

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PISA
FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di Laurea in
INGEGNERIA CIVILE IDRAULICA

A. A. 2008/2009



Tesi di laurea:

Sistemazione idraulica del Fiume Magra
a monte di Pontremoli.

Candidato:

Gaia Scintu

Relatori:

Prof. Ing. V. Milano

Ing. C. Viti

*A chi mi ama
e ha sempre creduto nelle mie capacità.*

Indice

Indice	3
1 Premessa	5
2 Studio idrologico	7
2.1 Caratteristiche generali del bacino.....	7
2.2 Territorio oggetto dello studio idrologico.....	7
2.3 Raccolta dati di pioggia	8
2.4 Elaborazione statistica dei dati di pioggia	11
2.4.1 Stazione di Guinadi (Presa Verde)	13
2.4.2 Stazione di Pontremoli (SS. Annunziata).....	16
2.5 Curva di possibilità pluviometrica.....	18
2.5.1 Stazione di Guinadi (Presa Verde):	19
2.5.2 Stazione di Pontremoli (SS. Annunziata):.....	20
2.6 Ietogramma di progetto.....	23
2.7 Le perdite di bacino.	26
2.8 Modellazione afflussi-deflussi.....	32
3 Modello idraulico	46
3.1 Premessa	46
3.2 Simulazione tramite HEC-RAS	47
4 Interventi proposti.	62
4.1 Premessa	62
4.2 Aumento della capacità di deflusso dell'alveo.	63
4.3 Cassa di laminazione.	63
4.3.1 Cassa di laminazione in linea.	65

4.3.2	Calcolo del volume invasato.....	67
4.3.3	Dimensionamento dello sbarramento.....	70
5	Conclusioni.....	80
	Bibliografia.....	81
Allegato1	Sezioni fluviali.	
Allegato2	Tavola del bacino con indicazione dello spartiacque.	
Allegato3	Tavola con indicazione delle sezioni fluviali e della cassa.	

1 Premessa

Pontremoli, definita da Federico II 'chiave e porta dell'Appennino', sorge ai piedi di quel sistema montuoso, lungo la strada statale 62 della Cisa, a 236 metri sul livello del mare, circondata dalle Valli del Magra, del Verde e del Gordana. Ha svolto nel corso dei secoli la funzione di "ultima tappa" prima di iniziare l'ascesa dell'erto valico, risultando inoltre di nodale importanza nelle comunicazioni tra la valle del Po e la Toscana. Il toponimo della città deriva probabilmente dalle parole "ponte" e "tremulus", con riferimento al fatto che forse esisteva nel luogo un ponte originariamente costruito in legno leggero (ad esempio pioppo) e quindi facilmente soggetto a tremolare.



Figura 1 Pontremoli

Proprio per il fatto di sorgere alla confluenza di due fiumi, appunto il Magra e il Verde, nel corso della sua storia ha subito alluvioni periodiche.

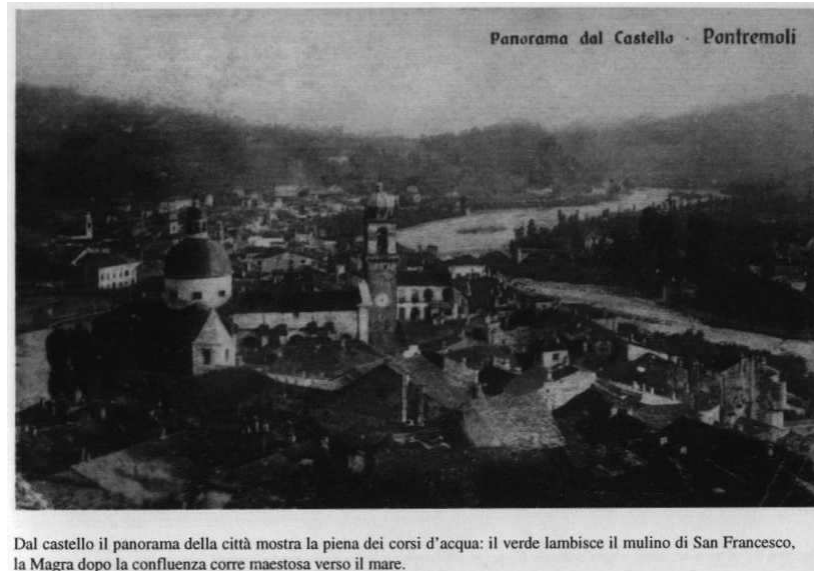


Figura 2 Foto 1900 circa



Figura 3 Alluvione 1982

Scopo di questa Tesi è studiare il bacino del Fiume Magra, dalla sua sorgente sino alla città, per capire gli effetti che provoca su questa un evento pluviometrico di forte intensità ed eventualmente proporre delle soluzioni per la sua messa in sicurezza.

2 Studio idrologico

2.1 Caratteristiche generali del bacino

Il fiume Magra versa nel Mar Tirreno, e più precisamente nel Mar Ligure, le acque appartenenti ad un territorio di 1698,5 Km².

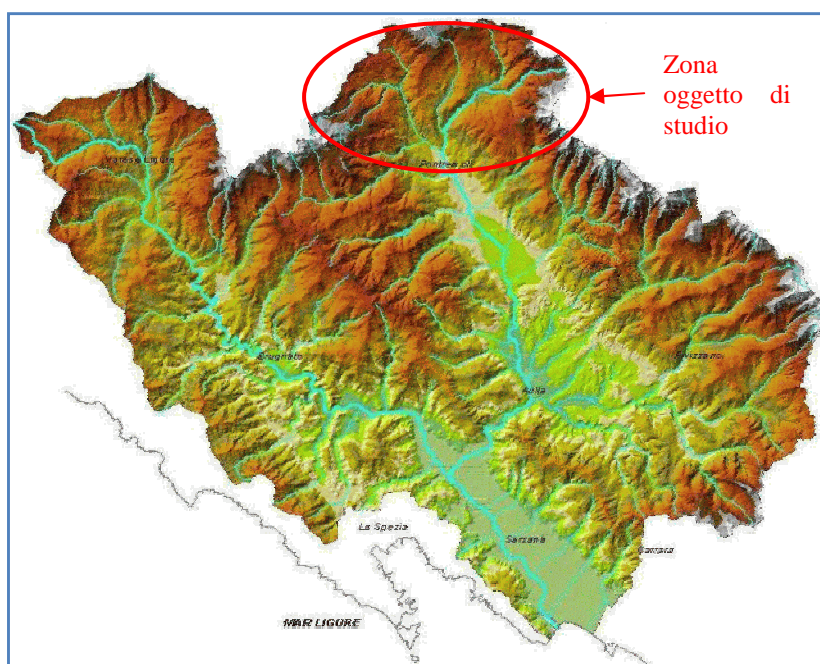


Figura 4 Bacino Fiume Magra

Si tratta di un bacino idrografico significativo in assoluto, ma soprattutto per l'arco tirrenico ligure – toscano nord- occidentale. Infatti, scendendo verso sud, dobbiamo arrivare alla foce dell'Arno per incontrarne uno di dimensioni maggiori.

2.2 Territorio oggetto dello studio idrologico

Lo studio idrologico è stato fatto considerando i bacini idrografici del Fiume Magra e del Torrente Verde fino alla loro confluenza, così da poter individuare l'onda di piena anche in quel punto.

Lo schema utilizzato è quello descritto in fig.5.

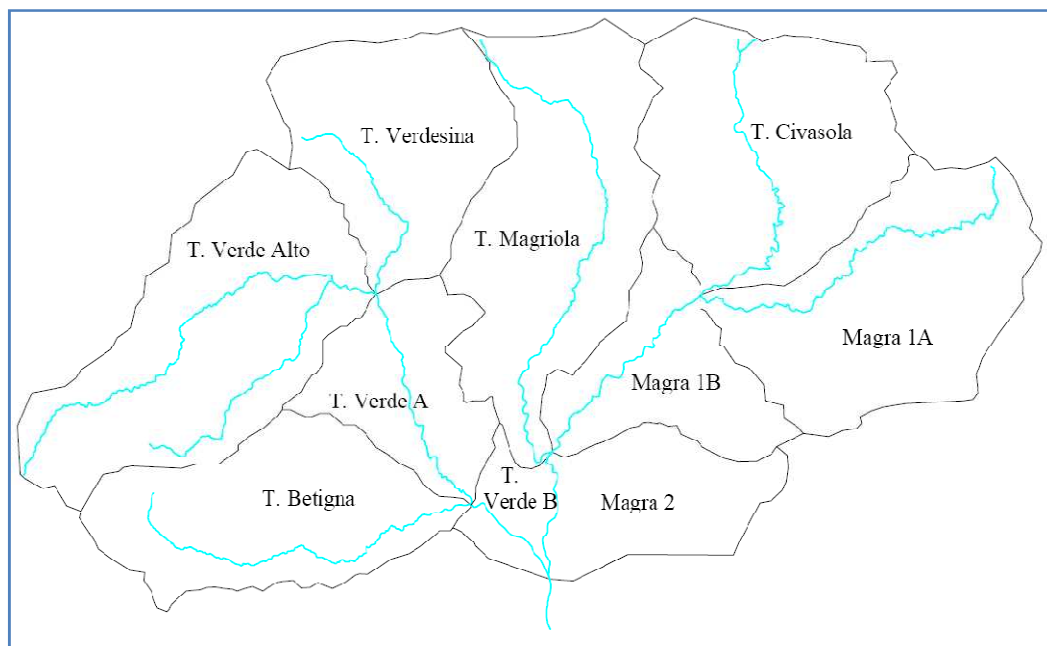


Figura 5 Bacino oggetto di studio

2.3 Raccolta dati di pioggia

Riguardo alla raccolta dei dati di pioggia, è importante notare che all'interno del bacino studiato, non sono presenti stazioni idrometriche utili al fine di determinare le portate al colmo nelle varie sezioni dell'asta.

Si pone quindi la necessità di fare un'analisi statistica dei dati storici relativi alle piogge osservate nelle stazioni pluviometriche presenti all'interno del bacino e nei suoi dintorni. Più precisamente è importante stabilire quali siano le porzioni di area del bacino di competenza di ciascuna stazione; per fare ciò si è adottato il metodo dei *topoietti* o *poligono di Thiessen*, che consiste nel tracciare i segmenti che collegano una generica stazione con quelle limitrofe, tracciando poi le normali passanti per i punti di mezzo di tali segmenti, fino a che esse si intersecano.

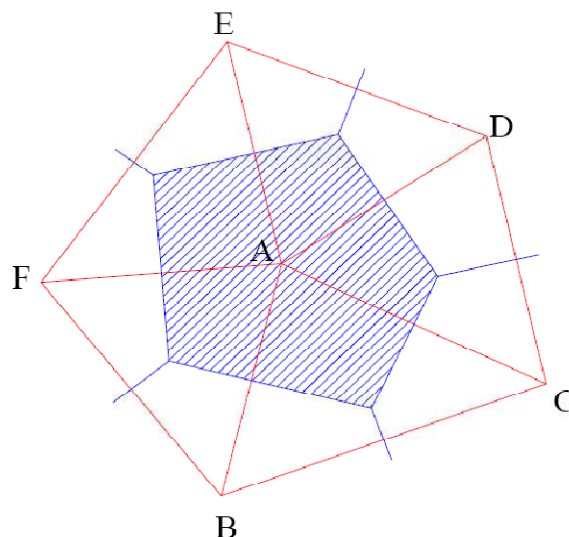


Figura 6 Schema per calcolo topoieta

Così facendo si individua l'area di competenza di ciascuna stazione, in questo caso per la sezione A è la parte tratteggiata in blu, detta appunto *topoieta*.

Nel nostro caso, sono state individuate solo due stazioni pluviometriche significative:

- Guinadi (Presa Verde): con relativa area pari a 128 Km²;
- (SS. Annunziata) : con relativa area pari a 32,6 Km².

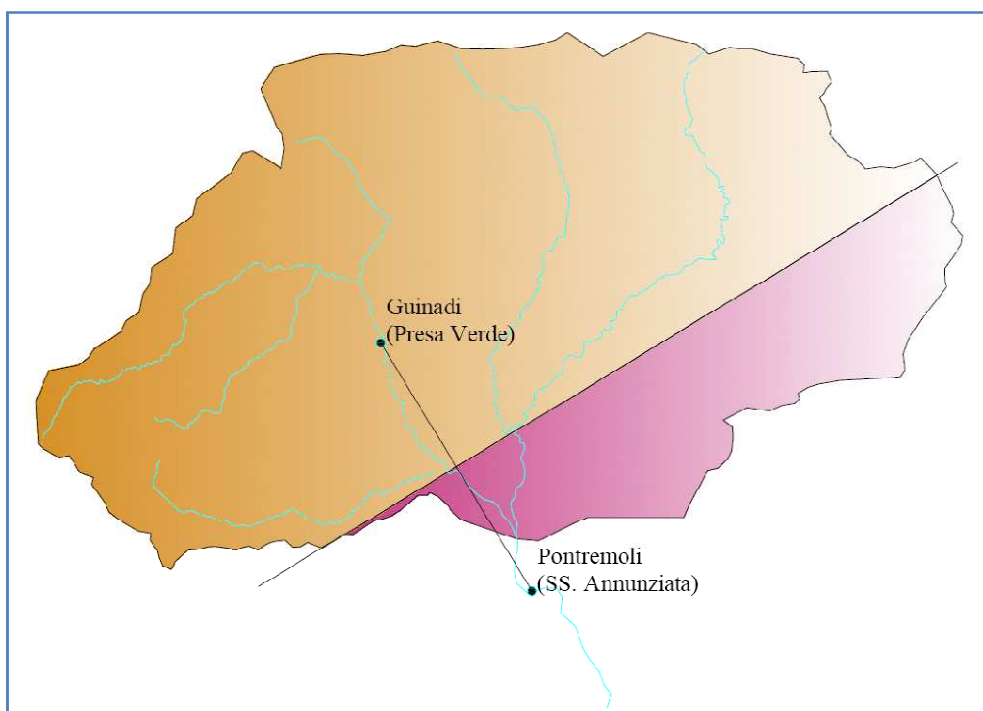


Figura 7 Stazioni pluviometriche e topoieta

In particolare i dati di pioggia da elaborare relativi a queste ultime sono quelli riportati nella *tabella III della parte I degli Annali Idrologici*: qui si trovano, per le sole stazioni dotate di apparecchio registratore (pluviometro registratore o pluviografo), le massime altezze di pioggia registrate nei vari anni per durate di 1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive (anche se non appartenenti al solito giorno), con indicazione della data in cui si sono verificate.

Dati pioggia stazione di Guinadi (Presa Verde):

	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
1958	31	56	121	141.6	151.6
1959	42.6	66.8	91	119	181
1960	80	107.6	152	183	258.2
1961	23.2	39	57.4	65.4	95.6
1962	17.2	28	37.8	59.2	79
1963	43.4	45.8	82.6	99	121.8
1964	25.4	49.6	62	87.2	121
1965	45	64	67	68.6	88.2
1966	33	50	54.4	70	125.6
1967	27	57.2	66.4	94.6	126.8
1968	32	41.4	49.8	56	99.6
1969	21	45	69	102	124
1970	28	44	67	101.8	117.6
1971	16	32	46	78	91
1972	28	45	85	140	167.8
1973	43	83.6	87.6	91	103.2
1974	32	38	53	65.6	71
1975	43	66.2	76	76.8	102.4
1976	30	56.9	73.3	86.7	87.4
1977	34	51	69.6	100	121.8
1978	19.6	29.2	43.2	65.4	116.4
1979	21.6	48.4	75.2	123.2	213
1980	24	52.4	72.8	106.4	164.4
1981	27.6	42	64.6	94.4	115
1982	32	47	79	117	174.4
1983	13	27	46.6	75.6	126
1984	28	64	77.2	80.6	80.6
1985	48.2	57	60.2	69	99.4

Dati pioggia stazione di Pontremoli (SS. Annunziata):

	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
1957	33	66.2	81	127.2	206
1958	30	57.6	87.4	97.6	166.2
1959	26	34	65	89.2	146
1960	53	109	147	179	184.6
1961	37.4	45.6	50	76.4	112.4
1962	26.4	34.4	42	72.6	93.2
1963	28	49	51	63	88.8
1964	35	51.2	67	109.2	146.4
1965	42	87	87.4	138	140
1966	61	124	167.6	197.4	236
1967	34	53	91	116.2	118.8
1968	45	49	73	88.6	117.6
1969	30	65	81	108.8	141
1970	33	53.6	77	106.8	121.6
1972	33	81	107.4	125.6	150.2
1973	50	104	109	111.6	112
1974	27	75.6	83	87.8	88
1975	33	48	58.8	73.4	118
1976	34.9	53.4	68.5	81.2	88.9
1977	19.6	49.6	74.6	99.2	101.6
1978	20.2	32.6	47.4	76.8	102.6
1979	30.2	56.6	80.2	118.2	179.6
1980	22.6	43.6	58	90.2	138
1981	36.6	83.4	94	95.4	97.4
1982	22.2	31.8	45	66	98
1983	13	35.6	50.4	55.8	93
1984	32.6	62.6	91	91.6	91.6
1985	11.2	23.2	37.6	59	73.6

2.4 Elaborazione statistica dei dati di pioggia

Individuate le due stazioni pluviometriche che determinano la rete dei topoi del bacino in esame, si è passati all'elaborazione dei dati di pioggia relativi a ciascuna stazione di misura.

L'elaborazione di tali dati pluviometrici è stata eseguita attraverso il metodo statistico di Gumbel (detto anche del valore estremo). Con questo metodo il valore $h(tr)$ dell'altezza di pioggia complessiva corrispondente ad un fenomeno di una certa durata avente tempo di ritorno tr , è dato dalla seguente formula:

$$h(t_r) = N + \frac{1}{\alpha} \cdot y$$

dove:

- $h(t_r)$ è l'altezza espressa in mm, avente una determinata durata t e avente tempo di ritorno t_r ;
- t_r è il tempo di ritorno espresso in anni, valore medio dell'intervallo di ricorrenza (nel nostro caso ci si riferirà ad un $t_r = 200$ anni);
- $N, \frac{1}{\alpha}$ sono i parametri della distribuzione di Gumbel, rispettivamente pari a:

$$N = M - 0.45 \cdot \sigma$$

$$\frac{1}{\alpha} = 0.7797 \cdot \sigma$$

in cui:

$$M = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{m} \quad \text{è la media dei valori massimi annuali}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \varepsilon_i^2}{m-1}} \quad \text{è lo scarto quadratico medio}$$

essendo m il numero di osservazioni e $\varepsilon_i = x_i - M$ la differenza tra la generica altezza e il valor medio;

- y è la variabile ridotta, un parametro funzione del tempo di ritorno t_r e dato da:

$$y = - \ln \left[- \ln \left(1 - \frac{1}{t_r} \right) \right]$$

I parametri M, N e $\frac{1}{\alpha}$ vengono ricavati direttamente elaborando i dati disponibili relativi alle serie storiche dei valori massimi annuali delle altezze di pioggia delle tre stazioni pluviometriche di riferimento, relative alle diverse durate.

2.4.1 Stazione di Guinadi (Presa Verde)

I dati di pioggia elaborati per la stazione di Guinadi sono quelli tra l'anno 1958 e il 1985, per un totale di 28 misurazioni.

Questi dati sono stati elaborati con il metodo statistico di Gumbel così da ottenere i seguenti parametri:

	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
M	31.74	51.22	70.95	93.47	125.85
σ	13.23	17.02	23.45	29.04	42.81
N	25.79	43.56	60.40	80.40	106.59
$1/\alpha$	10.31	13.27	18.28	22.64	33.38

Una volta stimati questi, è necessario verificarne l'adattamento ai dati campione a disposizione, per ogni tempo di pioggia.

Questo controllo è stato eseguito utilizzando la carta probabilistica di Gumbel che ha come ascissa la variabile ridotta y , e in ordinata i valori delle varie altezze di pioggia, entrambe in scala lineare.

Al fine di portare il campione analizzato sulla carta, per prima cosa occorre ordinare in ordine crescente le m osservazioni disponibili, poi si calcola la durata probabile dell'osservazione di ordine n tramite:

$$\Phi(n) = \frac{n}{m-1}$$

Infine si calcola il tempo di ritorno legato a tale durata probabile della:

$$t_r(n) = \frac{1}{1-\Phi(n)}$$

In questo modo si può associare, ad ogni altezza di pioggia misurata, un tempo di ritorno e quindi un valore della variabile ridotta y in modo da poter rappresentare la retta:

$$h(t_r) = N + \frac{1}{\alpha} \cdot y \quad (1)$$

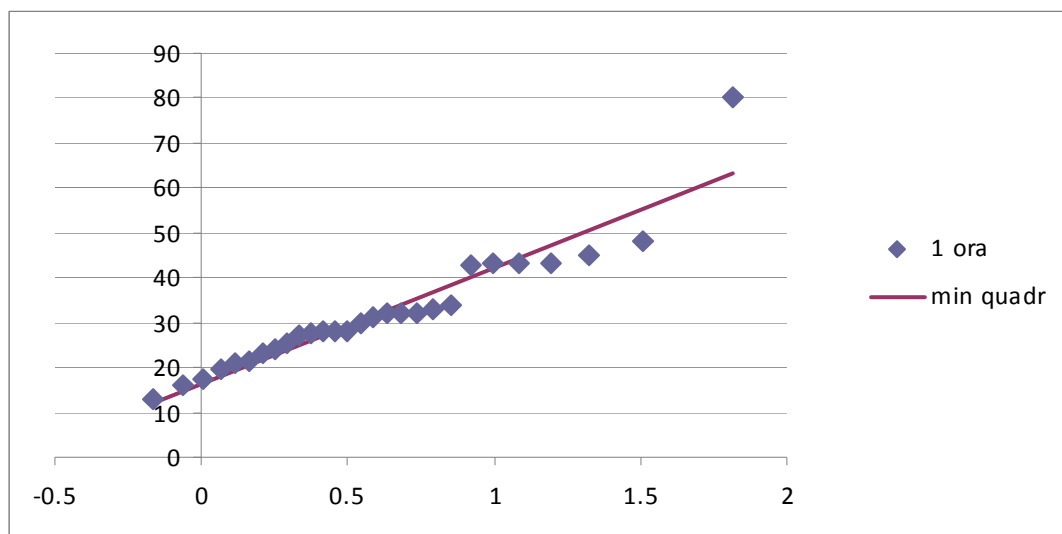
In questo caso l'equazione (1) non interpolava in modo corretto i dati sulla carta probabilistica, quindi si è scelta una retta ai minimi quadrati del tipo:

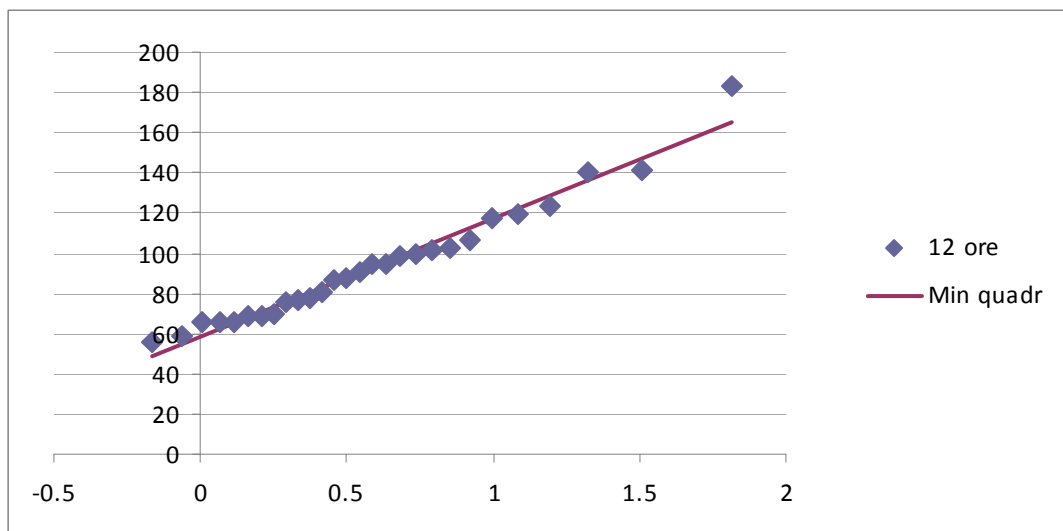
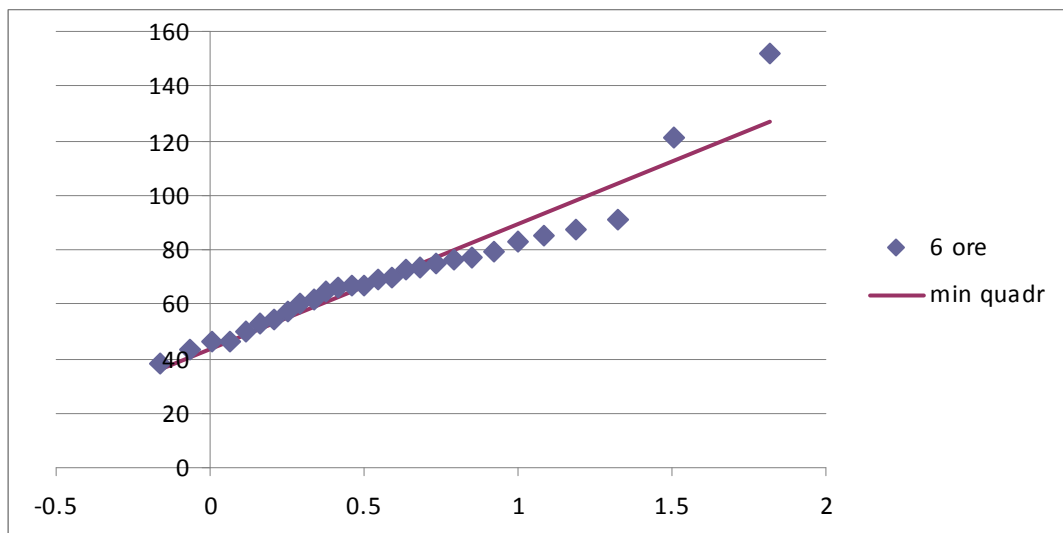
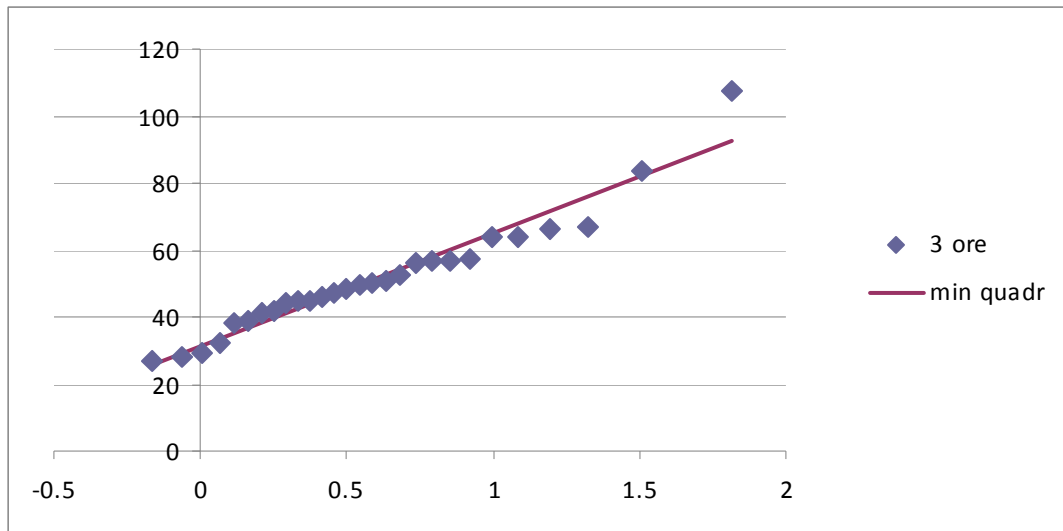
$$h = m y + q \quad (2)$$

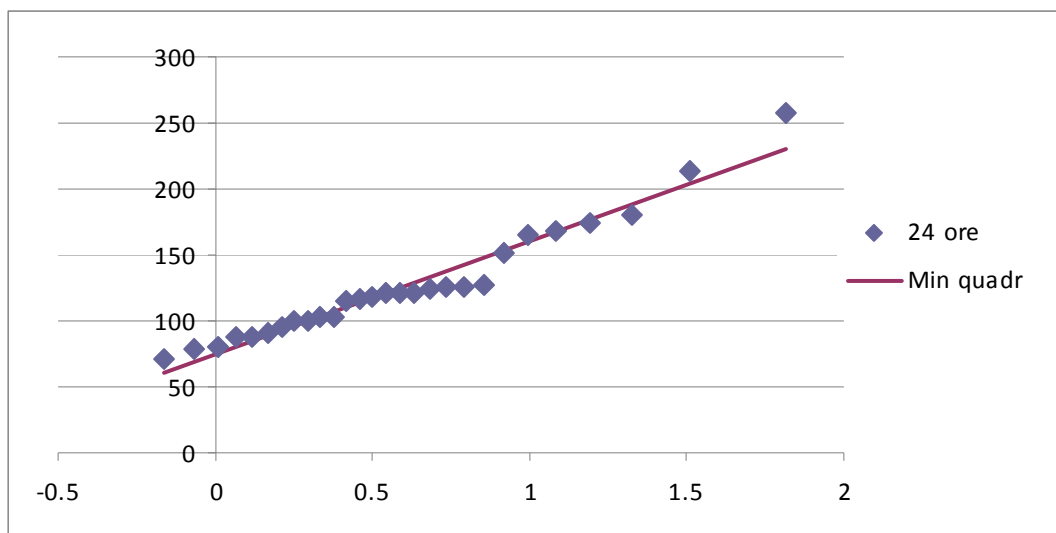
con:

$$m = \frac{\sum X_i \sum Y_i - n \sum X_i Y_i}{(\sum X_i)^2 - n \sum X_i^2}$$

$$q = \frac{\sum X_i \sum (X_i Y_i) - n \sum X_i^2 \sum Y_i}{(\sum X_i)^2 - n \sum X_i^2}$$







Si ottengono così i seguenti valori di m e q:

	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
m	25.73	33.82	45.88	58.57	85.55
q	16.45	31.12	43.69	58.66	75.01

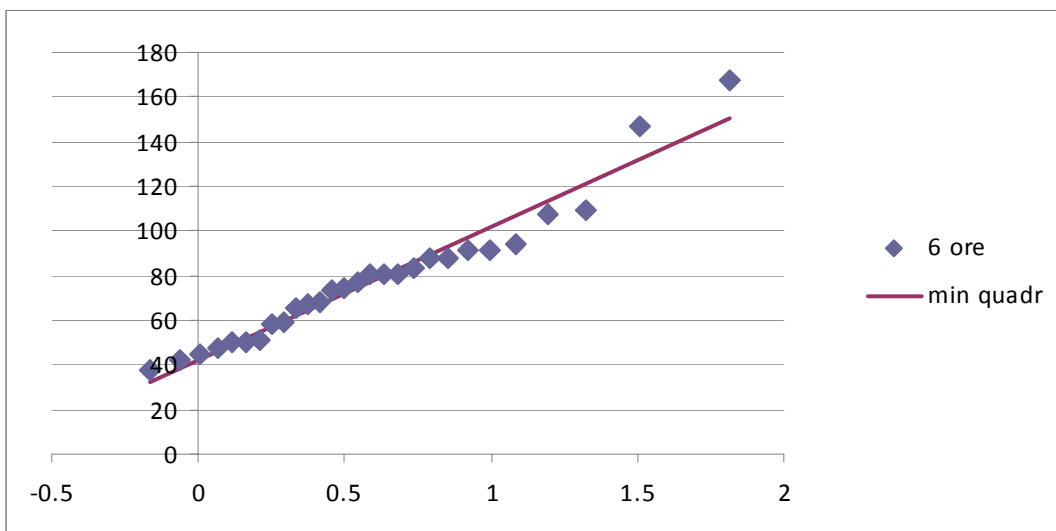
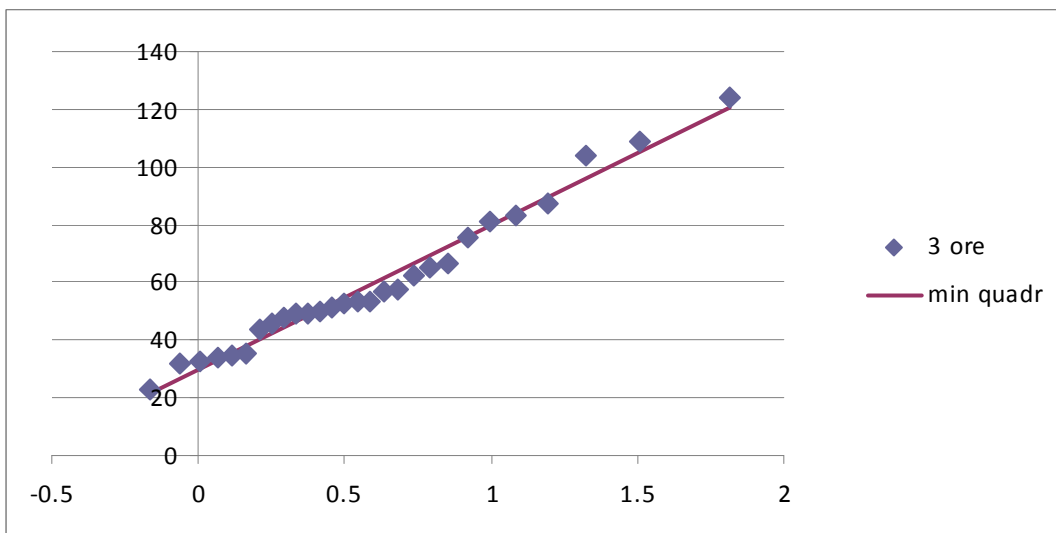
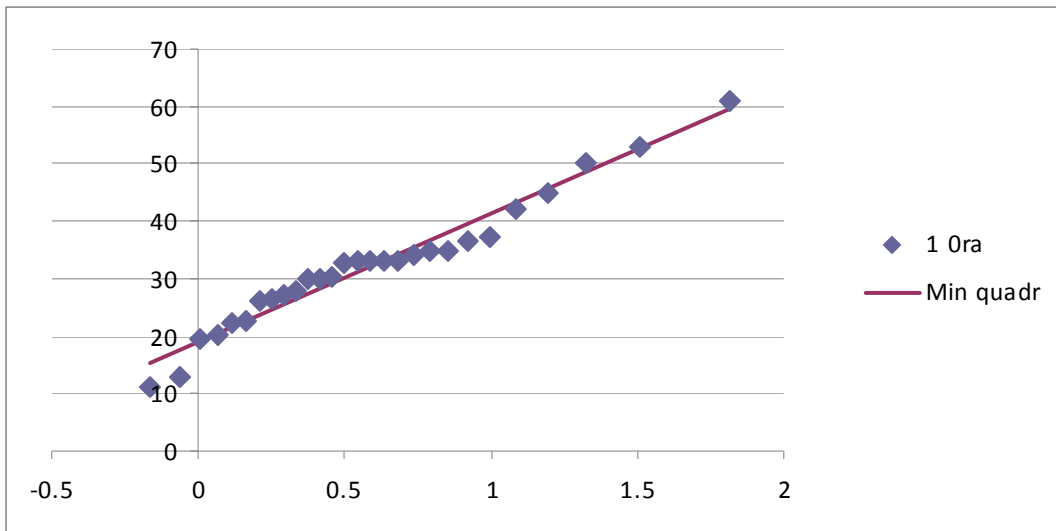
2.4.2 Stazione di Pontremoli (SS. Annunziata)

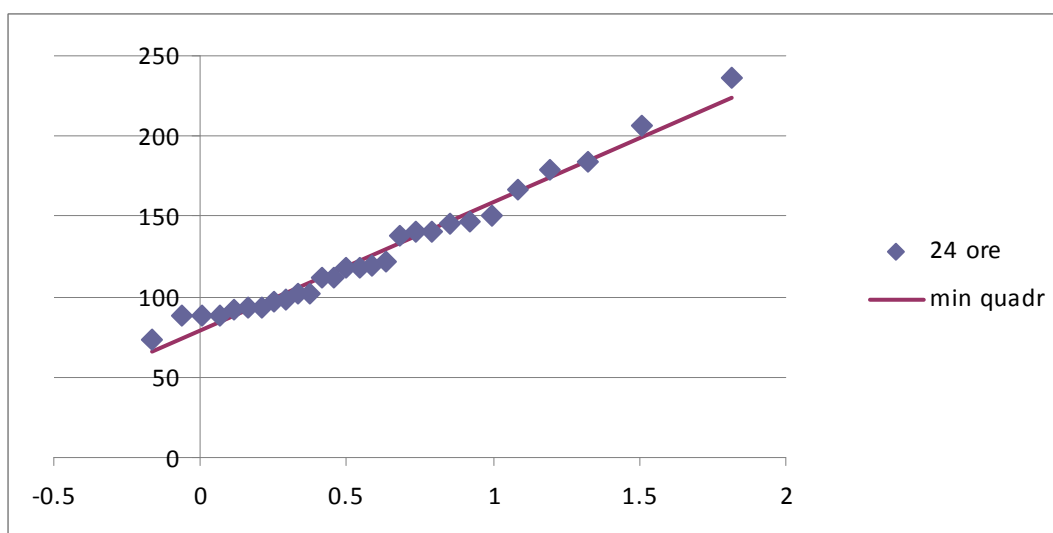
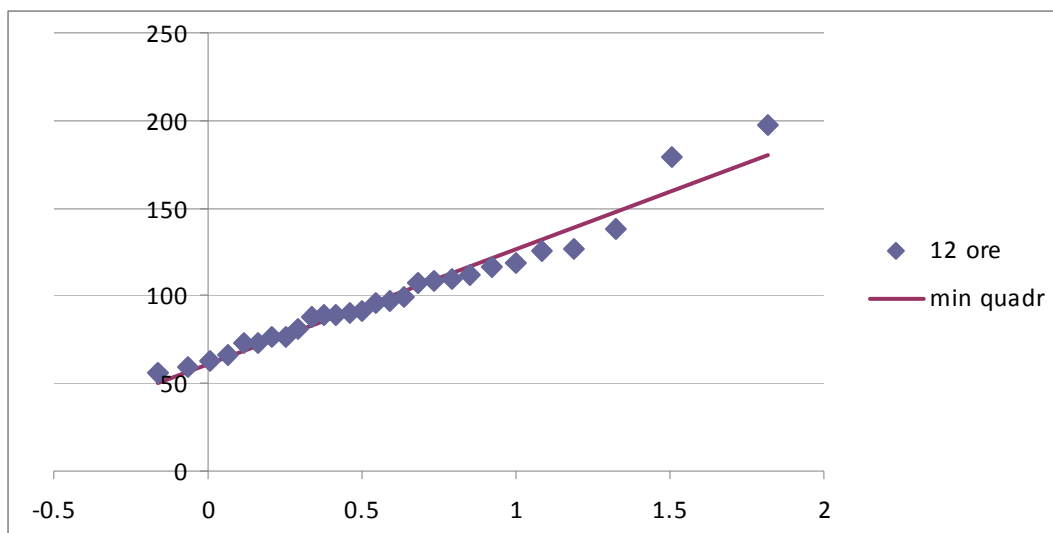
Per la stazione di Pontremoli si è preso l'intervallo di tempo dal 1957 al 1985, trovando anche qui 28 misurazioni (quelle del 1971 non sono presenti nell'annale).

Si sono così ottenuti i seguenti parametri :

	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
M	32.14	59.27	77.58	100.06	126.83
σ	11.12	24.70	29.72	32.86	39.44
N	27.13	48.16	64.21	85.28	109.08
$1/\alpha$	8.67	19.26	23.17	25.62	30.75

Nelle figure che seguono, sulla carta probabilistica di Gumbel, sono rappresentati, per ciascuna durata, i punti osservati e la retta di equazione (2); si vede che anche per la stazione di Pontremoli (SS. Annunziata) la retta (2) si adatta bene alle osservazioni.





2.5 Curva di possibilità pluviometrica

Lo scopo dell'analisi delle piogge fin qui condotta è di tracciare le curve di possibilità pluviometrica, relativa a ogni stazione pluviometrica, tali da stabilire per un tempo di ritorno fissato, il valore di altezza di pioggia per una determinata durata dell'evento meteorico.

L'espressione della curva è la seguente:

$$h = a t^n$$

I punti sono stati regolarizzati per interpolazione nel piano logaritmico ($\log h - \log t$), attraverso una retta ottenuta col metodo dei minimi quadrati, che rende minima la somma dei quadrati degli scarti tra i valori dei dati osservati e i corrispondenti valori ricavati con la:

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

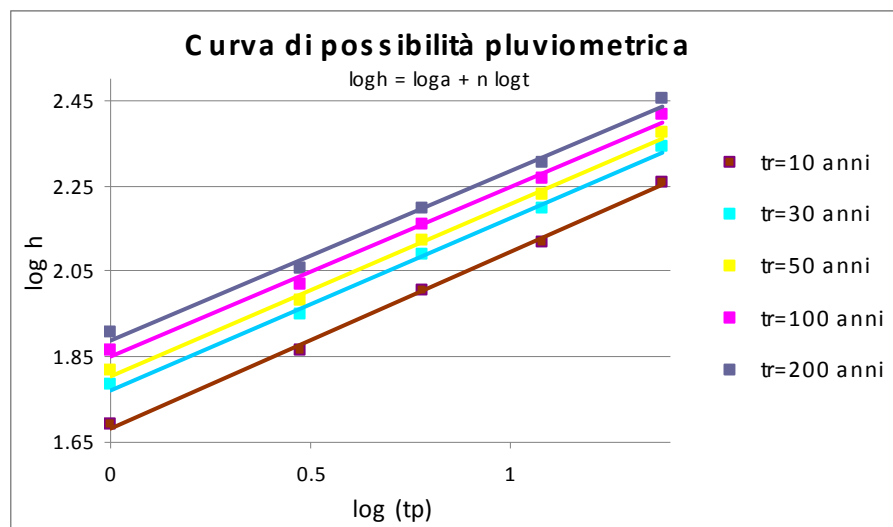
Si arriva così a determinare i valori delle costanti a e n :

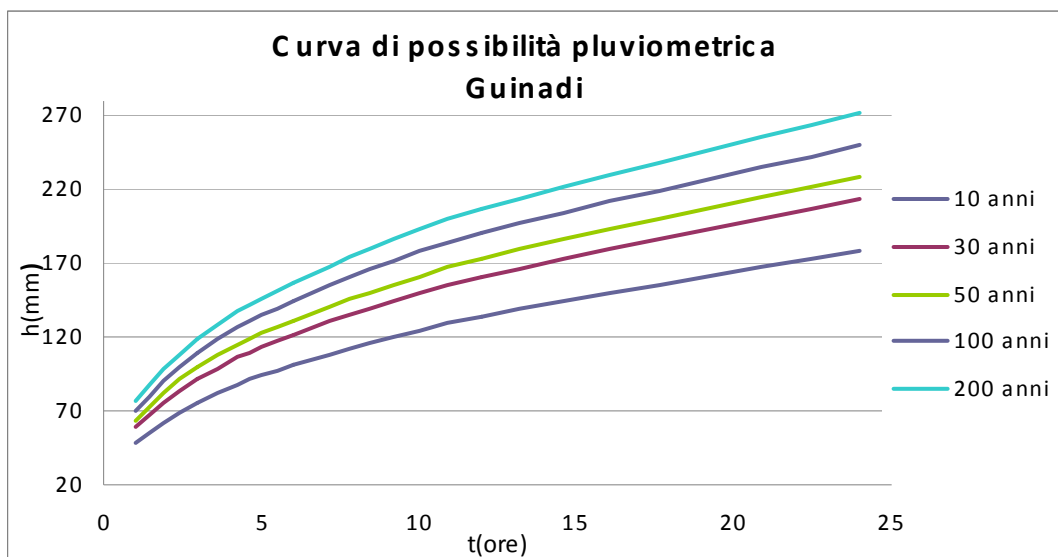
- a come punto intercettato sull'asse delle ordinate;
- n come coefficiente angolare della retta interpolatrice.

2.5.1 Stazione di Guinadi (Presa Verde):

Le altezze di pioggia, per le varie durate e vari tempi di ritorno t_r , per questa stazione sono così riassunte:

t_r	n	a	C.P.P.
10	0.41	48.07	$h = 48.07 t^{0.41}$
30	0.40	58.98	$h = 58.98 t^{0.40}$
50	0.40	63.97	$h = 63.97 t^{0.40}$
100	0.40	70.68	$h = 70.68 t^{0.40}$
200	0.40	77.38	$h = 77.38 t^{0.40}$



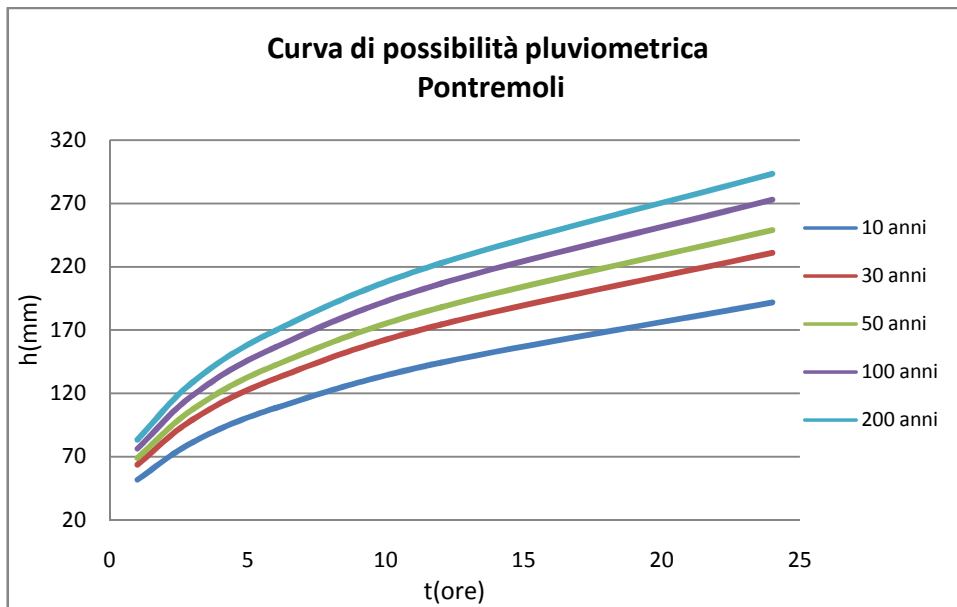
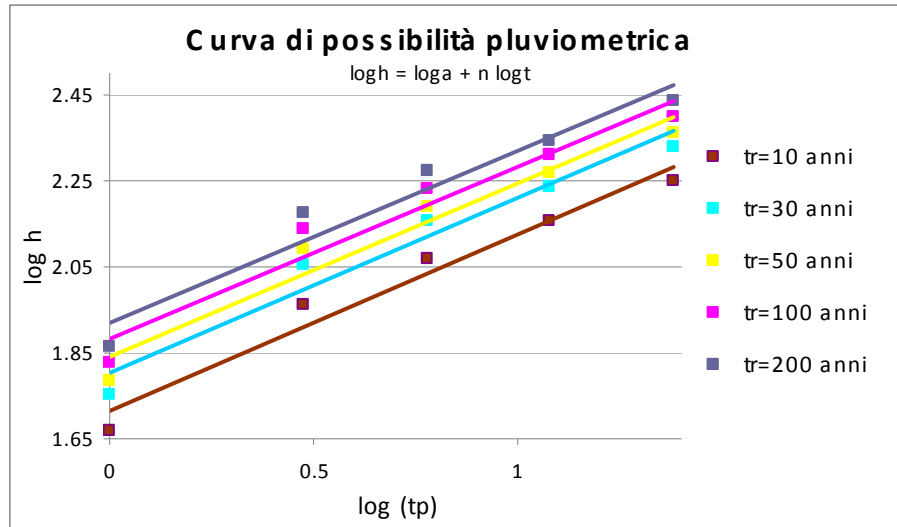


t_p	$t_r=10$ anni	$t_r=30$ anni	$t_r=50$ anni	$t_r=100$ anni	$t_r=200$ anni
1	49	60.69	66.03	73.23	80.41
3	73.42	88.47	95.34	104.6	113.84
6	101.55	122.27	131.75	144.51	157.23
12	131.35	157.01	168.74	184.54	200.3
24	181.7	219.54	236.83	260.13	283.36

2.5.2 Stazione di Pontremoli (SS. Annunziata):

Le altezze di pioggia, per le varie durate e vari tempi di ritorno t_r , per questa stazione sono così riassunte:

t_r	n	a	C.P.P.
10	0.41	51.82	$h = 51.82 t^{0.41}$
30	0.41	63.59	$h = 63.59 t^{0.40}$
50	0.40	68.97	$h = 68.97 t^{0.40}$
100	0.40	76.22	$h = 76.22 t^{0.40}$
200	0.40	83.45	$h = 83.45 t^{0.40}$



tp	tr=10anni	tr=30 anni	tr=50 anni	tr=100anni	tr=200anni
1	46.65	56.48	60.98	67.03	73.07
3	91.5	113.33	123.31	136.75	150.16
6	116.35	142.62	154.62	170.79	186.92
12	142.94	171.99	185.26	203.14	220.98
24	178.28	213.14	229.07	250.54	271.94

E' stata poi ricavata una sola curva per ogni tempo di ritorno per rappresentare l'intero bacino facendo una media ponderata considerando come pesi le aree di competenza delle due stazioni.

Qui di seguito vengono elencate le curve di possibilità pluviometrica medie per i vari tempi di ritorno:

Tr=10 anni	C.P.P	Area (Km ²)	% Area	C.P.P. media
Guinadi	$h=48.07xt^{0,41}$	128.1	79.3	h=48,8 t ^{0,41}
Pontremoli	$h=51,82xt^{0,41}$	32.56	20.7	
	Area tot	160.66		

Tr=30 anni	C.P.P	Area (Km ²)	% Area	C.P.P. media
Guinadi	$h=58.98xt^{0,40}$	128.1	79.3	h=60 t ^{0,40}
Pontremoli	$h=63.59xt^{0,41}$	32.56	20.7	
	Area tot	160.66		

Tr=50 anni	C.P.P	Area (Km ²)	% Area	C.P.P. media
Guinadi	$h=63.97xt^{0,40}$	128.1	79.3	h=65 t ^{0,40}
Pontremoli	$h=68.97xt^{0,40}$	32.56	20.7	
	Area tot	160.66		

Tr= 100anni	C.P.P	Area (Km ²)	% Area	C.P.P. media
Guinadi	$h=70.68xt^{0,40}$	128.1	79.3	h=71.8 t ^{0,40}
Pontremoli	$h=76.22xt^{0,40}$	32.56	20.7	
	Area tot	160.66		

Tr= 200anni	C.P.P	Area (Km ²)	% Area	C.P.P. media
Guinadi	$h=77.38xt^{0,40}$	128.1	79.3	h=78.6 t ^{0,40}
Pontremoli	$h=83.45xt^{0,40}$	32.56	20.7	
	Area tot	160.66		

Le elaborazioni dei dati pluviometrici cui finora si è fatto riferimento permettono di determinare le equazioni della curva di possibilità pluviometrica, relative alla località di osservazione.

Se la superficie non è molto piccola però, non risulta lecito supporre che l'altezza di pioggia ad essa relativa sia uguale a quella verificatasi nel centro di scroscio, in quanto l'altezza e l'intensità di pioggia di una certa durata diminuiscono mano a mano che ci si allontana da tale punto.

Occorre perciò ragguagliare le altezze di pioggia all'area dei bacini di nostro interesse.

L'equazione della curva di possibilità pluviometrica diviene quindi:

$$h = a' t^{n'}$$

nella quale i coefficienti a' e n' variano, rispetto agli analoghi a e n , in funzione dell'area A .

Si è scelto di ragguagliare le nostre curve con i coefficienti ricavati del Puppini, utilizzando le seguenti espressioni:

$$a' = a \left[1 - 0,084 \frac{A}{100} + 0,07 \left(\frac{A}{100} \right)^2 \right]$$

$$n' = n + 0,0014 \frac{A}{100}$$

con A espresso in Km^2 , ottenendo i seguenti risultati:

Tr	a'	n'	C.P.P. Bacino
10	43.1	0.43	$h=43.1 t^{0,43}$
30	52.99	0.42	$h=52.99 t^{0,42}$
50	57.4	0.42	$h=57.40 t^{0,42}$
100	63.41	0.42	$h=63.41 t^{0,42}$
200	69.41	0.42	$h=69.41 t^{0,42}$

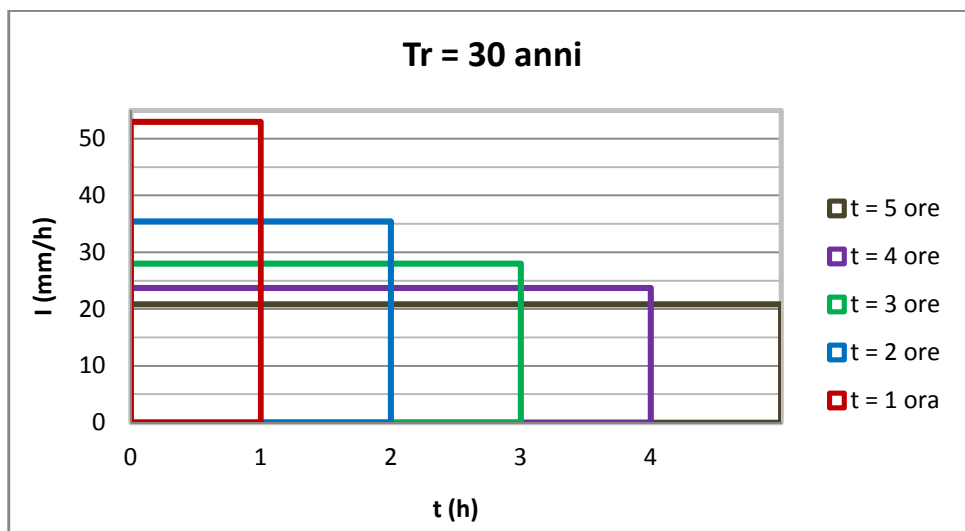
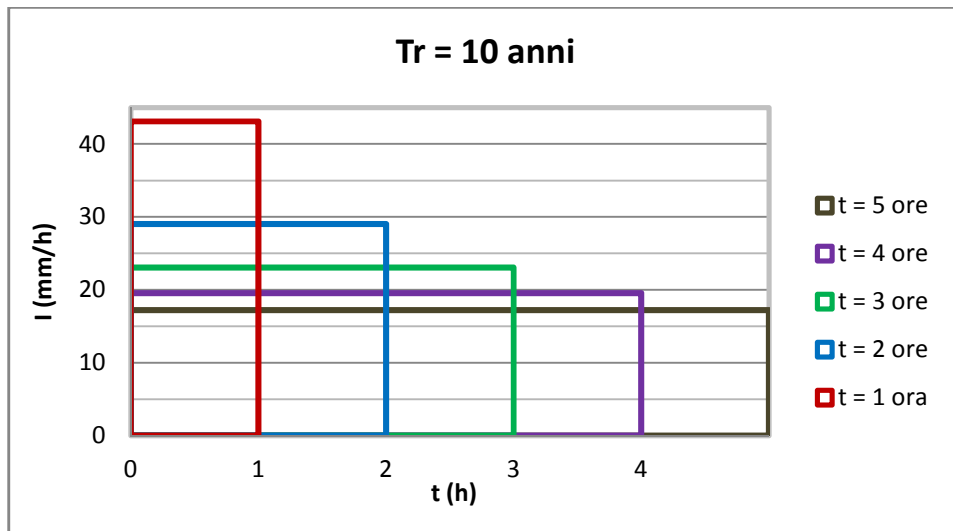
2.6 Ietogramma di progetto

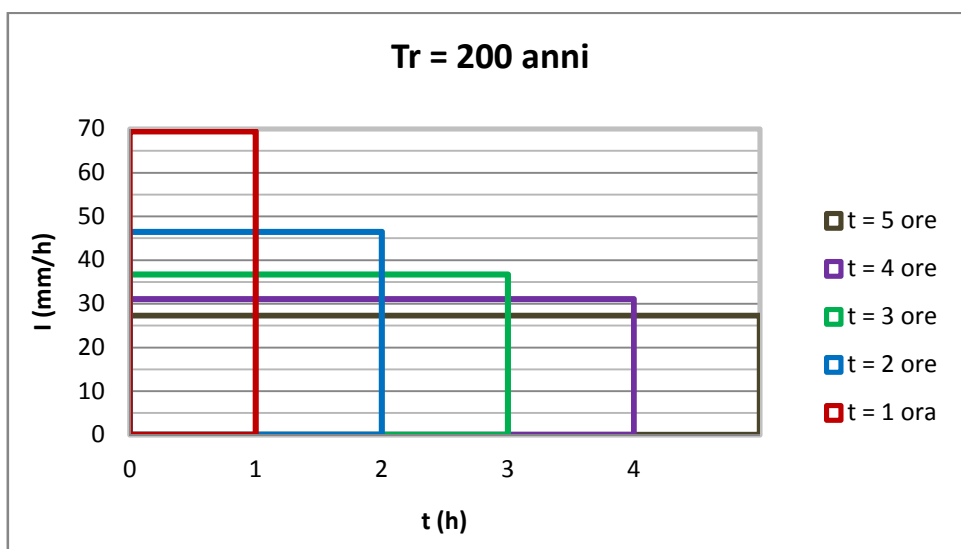
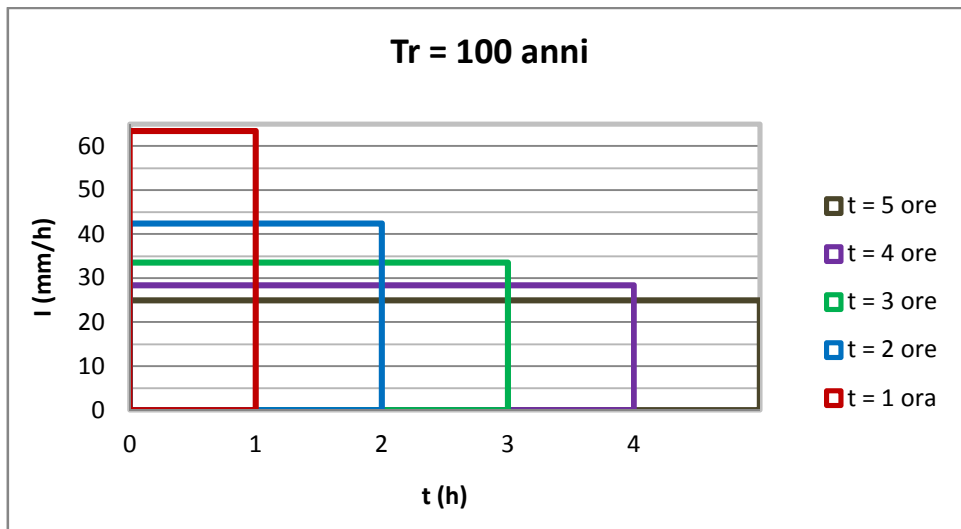
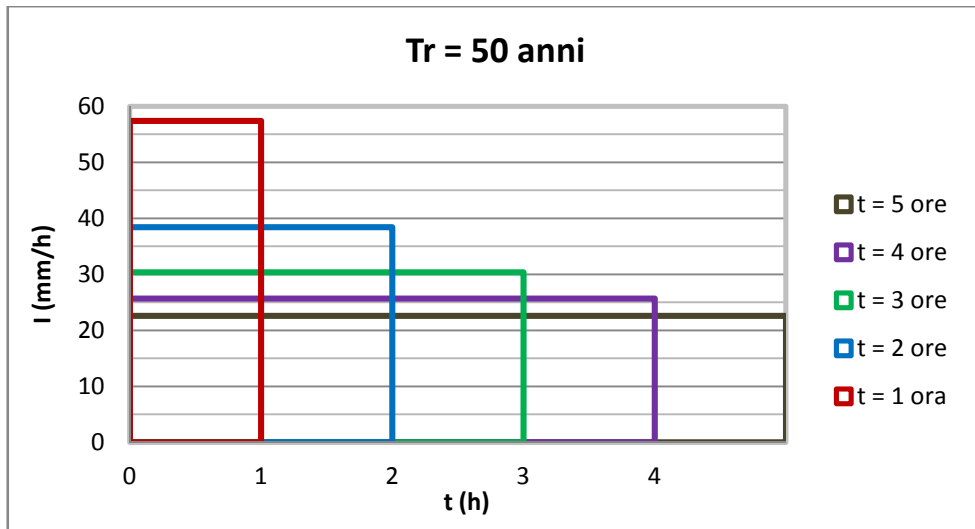
Le equazioni così determinate forniscono la relazione che esiste tra la quantità e la durata della pioggia caduta, il tempo di ritorno e l'area del bacino, ma nessuna indicazione circa la distribuzione temporale delle precipitazioni, che soprattutto per i piccoli bacini rappresenta un elemento importante nel processo di trasformazione afflussi-deflussi.

Per descrivere questo fenomeno si è utilizzato uno ietogramma ad intensità costante.

Tale ietogramma, dato un tempo di ritorno t_r , grafica il tempo di durata dell'evento t_p con l'intensità di pioggia ottenuta dividendo il valore h_p dell'altezza di pioggia totale, calcolata con la curva di possibilità pluviometrica, per t_p .

Gli Ietogrammi unitari usati nel nostro studio sono riportati di seguito:





2.7 Le perdite di bacino.

Non tutto l'afflusso relativo a un dato bacino idrografico raggiunge la rete di drenaggio trasformandosi in deflusso.

Tutti quei fenomeni per cui il deflusso superficiale alla sezione di chiusura risulta minore dell'afflusso meteorico al bacino, si indicano con il nome di *perdite*.

$$\text{Afflusso} - \text{Deflusso} = \text{Perdite}$$

Un metodo molto utilizzato per determinare le perdite di bacino, è il metodo SCS-CURVE NUMBER o metodo CN, che è basato sulle curve di precipitazione e perdita cumulate ed in cui in funzione del tipo di suolo, del suo uso e del grado di imbibizione dello stesso, viene calcolato istante per istante il quantitativo di pioggia che va a produrre deflusso.

Tale metodo è molto diffuso, soprattutto grazie alla notevole mole di dati reperibili in letteratura per la sua applicazione; esso permette di calcolare l'altezza di pioggia persa fino a un dato istante attraverso la valutazione dell'altezza di pioggia massima immagazzinabile nel suolo a saturazione (S), il cui valore viene determinato attraverso un parametro detto CN (Runoff Curve Number) il quale è funzione della natura del terreno, del tipo di copertura vegetale dello stesso e del corrispondente grado di imbibizione.

Il metodo CN si basa su una semplice equazione di bilancio tra i valori cumulati nel tempo a partire dall'inizio della precipitazione:

$$h_n = h - S$$

- h_n altezza di pioggia netta (mm);
- h altezza di pioggia caduta (mm);
- S perdite successive all'inizio del deflusso (mm).

Per l'applicazione del metodo CN occorre quindi determinare la quota parte di precipitazione persa durante l'evento pluviometrico; per far ciò si utilizza il parametro S che rappresenta l'altezza di pioggia massima immagazzinabile nel suolo in condizioni di saturazione, esso si determina dalla seguente espressione:

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

CN parametro variabile tra 0 e 100 ed i cui valori sono tabellati in funzione delle caratteristiche litologiche e dell'uso del suolo, nonché del bagnamento iniziale del terreno.

Quest'ultima caratteristica permette di ottenere:

CNI con suolo inizialmente asciutto;

CNII con suolo inizialmente moderatamente bagnato;

CNIII con suolo inizialmente molto bagnato.

Dall'elaborazione delle espressioni precedenti si arriva a scrivere.

$$h_n = \frac{(h - i_a)^2}{(h - i_a + S)}$$

i_a perdita iniziale, quella che si manifesta prima dell'inizio dei deflussi superficiali. Nella letteratura tecnica è riconosciuta l'esistenza di una correlazione tra la perdita iniziale i_a e la capacità di ritenzione potenziale S tramite la seguente equazione.





$$i_a = \beta S$$

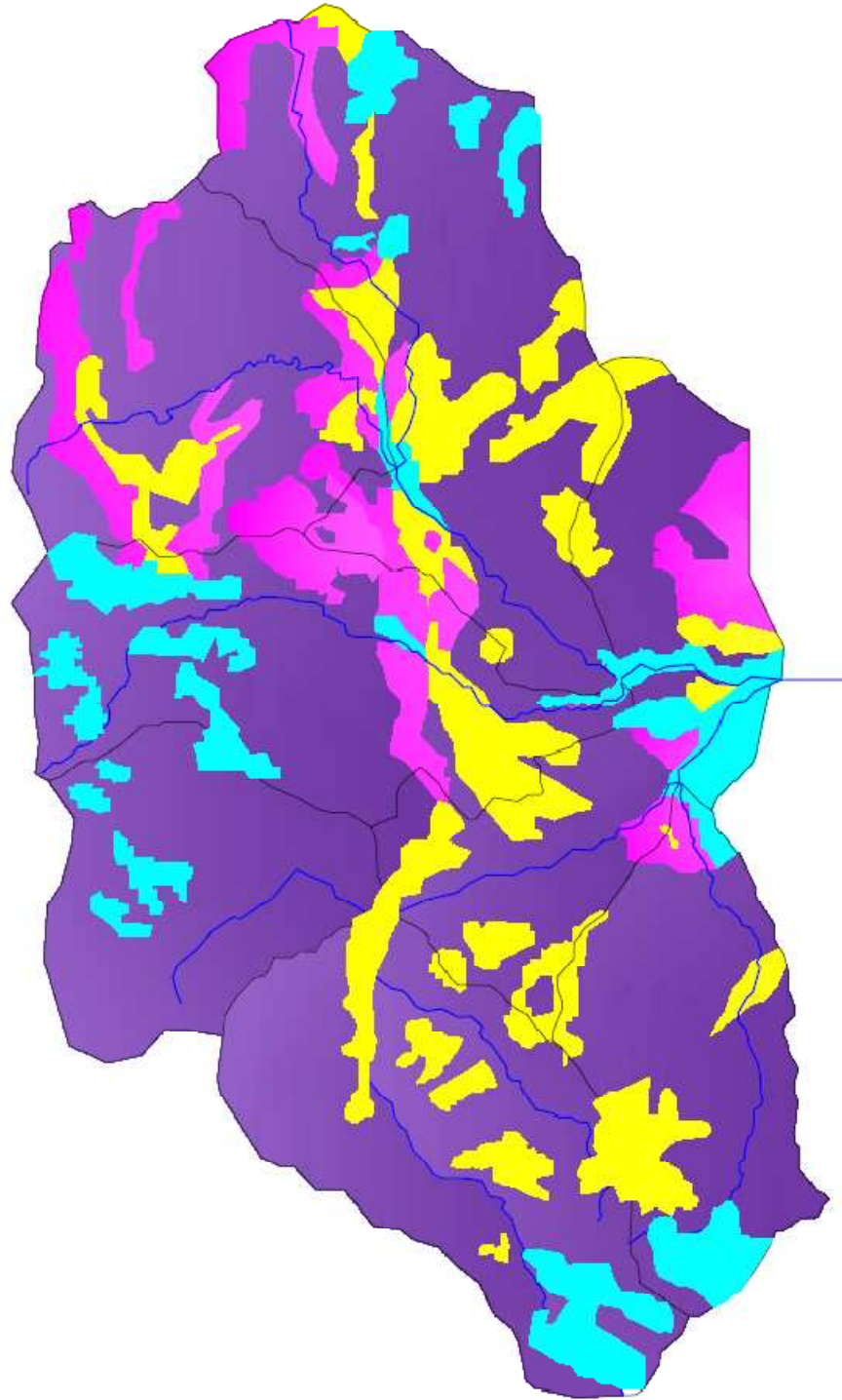
dove β è un coefficiente adimensionale che varia tra 0,1 e 0,2 (il valore 0,1 è più prudentiale). Per determinare il coefficiente CN, dalla carta della litologia si è stabilito a quale gruppo appartiene ogni sottobacino seguendo le indicazioni della seguente tabella:

Gruppo	Descrizione
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla, ghiaie profonde molto permeabili.
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione.
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli qualità di argilla e colloidali, anche se meno nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza della superficie.

CARTA LITOLOGICA

LEGENDA:

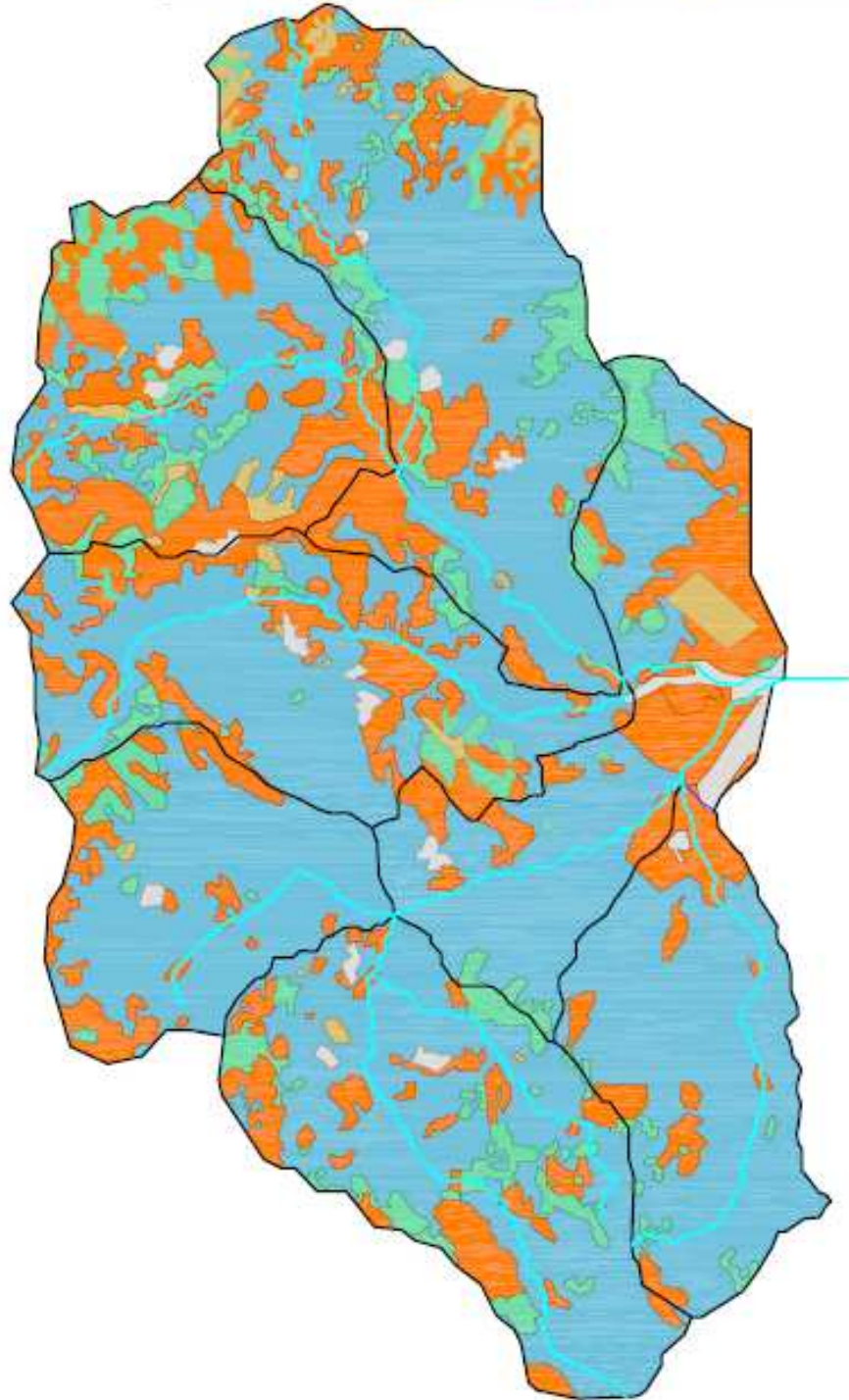
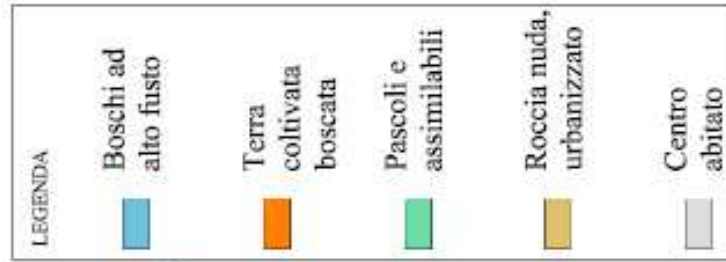
	classe litologica A
	classe litologica B
	classe litologica C
	classe litologica D



Una volta stabilito il gruppo, si entra nella seguente tabella e si determina, secondo l'uso del suolo il valore di CNII:

	A	B	C	D
Terreno coltivato				
Senza trattamenti di conservazione	72	81	88	91
Con interventi di conservazione	62	71	78	81
Terreno da pascolo				
Cattive condizioni	68	79	86	89
Buone condizioni	39	61	74	80
Praterie in buone condizioni	30	58	71	78
Terreni boscosi o forestati				
Terreno sottile sottobosco povero senza foglie	45	66	77	83
Sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
Spazi aperti, prati rasati, parchi				
Buone condizioni con almeno il 75% dell' area con copertura erbosa	39	61	74	80
Condizioni normali con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
Aree commerciali (imperme. 85%)	89	92	94	95
Distretti industriali (imperme. 72%)	81	88	91	93
Aree residenziali				
impermeabilità media 65%	77	85	90	92
38%	61	75	83	87
30%	57	72	81	86
25%	54	70	80	85
20%	51	68	79	84
Parcheggi impermeabilizzati, tetti	98	98	98	98
Strade				
Pavimentate, con cordoli e fognature	98	98	98	98
Inghiaiate o selciate con buche	76	85	89	91
In terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

USO DEL SUOLO



Nel nostro caso elaborando tutti i dati a disposizione si è arrivati ad avere i seguenti risultati:

Bacini	Area(Km ²)	Litologia	Area	CNII	CNII totale
T. Magra2	9.66	A	1.35	45	70
		B	5.55	66	
		C	2.18	88	
		D	0.58	92	
T. Magra1	32	A	5.28	25	52
		B	22.38	55	
		C	2.24	70	
		D	2.1	77	
T. Civasola	22	A	2.22	72	67
		B	4.17	81	
		C	10	55	
		D	2.46	88	
T. Magriola	24	A	3	70	73
		B	0.15	91	
		C	2.36	45	
		D	7	81	
T. Verde A	14	A	8.02	66	66
		B	2.96	77	
		C	3.66	91	
		D	3.03	72	
T. Verde Alto	25	A	8.05	55	59
		B	0.79	90	
		C	2.13	92	
		D	1	77	
T. Betigna	18	A	2.42	72	60
		B	19.41	55	
		C	0	-	
		D	2.17	77	
T. Verdesina	16	A	2.13	72	58
		B	13.39	55	
		C	0.48	92	
		D	1.82	77	
T. Verdesina	16	A	0.15	25	58
		B	14.93	55	
		C	0	-	
		D	1.22	91	

I valori di CNII sono poi stati corretti in CNIII con la formula di Giorgini:

$$CNIII = \frac{23 \text{ CNII}}{10 + 0,13 \text{ CNII}}$$

ottenendo:

Bacini	CNIII
T. Magra2	84.3
T. Magra1	71.4
T. Civasola	82.4
T. Magriola	86.1
T. Verde	81.7
T. Verde Alto	76.8
T. Betigna	77.5
T. Verdesina	76.1

2.8 Modellazione afflussi-deflussi

Per lo studio della trasformazione afflussi-deflussi del bacino si è impiegato il codice di calcolo HEC-HMS 3.2 sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'US Army Corps of Engineers, costruendo un modello matematico semidistribuito della rete idrografica che è stata rappresentata mediante sottobacini e rami connessi tra loro mediante nodi. Ciascun sottobacino è stato definito mediante l'assegnazione della superficie, del CN, della perdita iniziale i_a e del lag time (che verrà descritto in seguito); mentre per i rami è stato introdotto solo il lag time.

L'idrogramma di piena utilizzato per l'analisi con HMS è quello del SCS (Soil Conservation Service); secondo tale metodo, il tempo di concentrazione t_c è dato dalla formula:

$$t_c = \frac{0,571 L^{0,8} \left(\frac{1000}{CN} - 1 \right)}{i^{0,5}}$$

con:

- t_c tempo di concentrazione in ore;
- L lunghezza dell'asta più lunga in Km;
- i pendenza media della superficie del bacino, espressa in termini percentuali (%).

Secondo il SCS il picco di portata si verifica dopo un tempo di ritardo $t_L = 0,6 t_c$ (lag time) a partire dal baricentro del pluviogramma che produce deflusso.

Nella figura seguente è rappresentato l'idrogramma di piena, corrispondente a una pioggia d'intensità costante, nell'ipotesi che l'andamento nel tempo delle successive aree scolanti sia lineare.

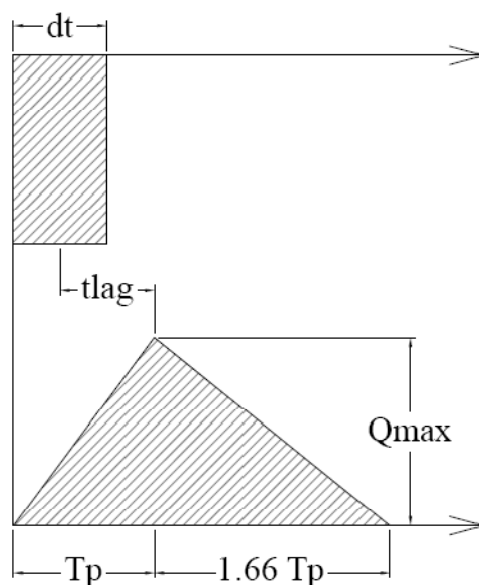


Figura 8 Idrogramma di piena secondo il metodo SCS

Applicando il metodo SCS non è possibile conoscere a priori la durata t_p della pioggia che dà luogo alla portata massima; perciò, per un dato tempo di ritorno, abbiamo assunto diverse durate di pioggia, da 1 a 8 ore con intervalli di 1 ora, fino a trovare quella che dà luogo alla massima portata.

Il codice di calcolo HEC-HMS permette la ricostruzione degli ideogrammi di piena sia nella sezione terminale di un dato bacino, sia nelle varie sezioni delle aste dei vari sottobacini e degli interbacini.

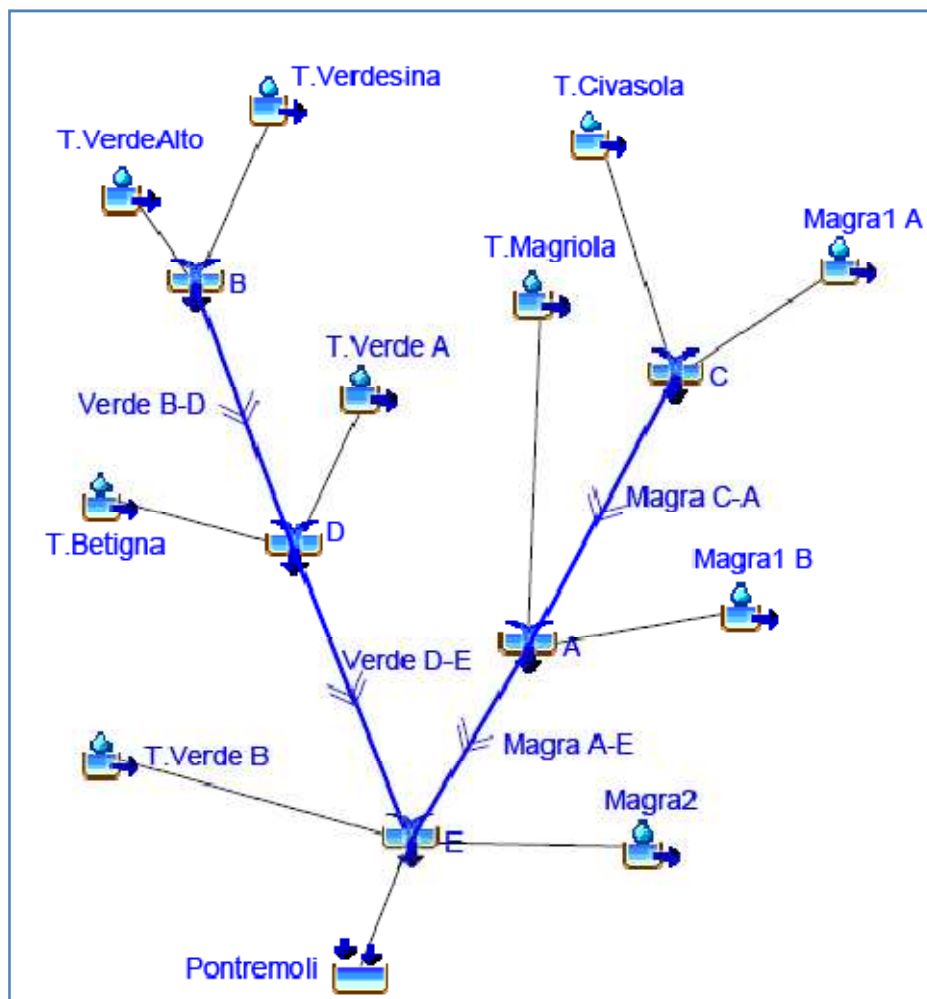


Figura 9 Schematizzazione del bacino utilizzata in HEC-HMS

Fissata quindi una data durata di pioggia, è possibile ricostruire gli ideogrammi di piena di ciascun sottobacino, sommandoli tra loro nei punti di confluenza, a partire dai due bacini più a monte.

Nei vari tronchi fluviali si è ipotizzato che l'onda di piena si propaghi, senza alcuna deformazione, dal punto iniziale a quello finale del tronco, dopo un certo tempo che può essere calcolato in base a un valore medio della velocità della corrente lungo il tronco stesso.

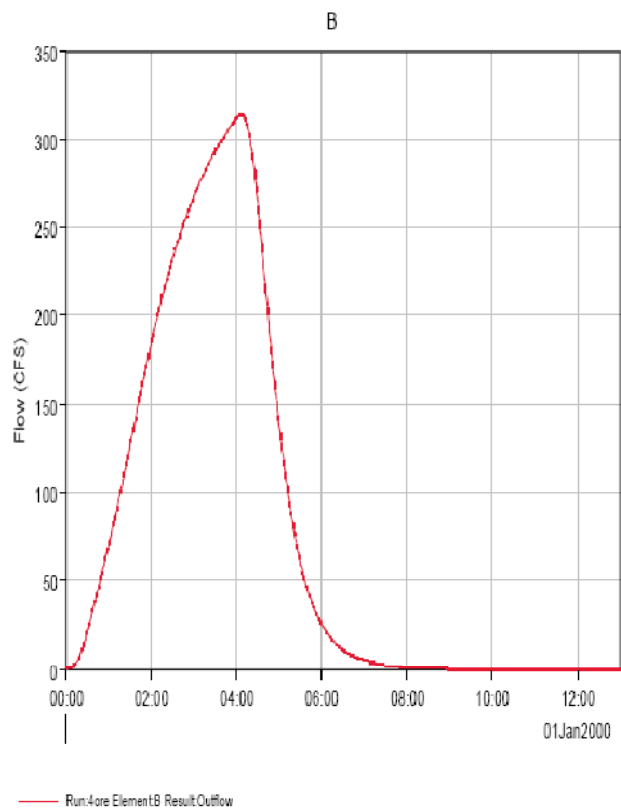
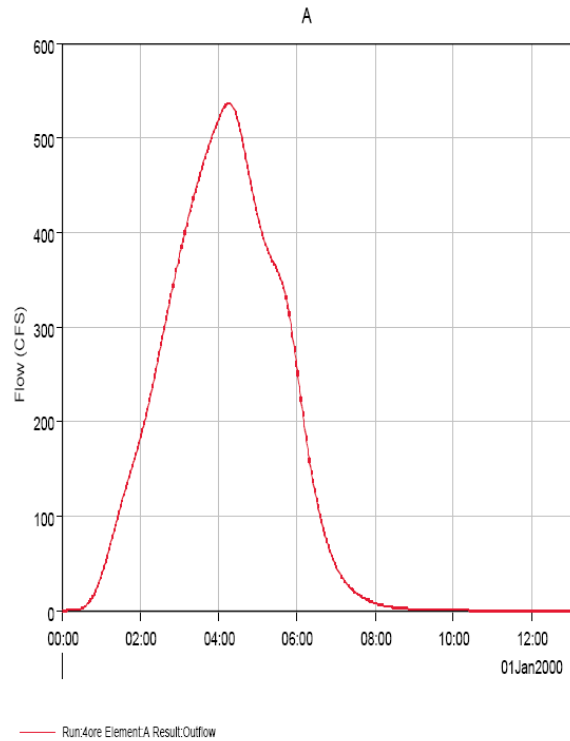
Nella tabella seguente riassumiamo tutti i dati inseriti in HEC-HMS per i vari bacini e tronchi fluviali, così come sono stati schematizzati in figura 9.

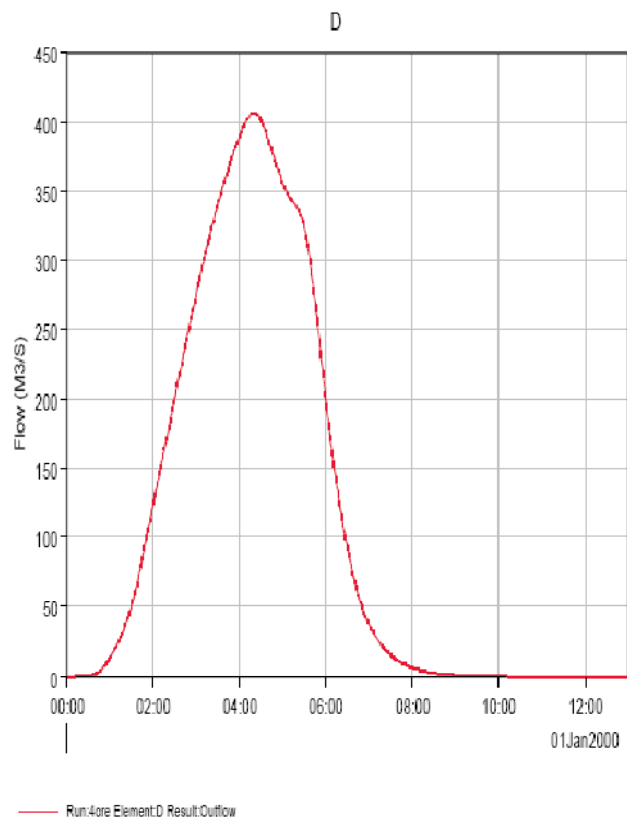
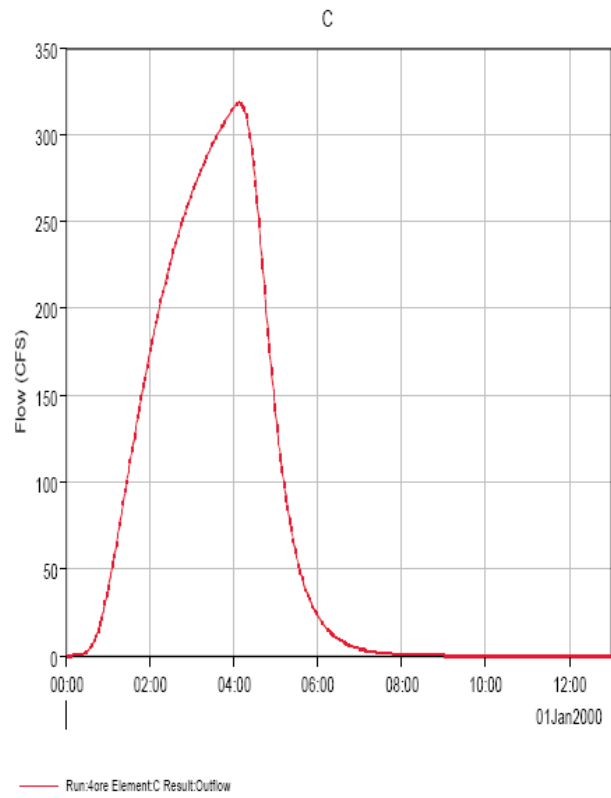
Bacini	Area(Km ²)	L (Km)	i _m %	CN	i _a =(0,1S)	t _c (ore)	t _{lag} (min)
T. Verdesina	16	4.9	38.5	76.1	8	0.89	31.98
T. Verde Alto	25	10.5	36.5	76.8	7.67	1.64	59.13
T. Betigna	18	8.5	45.8	77.5	7.36	1.21	43.62
T. Verde A	11	4.9	31.7	81.7	5.7	0.82	29.64
T. Verde B	3	2.7	31.7	81.7	5.7	0.51	18.40
T. Civasola	22	8	41	82.4	5.44	1.05	37.76
Magra1 A	21	9.9	44	71.4	10.2	1.67	59.95
Magra1 B	11	4.9	44	71.4	10.2	0.95	34.16
T. Magriola	24	11.6	32.5	86.1	4.1	1.39	50.12
Magra2	9.66	2.85	28.9	84.3	4.73	0.51	18.46
Magra C-A	-	14.8	44	71.4	10.2	2.30	82.70
Magra A-E	-	17.65	28.9	84.3	4.73	2.20	79.38
Verde B-D	-	15.4	31.7	81.7	5.7	2.06	74.09
Verde D-E	-	18.1	31.7	81.7	5.7	2.34	84.32

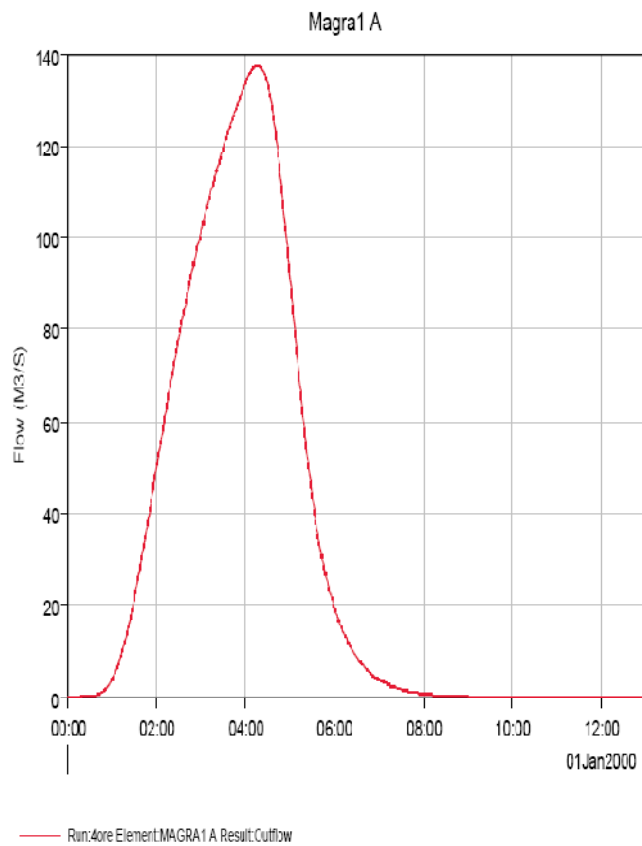
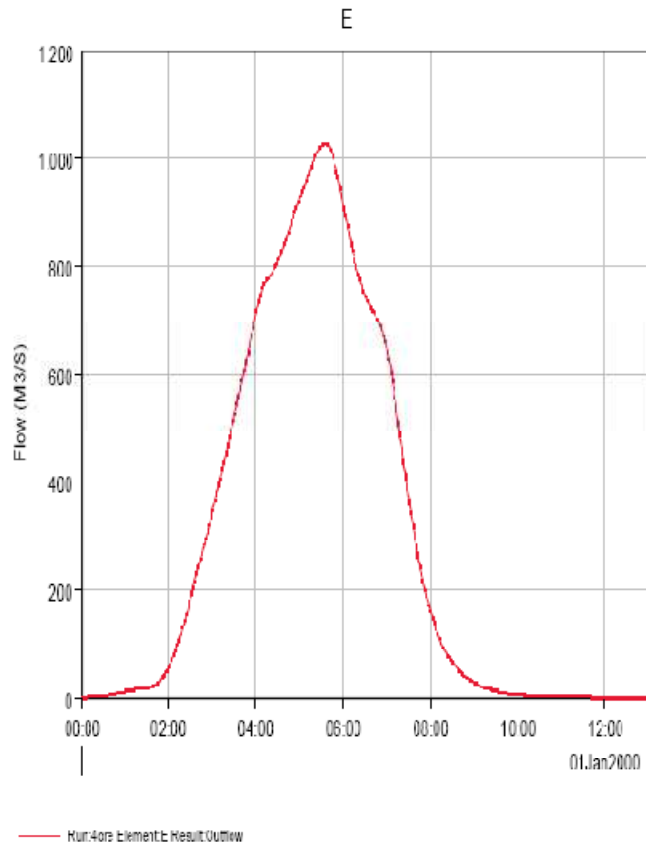
Per gli stessi riassumiamo tutte le portate massime per i vari t_p considerati:

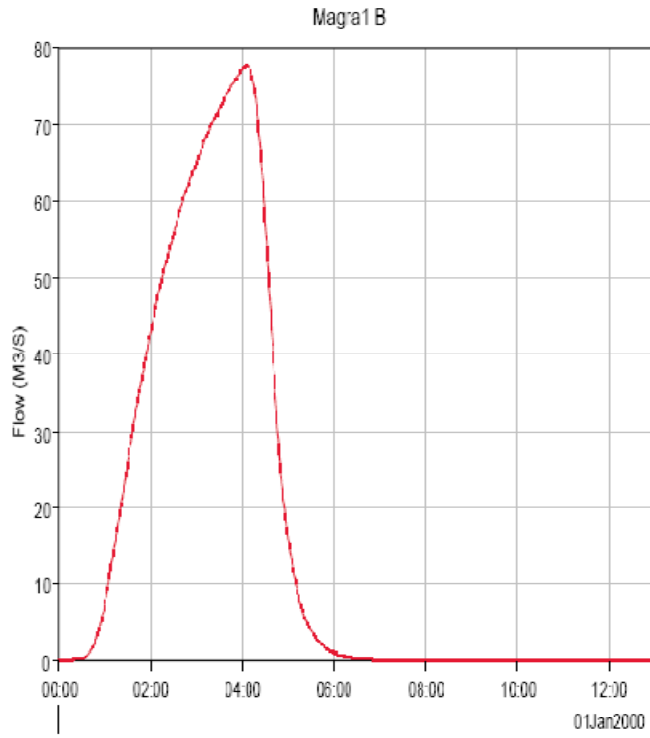
Bacini	Q _{max} (t _p)							
	1	2	3	4	5	6	7	8
A	347,7	449,0	525,4	536,4	516,8	465,9	495,0	450,5
B	315,1	369,1	339,0	313,9	289,9	261,4	262,2	238,8
C	310,2	370,9	342,1	318,3	295,3	261,7	272,3	247,8
D	334,7	394,4	400,2	406,2	391,1	370,8	374,9	341,1
E	681,7	876,6	1010,6	1027,3	987,7	907,7	1013,2	921,3
Magra1 A	103,4	143,6	141,8	137,5	130,8	117,2	129,4	117,3
Magra1 B	82,0	93,9	84,2	77,6	71,9	63,6	68,2	61,8
Magra2	59,6	94,6	85,0	77,5	71,0	62,4	62,8	57,3
Magra A-E	347,7	449,0	525,4	536,4	516,8	465,9	489,5	444,9
Magra C-A	310,2	370,9	342,1	318,3	295,3	261,7	269,4	244,7
Pontremoli	681,7	876,6	1010,6	1027,3	987,7	907,7	1013,2	921,3
T. Betigna	143,9	167,0	150,4	138,0	126,9	111,9	114,8	104,6
T. Civasola	228,7	238,1	204,5	182,6	165,3	144,9	142,9	130,5
T. Magriola	235,3	259,3	228,2	205,0	185,5	162,4	157,4	143,9
T. Verde A	127,6	123,5	103,4	91,5	82,7	72,3	71,4	65,1
T.VerdeAlto	154,4	200,9	192,2	182,1	170,3	151,5	158,6	144,3
T. Verde B	41,7	35,5	28,8	25,3	22,7	19,9	19,5	17,8
T.Verdesina	203,0	183,5	151,5	133,5	120,3	120,3	103,5	94,5
Verde B-D	315,1	369,1	339,0	313,9	289,9	261,4	260,0	236,6

Nelle pagine seguenti vengono riportati tutti gli ideogrammi di piena, per $t_r=200$ anni, per tutti i bacini, sottobacini e confluenze considerate (vedi fig. 9), per un t_p pari a 4 ore, che è quello che produce la portata massima al colmo a Pontremoli dopo la confluenza col fiume Verde.

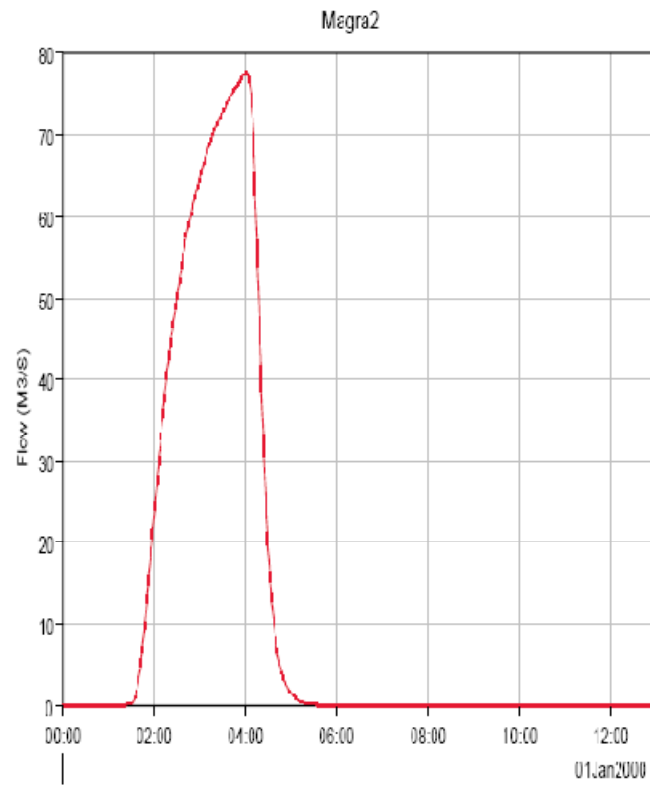




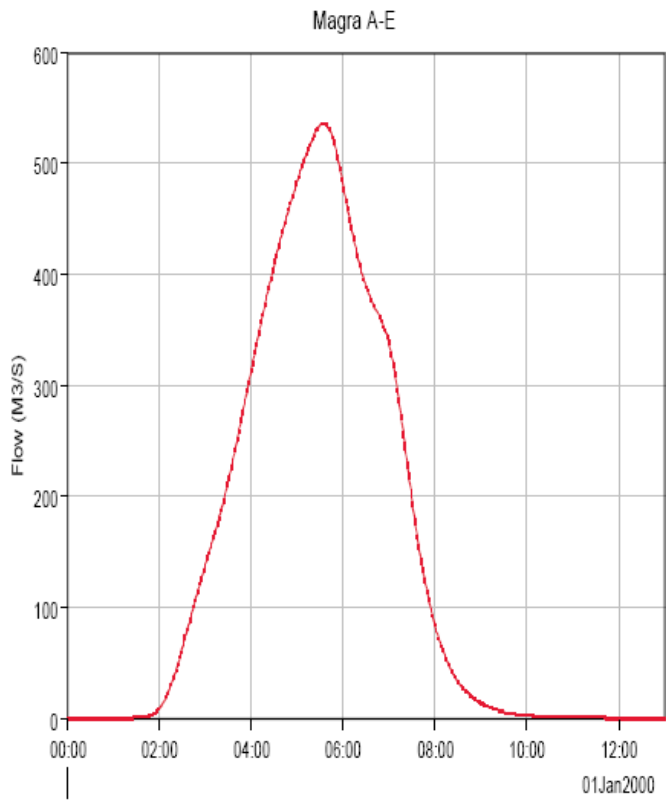




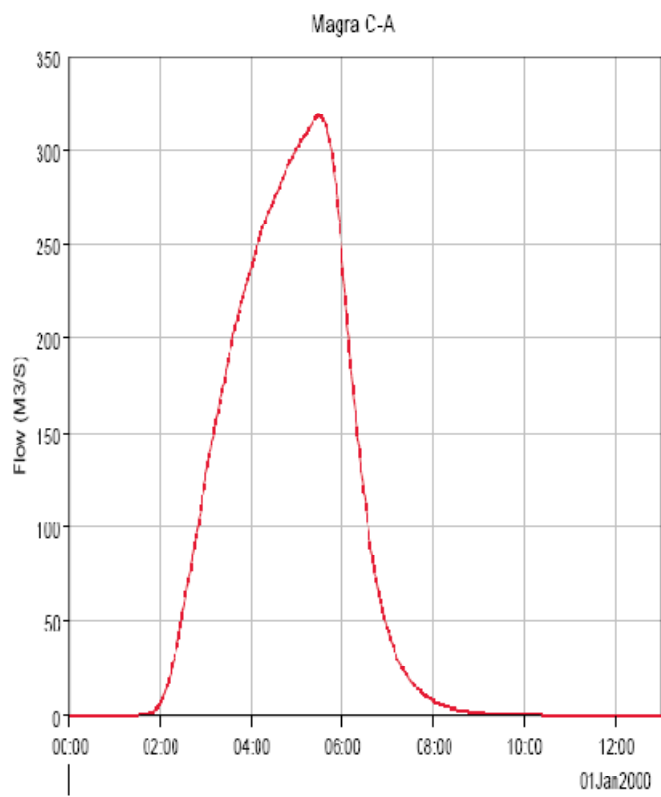
Run:40e Element:MAGRA1 B Result:Outflow



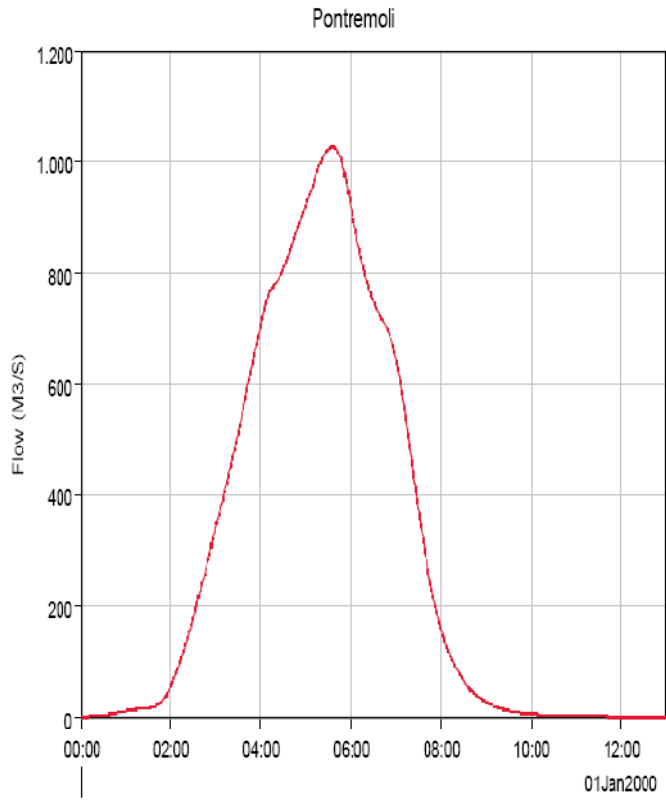
Run:40e Element:MAGRA2 Result:Outflow



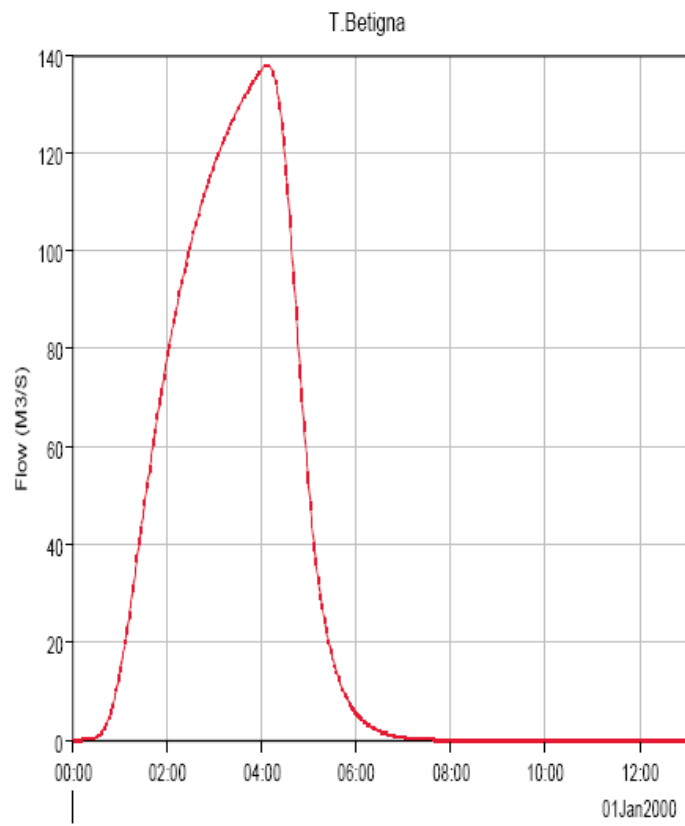
Run:4ore ElementMAGRA A-E Result:Outflow



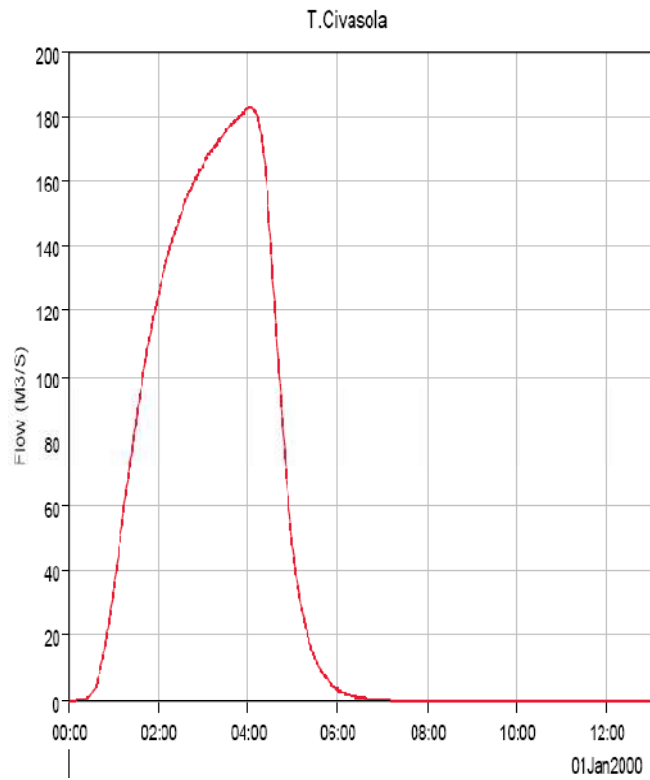
Run:4ore ElementMAGRA C-A Result:Outflow



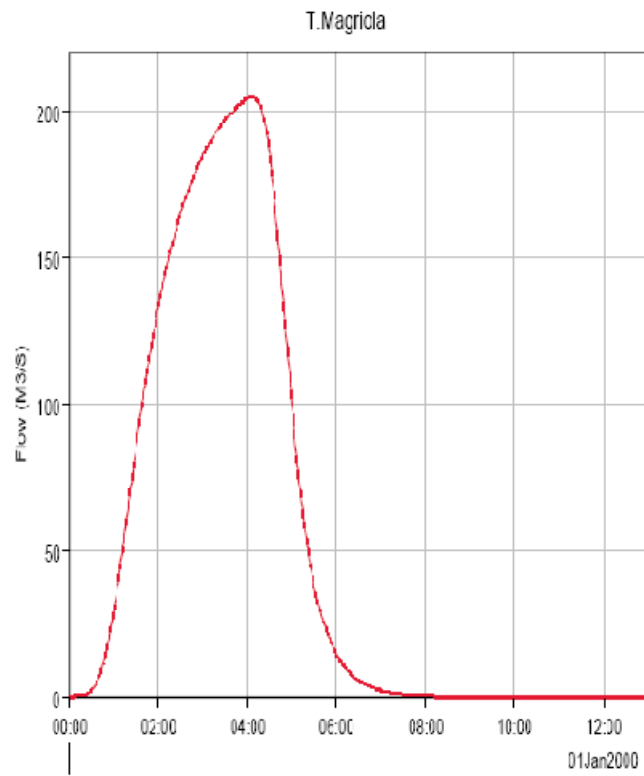
Run:4ore Element:PONTREMOLI Result:Outflow



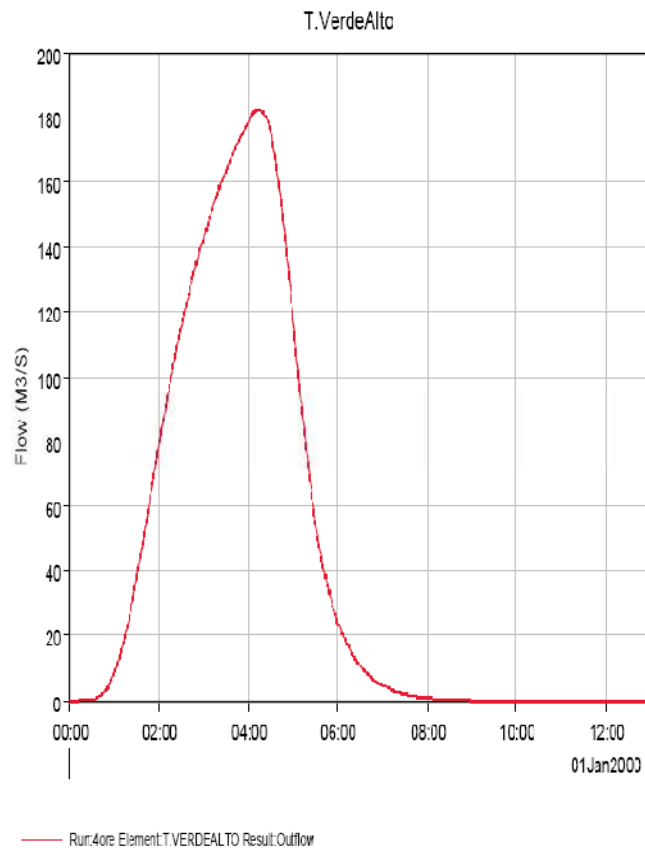
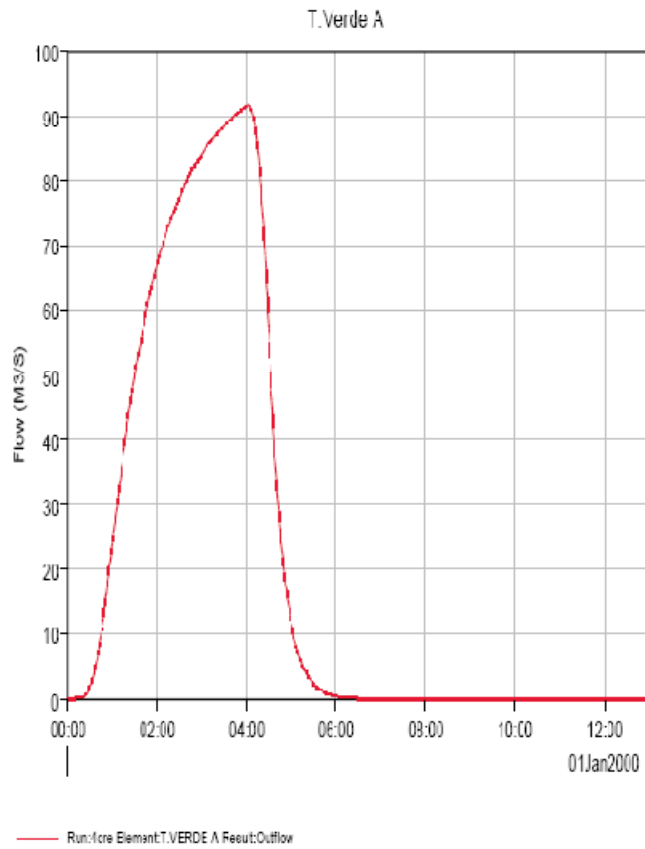
Run:4ore Element:T.BETIGNA Result:Outflow

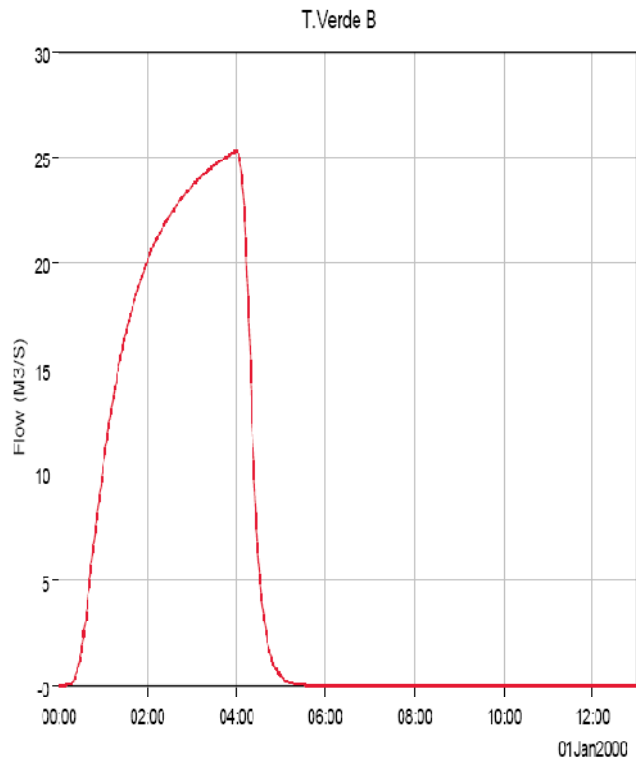


Run:4orc Element:T.CIVASOLA Result:Outflow

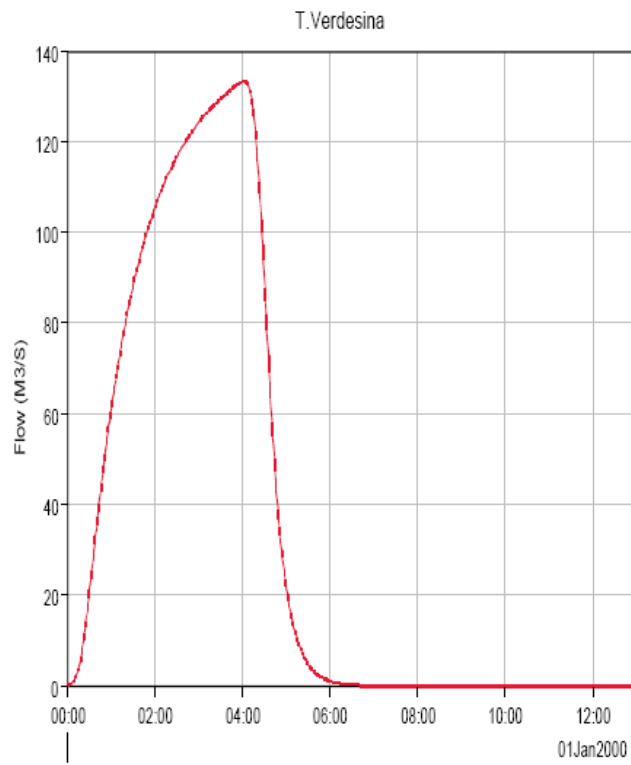


Run:4orc Element:T.MAGRIOLA Result:Outflow

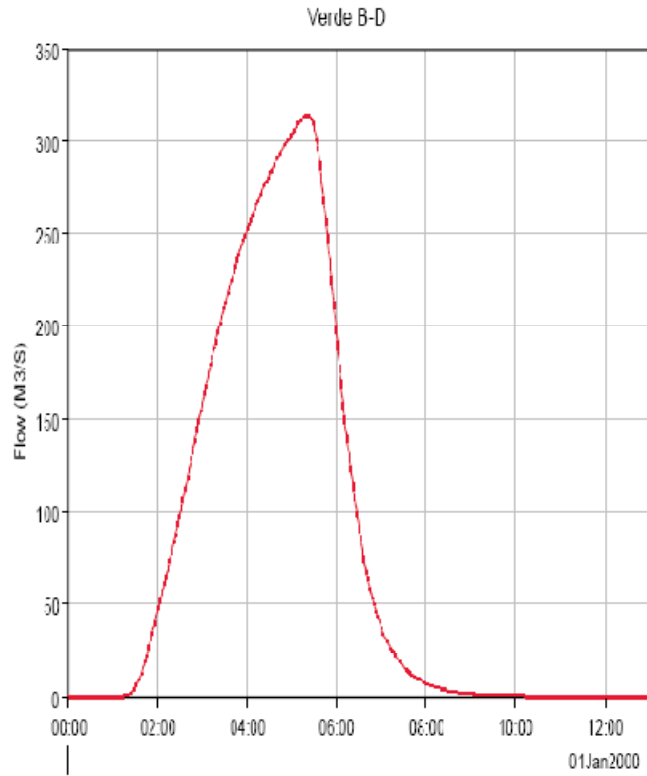




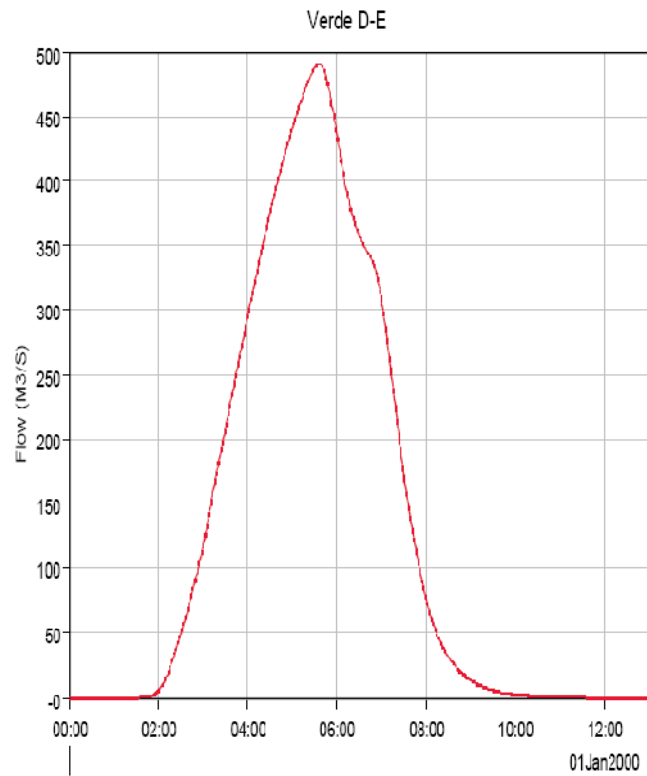
Run:4ore Element:T.VERDE B Result:Outflow



Run:4ore Element:T.VERDESINA Result:Outflow



Run:4ore Element:VERDE B-D Result:Outflow



Run:4ore Element:VERDE D-E Result:Outflow

3 Modello idraulico

3.1 Premessa

Dallo studio sin qui fatto si è arrivati a calcolare l'onda di piena con un t_r pari a 200 anni, occorre adesso analizzare la reale situazione in cui si trova oggi il fiume Magra a Pontremoli, in particolare dovremmo verificare se il letto del fiume sia in grado o meno di far defluire tale portata.

Lo studio relativo al modello idraulico è stato eseguito utilizzando il programma HEC-RAS 3.1.3 (*Hydrologic Engineering Service – River Analysis Sistem*) distribuito da WRCS e prodotto per l' US Army Corps of Engineers.

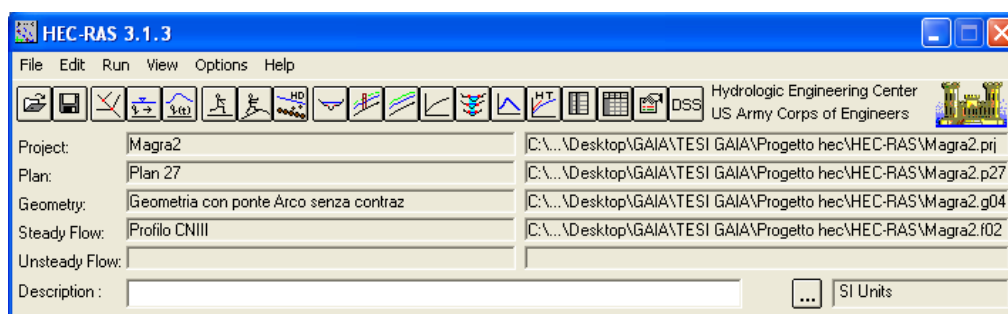


Figura 10 Finestra principale HEC-RAS

Questo adotta una schematizzazione monodimensionale (variazioni graduali della sezione dell'alveo, limitata curvatura dei filetti liquidi, distribuzione della velocità pressoché uniforme nelle sezioni trasversali) su alveo assunto a fondo fisso sia per il moto permanente che per quello vario.

Il regime qui adottato è quello a moto permanente in cui la procedura di calcolo si basa sulla soluzione dell'equazione del moto permanente gradualmente variato con un metodo alle differenze finite.

Schematizzando il bacino, HEC-RAS gestisce la modellazione di più tronchi fluviali con la rappresentazione delle confluenze secondo diversi approcci teorici a seconda delle portate e delle angolazioni presenti nei singoli casi.

Infatti, oltre al caricamento di una portata da una sezione di monte e nei pressi di una immissione localizzata, è altresì possibile gestire immissioni di portate distribuite. Nel nostro studio questo è stato fatto per considerare l'apporto idrico del torrente Verde.

I limiti applicativi sono invece rappresentati dalla impossibilità di simulare l'inondazione di territori extra-alveo.

Non è infatti supportato lo studio di fenomeni di trasferimento bidimensionale.

Si deve quindi notare che nella fase computazionale le sezioni sono assunte ortogonali alla direzione della corrente idrica.

3.2 Simulazione tramite HEC-RAS

Per la simulazione del modello idraulico a moto permanente si è utilizzato, come detto precedentemente, il programma HEC-RAS il quale, tramite l'inserimento di dati idrologici e geometrici riguardanti appunto l'alveo in esame, determina il profilo liquido relativo ad un tratto di un corso d'acqua suddividendolo precedentemente in una successione di tratti delimitati da sezioni di cui sia nota la geometria.

Volendo studiare l'abitato di Pontremoli nella parte attraversata dal Magra, si è considerato il tratto di alveo dalla sezione M177 nella località Migneno, a monte della cittadina, fino alla sezione M143 a valle della confluenza con il torrente Verde.

Le sezioni fluviali utilizzate sono quelle fornite dall'Autorità di Bacino del Fiume Magra.

Il primo passo nell'utilizzo di HEC-RAS è l'inserimento della geometria: si disegna il tratto di alveo d'interesse e si inseriscono le sezioni con i relativi dati geometrici (fig.11). Per ogni sezione oltre alla geometria viene anche inserita la distanza progressiva da quella più a valle e viene distinto l'alveo principale dalle zone golenali così da poter inserire differenti coefficienti di Manning.

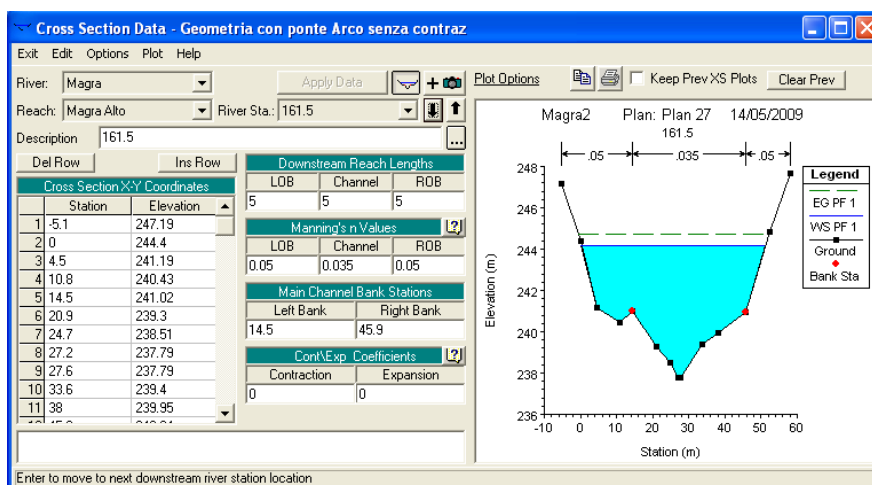


Figura 11 Finestra per inserimento geometria sezioni

Questi coefficienti sono stati calcolati tramite l'elaborazione di quelli pubblicati da: V.T.Chow, D. Maidment, L.W.Mays - Applied Hydrology, Mc Graw-Hill, e qui di seguito riportati.

Descrizione alveo	Coeff Manning
Artificiale, regolato con sponde in cemento.	0.012
Artificiale, letto ghiaioso e sponde in cemento.	0.020
Letto ghiaioso e sponde in pietra.	0.023
Letto ghiaioso e sponde in scogliera.	0.033
Naturale, con sponde regolari prive di vegetazione.	0.030
Naturale, con sponde irregolari prive di vegetazione.	0.040
Naturale, con sponde irregolari ed inverdite.	0.050
Naturale, con sponde ricoperte di arbusti.	0.100

Tenendo presente il criterio visivo (vedi fig. 12) si è ritenuto opportuno scegliere i seguenti coefficienti di scabrezza:

- 0.050 per le zone golenali;
- 0.035 per l'alveo principale.



Figura 12

Inoltre si inseriscono i valori di espansione e contrazione; nel nostro caso, in prossimità dei ponti sono stati assunti pari a 0,1 e 0,3 mentre sono stati assunti pari a 0 in tutte le altre sezioni.

Qualche attenzione va fatta per l'inserimento dei ponti. Essi vanno immessi in una sezione creata appositamente tra due di controllo, dopodiché se ne inserisce la geometria, la larghezza e la distanza dalla sezione di controllo più a monte.

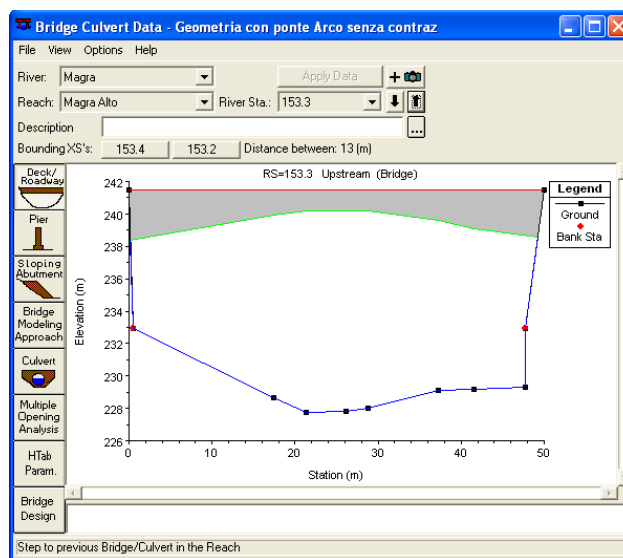


Figura 13 Finestra per inserimento geometria ponti

Successivamente sono stati introdotti i dati di portata che vengono inseriti da monte a valle. Il programma mantiene costante la portata finché non viene specificato un valore diverso all'interno del ramo, cosa che è possibile fare in qualsiasi sezione trasversale.

Dalla sezione M177 alla M149 (immissione del torrente Verde) si è considerato che la portata sia via via crescente in modo da tenere in considerazione l'apporto dell'interbacino Magra2.

Una volta immessi tutti i dati, si possono effettuare i calcoli dei profili di moto permanente. Il modello permette la determinazione del profilo liquido finale secondo tre schemi di calcolo e precisamente:

- Corrente lenta (subcritical flow)
- Corrente veloce (supercritical flow)
- Corrente mista (mixed flow)

Il primo è applicabile quando la corrente è lenta ed è presente in tutte le sezioni di calcolo un'altezza liquida maggiore dell'altezza critica; necessita che la condizione al contorno sia posta in corrispondenza della sezione estrema di valle del tratto considerato.

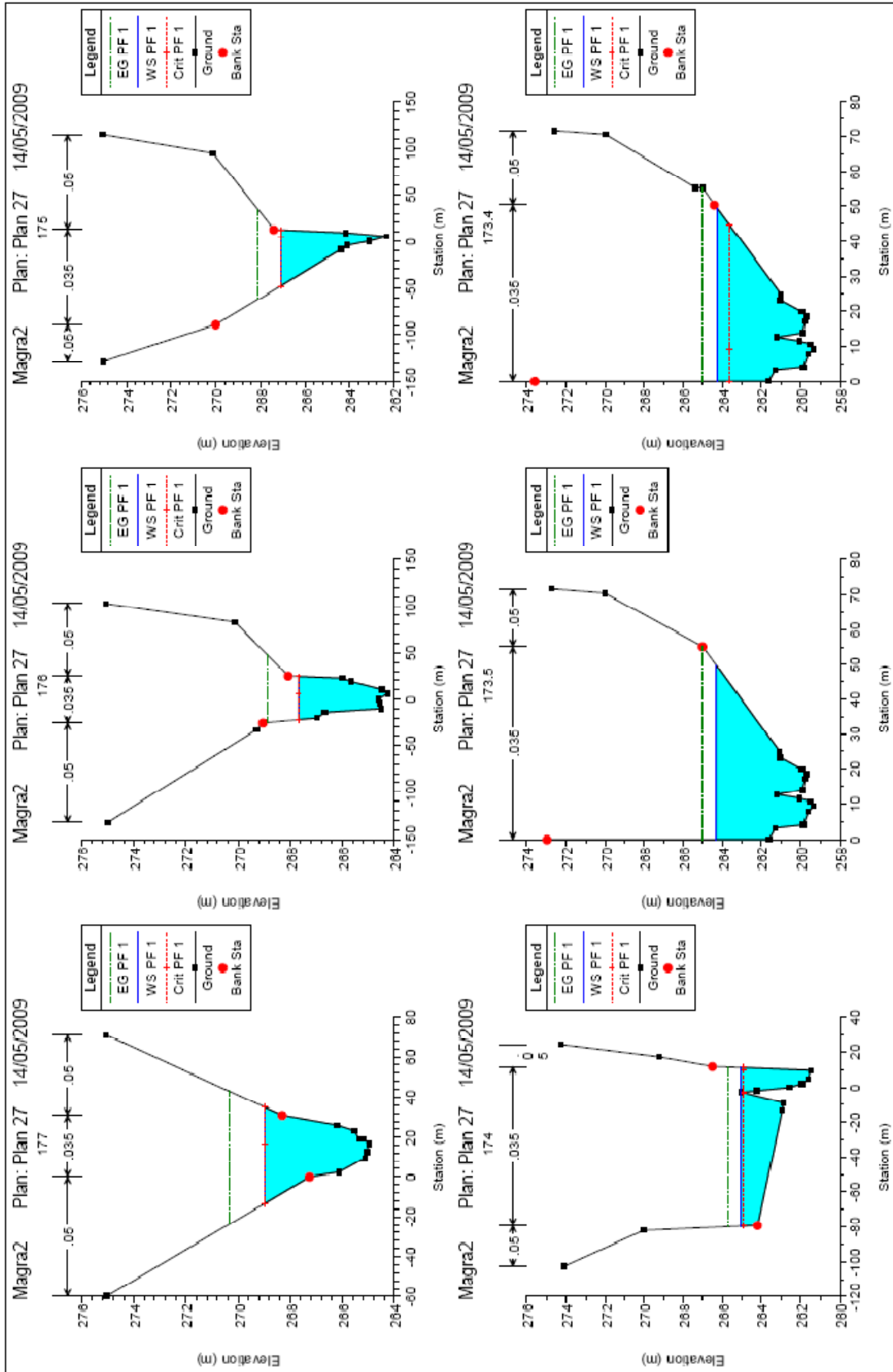
Il secondo è applicabile quando la corrente è ovunque veloce e presenta quindi in tutte le sezioni di calcolo un'altezza liquida minore dell'altezza critica; necessita che la condizione al contorno sia posta in corrispondenza della sezione estrema di monte del tratto considerato.

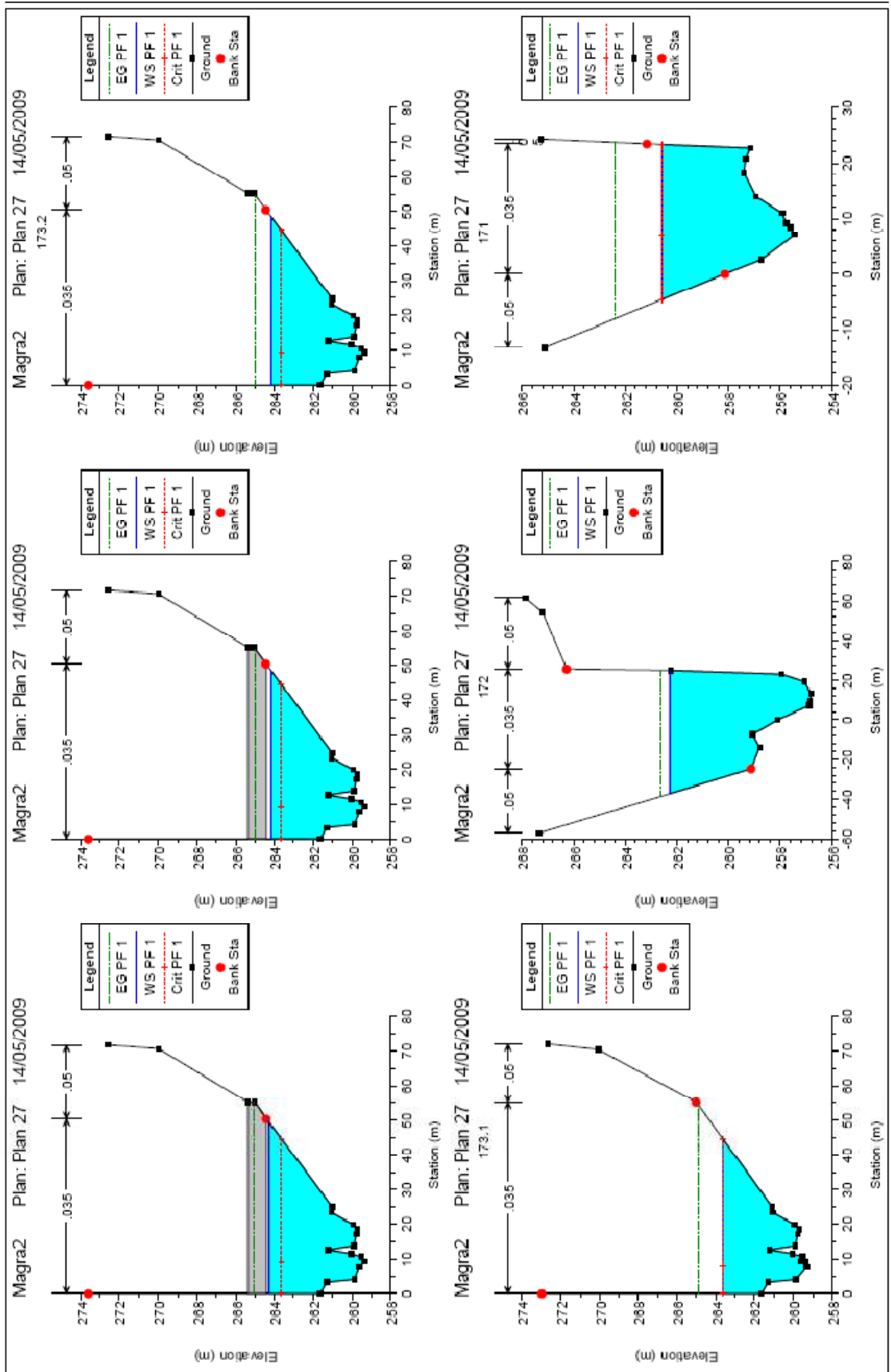
Infine, il terzo, che è quello adottato, deve essere utilizzato quando nel tratto in esame si possono verificare transizioni da un tipo di corrente all'altro dando luogo ad una successione di tronchi con differenti caratteristiche di moto, che nel caso di transizione da corrente veloce a lenta porteranno alla formazione di risalti idraulici.

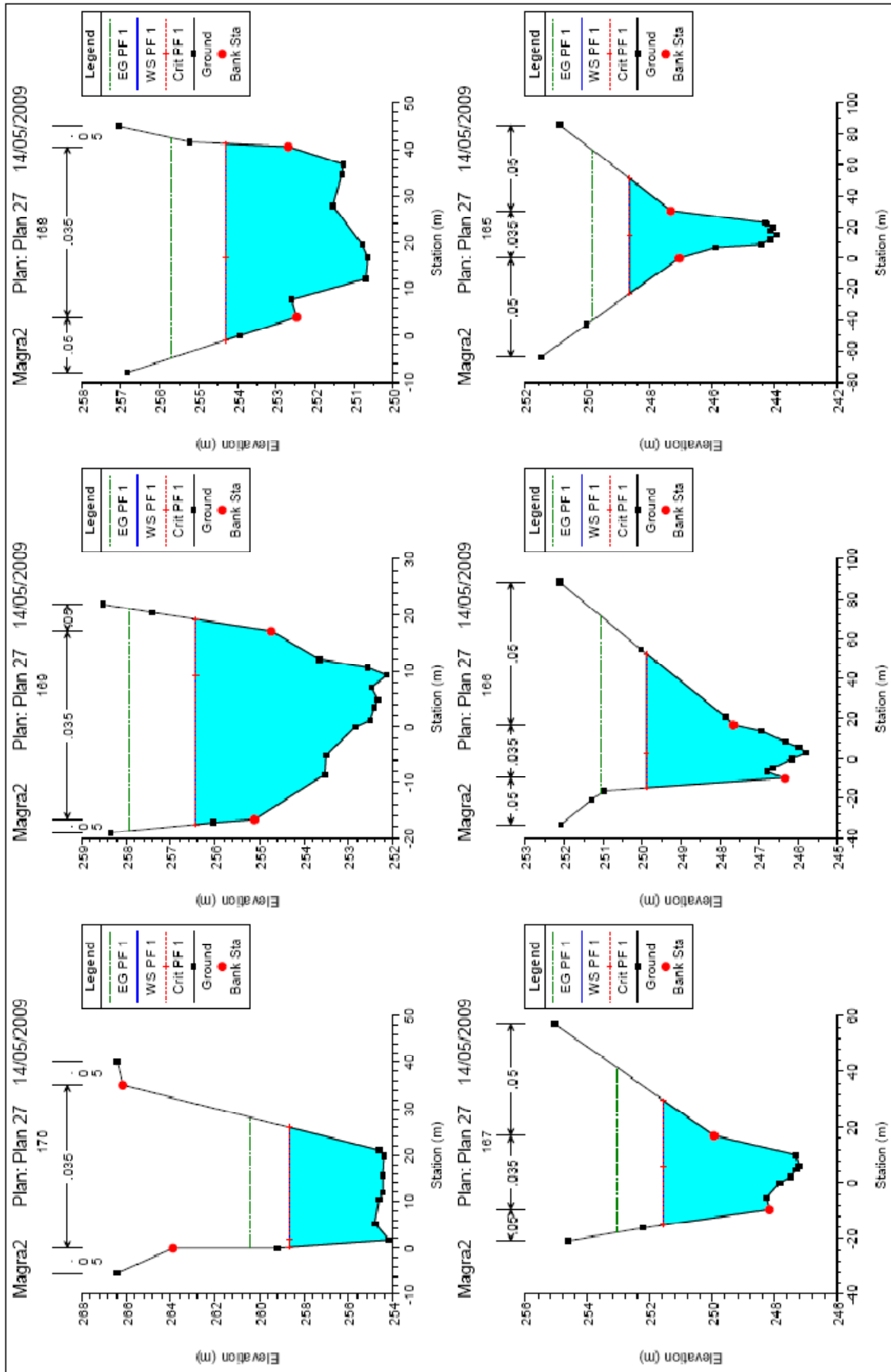
Tale corrente necessita che siano definite due diverse condizioni al contorno in corrispondenza delle due sezioni estreme (di monte e di valle) del tratto considerato.

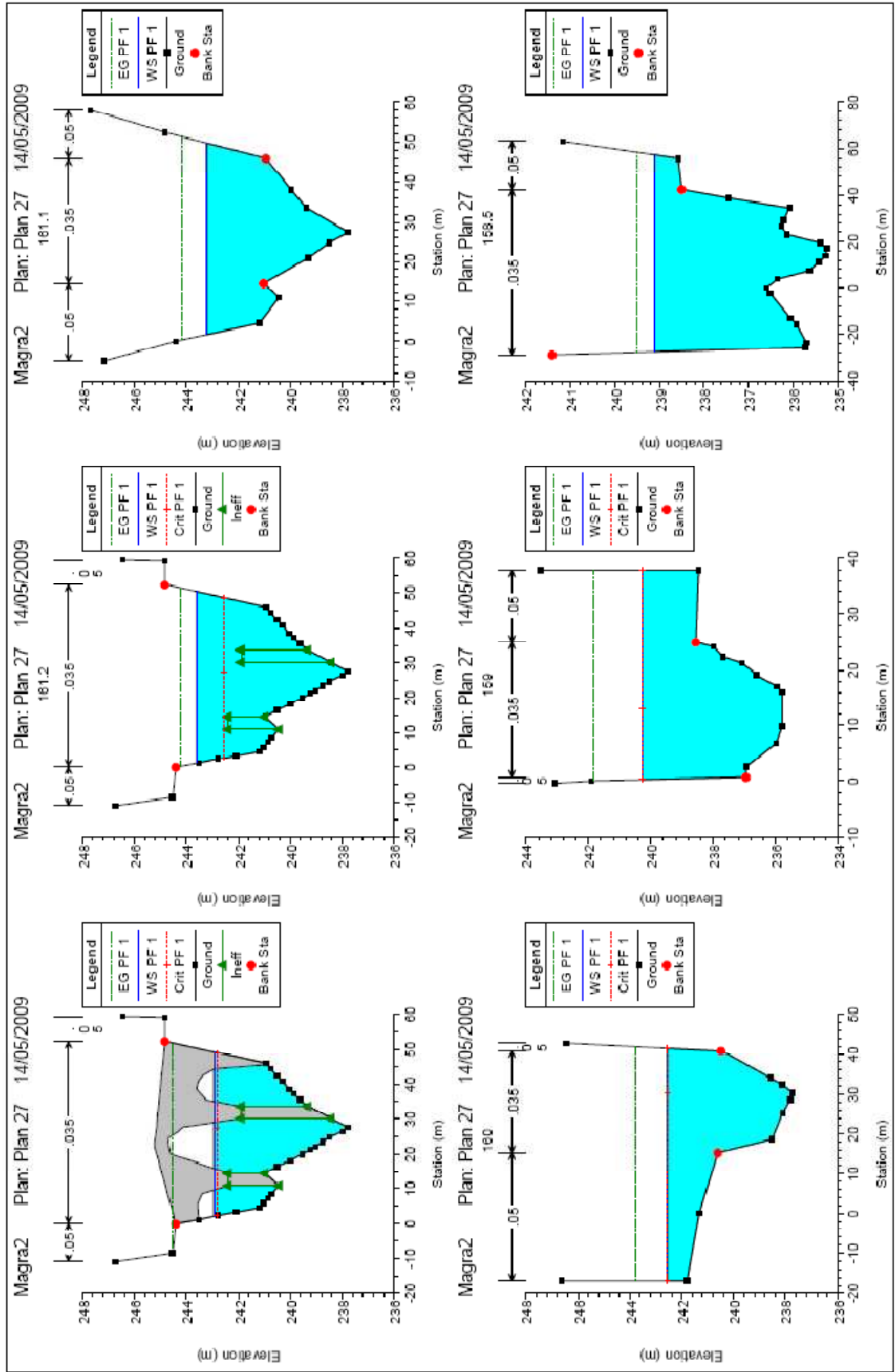
Nel nostro caso sono stati inseriti: le portate massime per $t_p = 4$ ore e come condizioni al contorno: la pendenza di valle ($i = 0.008$) e quella di monte ($i = 0.015$).

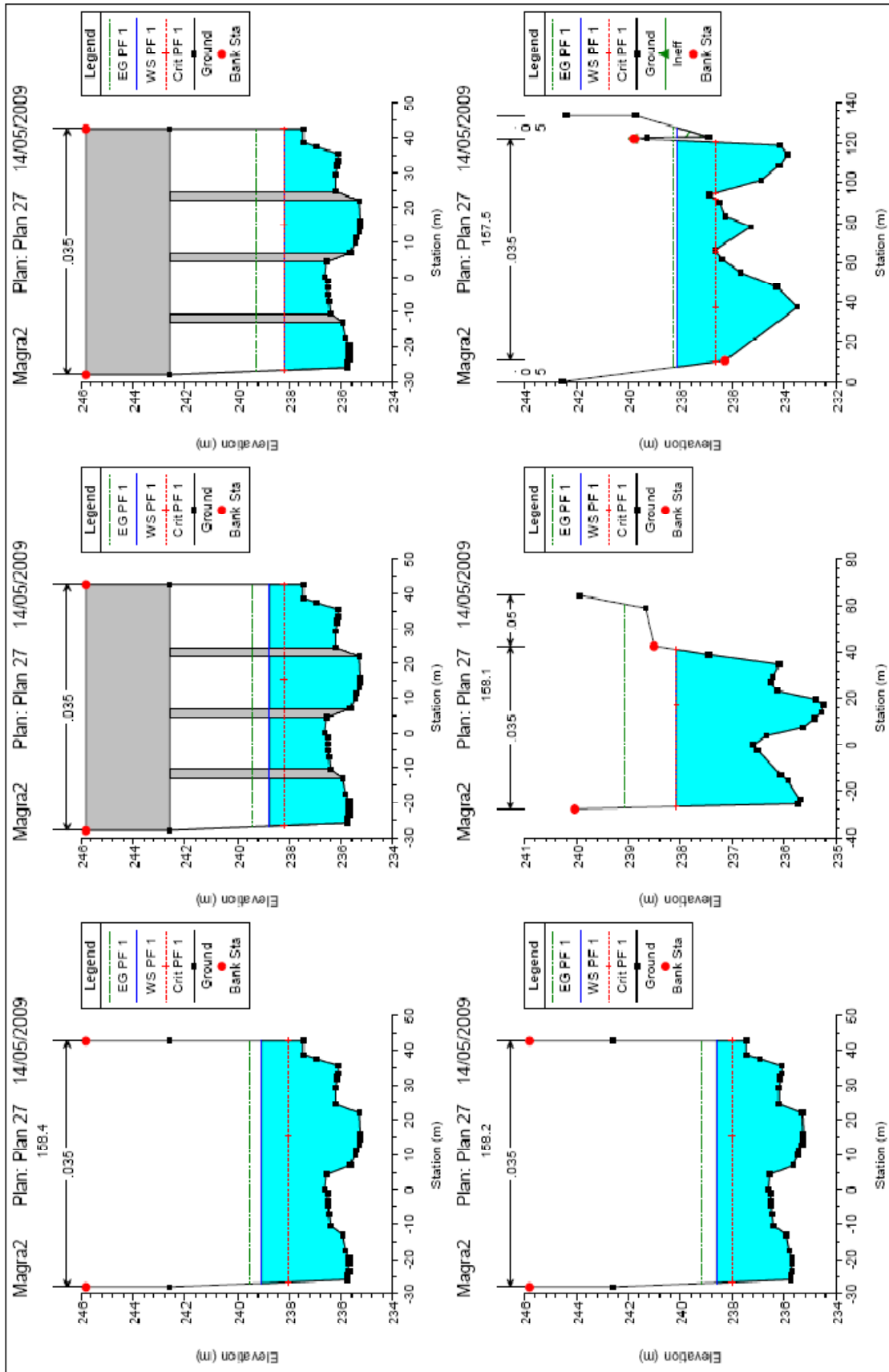
Nelle pagine che seguono, si riportano i risultati della simulazione per tutte le sezioni fluviali considerate.

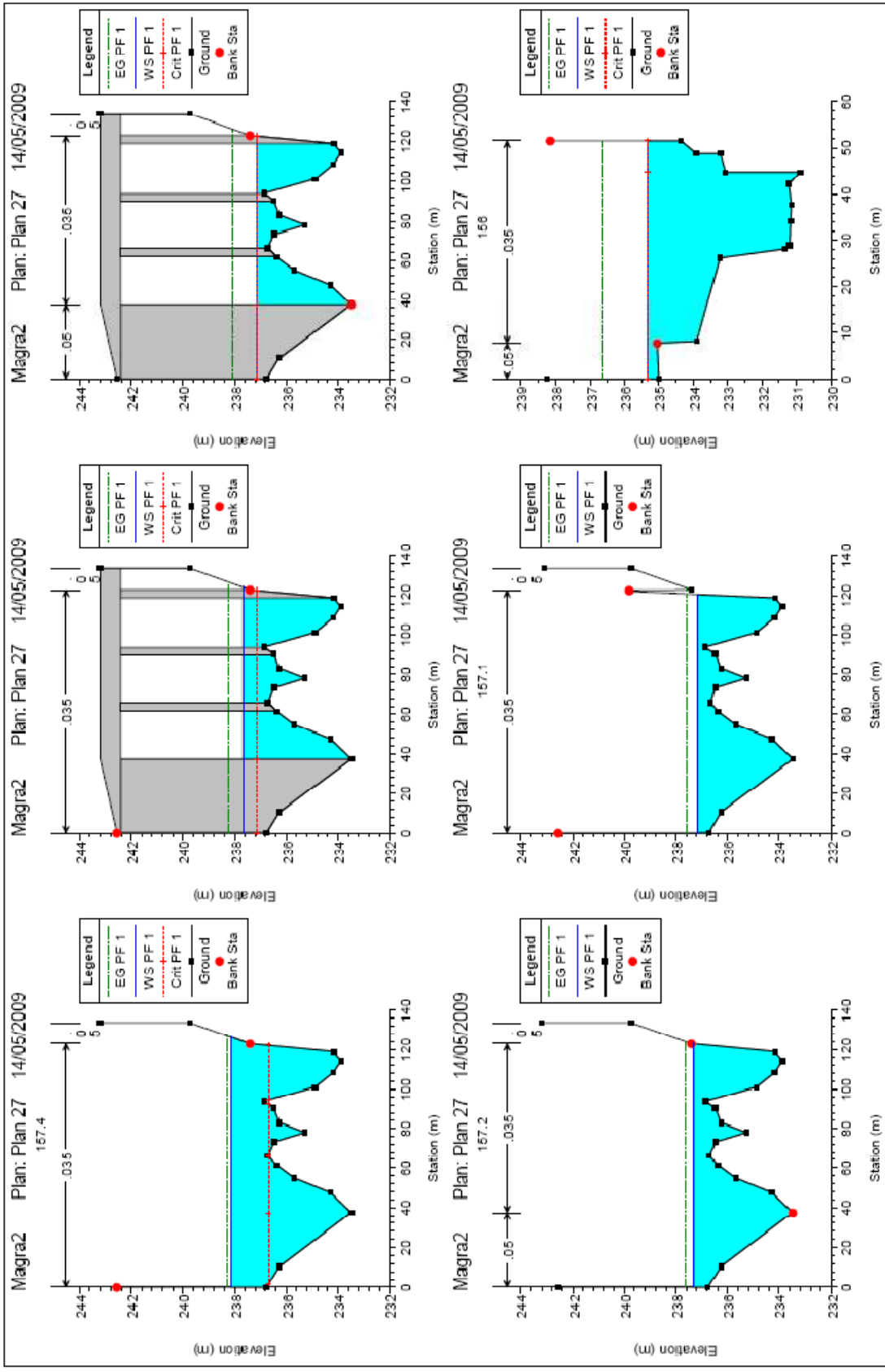


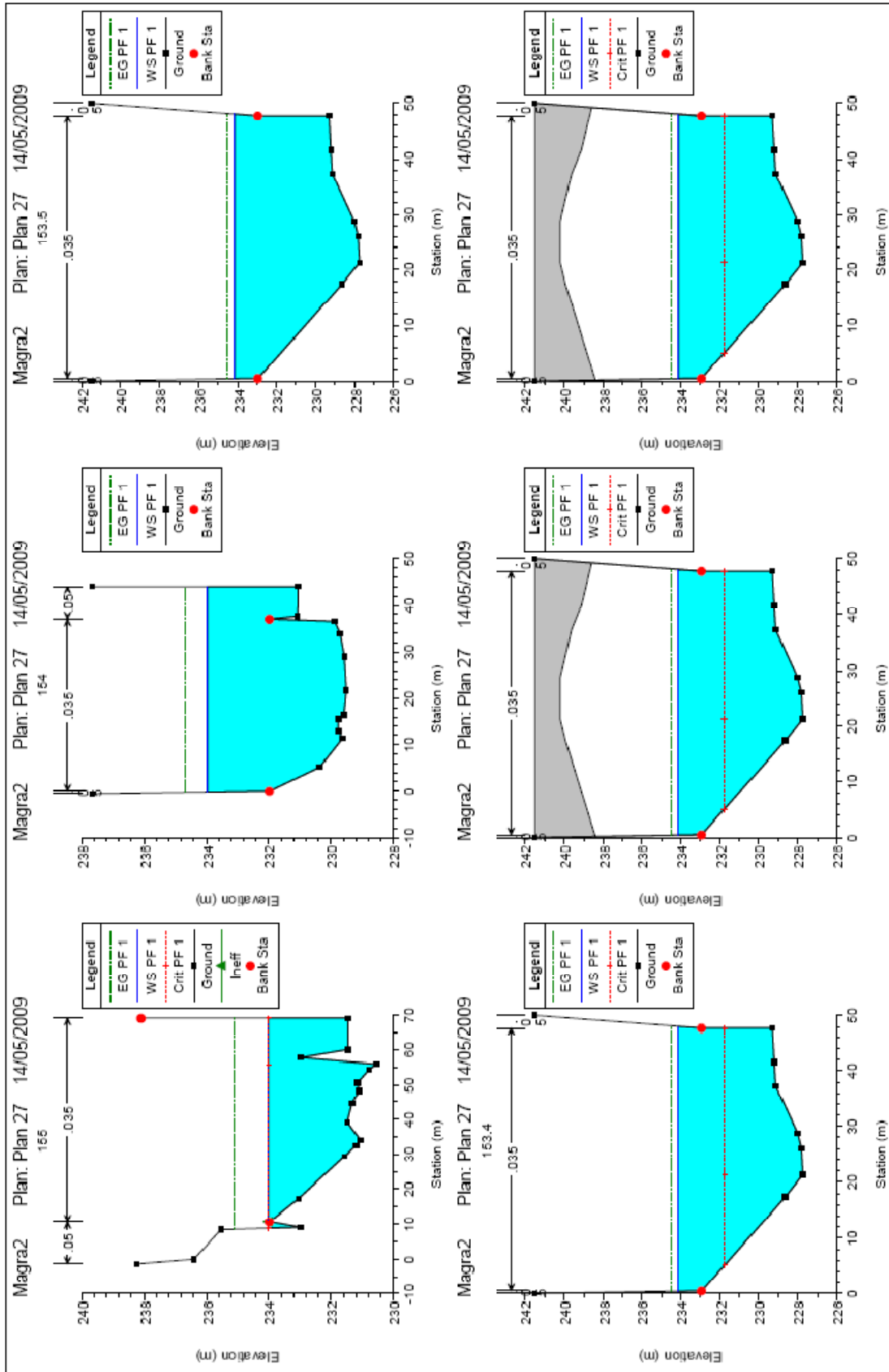


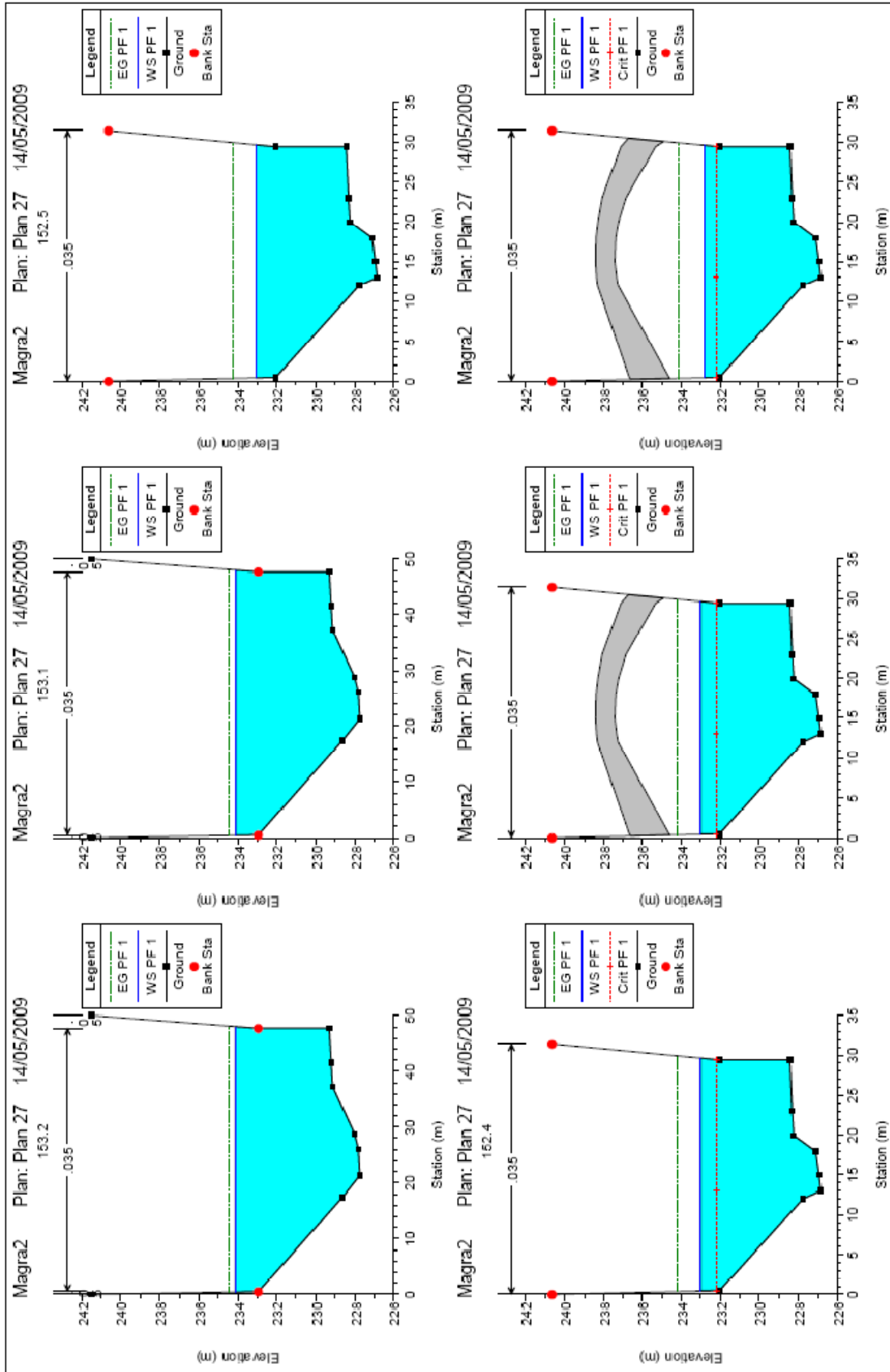


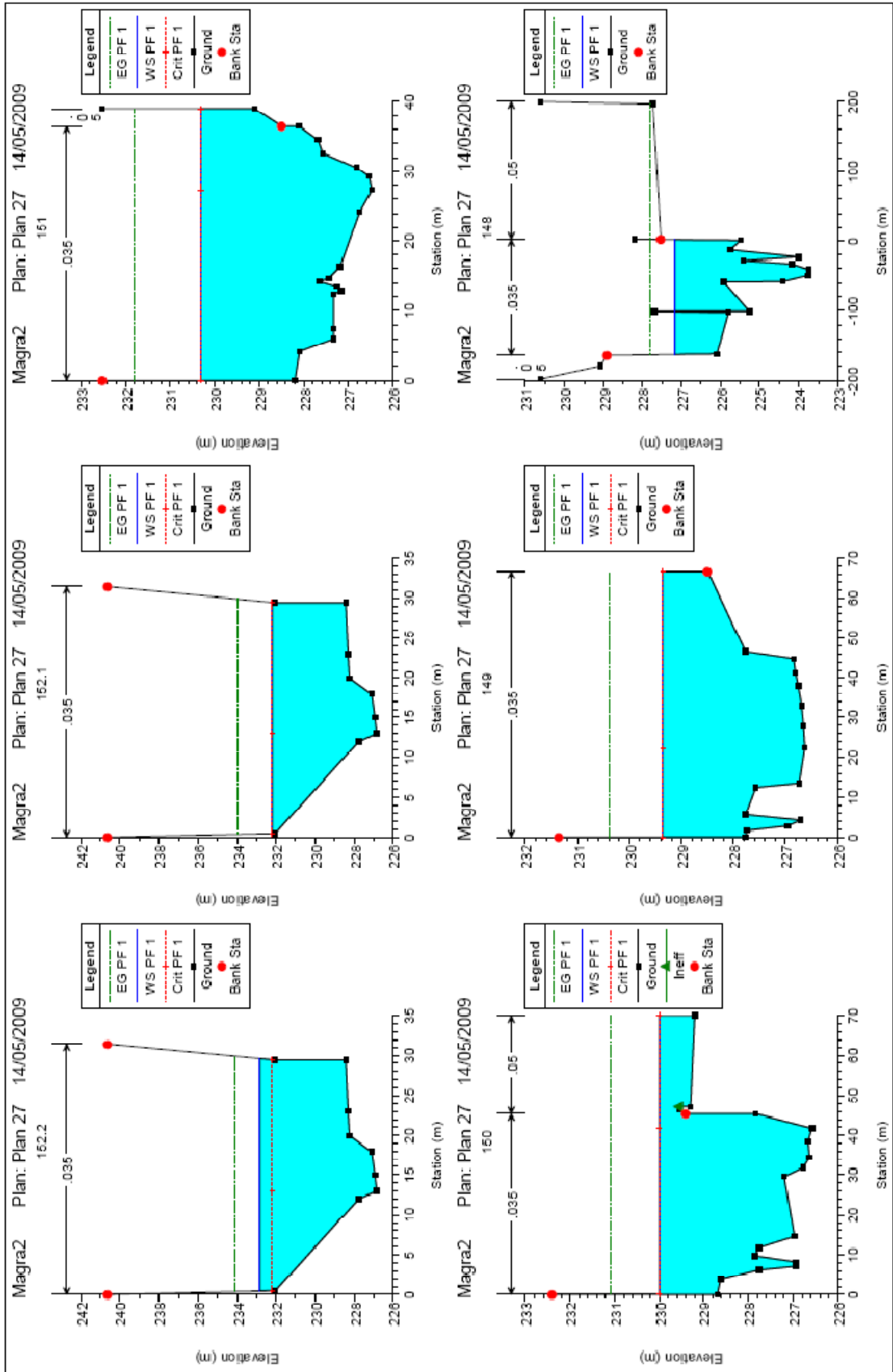


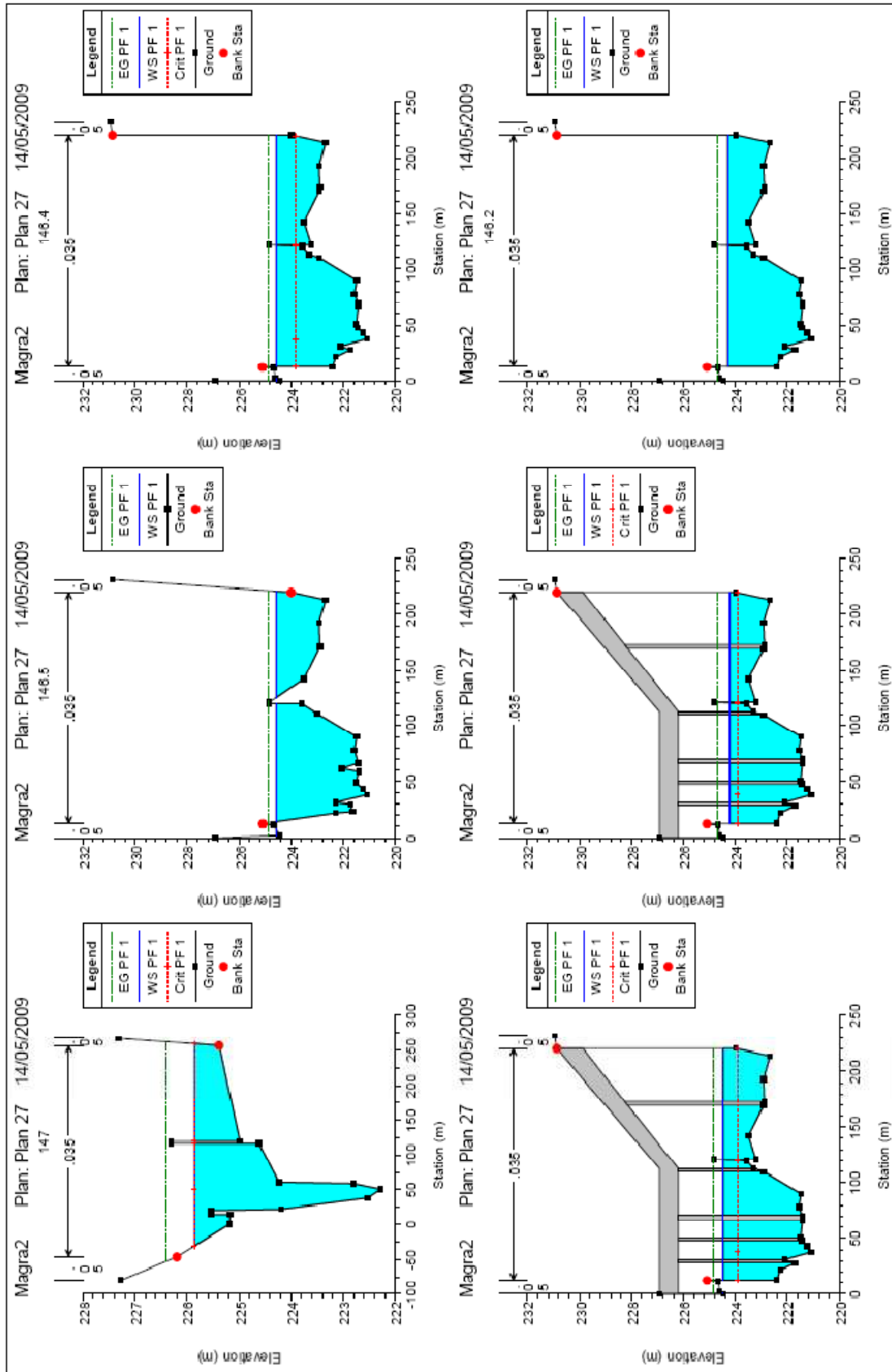


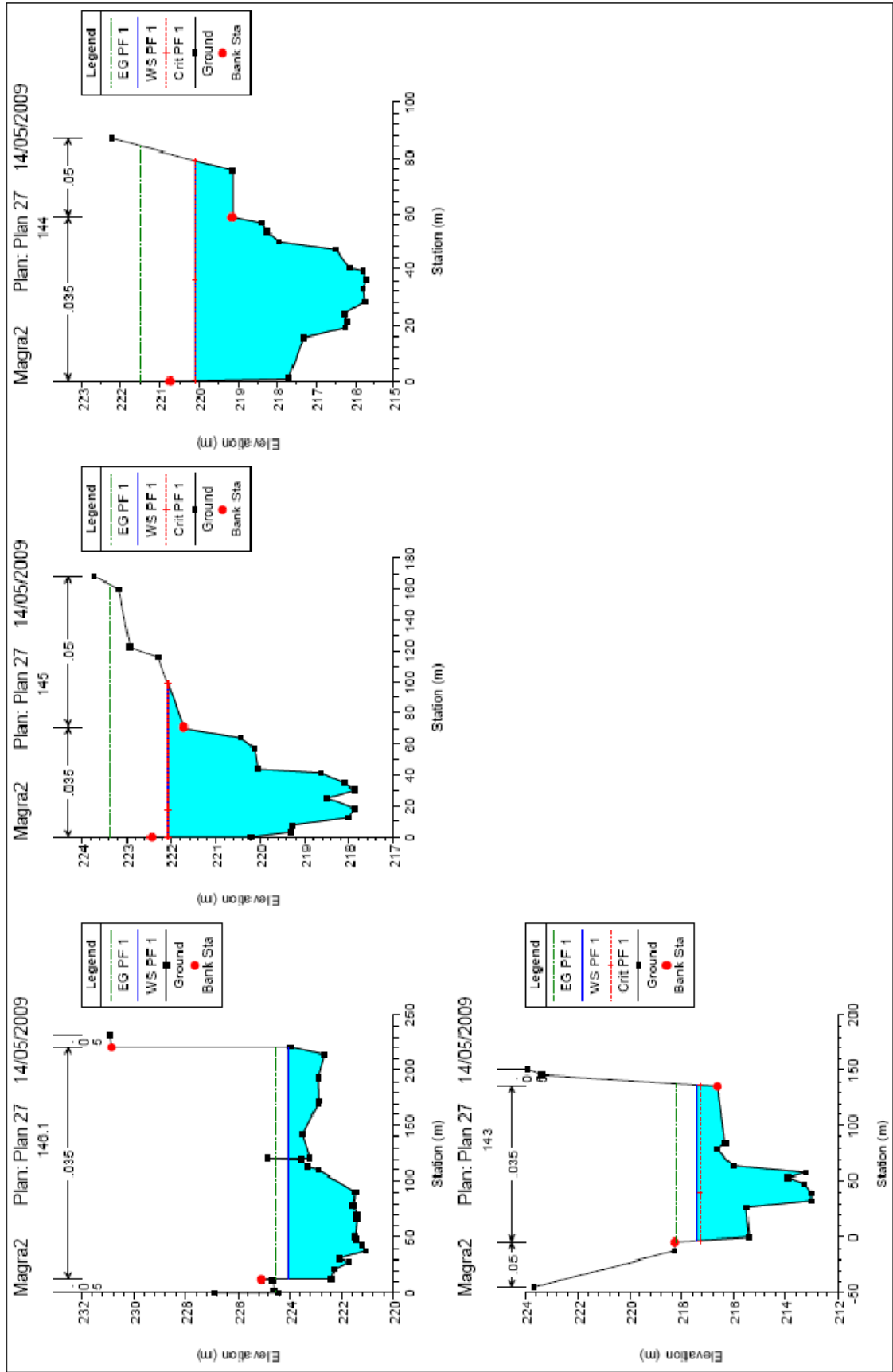












4 Interventi proposti.

4.1 Premessa

Lo studio idraulico del fiume Magra a Pontremoli, non ha portato alla luce particolari problemi che rendano necessari interventi atti ad una sistemazione idraulica.

Però da sopralluoghi effettuati in alcune sezioni significative, come nelle vicinanze dei ponti, ci si è resi conto che le sezioni rilevate dall'Autorità di Bacino hanno subito notevoli variazioni plano-altimetriche. In alcuni casi i sedimenti hanno quasi del tutto ostruito il passaggio dell'acqua al di sotto dei manufatti.

Una delle situazioni più critiche è illustrata qui di seguito:

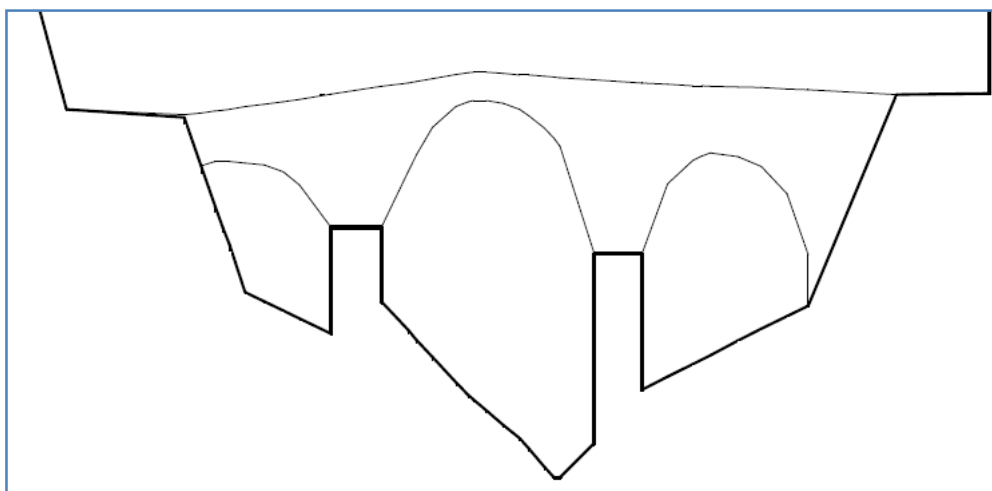


Figura 14 Situazione rilevata



Figura 15 Situazione attuale

Inoltre il fiume Magra, nella sua parte terminale, subisce continue esondazioni.

Si è quindi progettato una cassa di espansione in linea a monte di Pontremoli per contribuire a laminare le portate a valle.

4.2 Aumento della capacità di deflusso dell'alveo.

Questo è un tipo di intervento strutturale di *tipo passivo*, esso consiste nell'aumento della capacità di convogliamento del corso d'acqua mediante:

- l'aumento di pendenza di fondo;
- l'aumento di area della sezione;
- l'aumento di raggio idraulico;
- la diminuzione della scabrezza.

Tale aumento, infatti, può essere calcolato con la formula di *Gauckler-Strickler*:

$$Q = K A R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}}$$

In cui K è il coefficiente di Gauckler-Strickler pari all'inverso del coefficiente di Manning, A è l'area della sezione, R il raggio idraulico ed i la pendenza di fondo dell'alveo.

L'aumento di pendenza non è quasi mai attuabile in quando questa è vincolata dalla quota di valle che nella maggior parte dei casi è vincolata.

Nel caso in esame si consiglia quindi il ripristino delle sezioni alle condizioni in cui erano quando è stato redatto il Piano di bacino.

4.3 Cassa di laminazione.

Le casse di laminazione sono interventi strutturali di *tipo attivo*. Essa agisce direttamente sulla portata transitante, diminuendo la portata al colmo di piena invasando temporaneamente un volume variabile d'acqua per poi rilasciarlo, generalmente durante la fase discendente dell'onda di piena.

Le casse possono essere realizzate in *derivazione* o in *linea* al corso d'acqua.

La prima disposizione viene realizzata in presenza di corsi d'acqua arginati e aventi pendenze di fondo piccole e la loro superficie viene delimitata tramite arginature.



Figura 16 Schema cassa in derivazione

Le casse in linea invece vengono scelte quando il corso d'acqua ha pendenze di fondo non trascurabili e non è arginato e, inoltre, il terreno adiacente all'alveo presenta una certa pendenza, non solo in senso longitudinale, ma anche trasversale, con innalzamenti a partire dall'alveo stesso.

Esse sfruttano il volume ottenuto dal rigurgito provocato da un'opera trasversale realizzata in alveo, in genere una briglia o una traversa munita di luci a stramazzo o a battente che controllano la portata effluente in funzione del livello nella cassa.

Questo tipo di opera, specie quando si rinuncia all'utilizzo di organi di regolazione, garantisce un funzionamento semplice ed affidabile.

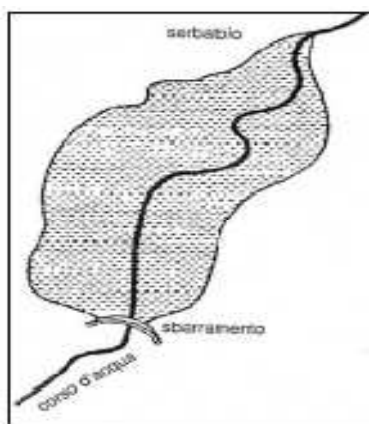


Figura 17 Schema cassa in linea

4.3.1 Cassa di laminazione in linea.

Per i motivi descritti in precedenza si è scelta la seconda soluzione.

Innanzitutto si è cercato il punto dove ubicare la cassa, individuandolo subito a valle della confluenza tra il torrente Civasola e il Magra.

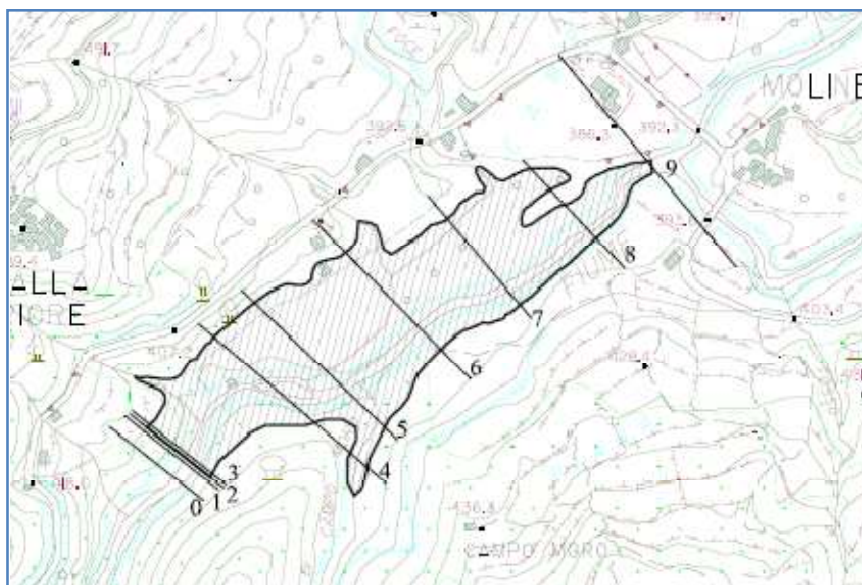


Figura 18 Schema cassa con sezioni utilizzate per la simulazione

In questa zona il terreno ha le caratteristiche adatte, dando l'opportunità di invasare volumi d'acqua superiori che in altre zone prese in esame.

Le sezioni fluviali sono state ricavate dalla cartografia CTR 1:2000 della Regione Toscana.

Queste sono poi state inserite in HEC-RAS con cui si è simulato, in moto vario, il funzionamento della cassa.

Nel programma è stata inserita la geometria delle sezioni, la portata di magra di immissione alla cassa, l'idrogramma di piena e la pendenza media di quel tratto di asta fluviale.

L'idrogramma di piena considerato è quello che produce l'onda di piena massima in quel tratto, cioè quello con $t_p = 2$ ore.

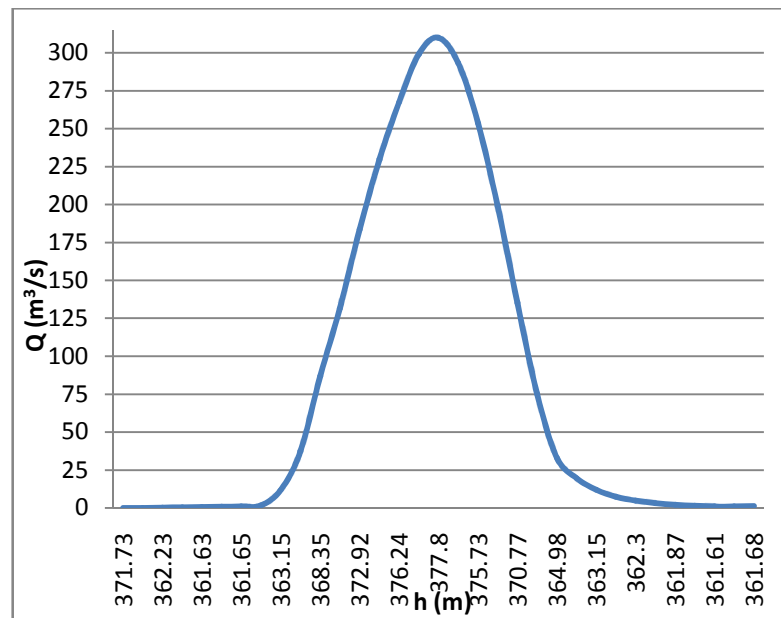
Per le varie simulazioni inoltre, è stata inserita una geometria diversa dello sbarramento in modo da ottenere più onde laminate.

Una volta dimensionata la cassa per $t_p = 2$ ore, si è proceduto a verificare gli effetti della cassa per un $t_p = 4$ ore che è quello che fornisce le portate massime a Pontremoli.

HEC-RAS Plan: laminaz2ore River: Magra Reach: Magra C-A

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Magra C-A	9	01MAR2000 0345	364.10	380.00	383.37		383.78	0.003105	3.58	161.52	79.57	0.62
Magra C-A	9	01MAR2000 0400	300.60	380.00	382.16	382.41	383.27	0.013429	5.53	76.88	56.81	1.20
Magra C-A	9	01MAR2000 0415	212.10	380.00	381.86	382.01	382.71	0.012019	4.74	83.00	51.30	1.11
Magra C-A	8	01MAR2000 0345	369.12	377.00	379.05	379.78	381.49	0.046883	6.92	53.33	45.19	2.02
Magra C-A	8	01MAR2000 0400	303.01	377.00	379.05	379.54	380.09	0.031352	5.07	53.45	45.22	1.00
Magra C-A	8	01MAR2000 0415	212.93	377.00	378.74	379.18	380.16	0.033631	5.27	40.43	39.82	1.67
Magra C-A	7	01MAR2000 0345	362.84	373.75	377.61		377.77	0.001279	1.91	202.99	94.37	0.38
Magra C-A	7	01MAR2000 0400	304.00	373.75	378.02		378.10	0.000522	1.29	243.01	101.22	0.26
Magra C-A	7	01MAR2000 0415	220.78	373.75	377.43		377.50	0.000614	1.19	186.80	91.44	0.26
Magra C-A	6	01MAR2000 0345	349.50	370.65	377.64		377.67	0.000094	0.78	472.97	124.26	0.11
Magra C-A	6	01MAR2000 0400	305.21	370.65	378.04		378.06	0.000054	0.62	523.35	130.55	0.09
Magra C-A	6	01MAR2000 0415	235.78	370.65	377.44		377.45	0.000050	0.55	447.94	121.03	0.08
Magra C-A	5	01MAR2000 0345	331.25	367.54	377.66		377.68	0.000014	0.40	933.01	177.27	0.05
Magra C-A	5	01MAR2000 0400	308.92	367.54	378.05		378.05	0.000010	0.35	1003.69	183.99	0.04
Magra C-A	5	01MAR2000 0415	256.51	367.54	377.44		377.45	0.000009	0.32	895.90	173.63	0.04
Magra C-A	4	01MAR2000 0345	317.55	365.35	377.66		377.68	0.000005	0.29	1194.87	141.22	0.03
Magra C-A	4	01MAR2000 0400	308.20	365.35	378.05		378.05	0.000004	0.27	1220.24	144.05	0.03
Magra C-A	4	01MAR2000 0415	272.05	365.35	377.45		377.45	0.000004	0.25	1134.71	139.07	0.03
Magra C-A	3	01MAR2000 0345	299.50	361.26	377.66		377.68	0.000009	0.45	785.43	84.38	0.04
Magra C-A	3	01MAR2000 0400	309.90	361.26	378.04		378.05	0.000009	0.45	798.65	86.36	0.04
Magra C-A	3	01MAR2000 0415	292.70	361.26	377.44		377.45	0.000009	0.45	747.46	83.28	0.04
Magra C-A	2	01MAR2000 0345	299.13	361.26	377.42	368.41	378.11	0.000411	3.70	80.78	83.16	0.29
Magra C-A	2	01MAR2000 0400	309.95	361.26	377.80	368.58	378.52	0.000408	3.75	82.71	85.14	0.29
Magra C-A	2	01MAR2000 0415	293.23	361.26	377.20	368.32	377.89	0.000413	3.68	79.71	82.07	0.29
Magra C-A	1.5		Inl Struct									
Magra C-A	1	01MAR2000 0345	299.13	361.26	364.76		365.52	0.005233	3.87	77.30	27.90	0.74
Magra C-A	1	01MAR2000 0400	309.95	361.26	364.83		365.61	0.005212	3.91	79.37	28.15	0.74
Magra C-A	1	01MAR2000 0415	293.23	361.26	364.72		365.48	0.005235	3.85	76.21	27.77	0.74
Magra C-A	0	01MAR2000 0345	299.08	361.26	363.86	364.19	365.45	0.015074	5.59	53.50	24.90	1.22
Magra C-A	0	01MAR2000 0400	309.95	361.26	363.91	364.24	365.54	0.015001	5.05	54.85	25.08	1.22
Magra C-A	0	01MAR2000 0415	293.28	361.26	363.83	364.15	365.40	0.015078	5.56	52.76	24.81	1.22

Livello liquido della cassa al variare della portata; si nota che il massimo livello lo si raggiunge quando la portata è massima.



4.3.2 Calcolo del volume invasato

Le onde di piena laminata per $t_r = 2$ ore e $t_r = 4$ ore sono riportate qui sotto:

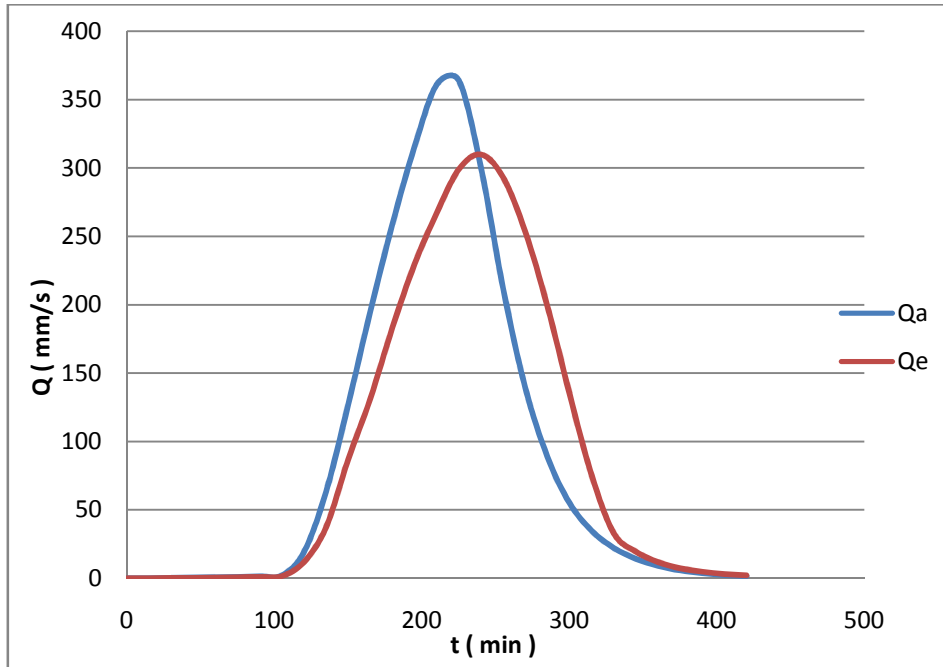


Figura 19 Onda di piena laminata $t_p = 2$ ore.

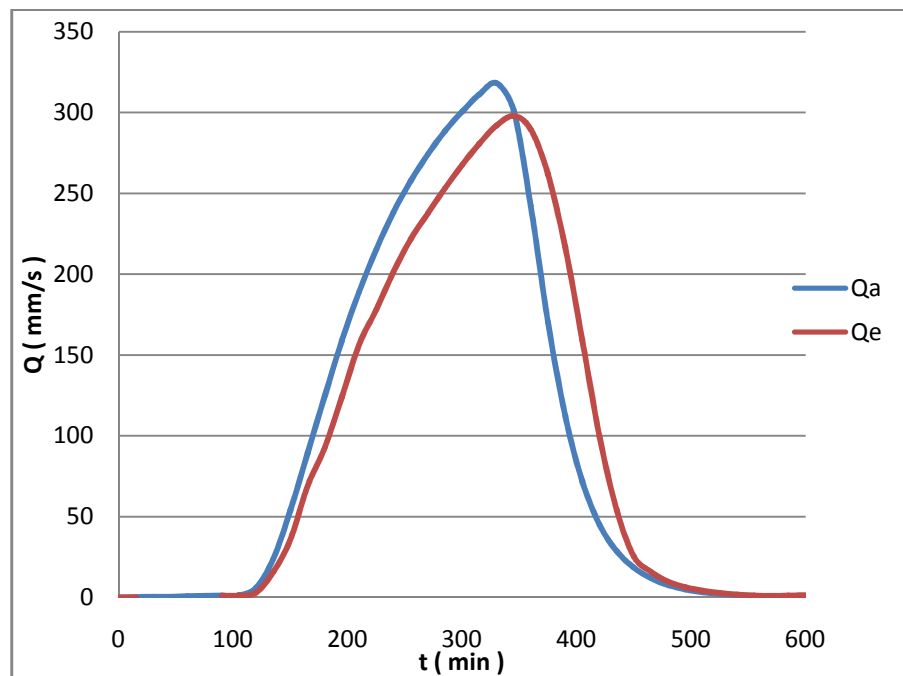


Figura 20 Onda di piena laminata $t_p = 4$ ore

Per trovare il volume invasato dal serbatoio di laminazione bisogna partire dall'equazione di regime dei serbatoi:

$$[Q_a(t) - Q_e(h)] dt = S(h) dh$$

Con:

- $Q_a(t)$ portata affluente alla cassa;
- $Q_e(h)$ portata defluente dalla cassa;
- $S(h)$ superficie liquida del serbatoio;
- dh differenza di livello liquido nel serbatoio;
- dt intervallo di tempo considerato.

Fino al tempo t^* in cui $Q_a(t) = Q_e(t)$ la cassa si riempie.

L'area compresa tra i due idrogrammi di piena (affluente e defluente) nell'intervallo di tempo da 0 a t^* è pari al volume invasato.

$$V = \int_0^{t^*} [Q_a(t) - Q_e(t)] dt$$

E quindi quello necessario a realizzare la riduzione di portata di colmo tra $Q_{a_{max}}$ e $Q_{e_{max}}$, cioè ΔQ .

Si ottiene così:

- $t_p = 2$ ore : $V = 413000 \text{ m}^3$ $\Delta Q = 55 \text{ m}^3/\text{s}$;
- $t_p = 4$ ore: $V = 384200 \text{ m}^3$ $\Delta Q = 20.45 \text{ m}^3/\text{s}$.

Si riporta anche il confronto tra l'onda laminata e non laminata in ingresso a Pontremoli per un t_p pari a 4 ore.

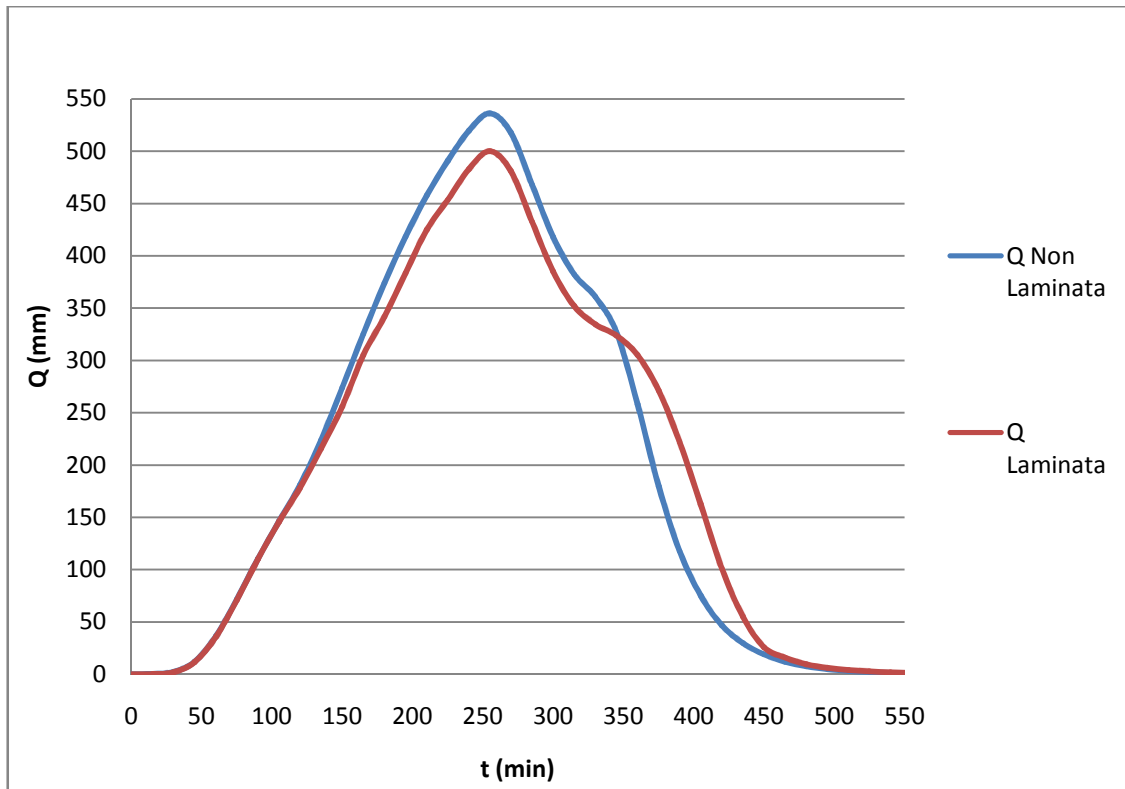


Figura 21 Onda di piena laminata e non laminata a Pontremoli.

4.3.3 Dimensionamento dello sbarramento.

Il manufatto trasversale è stato progettato come un'unica traversa con una fessura al centro larga 3 metri.

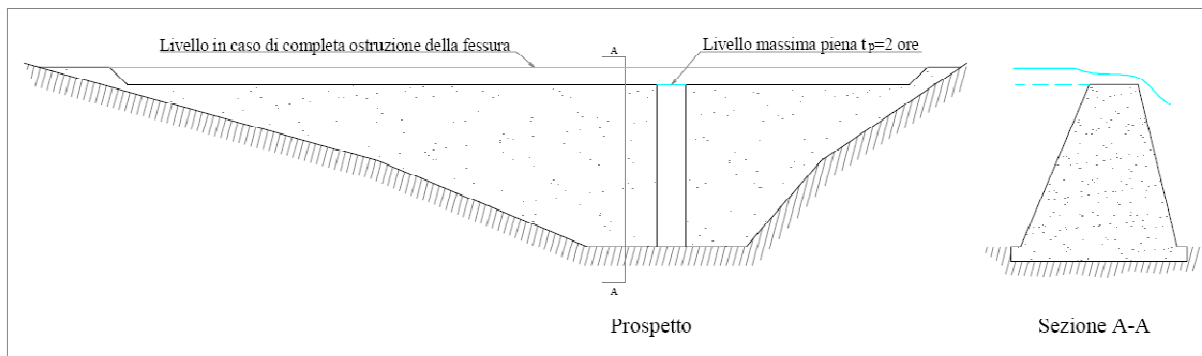


Figura 22 Prospetto e sezione del manufatto trasversale.

L'altezza liquida massima sullo sbarramento, trovata per $t_p = 2$ ore, è di 377,80 msm, questo vuol dire che lo sbarramento dovrà essere alto 16,50 m circa, essendo 361,26 msm la quota del terreno in quel punto.

Non volendo aggiungere un franco di sicurezza a questa struttura già abbastanza imponente, si è pensato di progettarela come una briglia a gravità e di dotarla di uno sfioratore superficiale di sicurezza, che entra in funzione nell'ipotesi in cui l'apertura fosse del tutto ostruita.

Considerando una $Q_{e_{max}} = 370,9 \text{ m}^3/\text{s}$, una larghezza dello sfioro pari a $b = 82 \text{ m}$, uno stramazzo tipo Bazin ($\mu = 0,42$), tramite la:

$$Q = \mu b H^{\frac{2}{3}} \sqrt{2g}$$

si è trovato $H = 1,80 \text{ m}$.

Per il dimensionamento statico dello sbarramento si prende in esame un tronco di sbarramento di lunghezza unitaria.

I parametri che entrano in gioco per il dimensionamento sono i seguenti:

- $\gamma_a = 1000 \text{ daN/m}^3$ peso specifico dell'acqua;
- $\gamma_c = 2400 \text{ daN/m}^3$ peso specifico calcestruzzo massiccio;
- $m = 0,6$ coefficiente di sottopressione;
- $H_b = 16,54$ altezza del manufatto;

- $H = 1,80$ m altezza liquida a monte dello sbarramento;
- $h = h_{crit} = \frac{2}{3} H = 1,20$ m altezza liquida sopra lo sbarramento;
- $b = 16$ m larghezza della base dello sbarramento;
- $s = 5$ m larghezza del coronamento;
- $r = 7$ m larghezza paramento di monte;
- $t = 4$ m larghezza paramento di valle.

Per rendere più semplici le verifiche si sono considerate le forze in gioco come schematizzato qui sotto:

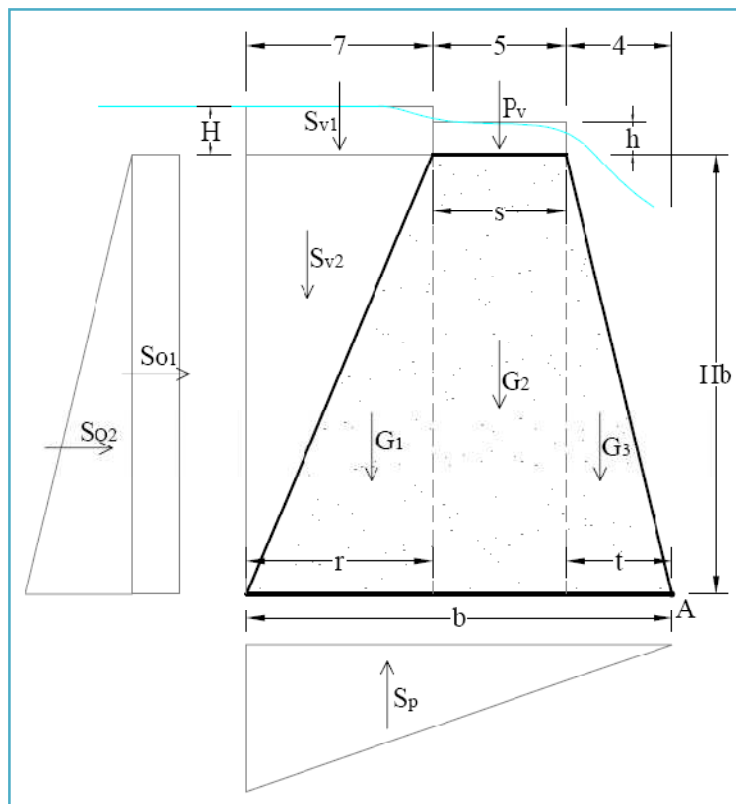


Figura 23 Forze agenti sulla struttura

$$S_{v1} = \gamma_a H r = 12600 \text{ daN/m}$$

Spinta idrostatica verticale sul paramento di monte

$$S_{v2} = \frac{1}{2} \gamma_a H_b r = 57890 \text{ daN/m}$$

$$P_v = \gamma_a h s = 62500 \text{ daN/m}$$

Peso proprio della lama stramazzaante

$$G_1 = \frac{1}{2} \gamma_c H_b r = 138936 \text{ daN/m}$$

Peso proprio del manufatto

$$G_2 = \gamma_c H_b b = 198480 \text{ daN/m}$$

$$G_3 = \frac{1}{2} \gamma_c H_b t = 79392 \text{ daN/m}$$

$$S_{O1} = \gamma_a H H_b = 29772 \text{ daN/m} \quad \text{Spinta idrostatica orizzontale sul paramento di monte}$$

$$S_{O2} = \frac{1}{2} \gamma_a H_b H_b = 136786 \text{ daN/m}$$

$$S_p = m \frac{1}{2} \gamma_a b (H + H_b) = 88032 \text{ daN/m} \quad \text{Sottopressione.}$$

La somma N delle componenti verticali di tutte le forze agenti risulta:

$$N = S_{v1} + S_{v2} + P_v + G_1 + G_2 + G_3 - S_p = 461766 \text{ daN/m}$$

La somma T delle componenti orizzontali di tutte le forze agenti risulta:

$$T = S_{O1} + S_{O2} = 166558 \text{ daN/m}$$

Una volta conosciuto i rispettivi valori delle forze possiamo alle verifiche che sono di tre tipi:

- Verifica al ribaltamento intorno al punto A;
- Verifica allo scorrimento;
- Verifica alla presso-flessione.

Prima di eseguire le verifiche occorre calcolare il momento stabilizzante M_s e ribaltante M_r :

$$M_s = P_v (t + \frac{1}{2} s) + G_1 (t + s + \frac{1}{3} r) + G_2 (t + \frac{1}{2} s) + G_3 \frac{2}{3} t = 3482690 \text{ daN m}$$

$$M_r = S_{O1} \frac{1}{2} H_b + S_{O2} \frac{1}{3} H_b + S_p \frac{2}{3} b - S_{v1} (t + s + \frac{1}{2} r) - S_{v2} (t + s + \frac{2}{3} r) = 990706 \text{ daN m}$$

- Verifica a Ribaltamento rispetto al punto A:

$$\frac{M_s}{M_r} = 3.5 > v_r \quad \text{Verificato}$$

- Verifica a Scorrimento:

$$\frac{f N}{T} = 1.66 > v_s \quad \text{Verificato}$$

- Verifica alla pressoflessione:

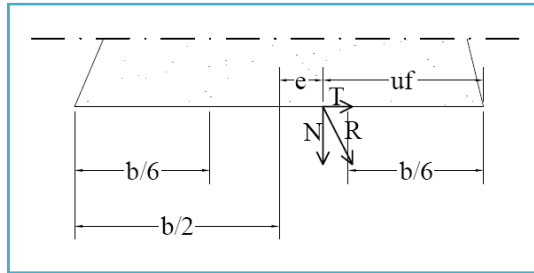


Figura 24

Per effettuare tale verifica, innanzitutto bisogna calcolare il momento rispetto ad A:

$$M_A = M_s - M_r = N u_f$$

Essendo nullo il momento della componente orizzontale T rispetto ad A.

Da questa si ricava:

$$u_f = \frac{M_s - M_r}{N} = 5.4 \text{ m}$$

quindi l'eccentricità è pari a:

$$e = \frac{b}{2} - u_f = 2.6 \text{ m}$$

$e < \frac{b}{6}$ la risultante degli sforzi passa all'interno del nocciolo d'inerzia, quindi non vi sono sforzi di trazione.

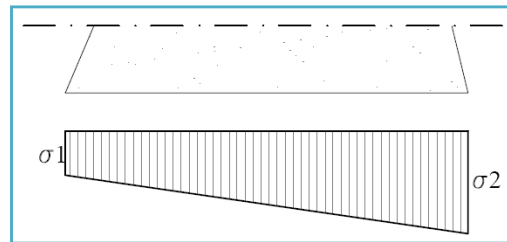


Figura 25 Andamento tensioni

L'andamento delle tensioni è lineare con un valore massimo a valle (σ_2) ed uno minimo a monte (σ_1):

$$\sigma_1 = \frac{N}{b} \left(1 - \frac{6 e}{b} \right) = 0.07 \text{ daN/ cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{b} \left(1 + \frac{6 e}{b} \right) = 5.7 \text{ daN/ cm}^2$$

Sapendo che $\sigma_{amm} = \frac{1}{4} R_{ck}$ per strutture in calcestruzzo non armato come la nostra, dove R_{ck} è la resistenza caratteristica cubica a compressione, e considerando un $R_{ck} = 150 \text{ daN/ cm}^2$, avremo:

$$\sigma_2 < \sigma_{amm} = 37.5 \text{ daN/ cm}^2 \quad \text{La verifica è soddisfatta.}$$

Adesso andremo a verificare la struttura considerando anche la fondazione, la schematizzazione delle forze è la seguente:

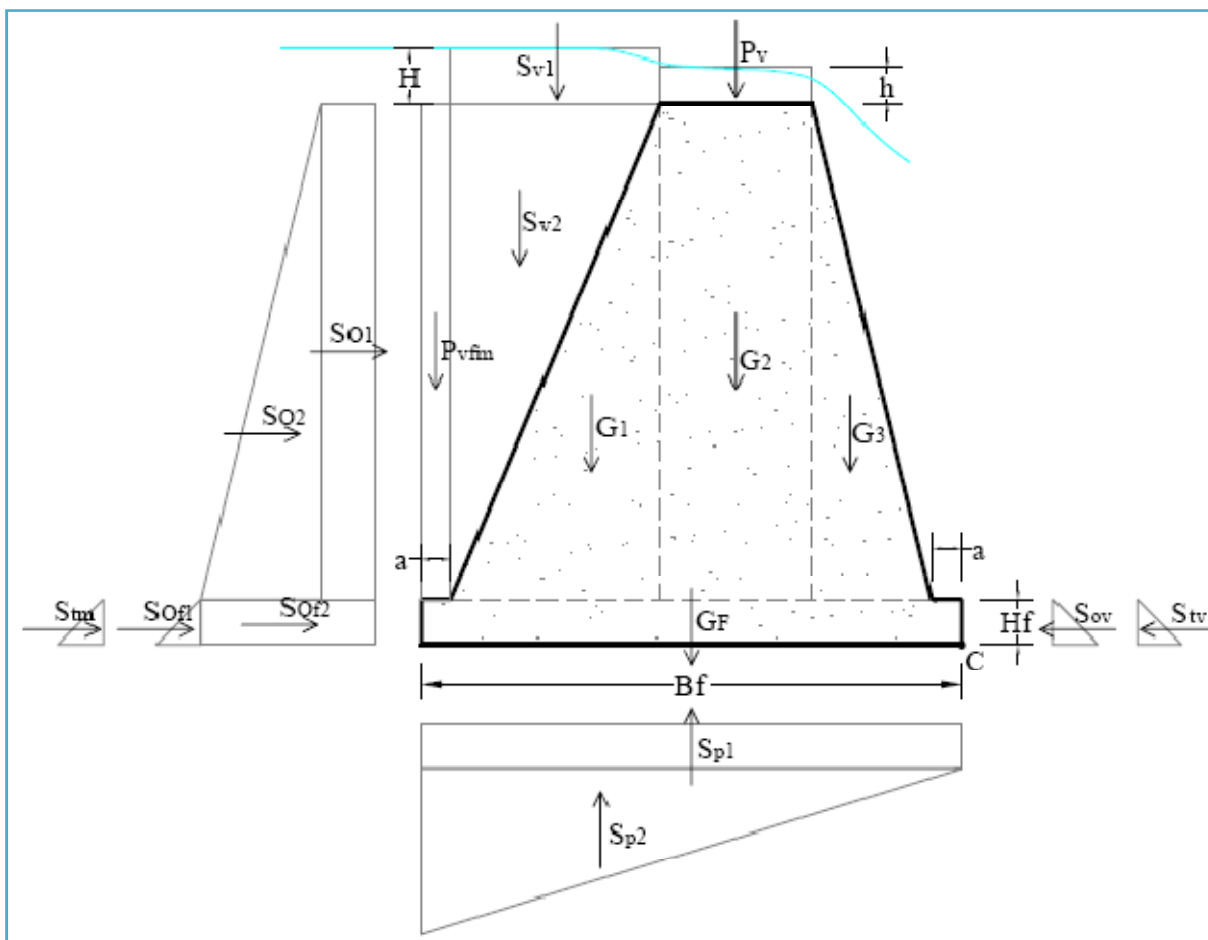


Figura 26 Forze agenti sulla struttura considerando la fondazione

In questo caso le grandezze in gioco, oltre a quelle già elencate in precedenza, sono.

- $a = 1 \text{ m}$ larghezza risega lato monte e valle;
- $H_f = 1,5 \text{ m}$ altezza fondazione;
- $B_f = 18 \text{ m}$ larghezza fondazione;
- $m = 0,6$ coefficiente di sottopressione;
- $\gamma_s = 2700 \text{ daN/m}^3$ peso specifico del terreno;
- $n = 0,4$ indice dei vuoti.

Da queste grandezze si ricava:

- $\gamma_s (1-n) = 1620 \text{ daN/m}^3$ peso specifico del terreno asciutto;
- $\gamma_{\text{sat}} = \gamma_s (1-n) + n \gamma_a = 2020 \text{ daN/m}^3$ peso specifico del terreno saturo;
- $\gamma'_{\text{sat}} = \gamma_s - \gamma_a = 1020 \text{ daN/m}^3$ peso specifico terreno saturo immerso in acqua;
- $\varphi = 21^\circ$ angolo attrito interno del terreno;
- $\lambda_a = \text{Tg}^2 \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right) = 0.47$ coefficiente di spinta attiva del terreno;
- $\lambda_0 = 1 - \text{sen } \varphi = 0.64$ coefficiente di spinta terreno a riposo.

Con le precisazioni fatte, le azioni agenti sul dado di fondazione assumono i seguenti valori:

$$S_{\text{tm}} = \frac{1}{2} \lambda_a \gamma'_{\text{sat}} H_f^2 = 539 \text{ daN/m} \quad \text{spinta attiva terreno di monte sulla fondazione;}$$

$$S_{\text{of1}} = \frac{1}{2} \gamma_a H_f^2 = 1125 \text{ daN/m} \quad \text{spinta idrostatica di monte sulla fondazione;}$$

$$S_{\text{of2}} = \gamma_a H_f (H + H_b) = 27510 \text{ daN/m}$$

$$S_{\text{tv}} = \frac{1}{2} \lambda_0 \gamma'_{\text{sat}} H_f^2 = 734 \text{ daN/m} \quad \text{spinta attiva terreno di valle sulla fondazione;}$$

$$S_{\text{ov}} = \frac{1}{2} \gamma_a H_f^2 = 1125 \text{ daN/m} \quad \text{spinta idrostatica di valle sulla fondazione;}$$

$$G_F = \gamma_c H_f B_f = 64800 \text{ daN/m} \quad \text{peso proprio della fondazione;}$$

$$P_{\text{vfm}} = \gamma_a (H + H_b) a = 18340 \text{ daN/m} \quad \text{peso cuscino d'acqua incidente sul piede della fondaz.};$$

$$S_{\text{p1}} = m \gamma_a H_f^2 = 2250 \text{ daN/m} \quad \text{sottopressione;}$$

$$S_{\text{p2}} = \frac{1}{2} m \gamma_a (H + H_b + H_f) H_f = 14880 \text{ daN/m}$$

La somma N delle componenti verticali di tutte le forze agenti risulta:

$$N = S_{\text{v1}} + S_{\text{v2}} + P_v + G_1 + G_2 + G_3 + G_F + P_{\text{vfm}} - S_{\text{p1}} - S_{\text{p2}} = 615808 \text{ daN/m}$$

La somma T delle componenti orizzontali di tutte le forze agenti risulta:

$$T = S_{\text{O1}} + S_{\text{O2}} + S_{\text{tm}} + S_{\text{of1}} + S_{\text{of2}} - S_{\text{ov}} - S_{\text{tv}} = 193873 \text{ daN/m}$$

Prima di eseguire le verifiche occorre calcolare il momento stabilizzante M_s e ribaltante M_r :

$$M_s = P_v \left(t + \frac{1}{2} s + a \right) + G_1 \left(t + s + \frac{1}{3} r + a \right) + G_2 \left(t + \frac{1}{2} s + a \right) + G_3 \left(\frac{2}{3} t + a \right) + G_F \frac{1}{2} H_f +$$

$$P_{vfm} \left(b + a + \frac{1}{2} a \right) + S_{ov} \frac{1}{3} H_f + S_{tv} \frac{1}{3} H_f = 4866768 \text{ daN m}$$

$$M_r = S_{O1} \left(\frac{1}{2} H_b + H_f \right) + S_{O2} \left(\frac{1}{3} H_b + H_f \right) - S_{v1} \left(t + s + \frac{1}{2} r + a \right) - S_{v2} \left(t + s + \frac{2}{3} r + a \right) + S_{tm}$$

$$\frac{1}{3} H_f + S_{of1} \frac{1}{3} H_f + S_{of2} \frac{1}{2} H_f + S_{p1} \frac{1}{2} H_f + S_{p2} \frac{2}{3} H_f = 269077 \text{ daN m}$$

- Verifica a Ribaltamento rispetto al punto C:

$$\frac{M_s}{M_r} = 18.09 > v_r \quad \text{Verificato}$$

- Verifica a Scorrimento:

$$\frac{f N}{T} = 1.9 > v_s \quad \text{Verificato}$$

- Verifica alla pressoflessione:

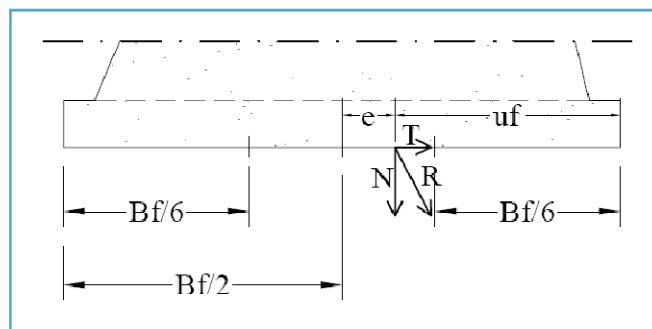


Figura 27

Per effettuare tale verifica, innanzitutto bisogna calcolare il momento rispetto ad C:

$$M_A = M_s - M_r = N u_f$$

Essendo nullo il momento della componente orizzontale T rispetto ad C.

Da questa si ricava:

$$u_f = \frac{Ms - Mr}{N} = 7.5 \text{ m}$$

quindi l'eccentricità è pari a:

$$e = \frac{b}{2} - u_f = 1.5 \text{ m}$$

$e < \frac{b}{6}$ la risultante degli sforzi passa all'interno del nocciolo d'inerzia, quindi non vi sono sforzi di trazione.

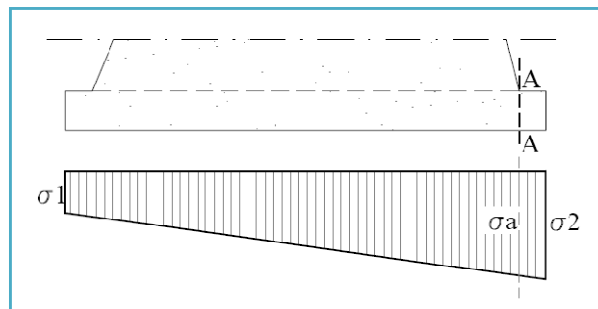


Figura 28 Andamento delle tensioni sotto la fondazione

L'andamento delle tensioni è lineare con un valore massimo a valle (σ_2) ed uno minimo a monte (σ_1):

$$\sigma_1 = \frac{N}{b} \left(1 - \frac{6e}{b} \right) = 1.7 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) = 5.1 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_2 < \sigma_{tamm} = 6 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica è soddisfatta.

dove σ_{tamm} è la massima pressione ammissibile del terreno di fondazione che è stata supposta pari a questo valore in quanto non abbiamo a disposizione dei dati attendibili da prove penetrometriche.

Per quel che riguarda la muratura, considerando sempre una striscia di fondazione di lunghezza unitaria, la sezione più sollecitata è la A-A (fig. 22); la reazione del terreno σ_a è dato da:

$$\sigma_a = \sigma_1 - \frac{a}{Bf} (\sigma_1 - \sigma_2) = 2.83 \text{ daN/ cm}^2$$

Il taglio T_a in tale sezione è pari all'area del diagramma trapezio delle pressioni sulla parte finale della fondazione dal lato di valle:

$$T_a = \frac{\sigma_1 + \sigma_a}{2} a = 396.5 \text{ daN/ cm}$$

Si avrà perciò una tensione tangenziale media:

$$\tau = \frac{T_a}{Hf} = 2.6 \text{ daN/ cm}^2 < \tau_{\text{amm}} = 4 \text{ daN/ cm}^2 \quad \text{verificato.}$$

La sezione A-A è poi soggetta, per effetto delle reazioni del terreno, a un momento flettente che vale:

$$M = \sigma_a \frac{a^2}{2} + (\sigma_1 - \sigma_a) \frac{a^2}{3} = 21717 \text{ daN cm}$$

Detto W il modulo di resistenza della sezione, che è pari a $\frac{Hf^2}{6}$, per la massima tensione di trazione dovuta a tale momento dovrà aversi:

$$\sigma = \frac{M}{W} = 4 \text{ daN/ cm}^2 = \sigma_{\text{amm}} = 4 \text{ daN/ cm}^2 \quad \text{verificato.}$$

5 Conclusioni

In conclusione si può affermare che, dallo studio fin qui eseguito, l'abitato di Pontremoli non ha bisogno di alcuna opera per la sua messa in sicurezza nei confronti di onde di piena duecentennali del Fiume Magra, qualora venga ripristinata l'efficienza idraulica, mediante il ripristino delle sezioni trasversali a mezzo di opportuni interventi di manutenzione.

Infatti le sezioni, fornite dall'Autorità di Bacino e rilevate una decina di anni fa, hanno subito notevoli trasformazioni e che quindi andrebbero ripristinate, per rendere veritiere le considerazioni fatte.

Inoltre il Fiume da sempre è soggetto a continue esondazioni nei pressi della sua foce; a fronte di ciò si giustifica la costruzione di una cassa di laminazione, che contribuirà, assieme alle altre previste dal Piano di Bacino, alla diminuzione della portata a valle.

Bibliografia

- Autorità di bacino del Fiume Magra, *Piano stralcio Assetto Idrogeologico* (P.A.I.)
- Milano Valerio, *Costruzioni Idrauliche Vol. I Elementi di idrografia e idrologia*, Servizio Editoriale Universitario di Pisa.
- Milano Valerio, *Costruzioni Idrauliche Vol. II Sistemazione dei corsi d'acqua*, Servizio Editoriale Universitario di Pisa.
- Milano Valerio, *Esercizi di Costruzioni Idrauliche*, Servizio Editoriale Universitario di Pisa.
- L. Da Deppo, C. Datei, P. Salandin, *Sistemazione dei corsi d'acqua*, Libreria Internazionale Cortina Padova 2002.
- S. Sanna, *Sistemazioni idraulico-forestali nella difesa del suolo*, Dario Flaccovio Editore 2003.
- M. Di Fidio, *I corsi d'acqua, Sistemazioni naturalistiche e difesa del territorio*, Il Sole 24 Ore Pirola 1995.