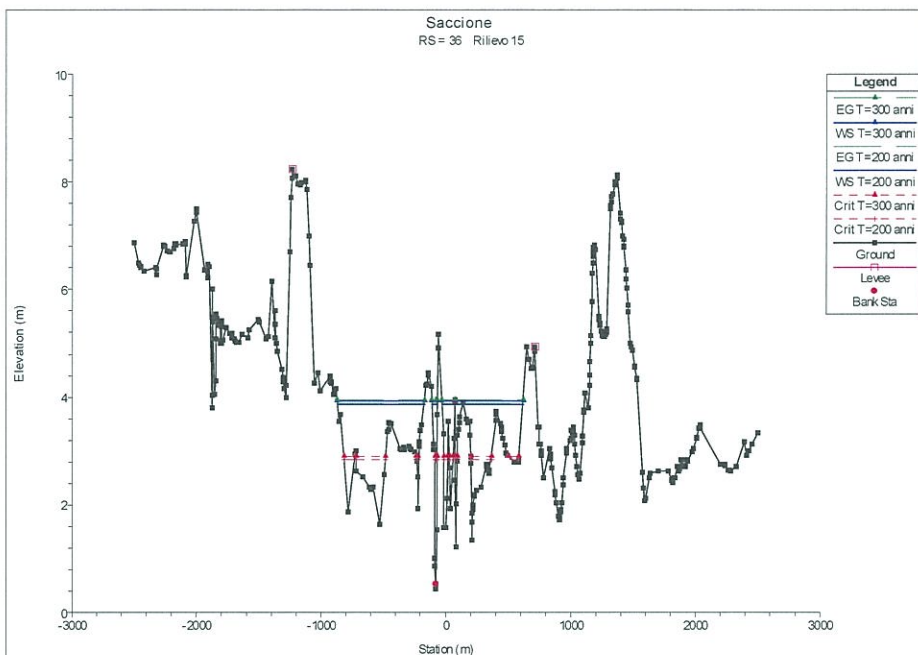


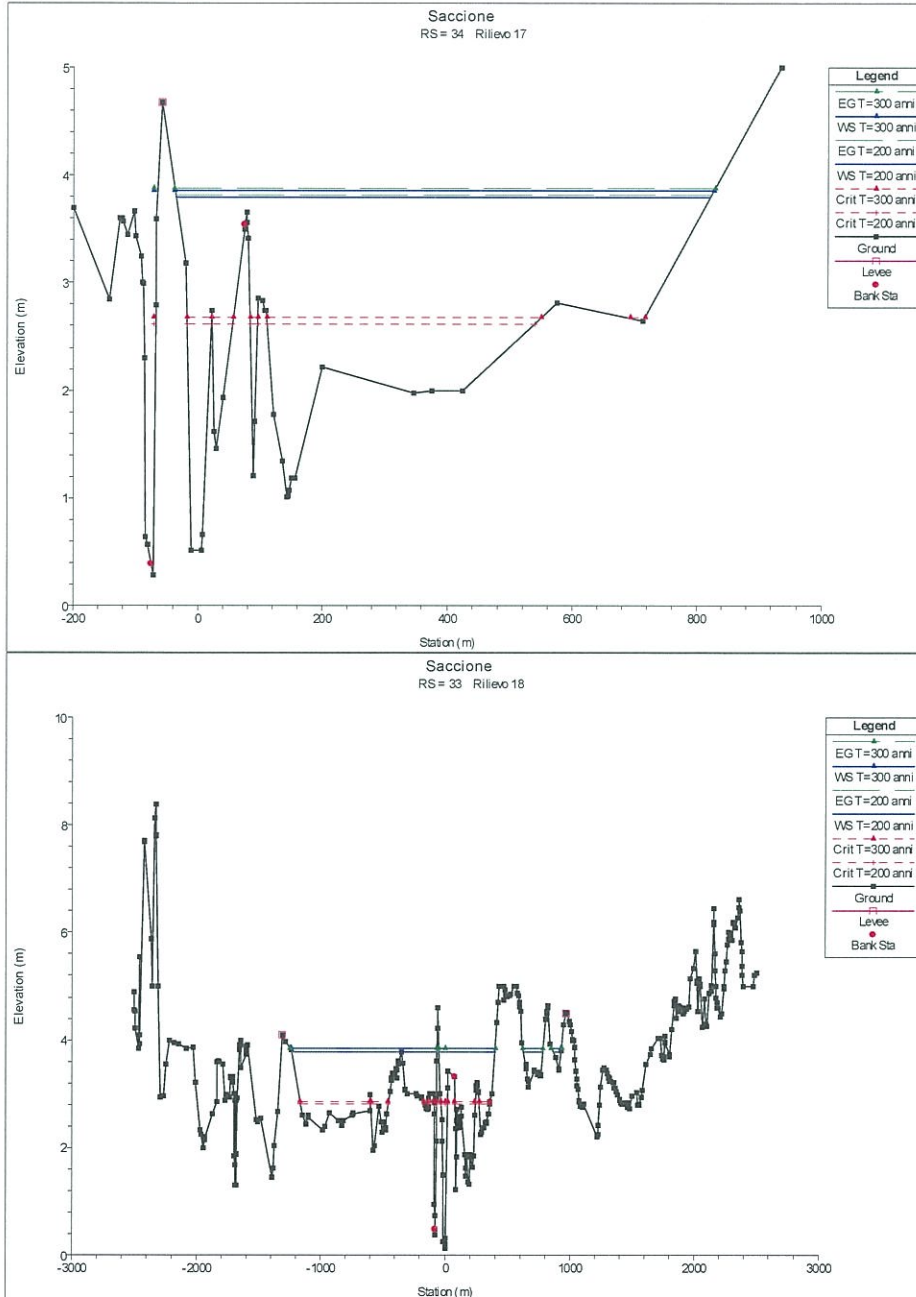


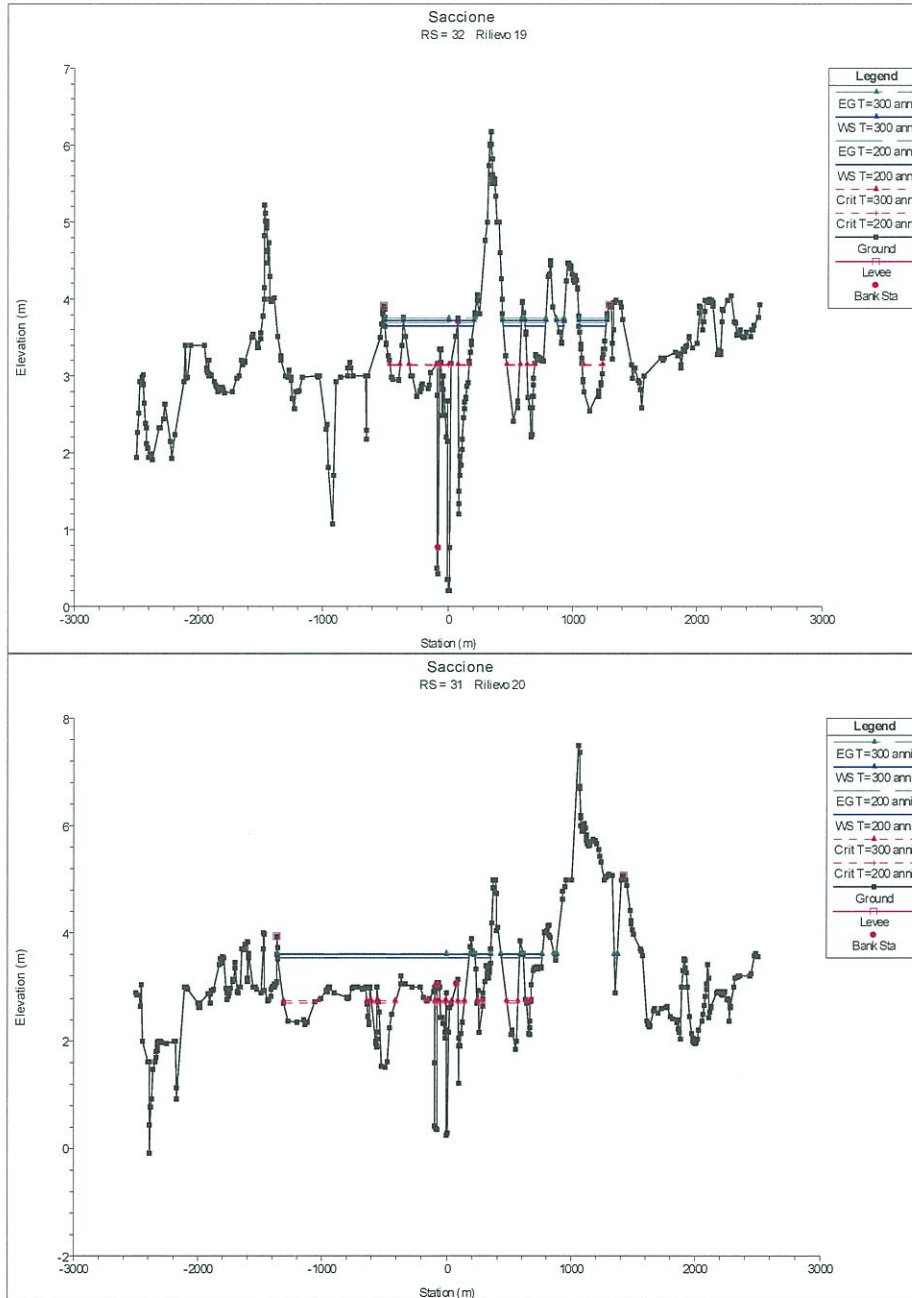












Nelle tabelle che seguono si riportano i risultati in corrispondenza del viadotto di progetto.

Plan: Plan 02 Saccione Saccione RS: 38 Profile: T=200 anni				
E.G. US. (m)	4.07	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	4.01	E.G. Elev (m)	4.01	4
Q Total (m3/s)	771	W.S. Elev (m)	3.97	3.96
Q Bridge (m3/s)	771	Crit W.S. (m)	3.13	3.13
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.07	3.06
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.82	0.83
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	937.21	927.65
Weir Submerg		Froude # Chl	0.15	0.15
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	759.8	747.89
Min El Weir Flow (m)	9.94	Hydr Depth (m)	1.32	1.31
Min El Prs (m)	7.14	W.P. Total (m)	790.85	789.93
Delta EG (m)	0.11	Conv. Total (m3/s)	25758.4	25368
Delta WS (m)	0.07	Top Width (m)	707.74	707.68
BR Open Area (m2)	3248.24	Frctn Loss (m)	0.01	0.03
BR Open Vel (m/s)	0.83	C & E Loss (m)	0	0.01
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	10.41	10.64
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	-54686.03	-54686.03

Plan: Plan 02 Saccione Saccione RS: 38 Profile: T=300 anni				
E.G. US. (m)	4.15	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	4.09	E.G. Elev (m)	4.08	4.07
Q Total (m3/s)	865	W.S. Elev (m)	4.04	4.03
Q Bridge (m3/s)	865	Crit W.S. (m)	3.18	3.18
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	3.14	3.13
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.88	0.89
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	986.52	976.19
Weir Submerg		Froude # Chl	0.16	0.16
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	839.51	826.02
Min El Weir Flow (m)	9.94	Hydr Depth (m)	1.39	1.38
Min El Prs (m)	7.14	W.P. Total (m)	795.59	794.6
Delta EG (m)	0.11	Conv. Total (m3/s)	27856.9	27423.6
Delta WS (m)	0.08	Top Width (m)	708.08	708.01
BR Open Area (m2)	3248.24	Frctn Loss (m)	0.01	0.03
BR Open Vel (m/s)	0.89	C & E Loss (m)	0	0.01
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	11.72	11.99
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	-54686.03	-54686.03

Nella tabella che segue si riassumono i principali risultati.

T	Q	E.G.	W. S.	Intradosso (I)	Franco sul carico totale (I-E.G.)	Franco sul pelo libero (I-W.S.)
anni	m ³ /s	m.s.m.	m.s.m.	m.s.m.	m	m
200	771	4.01	3.97	7.14	2.15	3.17
300	865	4.08	4.04		3.06	3.10

L'esame della tabella mostra come il franco, per entrambi i periodi di ritorno, soddisfa sia quanto richiesto nelle norme di attuazione del PPAI, dall'Autorità di Bacino competente (T=200 anni: 1.5 m sul pelo libero e comunque non inferiore all'altezza cinetica della corrente) sia le prescrizioni Italferr (T=300 anni il minimo franco tra la quota idrometrica relativa alla piena di progetto e la quota di intradosso del ponte deve essere non inferiore a 0.5 volte l'altezza cinetica della corrente e comunque non inferiore a 1.00 m). Pertanto l'opera idraulica risulta dimensionata con un adeguato grado di sicurezza idraulica.

4 ATTRAVERSAMENTI MINORI

L'opera di progetto lungo il suo sviluppo interferisce con alcuni corsi d'acqua minori. Nella tabella che segue si riportano il lotto di appartenenza, le progressive, il codice identificativo del corrispondente bacino, la denominazione del corso d'acqua nonché la tipologia di manufatto: Ponte e/o Viadotto (P); Tombino (T).

Lotto	Progressiva	Bacino	Nome	TIPO
3	6+850	A3	Fosso	T
3	7+222	B3	Fosso	T
3	7+350	C3	Fosso	T
3	8+050	D3	Vallone	P
3	9+950	E3	Fosso	T
3	11+500	F3	Canale della Bufalara	T
3	11+984	G3	Bonifica	T
3	12+540	H3	Bonifica	T
3	13+650	I3	Bonifica	T
3	12+860	K3	Bonifica	T
3	14+079	L3	Bonifica	T
3	14+315	M3	Bonifica	T
3	14+617	N3	Bonifica	T
3	15+965	P3	Fosso	T
3	16+750	Q3	Fosso	T
3	17+343	R3	Canale Zamparone	P
3	17+900	S3	S. Leonardo	P
3	19+503	T3	Vallone della Castagna	P
3	19+850	U3	Affluente Vallone della Castagna	P
3	20+400	V3	Affluente minore del canale dell'Acqua	P
3	20+830	W3	Affluente minore del canale dell'Acqua	P
3	21+165	Y3	Canale dell'Acqua	P

In quanto segue si riassumono le principali caratteristiche dei ponti:

- Bacino D3: Ponte VI01 (L=62.5 m) ad 1 campata quota intradosso 4.61 msm;
- Bacino R3: Ponte VI03 (L=14 m) ad 1 campata quota intradosso 14.76 msm;

- Bacino S3: Ponte VI04 (L=21 m) ad un'unica campata quota intradosso 14.53 msm;
- Bacino T3: Ponte VI05 (L=25 m) ad un'unica campata quota intradosso 17.71 msm;
- Bacino U3: Ponte VI06 (L=25 m) ad un'unica campata quota intradosso 18.48 msm;
- Bacino V3: Ponte VI07 (L=75 m) a 3 campate quota intradosso 19.11 msm;
- Bacino W3: Ponte VI08 (L=25 m) ad 1 campata quota intradosso 18.93 msm;
- Bacino Y3: Ponte VI09 (L=125 m) ad 5 campate quota intradosso 18.75 msm.

A tali corsi d'acqua si aggiunge il cosiddetto "Gronda" (Bacino O3) che tuttavia si immette nel Saccione, sotto attraversando la prima campata (Lato Lesina), e pertanto non è oggetto di verifica.

Rimandando alla relazione idrologica i dettagli del caso, in tale sede si riportano i risultati salienti dell'analisi svolta. Per la stima delle portate è stata condotta preliminarmente un'analisi statistica dei dati pluviometrici della stazione Chieuti-Scalo ricostruendo le curve di possibilità pluviometriche per i periodi di ritorno di interesse (in accordo con il manuale Italferr il periodo di ritorno è stato fissato pari a: 200 anni per corsi d'acqua che sottendono a bacini con estensione inferiore a 10 km²; 300 anni per corsi d'acqua che sottendono a bacini con estensione superiore a 10 km²). Come modello di trasformazione afflussi deflussi è stato considerato il modello cinematico utilizzando, per la stima del tempo di corrivazione, differenti espressioni disponibili in letteratura. Prudenzialmente per la definizione della portata è stato assunto il valore minimo dei tempi di corrivazione stimati (limitandolo tuttavia a quindici minuti).

Nella tabella che segue si riportano i risultati delle elaborazioni svolte in termini di estensione dei bacini e di portate.

Lotto	N. Bacino	A (kmq)	Q (m ³ /s)
3	A3	0.007	0.20
3	B3	0.033	0.93
3	C3	0.033	0.93
3	D3	32.23	251.21
3	E3	0.168	4.71
3	F3	1.620	37.48
3	G3	0.028	0.79
3	H3	0.036	0.99
3	I3	0.048	1.35

Lotto	N. Bacino	A (kmq)	Q (m ³ /s)
3	K3	0.025	0.70
3	L3	0.023	0.63
3	M3	0.015	0.41
3	N3	0.019	0.53
3	P3	1.003	21.82
3	Q3	2.990	43.13
3	R3	3.974	43.25
3	S3	4.137	65.11
3	T3	7.796	64.31
3	U3	0.813	16.16
3	V3	1.457	23.49
3	W3	1.199	22.51
3	Y3	6.446	57.58

Come anticipato in premessa le verifiche idrauliche sono state condotte ipotizzando valide le condizioni di moto uniforme e facendo riferimento alla nota formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = K_s \sigma R^{2/3} i^{1/2}$$

in cui si è indicato con:

Q la portata (m³/s);

i la pendenza del manufatto (m/m);

σ la sezione idrica (m²);

R il raggio idraulico, pari al rapporto tra sezione idrica e perimetro bagnato (m);

K_s il coefficiente di scabrezza di Gauckler e Strickler (m^{1/3}/s).

Il motivo fondamentale per cui l'impiego in campo tecnico della formula di Gauckler e Strickler è ampiamente consolidato risiede sicuramente nella vasta messe di dati sperimentali su cui la formula è stata calibrata; sono disponibili infatti in letteratura valori tabellati del coefficiente di scabrezza K_s , per diverse tipologie di canali e di materiali costituenti le pareti dei canali stessi (valutati per primo da Manning nel 1889). Il valore del coefficiente di Gauckler e Strickler è stato assunto cautelativamente sempre pari a 60 m^{1/3}/s. Per quanto attiene i ponti si è previsto sempre una rimodellazione della sezione (di forma trapezia, con sponde inclinate rispetto all'orizzontale in maniera opportuna) in corrispondenza delle opere di progetto. Pertanto per questi manufatti si sono determinate le condizioni idrodinamiche relativamente alla sezione rimodellata, verificando che non vi fosse interferenza né con le spalle né con eventuali pile. Di contro, per i tombini, la verifica è stata condotta con riferimento alla sezione del tombino medesima. In quanto segue riportano i risultati delle verifiche idrauliche. In particolare per quanto

attiene i tombini, oltre la portata e la pendenza longitudinale, si riporta la tipologia (R: Scatolare; C: Circolare), le dimensioni, il grado di riempimento nonché la velocità media di portata. Per i ponti di contro si riportano oltre la portata e la pendenza longitudinale e la caratteristiche della sezione rimodellata (b: base minore; Angolo della sponda rispetto all'orizzontale): quota fondo sezione (zf), quota di pelo libero (h), altezza cinetica, carico totale, quota intradosso e franco (valutato sia sul pelo libero che sul carico totale).

Lotto	Progressiva	Bacino	Nome	Q	i	TIPO	D	B	H _{max}	I/H _{max} h/D	V
				m ³ /s	-		m	m	m	-	m/s
3	6+850	A3	Fosso	0.20	0.85%	C	1.5			0.14	1.4
3	7+222	B3	Fosso	0.93	1.44%	C	1.5			0.25	2.6
3	7+350	C3	Fosso	0.93	1.44%	C	1.5			0.25	2.6
3	9+950	E3	Fosso	4.71	2.08%	R		2.0	2.0	0.27	4.3
3	11+500	F3	Canale della Bufalara	37.48	0.51%	R		5.0	2.5	0.69	4.4
3	11+984	G3	Bonifica	0.79	0.50%	C	1.5			0.30	1.7
3	12+540	H3	Bonifica	0.99	0.50%	C	1.5			0.34	1.8
3	13+650	I3	Bonifica	1.35	0.50%	C	1.5			0.41	2.0
3	12+860	K3	Bonifica	0.70	0.50%	C	1.5			0.29	1.7
3	14+079	L3	Bonifica	0.63	0.50%	C	1.5			0.27	1.6
3	14+315	M3	Bonifica	0.41	0.50%	C	1.5			0.22	1.4
3	14+617	N3	Bonifica	0.53	0.50%	C	1.5			0.25	1.5
3	15+965	P3	Fosso	21.82	1.76%	R		3.0	2.0	0.60	6.1
3	16+750	Q3	Fosso	43.13	0.47%	R		5.0	3.0	0.66	4.4

Lotto	Progressiva	Bacino	Nome	Q	i	b	Angolo	zf	h	V ² /2g	E	Intradosso (I)	I-E	I-h
				m ³ /s	-	m	(°)	msm	msm	m	msm	msm	m	m
3	8+050	D3	Vallone	251.2	0.50%	35	45	1.70	3.08	0.51	3.59	4.61	1.02	1.53
3	17+343	R3	Canale Zamparone	43.3	1.84%	5	45	11.35	12.38	0.71	13.09	14.76	1.67	2.38
3	17+900	S3	S. Leonardo	65.1	0.36%	6	25	10.76	12.46	0.41	12.86	14.53	1.67	2.07
3	19+503	T3	Vallone della Castagna	64.3	1.15%	6	45	11.54	12.89	0.66	13.55	17.71	4.16	4.82
3	19+850	U3	Affluente Vallone della Castagna	16.2	2.93%	3	45	15.05	15.72	0.66	16.39	18.48	2.09	2.76
3	20+400	V3	Affluente minore del canale dell'Acqua	23.5	2.01%	2	45	9.51	10.64	0.67	11.32	19.11	7.79	8.47
3	20+830	W3	Affluente minore del canale dell'Acqua	22.5	3.07%	2	45	12.86	13.85	0.78	14.63	18.93	4.30	5.08
3	21+165	Y3	Canale dell'Acqua	57.6	2.11%	3	45	11.43	12.95	0.85	13.80	18.75	4.95	5.80



LINEA PESCARA - BARI

LOTTO 00 ELABORATI GENERALI

Relazione idraulica 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
L032	03	R11 RH	ID 00 02 001	1	52 di 52

L'esame dei risultati mostra come per i tombini il grado di riempimento è sempre non superiore al 70% mentre la velocità non supera i 6.1 m/s. Per quanto attiene i ponti e/o viadotti l'esame della tabella mostra come il franco soddisfa sia quanto richiesto nelle norme di attuazione del PPAI, dall'Autorità di Bacino che le prescrizioni Italferr. Pertanto le opere risultano dimensionate con un adeguato grado di sicurezza idraulica.