



COMUNE DI FANO
PROVINCIA DI PESARO E URBINO

STUDIO IDROLOGICO ED IDRAULICO VERIFICA DI COMPATIBILITÀ IDRAULICA DEGLI STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E PER L'INVARIANZA IDRAULICA DELLE TRASFORMAZIONI TERRITORIALI DI CUI ALL'ART.10, COMMA 4, DELLA L.R. 22/2011 E SECONDO I "CRITERI, MODALITÀ E INDICAZIONI TECNICO-OPERATIVE" APPROVATI CON DGR N. 53 DEL 27/01/2014 (B.U.R. MARCHE N.19 DEL 17/02/2014) RELATIVO ALLA REALIZZAZIONE DI UNA PISTA DI PATTINAGGIO PER LA PRATICA DELLO SKATEBOARDING IN VIA DELLA FRATELLANZA S.N.C.



**INTEGRAZIONE ALLA VALUTAZIONE DI
COMPATIBILITÀ IDRAULICA**

**COMMITTENTE:
VITALI TIZIANO**

Dott. Geol. CENCIONI CARLO
Via Il Strada, 6/A – 61032 Fano (PU)

Nella valutazione di compatibilità idraulica del 04/04/2019 io sottoscritto Dott. Geol. Carlo Cencioni ho fatto riferimento ad uno studio idraulico del Torrente Arzilla eseguito dal Dott. Geol. Alberto Antinori nel 2007.

Con la presente sono a comunicare di trovarmi d'accordo con le conclusioni del Dott. Geol. Alberto Antinori che in tale studio ha rilevato, tra le altre cose, che in caso di piena avente tempo di ritorno di 200 anni (portata di 350 m³/s), il livello di massima piena può raggiungere la quota di 6,5 mt.

A completamento della mia relazione di compatibilità idraulica del 04/04/2019 allego alla presente copia integrale del lavoro del collega.

Fano, lì 25/07/2019

Dott. Geol. Carlo Cencioni
DOCUMENTO FIRMATO DIGITALMENTE



INDICE

| | |
|--|----|
| 1. PREMESSA..... | 2 |
| 2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO..... | 3 |
| 3. INQUADRAMENTO FISICO..... | 4 |
| 4. IDROLOGIA..... | 6 |
| 5. VERIFICHE IDRAULICHE..... | 9 |
| ALLEGATO 1 Risultati delle verifiche..... | 15 |
| ALLEGATO 2 Documentazione fotografica..... | 28 |

Allegato: Tavola con planimetrie e sezione rappresentativa



1 - PREMESSA

Scopo del presente studio è di verificare le condizioni idrauliche di deflusso del Torrente Arzilla nel tratto terminale di corso, in corrispondenza della passerella pedonale che collega Via dell'Arzilla in sponda destra con Via del Carmine in sinistra, nel territorio comunale di Fano, alla periferia della città.

In corrispondenza di tale zona, infatti, in sponda sinistra, il Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI) delimita un'area a rischio di esondazione.

Il presente studio, basato su rilievi puntuali, è volto pertanto a verificare le condizioni locali di allagabilità in tale tratto, permettendo quindi una più precisa perimetrazione del rischio, che supporti la richiesta di modifica del limite di esondazione in sponda sinistra.

A tal fine il presente studio ha comportato le seguenti attività:

- caratterizzazione geometrica del bacino del T. Arzilla sulla base della cartografia CTR e della cartografia comunale
- caratterizzazione geometrica del tratto di corso in esame mediante rilievo diretto ed acquisizione di 11 sezioni topografiche
- survey lungo tutto il corso per verificare le condizioni di deflusso generali
- studio idrologico per definire i valori di piena di progetto
- studio idraulico per il calcolo dei livelli idrici e dei parametri del flusso.

2 - INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

La zona in studio è localizzata nella parte terminale del corso del T. Arzilla e ricade nel territorio del Comune di Fano.

Essa è inquadrata nella seguente cartografia:

- Carta IGM a scala 1:25000 110 IV SO FANO
- Carta Tecnica Regione Marche a scala 1:10000 n° 269090
- Carta del Rischio Idrogeologico RIO7

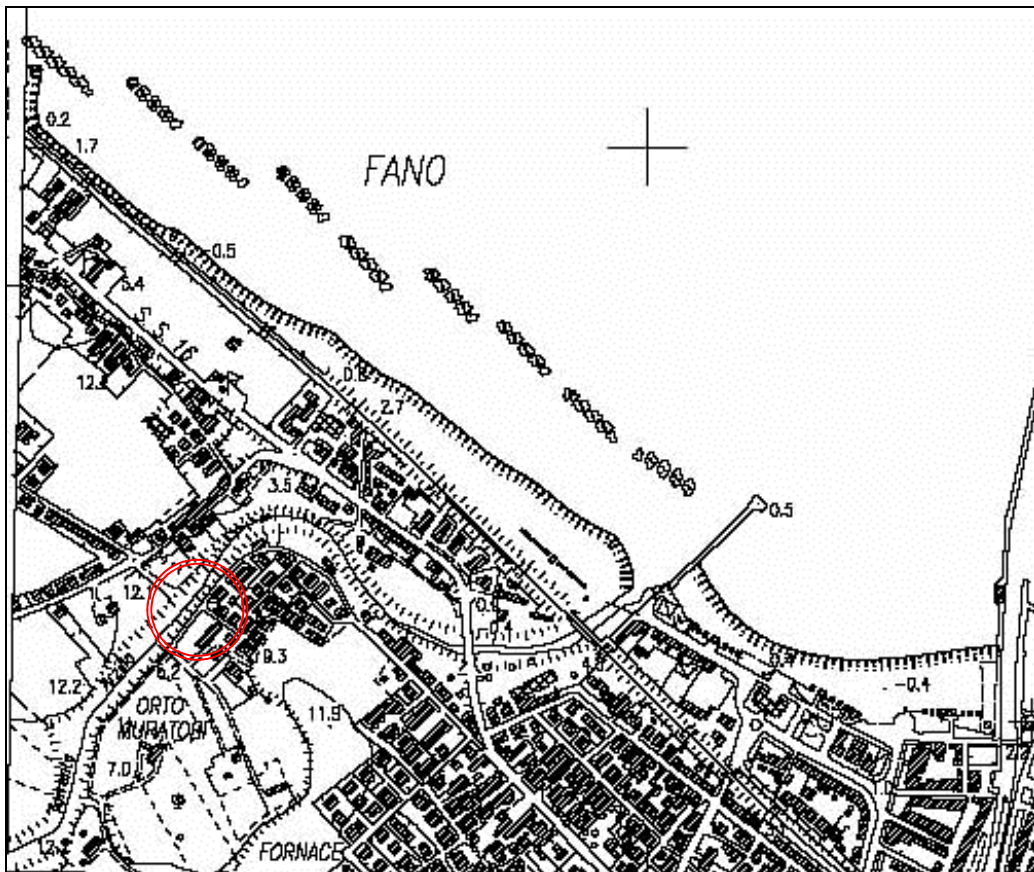


Figura 1 – Stralcio CTR 269090 con localizzazione dell'area in studio

3 - INQUADRAMENTO FISICO

Il torrente Arzilla sfocia nel mare Adriatico a nord ovest della città di Fano.

Esso ha un bacino di forma allungata e si sviluppa nell'entroterra colline, con un'estensione di circa 105 km².

Trae origine dalla confluenza dei fossi Molinaccio e Calcinari sulle pendici orientali di M. Gaudio (443 m s.l.m.), M. Abullo (513 m s.l.m.), M. della Croce (552 m s.l.m.) e m. San Giovanni (430 m s.l.m.).

Dal punto di vista geologico il bacino è schematicamente suddivisibile in 3 parti (v. stralcio della carta geologica, Fig. 2):

- alto bacino costituito da arenarie mioceniche
- parte centrale rappresentata da peliti plioceniche
- basso bacino dove prevalgono ancora le arenarie mioceniche e le sabbie plioceniche

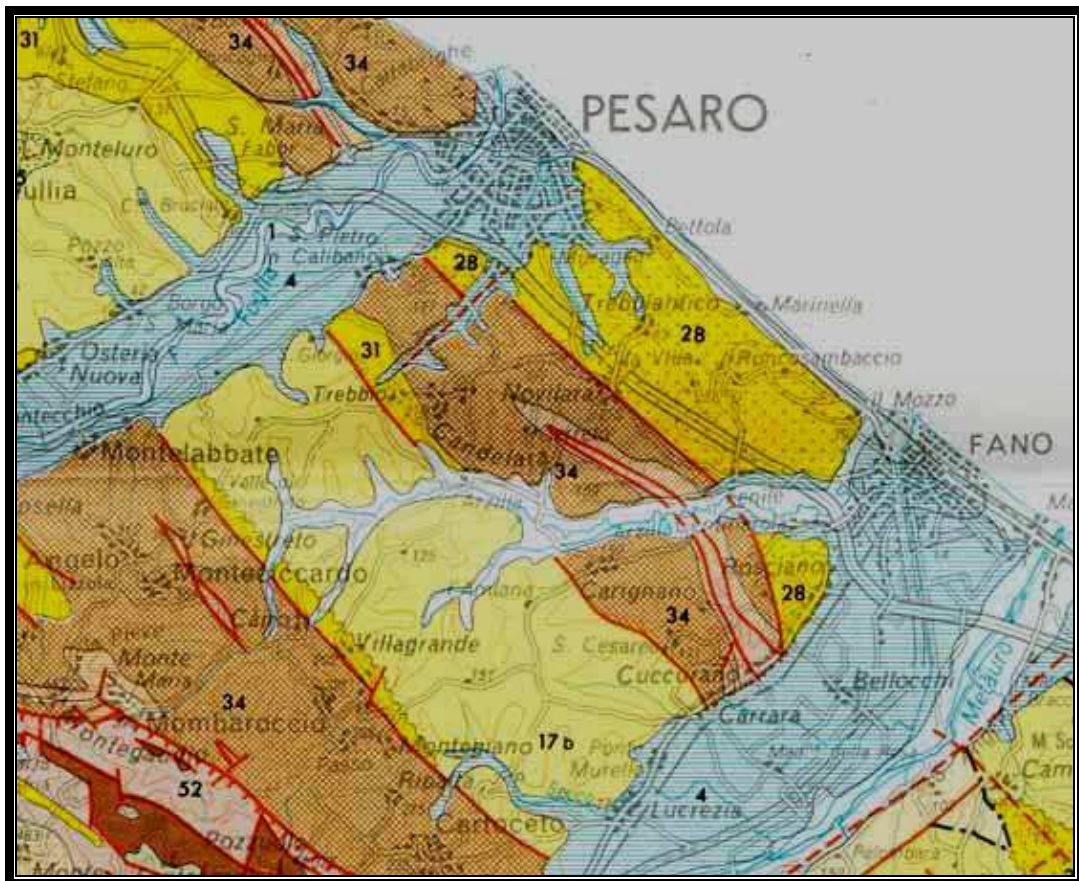


Figura 2 - Stralcio della carta geologica delle Marche a scala 1:250.000 ingrandita, relativo al bacino del T. Arzilla



Il tratto considerato nella presente verifica è localizzato a circa 500 m dalla foce, in corrispondenza di una passerella pedonale e dell' attraversamento aereo di un acquedotto con pile in alveo.

Il corso d'acqua a monte della passerella è delimitato in sinistra da un dolce versante, mentre in destra è presente una piana alluvionale nell'ambito delle alluvioni terrazzate che rappresenta il relitto di un antico meandro.

Il corso d'acqua risulta planimetricamente stabile, in virtù delle opere realizzate ed anche dal punto di vista della stabilità altimetrica non si sono riscontrati fenomeni di approfondimento del fondo.

A seguito dell'ultimo fenomeno alluvionale intenso che si è verificato nel novembre 1979 e che ha provocato estesi allagamenti in destra, interessando la zona abitata (compresa tra via della Fratellanza e via dell'Arzilla) e i campi retrostanti, sono stati realizzati interventi di calibratura e arginatura dell'alveo, finalizzati a diminuire il rischio di esondazione.

Gli interventi sono consistiti in un sopralzo della sponda destra a monte della passerella, in corrispondenza della zona attualmente agricola e in una duplice arginatura, cioè sia in destra che in sinistra, tramite più ordini di gabbionate, a valle della passerella stessa.

4 - IDROLOGIA

4.1 Metodo della regionalizzazione

Per la stima della portata di massima piena sono state utilizzate due differenti metodologie. La prima è basata sulla regionalizzazione delle portate mediante il metodo della portata indice. Tale metodo, messo a punto per la regione Romagna – Marche dal G.N.D.C. U.O. 1.31 (1), formula il valore della portata indice sulla base dei parametri geomorfoclimatici dei bacini e permette di passare da tale portata indice alla stima dei valori probabilistici delle portate al colmo, sulla base di una equazione valida per l'intero areale.

Le relazioni utilizzate sono le seguenti:

$$\bullet \quad Q_i = 0.00021 \times S^{1.0816} \times P_{1g}^{2.4157} \times DH_m^{-0.4694}$$

dove : Q_i = portata indice (m³/s)
 S superficie del bacino (km²)
 P_{1g} pioggia media dei massimi giornalieri (mm)
 DH_m altezza media del bacino sulla sezione

$$x' = 0.32977 + 0.61107 \times \ln T$$

dove : T = tempo di ritorno (anni)

La stima di P_{1g} è stata desunta da un precedente lavoro di ricerca eseguito nell'ambito della stessa unità operativa del G.N.D.C. (2).

Sulla base di tale metodologia si è proceduto al calcolo delle portate previste per vari tempi di ritorno, utilizzando i seguenti parametri di input:

- $S = 105 \text{ km}^2$
- $P_{1g} = 66 \text{ mm}$
- $DH_m = 90 \text{ m}$

In tal modo si sono ottenuti i risultati qui di seguito riportati:

- $Q_{20} = 209 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{50} = 264 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{100} = 305 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{200} = 346 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{500} = 400 \text{ m}^3/\text{s}$

¹ Franchini M., Galeati G.: *Analisi Regionale dei massimi annuali delle portate al colmo per la regione Romagna-Marche*. L'Energia Elettrica, 1996

² Franchini M., Galeati G.: *La regionalizzazione delle piogge intense mediante il modello TCEV. Una applicazione alla regione Romagna-Marche*. Idrotecnica, 1994

Tali risultati vengono rappresentati nella figura di seguito riportata.

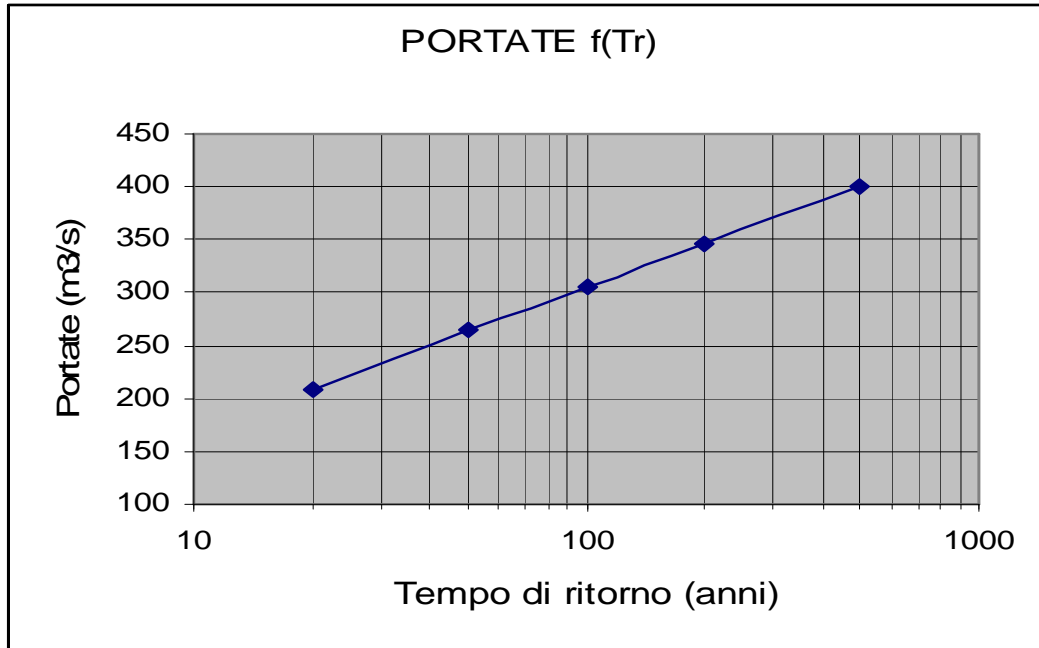


Figura 3 - valori delle portate di massima piena in funzione del tempo di ritorno, secondo il metodo della regionalizzazione

4.2 Metodo razionale

La seconda, stima la portata di massima piena in funzione del tempo di ritorno ed è stata effettuata utilizzando il metodo razionale, secondo il quale:

$$Q = 0,28 c i A$$

dove:

- Q= portata al colmo (m³/s)
- c = coefficiente di deflusso (-)
- i = intensità di pioggia (mm/hr)
- A= superficie del bacino (km²)

L'intensità di pioggia è definita come il rapporto tra la precipitazione che cade nel tempo di corrivazione e il tempo di corrivazione (t_c) stesso. Il tempo di corrivazione può essere inteso come il tempo che impiega la precipitazione che cade nella parte più distante del bacino a raggiungere la sezione terminale.

In via teorica l'utilizzo della formula razionale converte una precipitazione di assegnato tempo di ritorno Tr in una portata al colmo con pari valore di Tr .

Tempo di corrivazione t_c

Il tempo di corrivazione del bacino è normalmente calcolato con formule empiriche; tra esse molto usata è quella di Giandotti (1934, 1937):

$$t_c = (4 \sqrt{A} + 1,5 L) / (0,8 \sqrt{(H_m - H_o)}) \quad (h)$$

dove:

- L = lunghezza del percorso idraulicamente più lungo del bacino (km),
- H_m = altitudine media del bacino (m s.m.),
- H_o = altitudine della sezione di chiusura (m s.m.).

In tal modo si è calcolato:

$$t_c = 6 \text{ h}$$

Precipitazione nel tempo di corrivazione

La elaborazione probabilistica di Gumbel effettuata su 37 misure di pioggia di durata 6 ore (1951-1989) della stazione di Candelara ha portato alla stima della precipitazione relativa ad un tempo di ritorno di 6 h pari a:

$$P_{6h} = 102 \text{ mm}$$

Calcolo della portata di piena al colmo

Il calcolo della portata di massima piena al colmo è stato condotto in accordo con le procedure sopra riportate utilizzando la formula del metodo razionale:

$$Q_c = 0,28 c i A$$

L'intensità di pioggia i viene calcolata come rapporto tra la pioggia che cade nel tempo di corrivazione t_c ed il tempo stesso t_c :

$$i = h_{tc} / t_c = 17 \text{ mm/h}$$

Utilizzando un valore del coefficiente di deflusso pari a 0.7, si ottiene:

$$Q_{200} = 350 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pertanto, data la convergenza tra i risultati di portata ottenuti con i due diversi metodi, per i calcoli idraulici verrà utilizzato il valore di $Q_{200} = 350 \text{ m}^3/\text{s}$.

5 - VERIFICHE IDRAULICHE

5.1 Metodologia adottata

Lo scopo dello studio idraulico è la valutazione delle caratteristiche di deflusso della corrente fluida, associate ad eventi di piena critici.

L'elaborazione è stata eseguita con riferimento ad una piena relativa ad tempo di ritorno pari a 200 anni, con valore di 350 m³/s, conformemente al dato ottenuto dalle elaborazioni idrologiche.

Il calcolo del profilo in moto permanente è stato eseguito per mezzo della costruzione di un modello numerico, utilizzando il codice HEC-RAS, Hydrologic Engineering Center - River Analysis System, prodotto dall'U.S. Army Corps of Engineers, di cui ampi riferimenti bibliografici sono disponibili in letteratura a riguardo sia delle basi teoriche, sia dello sviluppo numerico delle equazioni, sia di esperienze analoghe di applicazione già maturate in Italia e nel mondo.

Per le simulazioni è stata utilizzata la versione 3.1.3, che simula il flusso monodimensionale in condizioni stazionarie di fluidi verticalmente omogenei in qualsiasi sistema di canali o aste fluviali.

Il modello HEC-RAS permette di calcolare, per canali naturali od artificiali, il profilo idrico di correnti gradualmente variate ed in condizioni di moto stazionario (sia in regime di corrente lenta che di corrente veloce).

La scelta di operare con un modello che simuli le condizioni di moto permanente, scaturisce dalle seguenti considerazioni:

- la verifica idraulica considera un tratto limitato dell'asta fluviale nell'intorno del punto di interesse;
- il dimensionamento dell'intervento non dipende dallo sviluppo temporale dell'evento di piena, ma solo dal massimo valore di livello idrico raggiunto durante l'evento stesso e dai regimi delle velocità osservate.

Le equazioni di conservazione del volume e della quantità di moto (equazioni di De Saint Venant) risolte nel modello, sono derivate sulla base delle seguenti assunzioni:

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

Integrando le equazioni di conservazione della massa e della quantità di moto ed introducendo la resistenza idraulica (attrito) e le portate laterali addotte si ottiene:

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

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

dove:

- A : area della sezione bagnata (m²);
- C : coefficiente di attrito di Chezy (m^{1/2}/s);
- g : accelerazione di gravità (m/s²);
- h : altezza del pelo libero rispetto ad un livello di riferimento orizzontale (m);
- Q : portata (m³/s);
- R : raggio idraulico (m);
- α : coefficiente di distribuzione della quantità di moto;
- q : portata laterale addotta (m³/s).

Assetto geometrico

HEC-RAS richiede la schematizzazione del corso d'acqua con tratti successivi di lunghezza variabile individuati alle estremità da sezioni di geometria nota.

La posizione delle sezioni trasversali va scelta in modo da descrivere in maniera adeguata il tratto considerato prevedendo, in linea di massima, sezioni più fitte nei tratti dove la geometria trasversale dell'alveo risulta molto variabile e più rade nei tratti in cui la geometria si mantiene piuttosto uniforme.

In ogni sezione sono individuati l'alveo principale e le golene, i relativi coefficienti di Manning (scabrezza) e le eventuali arginature.

Il modello è in grado di simulare gli effetti indotti sui livelli dalla presenza di sezioni singolari quali ponti, tombini, stramazzi ed ostruzioni dell'alveo.

Nel caso in oggetto non si è fatto riferimento ad alcuna ramificazione dell'alveo simulato, implementando un modello completamente monodimensionale, che si estende lungo un tratto del corso d'acqua di interesse a cavallo della zona di interesse con una serie di sezioni trasversali al torrente, nonché con i dati geometrici dei ponti presenti lungo il tratto.

Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno sono necessarie per stabilire il livello del pelo libero dell'acqua all'estremità del sistema (a monte e/o a valle).

In un regime di corrente lenta, la condizione al contorno necessaria è quella di valle (se la corrente è lenta non si risente di ciò che accade a monte), mentre nel caso di corrente veloce vale l'opposto.

Se invece viene effettuato un calcolo in regime di flusso misto, allora le condizioni al contorno devono essere definite a valle e a monte.

Le condizioni al contorno disponibili sono:

- quota nota del pelo libero
- altezza critica
- altezza di moto uniforme
- scala di deflusso.

Calcolo della velocità di deflusso

Il valore della velocità media, calcolato dal modello in riferimento alla geometria complessiva di ogni sezione trasversale, è oggetto di una reinterpretazione all'interno della sezione trasversale per la corretta valutazione del valore della velocità di deflusso da attribuire all'alveo, alle sponde e nel calcolo del carico totale.

Il calcolo è eseguito in riferimento alle seguenti formulazioni, che si basano sulla conservazione del valore della pendenza motrice per l'intera sezione:

$$Q = M \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i}$$

È l'equazione di Chezy, scritta con la notazione di Manning-Strickler per la scabrezza, con:

- M coefficiente di scabrezza di Manning-Strickler
- A area della sezione bagnata (m²)
- R raggio idraulico (m)
- i pendenza motrice;

si assume che la scabrezza possa variare lungo i singoli tratti di una sezione, e che la pendenza motrice sia costante nei tratti compresi tra due sezioni del modello.

Risultati dei calcoli idraulici

Oltre ai valori di portata e di livello calcolati direttamente dal codice di calcolo, il modello fornisce in output anche i valori dell'area, larghezza del pelo libero, della velocità, dell'altezza d'acqua e del numero di Froude per ogni sezione di calcolo. E' fornita anche la linea del carico totale ottenuta come

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

dove:

- h livello idrico (m)

- α coefficiente di ragguglio
- V velocità media nella sezione trasversale (m/s)
- g accelerazione di gravità (m/s²).

5.2 Ricostruzione dei livelli di piena

La verifica idraulica ha lo scopo di valutare i livelli idrici raggiunti dalla piena nel tratto d'interesse.

Per la caratterizzazione geometrica del segmento fluviale, sono state utilizzate 11 sezioni trasversali, ricadenti nel tratto in esame e riportate nella planimetria allegata, nonché le caratteristiche geometriche dei ponti presenti nel tratto, costituiti dal ponte della passerella pedonale e il ponte della tubazione dell'acquedotto.

Dalle sezioni si è poi ricavato il profilo longitudinale lungo l'asse fluviale individuato dai punti più depressi (thalweg) delle sezioni stesse.

Lo schema del canale considerato è rappresentato nella figura seguente.

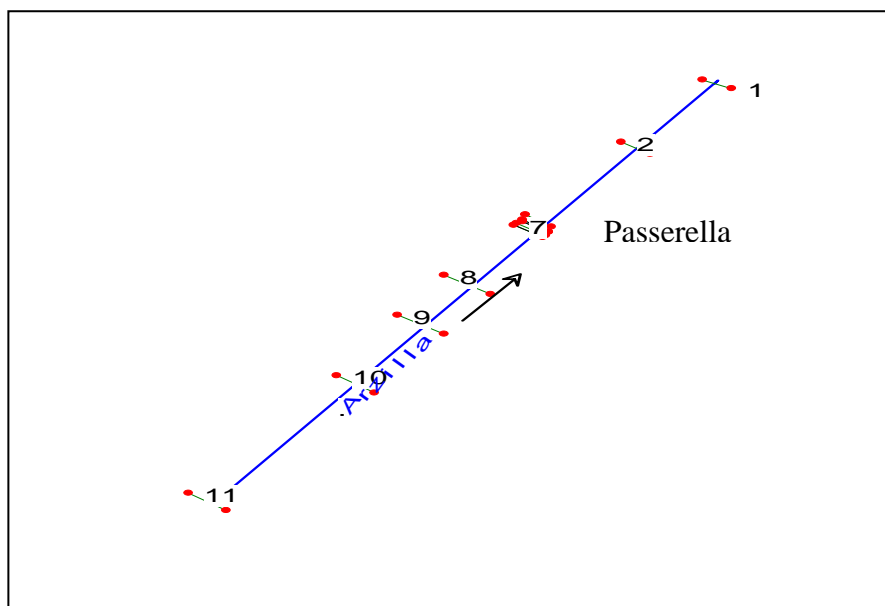


Figura. 4: schema geometrico del canale

5.3 Risultati

Sono state eseguite due verifiche, entrambe relative ad una piena di tempo di ritorno di 200 anni (portata di 350 m³/s), ma con coefficienti di scabrezza diversi per tener conto di diverse situazioni di copertura vegetale del canale:

- $n = 0.0035$ per un alveo ricoperto da molta vegetazione
- $n = 0.0030$ per un alveo più pulito, seppur curvilineo ed irregolare nel fondo.

Come si evince dai risultati riportati in allegato, il torrente scorre sempre in corrente lenta (n° Froude < 1) con velocità mediamente comprese tra 3 e 4 m/s.

I livelli idrici ottenuti dalle due diverse simulazioni differiscono tra di loro nelle varie sezioni considerate di 25-35 cm, essendo ovviamente più alti i livelli corrispondenti all'ipotesi di maggiore scabrezza.

In entrambi i casi si constata che la piena bicentenaria non è contenuta in destra idrografica, per un tratto a cavallo della passerella di circa 250 m di lunghezza (compreso la sezione 8 e la 2), tratto in cui si avrebbe tracimazione al di sopra della sommità della gabbionata arginale in destra.

In corrispondenza della passerella e del ponte dell'acquedotto le rispettive quote dell'intradosso della travatura e della generatrice inferiore della tubazione sono posizionate ad un livello non sufficientemente elevato per permettere il transito della corrente di piena.

Pertanto in corrispondenza della passerella si ha un flusso in pressione, tuttavia senza coinvolgimento dell'impalcato; la tubazione dell'acquedotto invece verrebbe superata dalla corrente di piena.

Il tratto a tergo della sponda sinistra direttamente a valle della passerella, oggetto specifico del presente studio, verrebbe solamente lambito dalla corrente con allagamenti prevedibili fino alla quota di 6.50 circa.

Dal piano quotato allegato si può infatti verificare come in corrispondenza della sezione rilevata AA (numerata n^o 3 nella modellazione) i livelli idrici forniti dai calcoli sono di 6.45 m nel caso più cautelativo con scabrezza maggiore, pari a 0.0035 (con scabrezza più bassa si ottiene un livello di 6.19 m).

Si può pertanto concludere che, adottando prudenzialmente un franco di 50 cm oltre al livello più cautelativo ottenuto, piene con tempi di ritorno di 200 anni non oltrepassano quota 7.00.



ALLEGATO 1

RISULTATI DELLE VERIFICHE IDRAULICHE

Verifica per $n= 0.035$

Verifica per $n= 0.030$



VERIFICA CON COEFFICIENTE DI SCABREZZA $n= 0.035$

| SEZ | Q | Min Ch | W.S. | E.G. | E.G. | Vel | Area | Width | Froude |
|-----|---------------------|--------|------|------|----------|-------|-------------------|-------|--------|
| | (m ³ /s) | El | Elev | Elev | Slope | (m/s) | (m ²) | (m) | |
| 11 | 350 | 1.96 | 8.02 | 8.32 | 0.001672 | 2.44 | 143 | 44.4 | 0.43 |
| 10 | 350 | 1.4 | 7.66 | 7.96 | 0.001507 | 2.41 | 145 | 40.9 | 0.41 |
| 9 | 350 | 1.21 | 7.49 | 7.79 | 0.001492 | 2.44 | 144 | 39.9 | 0.41 |
| 8 | 350 | 1.1 | 7.37 | 7.68 | 0.001497 | 2.44 | 143 | 39.9 | 0.41 |
| 7 | 350 | 0.87 | 6.98 | 7.46 | 0.002674 | 3.09 | 113 | 32.1 | 0.53 |
| 6.5 | Bridge | | | | | | | | |
| 6 | 350 | 0.87 | 6.86 | 7.38 | 0.002919 | 3.2 | 109 | 31.5 | 0.55 |
| 5 | 350 | 0.87 | 6.77 | 7.36 | 0.003128 | 3.38 | 104 | 29.3 | 0.57 |
| 4.5 | Bridge | | | | | | | | |
| 4 | 350 | 0.87 | 6.37 | 7.11 | 0.00447 | 3.81 | 92 | 28.8 | 0.68 |
| 3 | 350 | 0.84 | 6.45 | 7.04 | 0.00303 | 3.38 | 103 | 29.1 | 0.57 |
| 2 | 350 | 0.54 | 5.99 | 6.59 | 0.003086 | 3.43 | 102 | 28.9 | 0.58 |
| 1 | 350 | 0.24 | 5.05 | 5.98 | 0.006011 | 4.29 | 82 | 27.7 | 0.8 |

Tabella 1: Risultati della modellazione per $n= 0.035$ (la sezione 3 è localizzata in asse all'area di verifica)

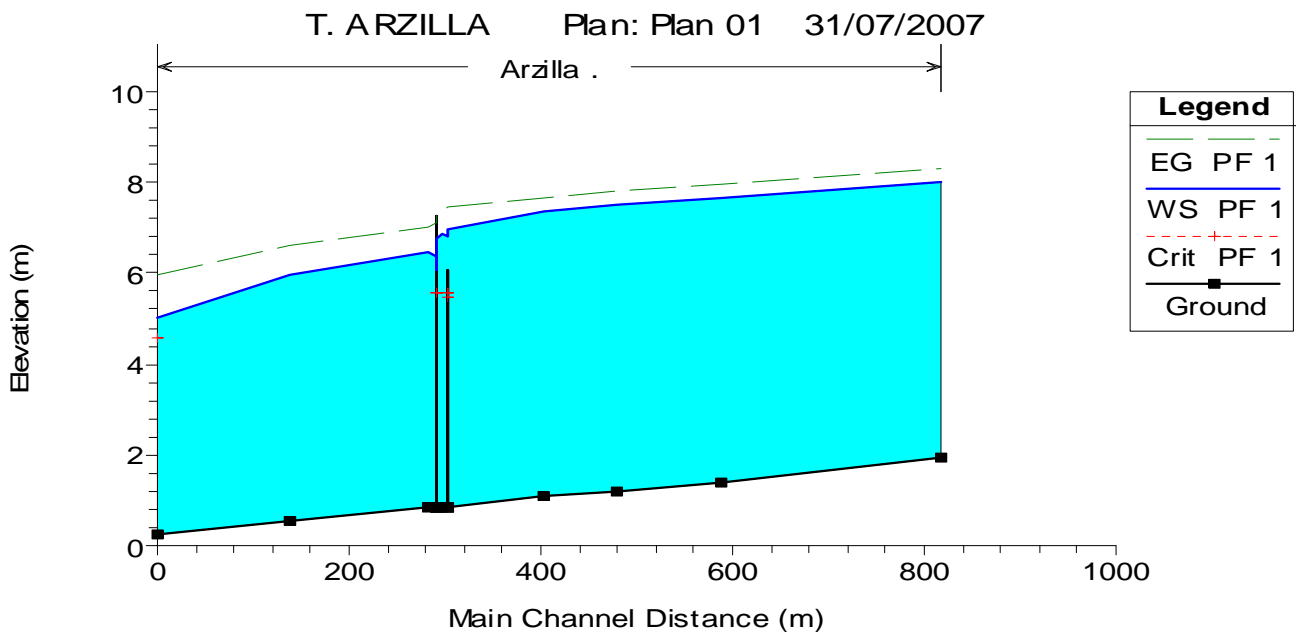
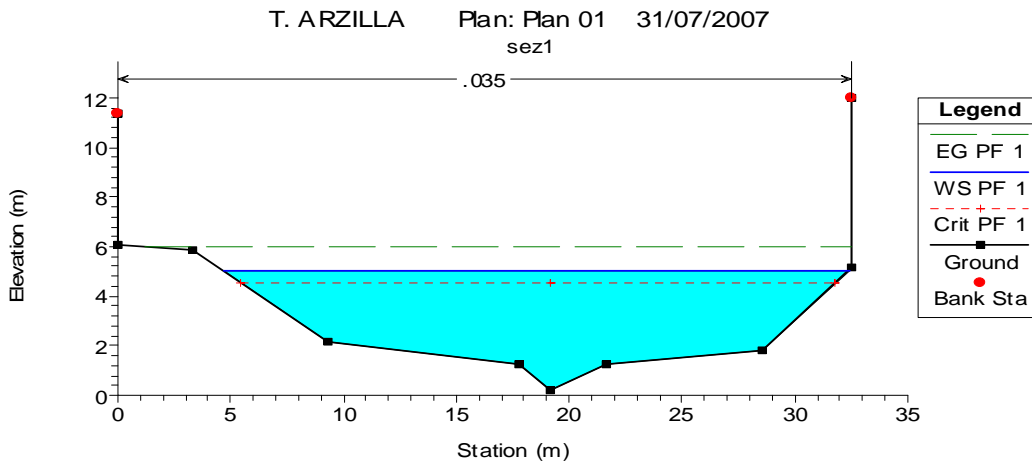


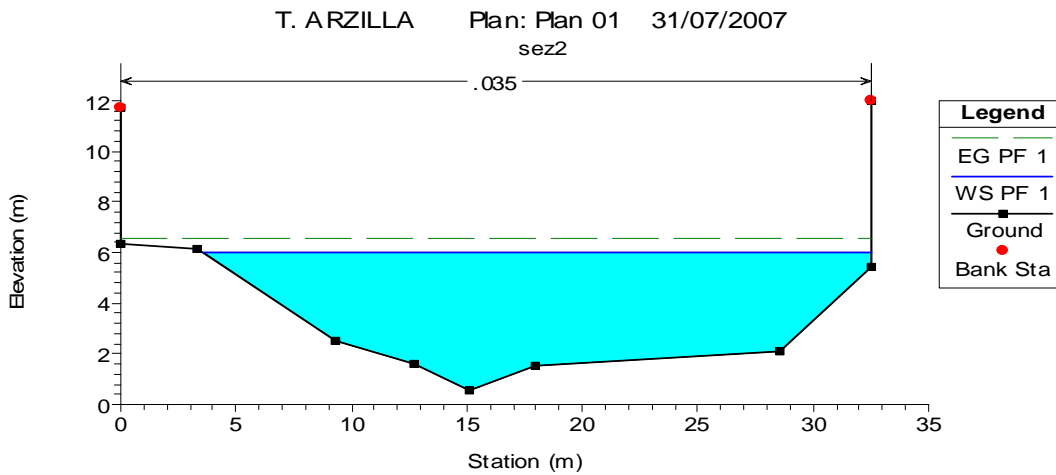
Figura 1: Sezione longitudinale del torrente, con riportato il profilo del pelo libero in occasione di piena per $Tr= 200$ anni, per $n= 0.035$



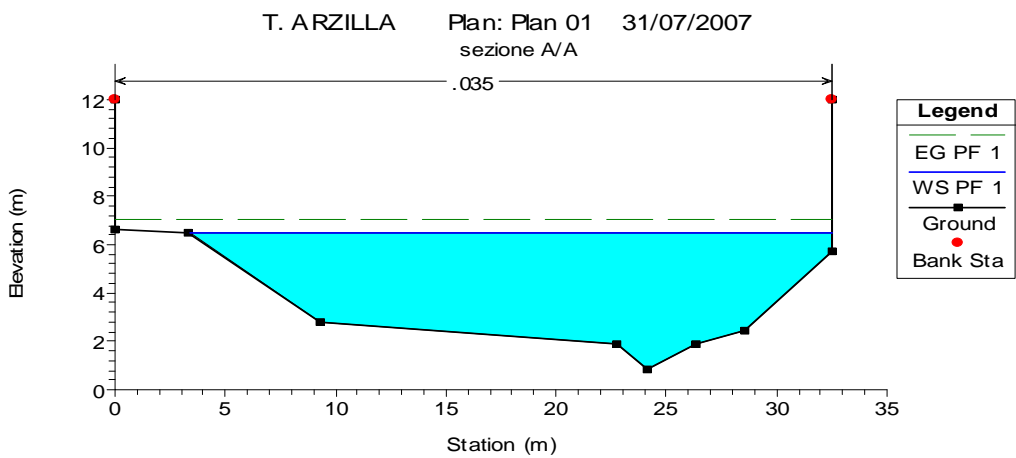
SEZIONE 1



SEZIONE 2

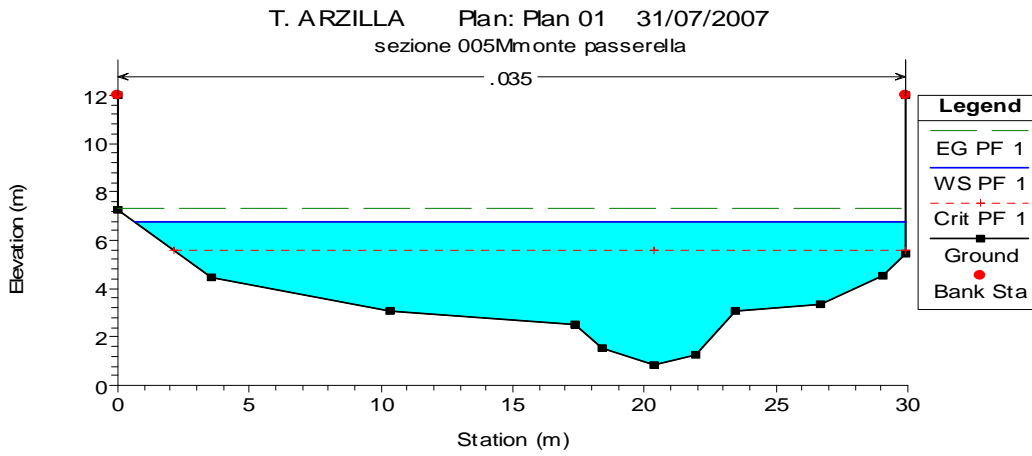


SEZIONE 3

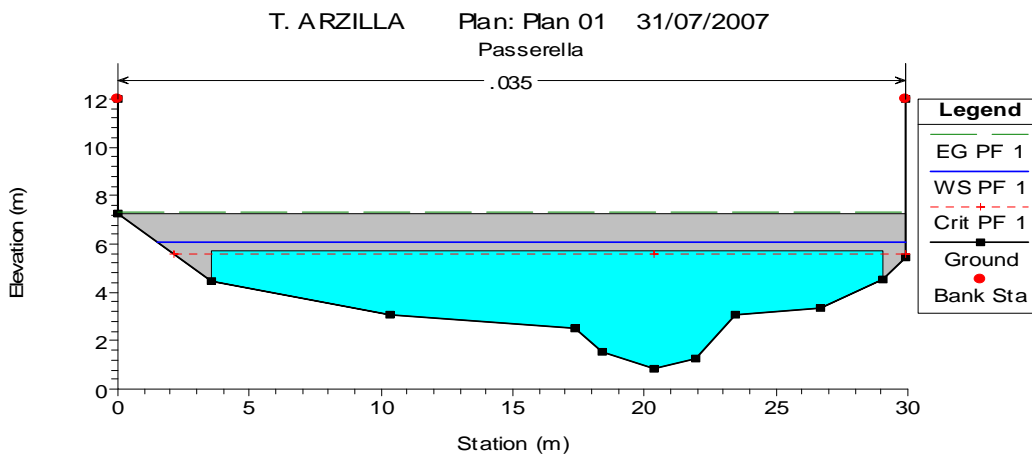




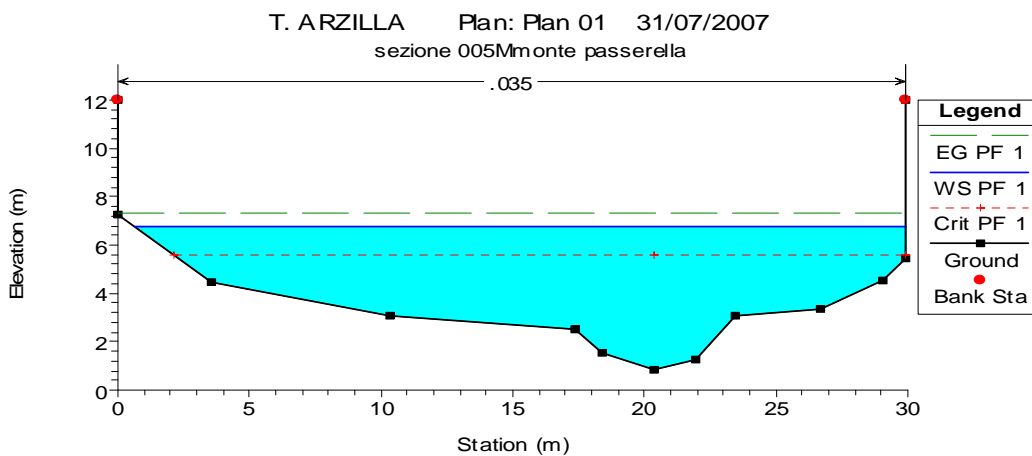
SEZIONE 4



SEZIONE 4.5 MONTE

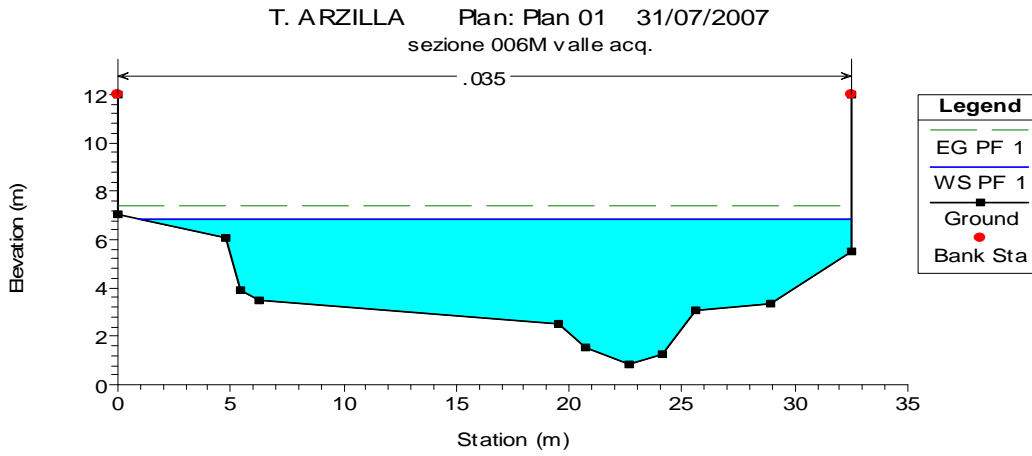


SEZIONE 5

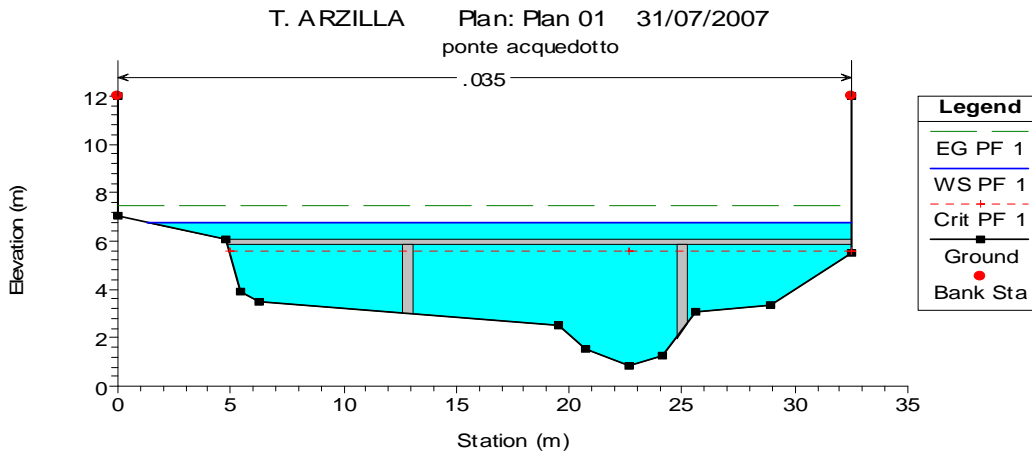




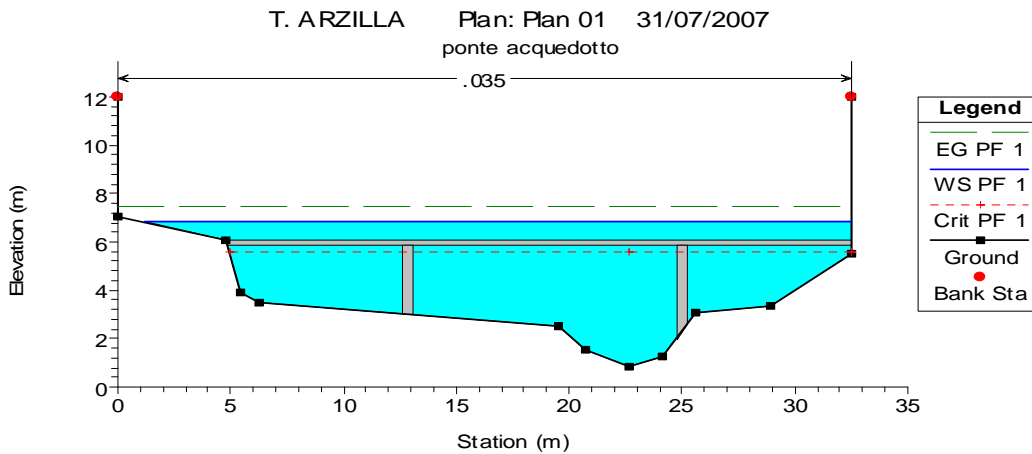
SEZIONE 6



SEZIONE 6.5 VALLE

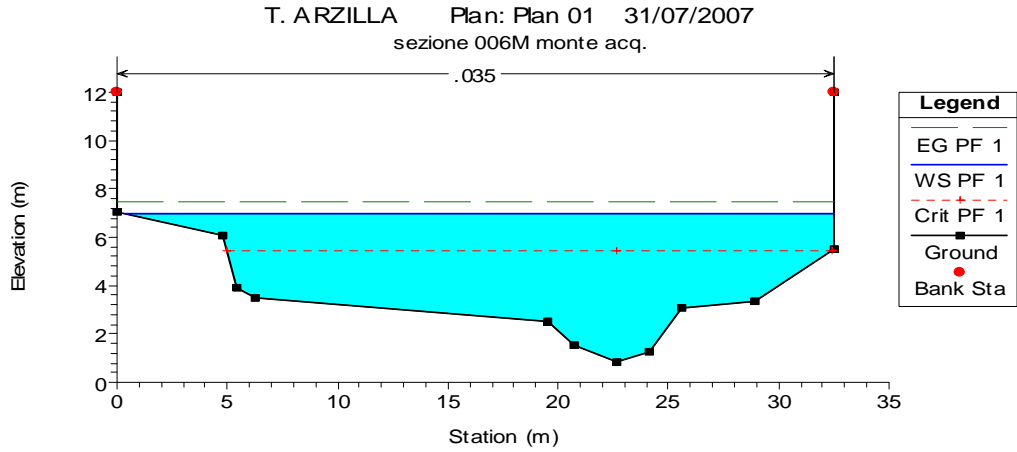


SEZIONE 6.5 MONTE

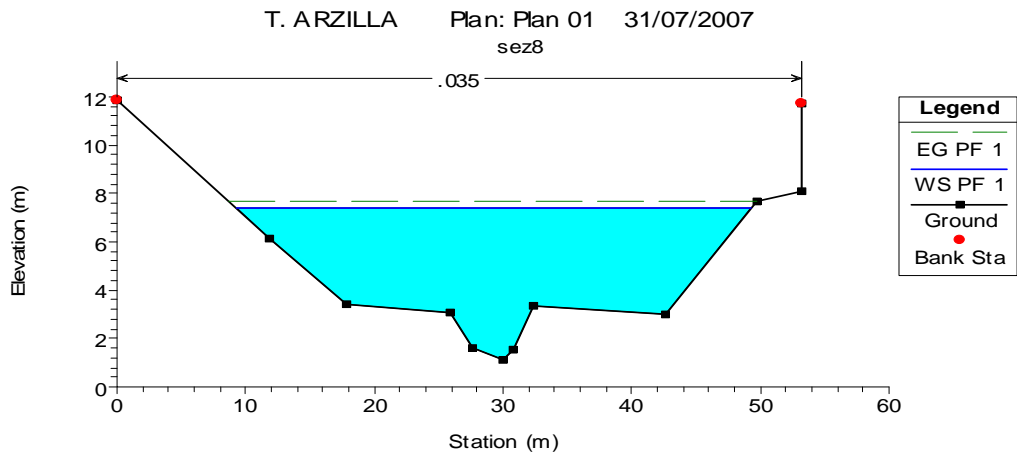




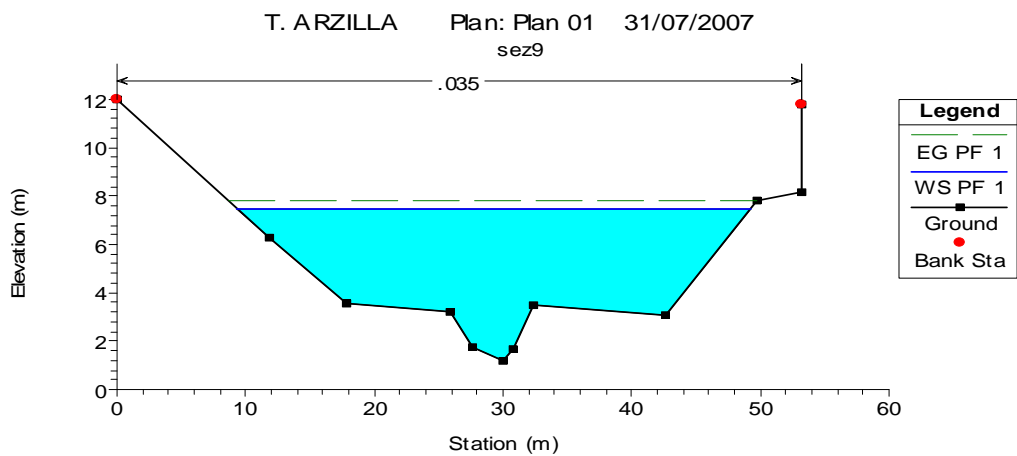
SEZIONE 7



SEZIONE 8

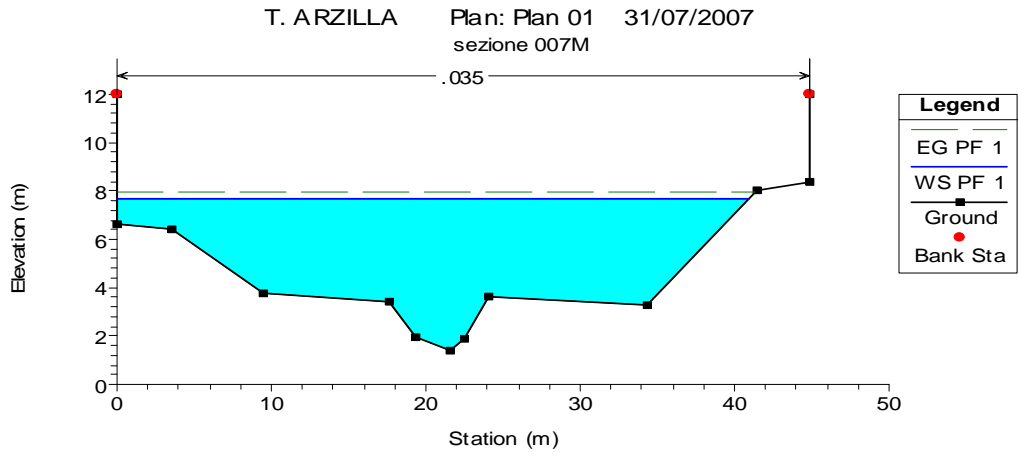


SEZIONE 9

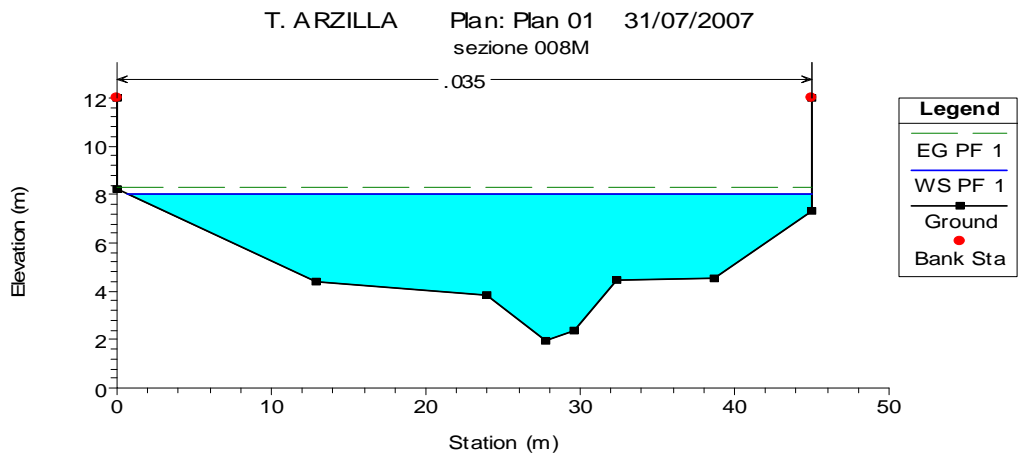




SEZIONE 10



SEZIONE 11





VERIFICA CON COEFFICIENTE DI SCABREZZA $n= 0.030$

| Sta | Q | Min Ch El | W.S. Elev | E.G. Elev | E.G. Slope | Vel | Area | Width | Froude |
|-----|--------|-----------|-----------|-----------|------------|-------|------|-------|--------|
| | (m3/s) | (m) | (m) | (m) | (m/m) | (m/s) | (m2) | (m) | |
| 11 | 350 | 1.96 | 7.72 | 8.09 | 0.001633 | 2.69 | 130 | 43.39 | 0.5 |
| 10 | 350 | 1.4 | 7.38 | 7.73 | 0.001416 | 2.61 | 134 | 40.49 | 0.46 |
| 9 | 350 | 1.21 | 7.22 | 7.58 | 0.00136 | 2.63 | 133 | 39 | 0.45 |
| 8 | 350 | 1.1 | 7.12 | 7.47 | 0.00135 | 2.62 | 134 | 39.03 | 0.45 |
| 7 | 350 | 0.87 | 6.71 | 7.28 | 0.002393 | 3.34 | 105 | 30.76 | 0.58 |
| 6.5 | Bridge | | | | | | | | |
| 6 | 350 | 0.87 | 6.53 | 7.16 | 0.002739 | 3.52 | 99.4 | 29.86 | 0.62 |
| 5 | 350 | 0.87 | 6.42 | 7.14 | 0.00314 | 3.75 | 93.3 | 28.87 | 0.67 |
| 4.5 | Bridge | | | | | | | | |
| 4 | 350 | 0.87 | 6.06 | 6.97 | 0.004448 | 4.21 | 83 | 28.43 | 0.79 |
| 3 | 350 | 0.84 | 6.19 | 6.87 | 0.002769 | 3.65 | 96 | 28.7 | 0.64 |
| 2 | 350 | 0.54 | 5.81 | 6.48 | 0.002639 | 3.61 | 96.9 | 28.57 | 0.63 |
| 1 | 350 | 0.24 | 4.74 | 5.9 | 0.00601 | 4.77 | 73.4 | 26.85 | 0.92 |

Tabella 2 - risultati della modellazione con $n=0.030$ (la sezione 3 è localizzata in asse all'area di verifica)

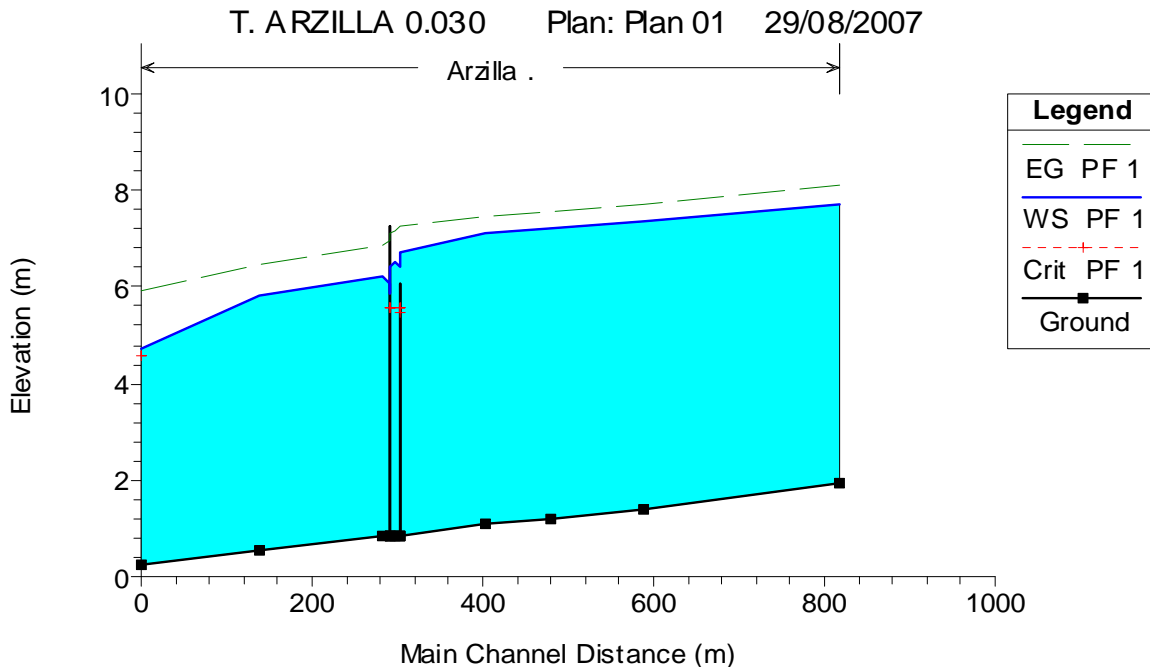
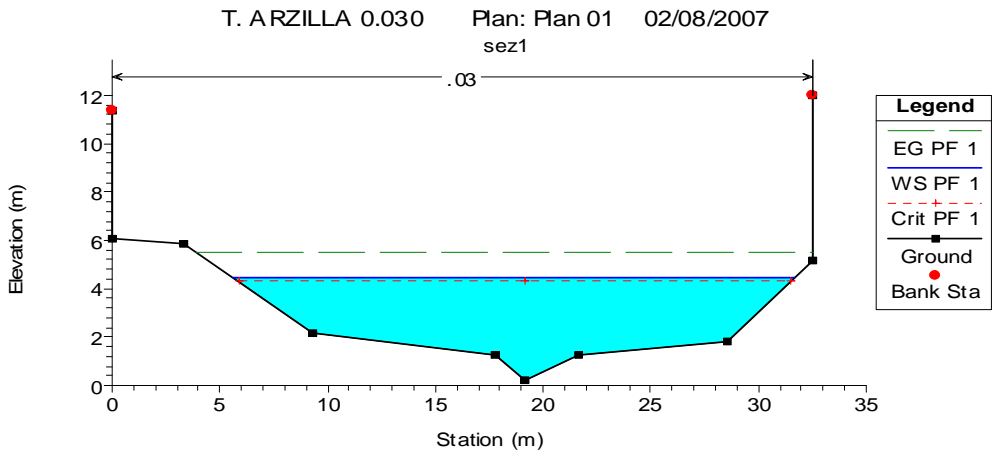
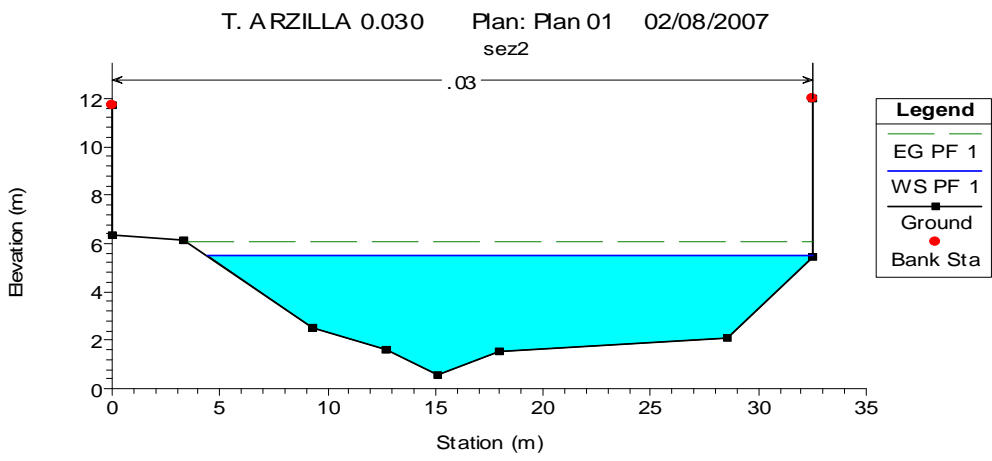


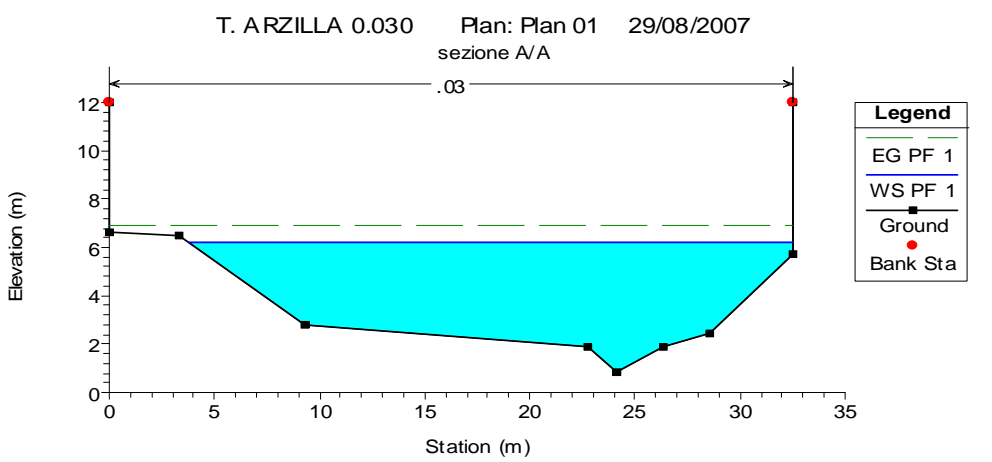
Figura 1: sezione longitudinale del torrente, con riportato il profilo del pelo libero in occasione di piena per $Tr= 200$ anni, per $n= 0.030$
SEZIONE 1



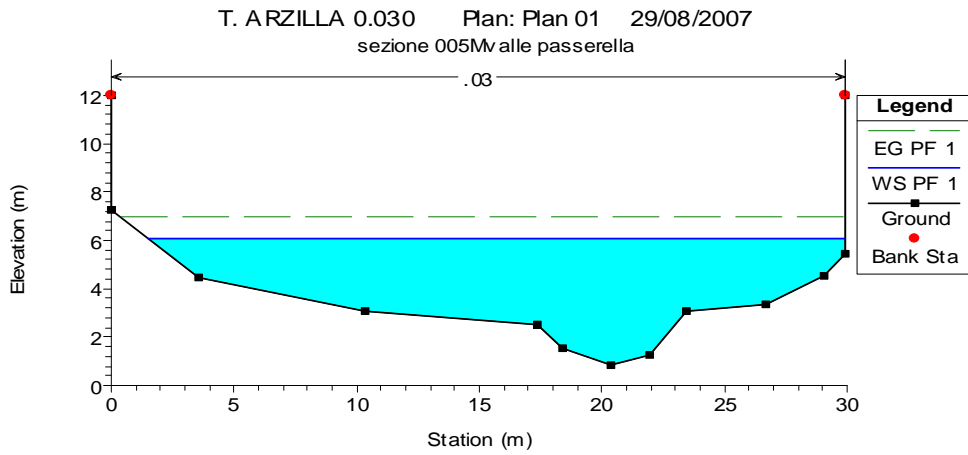
SEZIONE 2



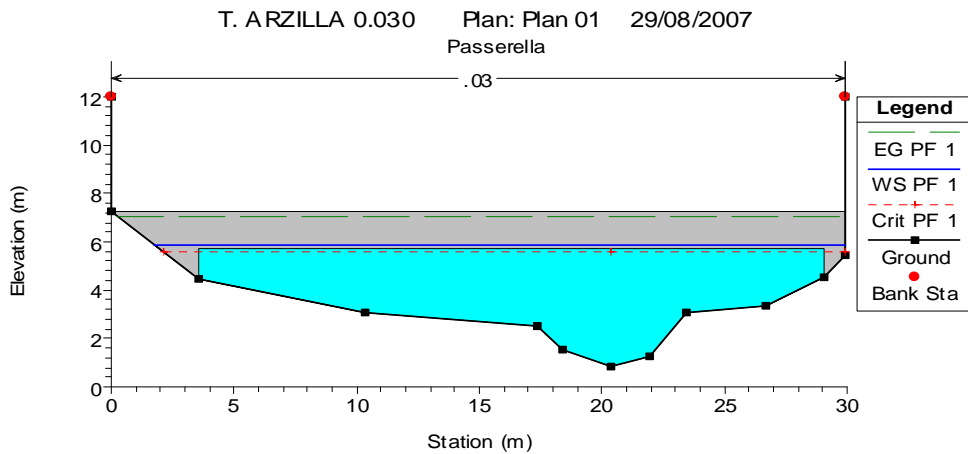
SEZIONE 3



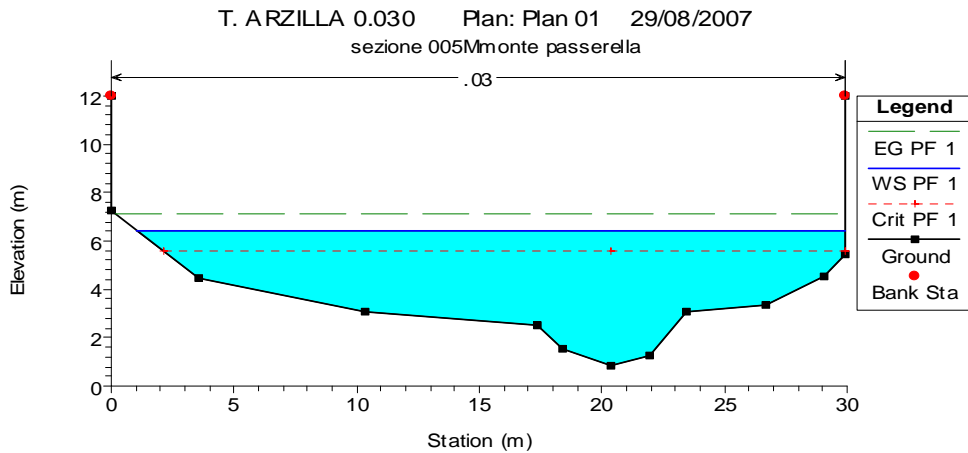
SEZIONE 4



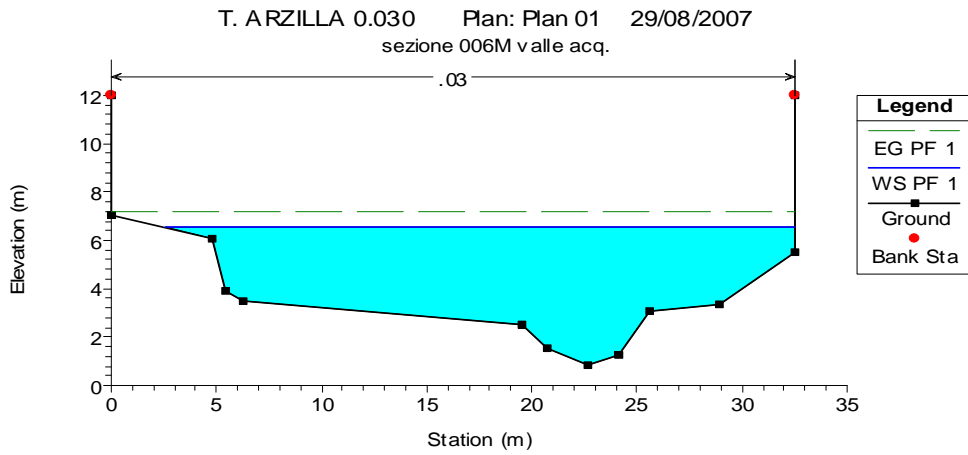
SEZIONE 4.5 MONTE



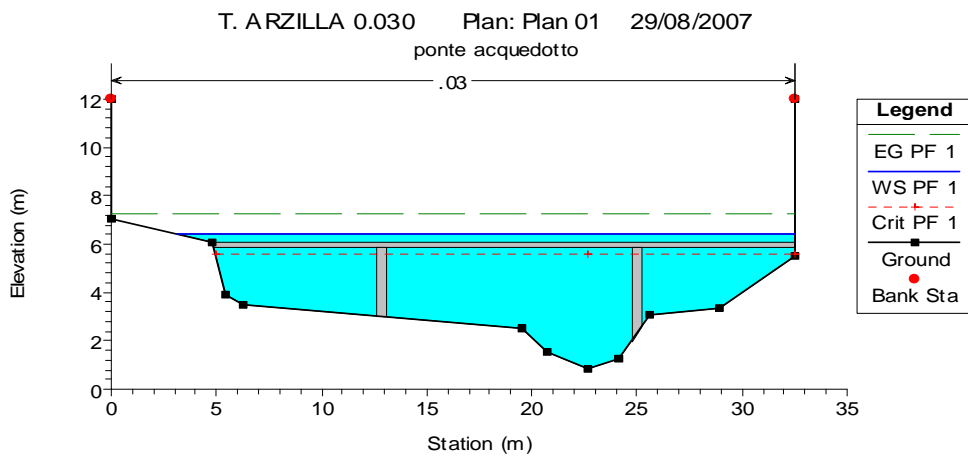
SEZIONE 5



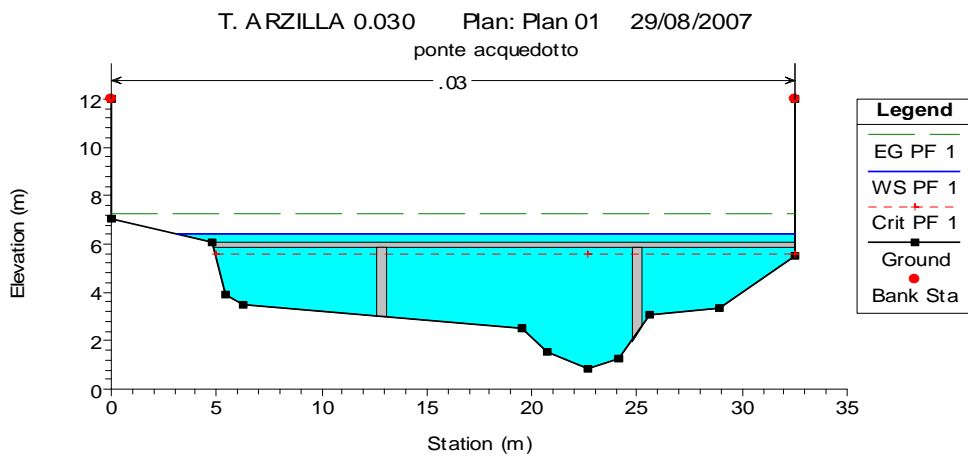
SEZIONE 5



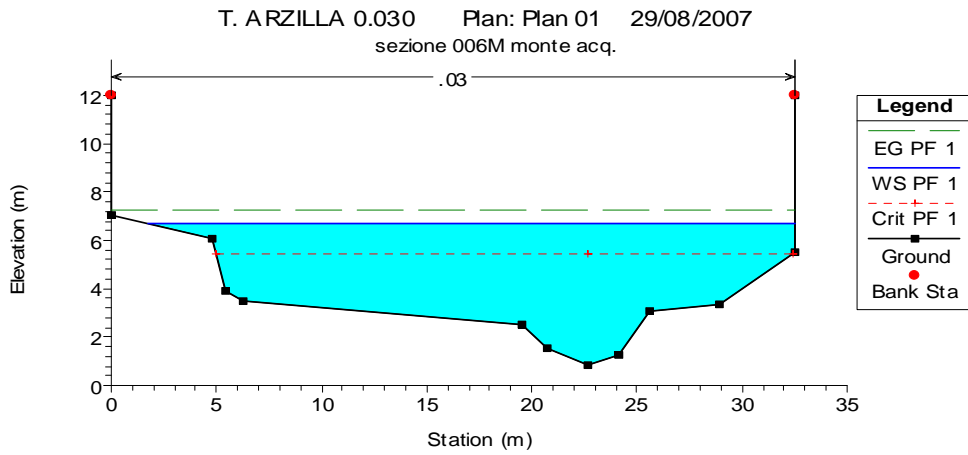
SEZIONE 6.5 VALLE



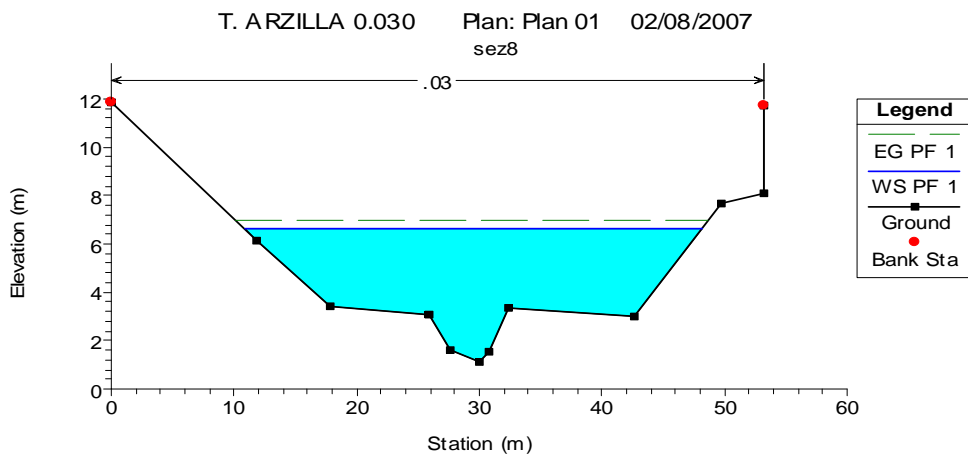
SEZIONE 6.5 MONTE



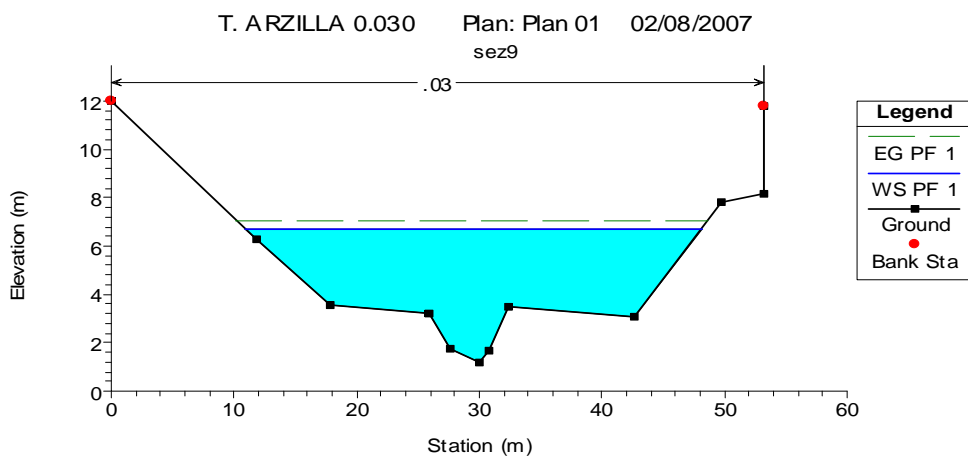
SEZIONE 7



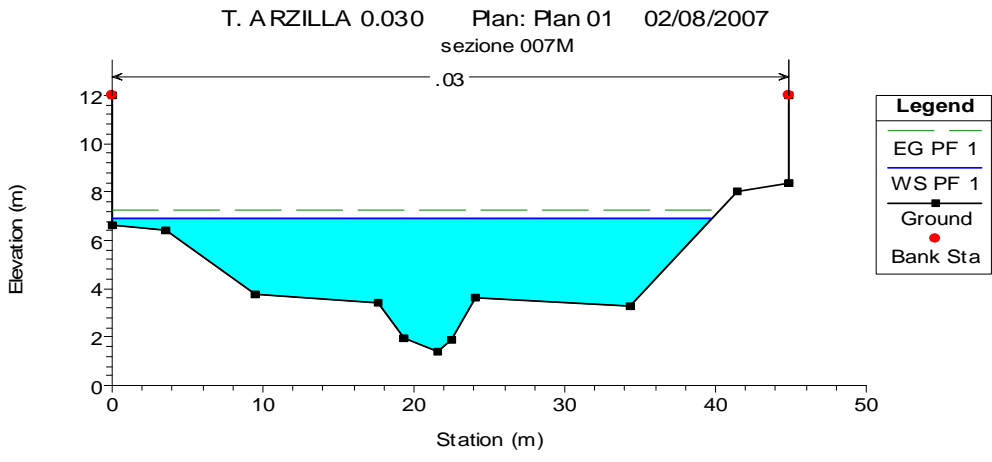
SEZIONE 8



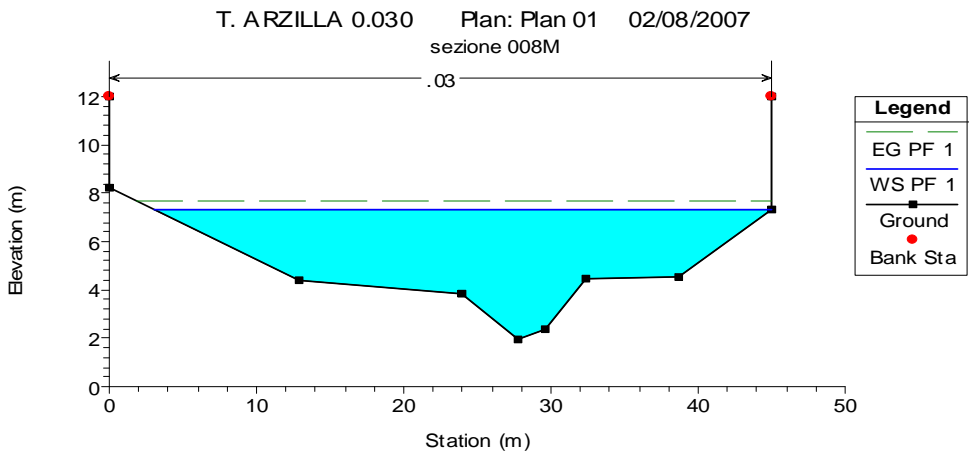
SEZIONE 9



SEZIONE 10



SEZIONE 11





ALLEGATO 2

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto 1: *Tratto direttamente a valle della passerella pedonale*



Foto 2 : *Vista della sponda sinistra a valle della passerella*



Foto 3 : *Vista della sponda destra a valle della passerella*



Foto 4 : *Alveo del torrente a valle della passerella*



Foto 5 : *Visione della passerella e del ponte dell'acquedotto a monte*



Foto 6 : *Tratto di alveo più a valle, con evidenti muri arginali in gabbioni*