



REGIONE LOMBARDIA



INFRASTRUTTURE LOMBARDE

Via Nicolo' Copernico, 38 - 20125 Milano

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Vittorio Peruzzi

NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE A.T.I.

CAPOGRUPPO

F&M
favero&milan ingegneria

Ing. Tommaso Tassi
Ing. Federico Moro
Ing. Valentina Cioci
Ing. Antonio Nuzzo

Via Belvedere 8/10, 30035 Mirano (VE)
Tel. 041-5785711, Fax 041-4355933
web: www.favero-milan.com

Dott. Ing. **TOMMASO TASSI**
n. 2671
Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Venezia



Dott. Ing.
**CORRADO
PETRIS**
N. 1830

Corrado Petris



Ing.
**GIOVANNI
CARRETTA**
N. 3045

Giovanni Carretta

SCA

Prof. Geol. Andrea Cancelli
Ing. Paolo Cancelli
Ing. Gianluca Bragonzi

Studio Cancelli Associato
Via Sansovino 23, 20133 Milano
Tel. 02-45488725, Fax 02-45488726
E-mail: sca@sca.fastwebnet.it

INGEGNERIA 2P
& associati

Ing. Corrado Petris
Ing. Giovanni Carretta

Via G.B. Dall'Armi 27/3,
30027 San Donà di Piave
Tel. 0421-307700, Fax 0421-307716
web: www.ingegneria2p.it

Ingegnere
Giuseppe Baldo
Ingegneria e Ambiente

Ing. Giuseppe Baldo
Dott. Elisa Porcelluzzi
Ing. Francesca Domeneghetti

Via delle industrie 18/A,
30038 Spinea
Tel. 041-8221863, Fax 041-8221864
web: www.ingbaldo.com

MODELLAZIONE FISICA

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PARMA
Prof. Ing. Paolo Mignosa

TITOLO ELABORATO:

IDRAULICA OPERE GENERALI RELAZIONE IDROLOGICA

SCALA:

N. DOCUMENTO:

-
-
-

FASE	REDATTORE	DISCIPLINA	ARGOMENTO	TIPOLOGIA	N. ELABORATO	REVISIONE
D	DP	ID	OPG	R	001	2

REV.	DATA	OGGETTO REVISIONE	REDAZIONE	VERIFICA	CONTROLLO
0	31-03-10	PRIMA EMISSIONE	DP	DP	FM
1	14-05-10	VALIDAZIONE	DP	DP	FM
2	11-08-11	INTEGRAZIONE DOCUMENTO A SEGUITO DELLE RICHIESTE DI ARPA LOMBARDIA	DP	DP	FM

Indice

1	PREMESSE	2
2	IL FIUME CHIESE	2
3	IL BACINO IMBRIFERO MONTANO DEL FIUME CHIESE	3
4	LE PRECIPITAZIONI	6
4.1	ANALISI TEORICA DELLE PRECIPITAZIONI ESTREME	6
4.1.1	Elaborazioni statistiche dei dati pluviometrici	6
4.2	RISULTATI DI CALCOLO	8
4.3	LE PRECIPITAZIONI ED I DEFLUSSI MEDI	21
5	ANALISI STATISTICA PER LA DEFINIZIONE DELLE ONDE DI PIENA	23
5.1	GENERALITA'	23
5.2	ANALISI TEORICA CONDOTTA NEGLI STUDI PREGRESSI.....	23
5.3	COMMENTI ED OSSERVAZIONI SUGLI STUDI PREGRESSI.....	26
6	CONSIDERAZIONI SUL TEMPO DI RITORNO E SULLA PORTATA LIMITE	27
7	STIMA DELLA PORTATA AL COLMO CON LA PROCEDURA VAPI-GNDCI	28
8	IMPLEMENTAZIONE DI MODELLI AFFLUSSI-DEFLUSSI	29
8.1	GENERALITA'	29
8.2	METODO CINEMATICO	29
8.3	MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI DI NASH	32
8.3.1	Descrizione teorica del modello.....	32
8.3.2	I valori dei parametri del modello di Nash utilizzati	33
8.3.3	La precipitazione netta.....	33
8.3.4	La verifica della taratura del modello	35
8.3.5	Ietogrammi di progetto	36
8.3.6	I risultati del metodo	38
8.4	CONCLUSIONI SUGLI IDROGRAMMI DI PIENA DI PROGETTO	39
9	DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO	40
9.1	SCELTA DELL'IDROGRAMMA DI PIENA CON MASSIMIZZAZIONE DELLA PORTATA AL COLMO	40
9.2	CALCOLO DEL MINIMO DEFLUSSO VITALE.....	42
10	LE ONDE DI PIENA MILLENARIE CON MAGGIORI VOLUMI E MINORI PORTATE AL COLMO	43
10.1	GENERALITA'	43
10.2	GLI STUDI PREGRESSI – ONDE A DOPPIO COLMO	43
10.3	GENERAZIONE DI ALTRE ONDE DI PIENA MILLENARIE CON METODI SINTETICI.....	44

1 PREMESSE

Nella presente relazione idrologica si analizzeranno gli aspetti legati alla quantificazione degli afflussi in ingresso al Lago d'Idro in occasione di fenomeni di piena con associati tempi di ritorno.

Le elaborazioni condotte costituiscono la base per il dimensionamento e la verifica idraulica delle opere di progetto.

La presente revisione integra e sostituisce le versioni precedenti a risposta delle osservazioni all'ARPA, Servizio Tutela delle Risorse e Rischi Naturali, U.O. Servizio idrografico di cui al Prot. N. 91563 del 04.07.2011.

2 IL FIUME CHIESE

Il Fiume Chiese nasce dal monte Fumo sul gruppo dell'Adamello, in Trentino, e percorre le valli di Fumo e di Daone formando i laghi artificiali di Bissina e Boazzo.

A Pieve di Bono entra nella valle del Chiese accogliendo le acque del torrente Adanà in sinistra orografica.

Più a sud si getta nel Lago d'Idro nei pressi di Baitoni (comune di Bagolino) entrando in Lombardia (provincia di Brescia).

Uscito dal lago d'Idro presso il Comune di Idro, percorre la Val Sabbia fino a Roè Volciano. Entra quindi in pianura dove scorre da Nord a Sud nel Bresciano e quindi nel Mantovano prima di confluire in Oglio nei pressi di Acquaneгра sul Chiese.



Figura 1: localizzazione geografica del Fiume Chiese

Si riportano nel seguito i principali dati idrografici caratteristici:

- Lunghezza: 160 km
- Bacino sotteso: 960 kmq
- Altitudine alla sorgente: 3418 m s.l.m.
- Sfocia: nel fiume Oglio
- Province attraversate: Trento, Brescia e Mantova

3 IL BACINO IMBRIFERO MONTANO DEL FIUME CHIESE

Il bacino imbrifero del fiume Chiese a monte della sezione di chiusura del Lago d'Idro presenta una superficie di 614 kmq.

Procedendo da monte verso valle si possono distinguere i seguenti elementi caratterizzanti:

- Sorgente sul Monte Fumo a 3418 m slm.
- La prima parte del bacino ha forma allungata fino al lago Boazzo, l'asta principale presenta un andamento Nord-Sud
- A valle del lago di Boazzo, il bacino imbrifero si allarga ed il fiume presenta una direttrice Nord-Ovest / Sud-Est
- Nei pressi di Pieve di Bono, il fiume Chiese riceve il suo principale affluente montano, in sinistra orografica: il torrente Adanà che scende dal Lago di Roncone
- A valle della confluenza con l'Adanà, il Chiese procede in direzione Sud-Ovest per sfociare nel lago d'Idro nei pressi di Ponte Caffaro – Baitoni (Comune di Bondone – TN)
- Nei pressi di Storo, poco a monte dell'immissione in lago, il Chiese riceve in sinistra orografica il torrente Palvico
- Nel lago d'Idro, oltre al fiume Chiese, si getta anche il fiume Caffaro.

Le seguenti figure, tratte da Elaborazione dei dati idrologici del Sarca-Garda, del Chiese, del Brembo e del Serio, Pulselli, L'Energia elettrica - n. 5 – 1968, riportano la curva ipsografica, il Bacino montano e la rete idrografica del fiume Chiese.

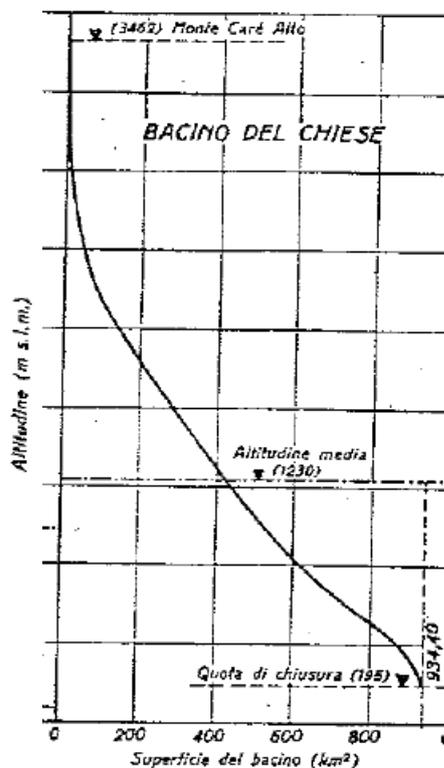


Figura 2: curva ipsografica Fiume Chiese

REGIONE LOMBARDIA
NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO
PROGETTO DEFINITIVO

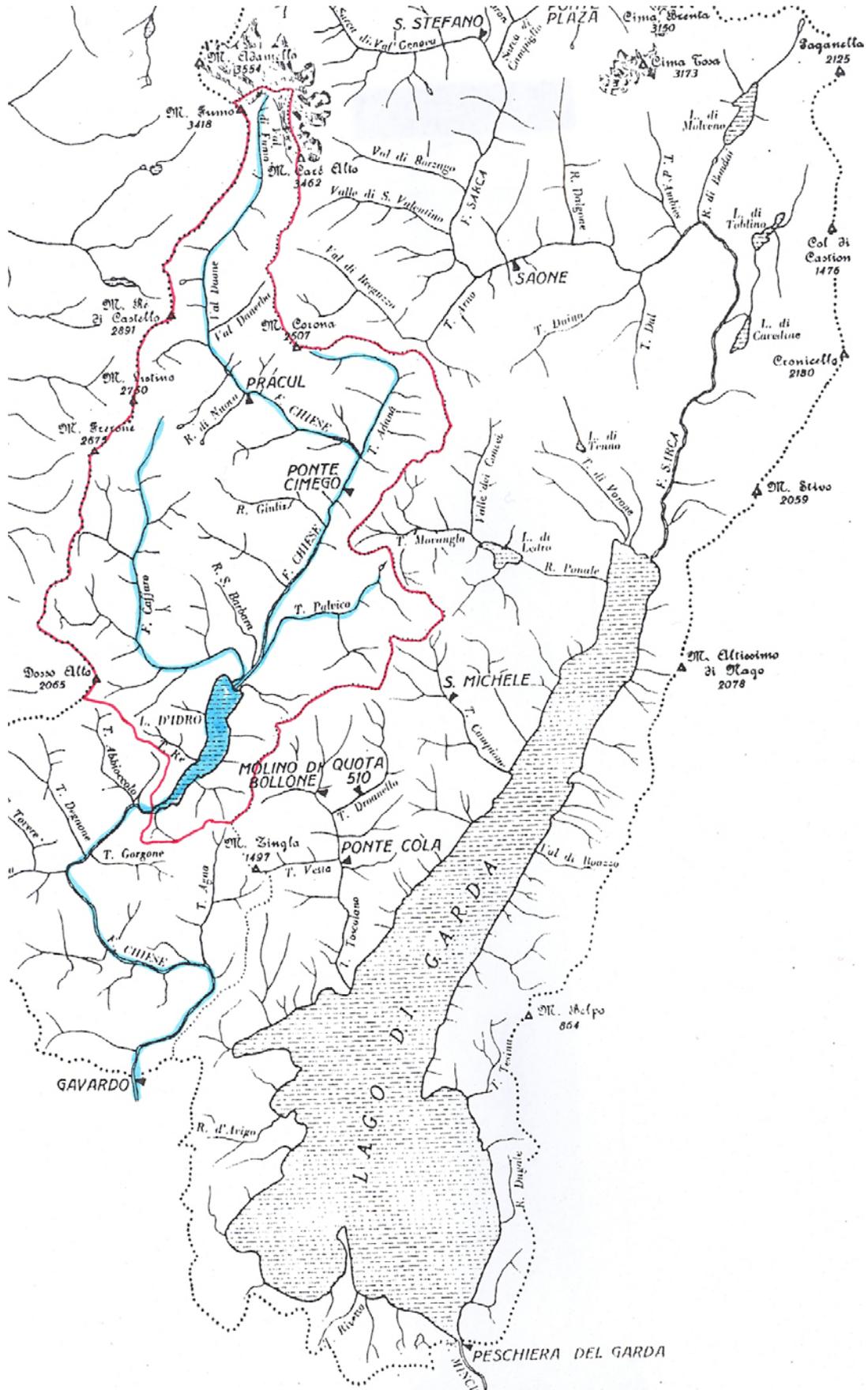


Figura 3: bacino montano del Fiume Chiese



Figura 4: vista satellitare 3D del bacino montano del Fiume Chiese

4 LE PRECIPITAZIONI

4.1 ANALISI TEORICA DELLE PRECIPITAZIONI ESTREME

4.1.1 Elaborazioni statistiche dei dati pluviometrici

L'elaborazione dei dati pluviometrici forniti da una stazione di misura si svolge ricercando la relazione esistente tra l'altezza h delle precipitazioni e le loro durate t .

Affinchè le deduzioni siano attendibili è necessario che il campione di dati a disposizione, ovvero il periodo d'osservazione, sia sufficientemente esteso.

Si ammette che un periodo non inferiore a 25 - 30 anni possa dare discreto fondamento all'elaborazione e quindi alle estrapolazioni conseguenti.

La relazione tra precipitazione e durata è data nella consueta forma:

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

nella quale a ed n risultano costanti per la località nella quale sono state effettuate le misure.

La suddetta relazione viene definita equazione di possibilità pluviometrica e può essere scritta in forma logaritmica:

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

e quindi rappresentata nel piano logaritmico secondo una retta avente coefficiente angolare n ed intercetta all'origine pari a $\log a$.

Le elaborazioni sono state effettuate sulla base delle registrazioni orarie delle precipitazioni con durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

Per calcolare le equazioni di possibilità pluviometrica relative a diversi tempi di ritorno, ci si è riferiti alla distribuzione doppio esponenziale di Gumbel che viene qui di seguito sinteticamente descritta.

Siano: $X(Tr)$ il valore dell'evento X caratterizzato da un tempo di ritorno Tr , ovvero l'evento che viene eguagliato o superato mediamente ogni Tr anni,

\bar{X} la media degli eventi considerati nel campione in esame,

F il fattore di frequenza,

S_x lo scarto quadratico medio della variabile in esame,

vale allora la seguente relazione:

$$X(Tr) = \bar{X} + F \cdot S_x$$

La distribuzione doppio esponenziale di Gumbel, adatta a rappresentare i valori estremi di una variabile idrologica, assegna ad F la seguente espressione:

$$F = \frac{Y(Tr) - \bar{Y}_N}{S_N}$$

essendo:

$$Y(Tr) = -\ln\left(-\ln \frac{Tr-1}{Tr}\right) \quad \text{la variabile ridotta,}$$

N il numero degli anni di osservazione

$$\bar{Y}_N = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Y_i \quad \text{la media della variabile ridotta}$$

$$S_N = \left[\frac{1}{N-1} \sum (Y_i - \bar{Y}_N)^2 \right]^{1/2} \quad \text{lo scarto quadratico medio della variabile ridotta,}$$

dove per il calcolo di Y_i si assuma la formula di plotting position di Weibull:

$$Tr = \frac{N+1}{i}$$

Dalle equazioni sopra descritte, prefissato un tempo di ritorno Tr , si possono ricavare per ogni durata i valori corrispondenti di h .

Per approssimare i dati così ottenuti alla curva di possibilità pluviometrica di equazione $h = a \cdot t^n$, si ricorre all'approssimazione ai minimi quadrati.

Come si è visto, nel piano logaritmico l'equazione di possibilità pluviometrica viene rappresentata da una retta dalla generica espressione:

$$y = a_1 x + a_0$$

dove, nel caso in esame,

$$y = \log h$$

$$x = \log t$$

$$a_1 = n$$

$$a_0 = \log a$$

L'approssimazione ai minimi quadrati mira alla definizione dei coefficienti a_1 e a_0 mediante la minimizzazione della distanza

$$D = \sum_{i=1}^m (a_1 x_i + a_0 - y_i)^2$$

essendo:

x_i ed y_i i dati da approssimare, corrispondenti nel caso in esame rispettivamente a $\log t$ e $\log h$ per le varie durate di precipitazione considerate (1, 3, 6, 12 e 24 ore).

m il numero delle coppie di valori x_i ed y_i da approssimare e pari quindi nel caso in esame a 5.

L'operazione porta a ricavare i coefficienti a ed n con le seguenti espressioni:

$$n = a_1 = \frac{\sum_{i=1}^m x_i y_i - \left(\sum_{i=1}^m x_i \cdot \sum_{i=1}^m y_i \right) / m}{\sum_{i=1}^m x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^m x_i \right)^2 / m}$$

$$a = \exp a_0 = \exp \left(\frac{\sum_{i=1}^m y_i}{m} - n \cdot \frac{\sum_{i=1}^m x_i}{m} \right)$$

4.2 RISULTATI DI CALCOLO

Per le analisi statistiche si è presa come riferimento la stazione di Tione di Trento che, per la quantità di dati di registrazione di eventi estremi con durate inferiori al giorno, e per la sua ubicazione, può essere ritenuta significativa.

I dati, ricavati dalla pubblicazione CNR – *Distribuzione spazio temporale delle piogge intense nel Triveneto, 1986*, si riferiscono al periodo dal 1943 al 1977, con registrazione delle massime precipitazioni annue per durate di 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

La serie storica appare sufficientemente estesa per una analisi statistica significativa, ma è riferita a valori retrodatati; inoltre la durata delle precipitazioni massime è limitata alle 24 ore, mentre la durata critica delle precipitazioni del bacino in esame può essere anche superiore al giorno.

Al solo scopo di verifica della validità della serie storica e delle estrapolazioni statistiche desumibili dalle misure di Tione, si è ritenuto opportuno condurre una analisi statistica anche per i dati della stazione di Cimego, più baricentrica al bacino, con valori più aggiornati (1994-2009) e riferiti a durate anche superiori al giorno, ma con una serie storica meno estesa. I dati, non ancora validati, sono stati forniti dalla Provincia Autonoma di Trento – Servizio Dighe.

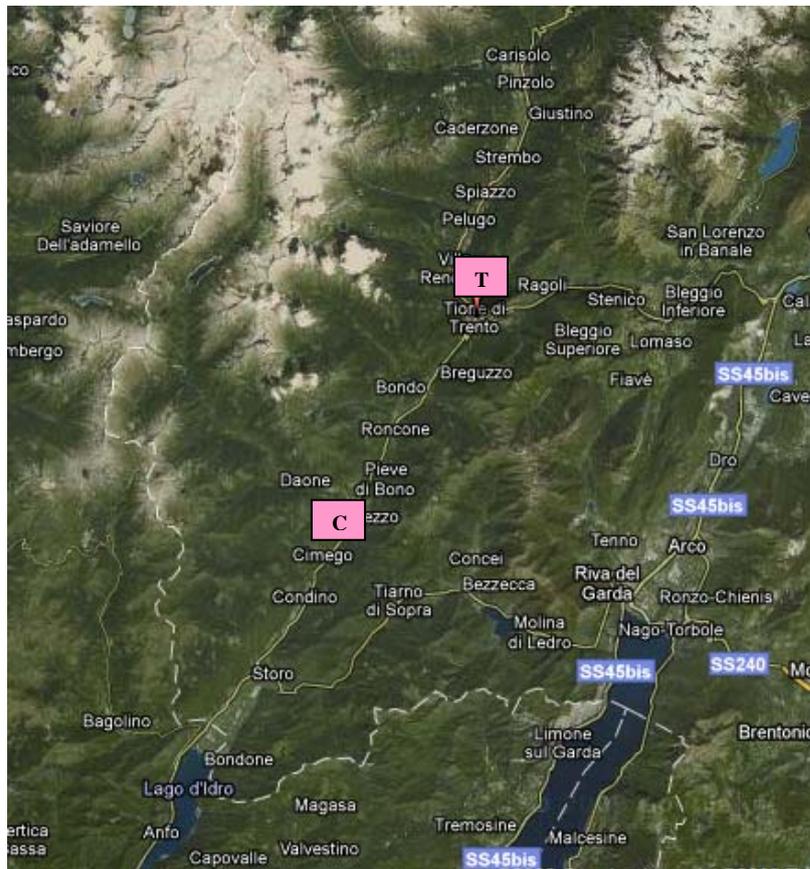


Figura 5: estratto della mappa satellitare con ubicazione delle stazioni di misura di Tione e Cimego.

Le elaborazioni statistiche descritte nel presente paragrafo sono riportate di seguito.

REGIONE LOMBARDIA
NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO
PROGETTO DEFINITIVO

COSTRUZIONE DELLE CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA
Stazione di misura di Tione

1 ORA		3 ORE		6 ORE		12 ORE		24 ORE	
mm	anno	mm	anno	mm	anno	mm	anno	mm	anno
36.0	1975	43.0	1976	73.40	1976	122.0	1976	144.0	1966
29.0	1976	38.6	1975	63.00	1966	110.0	1966	143.0	1976
28.4	1959	36.6	1968	53.80	1960	88.0	1960	137.0	1968
28.0	1970	36.0	1966	52.00	1968	75.0	1968	116.0	1960
27.0	1966	30.6	1970	45.80	1958	72.0	1975	111.4	1959
27.0	1968	30.6	1958	45.20	1959	68.4	1959	100.2	1970
26.0	1944	30.0	1960	42.00	1975	66.0	1951	92.4	1951
24.8	1957	29.4	1944	41.20	1952	64.4	1958	90.6	1952
23.0	1956	28.6	1959	40.80	1951	63.0	1970	90.0	1963
20.4	1962	27.8	1952	40.40	1954	60.4	1977	89.6	1961
20.4	1960	27.8	1956	40.00	1967	57.2	1952	88.8	1975
17.0	1961	26.0	1967	37.40	1947	55.6	1967	84.0	1945
17.0	1969	25.6	1969	37.20	1972	55.6	1957	81.4	1964
16.4	1958	25.2	1961	36.80	1957	54.0	1969	81.0	1972
15.0	1953	24.8	1957	36.60	1963	53.0	1964	76.4	1958
15.0	1955	24.2	1945	36.40	1944	53.0	1963	75.8	1977
14.8	1943	24.0	1947	35.40	1964	52.8	1961	73.6	1969
14.4	1977	23.8	1963	35.00	1948	50.0	1956	72.4	1956
14.0	1945	23.2	1962	34.00	1970	49.2	1953	71.8	1957
14.0	1967	23.0	1950	32.40	1945	48.0	1945	66.2	1947
13.4	1963	22.6	1964	32.40	1977	47.4	1954	64.6	1953
13.0	1947	22.4	1955	31.20	1962	47.2	1943	64.4	1955
13.0	1948	22.0	1948	31.00	1943	47.0	1947	62.6	1962
13.0	1952	21.0	1951	30.60	1953	46.6	1944	62.6	1967
12.6	1972	21.0	1954	30.20	1961	45.6	1962	62.0	1950
12.0	1950	20.6	1972	29.80	1950	45.0	1955	57.8	1954
11.6	1954	20.0	1943	28.40	1956	43.6	1972	56.6	1943
11.0	1951	18.6	1977	28.20	1955	43.0	1948	56.0	1948
9.6	1964	17.6	1953	27.80	1969	41.8	1950	50.2	1944

n° dati :		n° dati :		n° dati :		n° dati :		n° dati :	
media :									
30		30		30		30		30	
18.51		26.37		38.91		59.48		83.53	
Scarto quadratico medio		Scarto quadratico medio		Scarto quadratico medio		Scarto quadratico medio		Scarto quadratico medio	
6.95		6.13		10.57		19.10		25.70	
YN		YN		YN		YN		YN	
0.536		0.536		0.536		0.536		0.536	
SN		SN		SN		SN		SN	
1.131		1.131		1.131		1.131		1.131	

Fattore di frequenza		Fattore di frequenza		Fattore di frequenza		Fattore di frequenza		Fattore di frequenza	
Tr 5 anni :	0.852								
Tr 10 anni :	1.515								
Tr 20 anni :	2.151								
Tr 50 anni :	2.975								
Tr 100 anni :	3.592								
Tr 1000 anni :	5.631								

Precipitazione (mm)		Precipitazione (mm)		Precipitazione (mm)		Precipitazione (mm)		Precipitazione (mm)	
Tr 5 anni :	24.4	Tr 5 anni :	31.6	Tr 5 anni :	47.9	Tr 5 anni :	75.7	Tr 5 anni :	105.4
Tr 10 anni :	29.0	Tr 10 anni :	35.7	Tr 10 anni :	54.9	Tr 10 anni :	88.4	Tr 10 anni :	122.5
Tr 20 anni :	33.5	Tr 20 anni :	39.5	Tr 20 anni :	61.6	Tr 20 anni :	100.6	Tr 20 anni :	138.8
Tr 50 anni :	39.2	Tr 50 anni :	44.6	Tr 50 anni :	70.4	Tr 50 anni :	116.3	Tr 50 anni :	160.0
Tr 100 anni :	43.5	Tr 100 anni :	48.4	Tr 100 anni :	76.9	Tr 100 anni :	128.1	Tr 100 anni :	175.9
Tr 1000 anni :	57.7	Tr 1000 anni :	60.9	Tr 1000 anni :	98.4	Tr 1000 anni :	167.0	Tr 1000 anni :	228.3

COSTRUZIONE DELLE CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA: $h = a \cdot t^n$

Dati derivanti dalle elaborazioni statistiche

1 ORA	
Precipitazione (mm)	
Tr 5 anni :	24.4
Tr 10 anni :	29.0
Tr 20 anni :	33.5
Tr 50 anni :	39.2
Tr 100 anni :	43.5
Tr 1000 anni :	57.7

3 ORE	
Precipitazione (mm)	
Tr 5 anni :	31.6
Tr 10 anni :	35.7
Tr 20 anni :	39.5
Tr 50 anni :	44.6
Tr 100 anni :	48.4
Tr 1000 anni :	60.9

6 ORE	
Precipitazione (mm)	
Tr 5 anni :	47.9
Tr 10 anni :	54.9
Tr 20 anni :	61.6
Tr 50 anni :	70.4
Tr 100 anni :	76.9
Tr 1000 anni :	98.4

12 ORE	
Precipitazione (mm)	
Tr 5 anni :	75.7
Tr 10 anni :	88.4
Tr 20 anni :	100.6
Tr 50 anni :	116.3
Tr 100 anni :	128.1
Tr 1000 anni :	167.0

24 ORE	
Precipitazione (mm)	
Tr 5 anni :	105.4
Tr 10 anni :	122.5
Tr 20 anni :	138.8
Tr 50 anni :	160.0
Tr 100 anni :	175.9
Tr 1000 anni :	228.3

Tempo di ritorno 5 anni:

t (ore)	h (mm)
1	24.4
3	31.6
6	47.9
12	75.7
24	105.4

	ln(t)	ln(h)	(ln(t))^2	(ln(h))^2	ln(t)*ln(h)
	0.00	3.20	0.00	10.21	0.00
	1.10	3.45	1.21	11.92	3.79
	1.79	3.87	3.21	14.97	6.93
	2.48	4.33	6.17	18.73	10.75
	3.18	4.66	10.10	21.70	14.80
Somma	8.55	19.50	20.69	77.53	36.28
n	5	5	5	5	5

a1 =	0.482
a0 =	3.077

a =	21.69
n =	0.482

Tempo di ritorno 10 anni:

t (ore)	h (mm)
1	29.0
3	35.7
6	54.9
12	88.4
24	122.5

	ln(t)	ln(h)	(ln(t))^2	(ln(h))^2	ln(t)*ln(h)
	0.00	3.37	0.00	11.35	0.00
	1.10	3.57	1.21	12.77	3.93
	1.79	4.01	3.21	16.05	7.18
	2.48	4.48	6.17	20.09	11.14
	3.18	4.81	10.10	23.12	15.28
Somma	8.55	20.24	20.69	83.37	37.52
n	5	5	5	5	5

a1 =	0.478
a0 =	3.229

a =	25.26
n =	0.478

Tempo di ritorno 20 anni:

t (ore)	h (mm)
1	33.5
3	39.5
6	61.6
12	100.6
24	138.8

	ln(t)	ln(h)	(ln(t))^2	(ln(h))^2	ln(t)*ln(h)
	0.00	3.51	0.00	12.32	0.00
	1.10	3.68	1.21	13.52	4.04
	1.79	4.12	3.21	16.99	7.38
	2.48	4.61	6.17	21.26	11.46
	3.18	4.93	10.10	24.34	15.68
Somma	8.55	20.85	20.69	88.43	38.56
n	5	5	5	5	5

a1 =	0.476
a0 =	3.356

a =	28.67
n =	0.476

Tempo di ritorno 50 anni:

t (ore)	h (mm)
1	39.2
3	44.6
6	70.4
12	116.3
24	160.0

	ln(t)	ln(h)	(ln(t))^2	(ln(h))^2	ln(t)*ln(h)
	0.00	3.67	0.00	13.46	0.00
	1.10	3.80	1.21	14.42	4.17
	1.79	4.25	3.21	18.09	7.62
	2.48	4.76	6.17	22.62	11.82
	3.18	5.08	10.10	25.76	16.13
Somma	8.55	21.55	20.69	94.35	39.74
n	5	5	5	5	5

a1 =	0.474
a0 =	3.499

a =	33.08
n =	0.474

Tempo di ritorno 100 anni:

t (ore)	h (mm)
1	43.5
3	48.4
6	76.9
12	128.1
24	175.9

	ln(t)	ln(h)	(ln(t))^2	(ln(h))^2	ln(t)*ln(h)
	0.00	3.77	0.00	14.23	0.00
	1.10	3.88	1.21	15.05	4.26
	1.79	4.34	3.21	18.85	7.78
	2.48	4.85	6.17	23.55	12.06
	3.18	5.17	10.10	26.73	16.43
Somma	8.55	22.02	20.69	98.41	40.53
n	5	5	5	5	5

a1 =	0.473
a0 =	3.594

a =	36.37
n =	0.473

Tempo di ritorno 1000 anni:

t (ore)	h (mm)
1	57.7
3	60.9
6	98.4
12	167.0
24	228.3

	ln(t)	ln(h)	(ln(t))^2	(ln(h))^2	ln(t)*ln(h)
	0.00	4.05	0.00	16.44	0.00
	1.10	4.11	1.21	16.88	4.51
	1.79	4.59	3.21	21.06	8.22
	2.48	5.12	6.17	26.19	12.72
	3.18	5.43	10.10	29.49	17.26
Somma	8.55	23.30	20.69	110.07	42.71
n	5	5	5	5	5

a1 =	0.471
a0 =	3.855

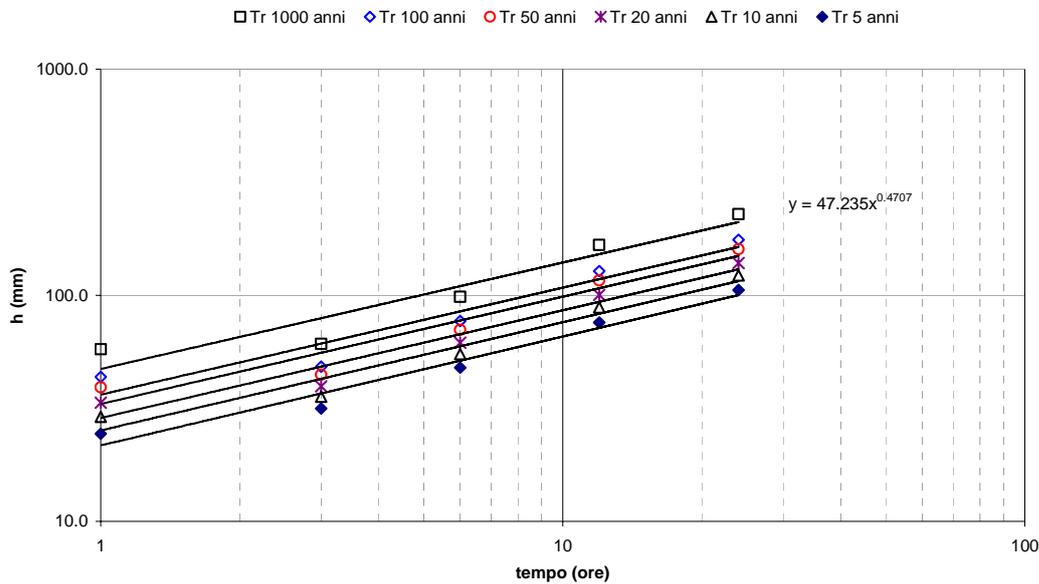
a =	47.23
n =	0.471

COSTRUZIONE DELLE CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA

ore	Tr 5 anni		Tr 10 anni		Tr 20 anni		Tr 50 anni	
	misurato	calcolato	misurato	calcolato	misurato	calcolato	misurato	calcolato
1	24.4	21.7	29.0	25.3	33.5	28.7	39.2	33.1
3	31.6	36.8	35.7	42.7	39.5	48.4	44.6	55.7
6	47.9	51.4	54.9	59.5	61.6	67.3	70.4	77.4
12	75.7	71.8	88.4	82.9	100.6	93.6	116.3	107.5
24	105.4	100.2	122.5	115.6	138.8	130.3	160.0	149.3

ore	Tr 100 anni		Tr 1000 anni	
	misurato	calcolato	misurato	calcolato
1	43.5	36.4	57.7	47.2
3	48.4	61.2	60.9	79.2
6	76.9	84.9	98.4	109.8
12	128.1	117.9	167.0	152.1
24	175.9	163.6	228.3	210.8

Curve di possibilità pluviometrica- Precipitazioni orarie



Le equazioni di possibilità climatica alla stazione di Tione sono pertanto le seguenti:

<i>Tempo di ritorno [anni]</i>	<i>Equazione di possibilità pluviometrica da dati C.N.R.</i>
5	$h = 21.69 t^{0.482}$
10	$h = 25.26 t^{0.478}$
20	$h = 28.67 t^{0.476}$
50	$h = 33.04 t^{0.474}$
100	$h = 36.37 t^{0.473}$
1000	$h = 47.23 t^{0.471}$

Tabella 1: elaborazioni statistiche delle precipitazioni intense a Tione

COSTRUZIONE DELLE CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA
Stazione di misura di Cimego

1 ORA		3 ORE		6 ORE		12 ORE		24 ORE		48 ORE		72 ORE	
mm	anno	mm	anno	mm	anno	mm	anno	mm	anno	mm	anno	mm	anno
19.6	1995	50.20	1995	69.6	1995	76.8	1995	79.4	1995	94.0	1995	94.0	1995
20.6	1996	67.40	1996	73.8	1996	100.8	1996	113.6	1996	146.8	1996	146.8	1996
25.6	1997	35.0	1997	59.20	1997	100.8	1997	164.6	1997	192.0	1997	194.4	1997
27.4	1998	43.6	1998	47.20	1998	60.4	1998	87.0	1998	90.6	1998	101.6	1998
37.8	1999	89.4	1999	91.60	1999	108.0	1999	132.2	1999	135.2	1999	152.6	1999
36.6	2000	61.0	2000	84.80	2000	99.6	2000	100.8	2000	128.4	2000	139.8	2000
29.6	2001	40.0	2001	52.80	2001	72.0	2001	78.0	2001	100.2	2001	103.0	2001
17.4	2002	36.2	2002	43.80	2002	56.6	2002	91.8	2002	148.6	2002	166.2	2002
15.0	2003	25.4	2003	46.80	2003	69.0	2003	102.8	2003	108.2	2003	115.2	2003
28.0	2004	39.2	2004	40.80	2004	42.0	2004	55.2	2004	80.0	2004	96.4	2004
14.8	2005	18.8	2005	32.00	2005	47.6	2005	55.4	2005	88.8	2005	90.2	2005
20.4	2006	32.6	2006	49.00	2006	52.0	2006	71.8	2006	75.6	2006	88.6	2006
28.6	2007	28.6	2007	38.60	2007	54.0	2007	92.2	2007	157.6	2007	177.4	2007
25.6	2008	29.0	2008	39.20	2008	59.0	2008	82.0	2008	105.4	2008	136.2	2008
21.0	2009	36.8	2009	45.20	2009	70.6	2009	118.0	2009	123.6	2009	134.4	2009

n° dati :	15	n° dati :	15										
media :	24.53	media :	39.85	media :	52.57	media :	69.00	media :	93.96	media :	115.15	media :	129.12
Scarto quadratico medio :	7.03	Scarto quadratico medio :	17.57	Scarto quadratico medio :	16.85	Scarto quadratico medio :	19.88	Scarto quadratico medio :	28.57	Scarto quadratico medio :	32.97	Scarto quadratico medio :	33.93
YN :	0.513	YN :	0.513										
SN :	1.056	SN :	1.056										

Fattore di frequenza	Tr 5 anni :	0.934	Fattore di frequenza	Tr 5 anni :	0.934	Fattore di frequenza	Tr 5 anni :	0.934	Fattore di frequenza	Tr 5 anni :	0.934	Fattore di frequenza	Tr 5 anni :	0.934
	Tr 10 anni :	1.645												
	Tr 20 anni :	2.326												
	Tr 50 anni :	3.208												
	Tr 100 anni :	3.869												
	Tr 1000 anni :	6.053												

Precipitazione (mm)	Tr 5 anni :	31.1	Precipitazione (mm)	Tr 5 anni :	56.3	Precipitazione (mm)	Tr 5 anni :	68.3	Precipitazione (mm)	Tr 5 anni :	87.6	Precipitazione (mm)	Tr 5 anni :	120.7
	Tr 10 anni :	36.1		Tr 10 anni :	68.8		Tr 10 anni :	80.3		Tr 10 anni :	101.7		Tr 10 anni :	141.0
	Tr 20 anni :	40.9		Tr 20 anni :	80.7		Tr 20 anni :	91.8		Tr 20 anni :	115.2		Tr 20 anni :	160.4
	Tr 50 anni :	47.1		Tr 50 anni :	96.2		Tr 50 anni :	106.6		Tr 50 anni :	132.8		Tr 50 anni :	185.6
	Tr 100 anni :	51.7		Tr 100 anni :	107.9		Tr 100 anni :	117.8		Tr 100 anni :	145.9		Tr 100 anni :	204.5
	Tr 1000 anni :	67.1		Tr 1000 anni :	146.2		Tr 1000 anni :	154.5		Tr 1000 anni :	189.3		Tr 1000 anni :	266.9

COSTRUZIONE DELLE CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA: $h = a \cdot t^n$ - DURATA 1-24 h

Dati derivanti dalle elaborazioni statistiche

1 ORA	
Precipitazione (mm)	
Tr 5 anni :	31.1
Tr 10 anni :	36.1
Tr 20 anni :	40.9
Tr 50 anni :	47.1
Tr 100 anni :	51.7
Tr 1000 anni :	67.1

3 ORE	
Precipitazione (mm)	
Tr 5 anni :	56.3
Tr 10 anni :	68.8
Tr 20 anni :	80.7
Tr 50 anni :	96.2
Tr 100 anni :	107.9
Tr 1000 anni :	146.2

6 ORE	
Precipitazione (mm)	
Tr 5 anni :	68.3
Tr 10 anni :	80.3
Tr 20 anni :	91.8
Tr 50 anni :	106.6
Tr 100 anni :	117.8
Tr 1000 anni :	154.5

12 ORE	
Precipitazione (mm)	
Tr 5 anni :	87.6
Tr 10 anni :	101.7
Tr 20 anni :	115.2
Tr 50 anni :	132.8
Tr 100 anni :	145.9
Tr 1000 anni :	189.3

24 ORE	
Precipitazione (mm)	
Tr 5 anni :	120.7
Tr 10 anni :	141.0
Tr 20 anni :	160.4
Tr 50 anni :	185.6
Tr 100 anni :	204.5
Tr 1000 anni :	266.9

Tempo di ritorno 5 anni:

t (ore)	h (mm)
1	31.1
3	56.3
6	68.3
12	87.6
24	120.7

	ln(t)	ln(h)	(ln(t))^2	(ln(h))^2	ln(t)*ln(h)
	0.00	3.44	0.00	11.82	0.00
	1.10	4.03	1.21	16.24	4.43
	1.79	4.22	3.21	17.84	7.57
	2.48	4.47	6.17	20.00	11.11
	3.18	4.79	10.10	22.97	15.23
Somma	8.55	20.96	20.69	88.88	38.34
n	5	5	5	5	5

a1 =	0.411
a0 =	3.488

a =	32.72
n =	0.411

Tempo di ritorno 10 anni:

t (ore)	h (mm)
1	36.1
3	68.8
6	80.3
12	101.7
24	141.0

	ln(t)	ln(h)	(ln(t))^2	(ln(h))^2	ln(t)*ln(h)
	0.00	3.59	0.00	12.86	0.00
	1.10	4.23	1.21	17.90	4.65
	1.79	4.39	3.21	19.23	7.86
	2.48	4.62	6.17	21.36	11.49
	3.18	4.95	10.10	24.49	15.73
Somma	8.55	21.77	20.69	95.84	39.72
n	5	5	5	5	5

a1 =	0.408
a0 =	3.657

a =	38.75
n =	0.408

Tempo di ritorno 20 anni:

t (ore)	h (mm)
1	40.9
3	80.7
6	91.8
12	115.2
24	160.4

	ln(t)	ln(h)	(ln(t))^2	(ln(h))^2	ln(t)*ln(h)
	0.00	3.71	0.00	13.77	0.00
	1.10	4.39	1.21	19.28	4.82
	1.79	4.52	3.21	20.42	8.10
	2.48	4.75	6.17	22.53	11.80
	3.18	5.08	10.10	25.78	16.14
Somma	8.55	22.45	20.69	101.80	40.86
n	5	5	5	5	5

a1 =	0.405
a0 =	3.796

a =	44.50
n =	0.405

Tempo di ritorno 50 anni:

t (ore)	h (mm)
1	47.1
3	96.2
6	106.6
12	132.8
24	185.6

	ln(t)	ln(h)	(ln(t))^2	(ln(h))^2	ln(t)*ln(h)
	0.00	3.85	0.00	14.84	0.00
	1.10	4.57	1.21	20.86	5.02
	1.79	4.67	3.21	21.80	8.37
	2.48	4.89	6.17	23.90	12.15
	3.18	5.22	10.10	27.29	16.60
Somma	8.55	23.20	20.69	108.68	42.13
n	5	5	5	5	5

a1 =	0.403
a0 =	3.950

a =	51.95
n =	0.403

Tempo di ritorno 100 anni:

t (ore)	h (mm)
1	51.7
3	107.9
6	117.8
12	145.9
24	204.5

	ln(t)	ln(h)	(ln(t))^2	(ln(h))^2	ln(t)*ln(h)
	0.00	3.95	0.00	15.57	0.00
	1.10	4.68	1.21	21.91	5.14
	1.79	4.77	3.21	22.74	8.54
	2.48	4.98	6.17	24.83	12.38
	3.18	5.32	10.10	28.31	16.91
Somma	8.55	23.70	20.69	113.36	42.98
n	5	5	5	5	5

a1 =	0.402
a0 =	4.052

a =	57.51
n =	0.402

Tempo di ritorno 1000 anni:

t (ore)	h (mm)
1	67.1
3	146.2
6	154.5
12	189.3
24	266.9

	ln(t)	ln(h)	(ln(t))^2	(ln(h))^2	ln(t)*ln(h)
	0.00	4.21	0.00	17.69	0.00
	1.10	4.99	1.21	24.85	5.48
	1.79	5.04	3.21	25.41	9.03
	2.48	5.24	6.17	27.49	13.03
	3.18	5.59	10.10	31.21	17.76
Somma	8.55	25.06	20.69	126.66	45.29
n	5	5	5	5	5

a1 =	0.399
a0 =	4.329

a =	75.89
n =	0.399

COSTRUZIONE DELLE CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA: $h = a \cdot t^n$ - DURATA 12-72 h

Dati derivanti dalle elaborazioni statistiche

12 ORE	
Precipitazione (mm)	
Tr 5 anni :	87.6
Tr 10 anni :	101.7
Tr 20 anni :	115.2
Tr 50 anni :	132.8
Tr 100 anni :	145.9
Tr 1000 anni :	189.3

24 ORE	
Precipitazione (mm)	
Tr 5 anni :	120.7
Tr 10 anni :	141.0
Tr 20 anni :	160.4
Tr 50 anni :	185.6
Tr 100 anni :	204.5
Tr 1000 anni :	266.9

48 ORE	
Precipitazione (mm)	
Tr 5 anni :	146.0
Tr 10 anni :	169.4
Tr 20 anni :	191.8
Tr 50 anni :	220.9
Tr 100 anni :	242.7
Tr 1000 anni :	314.7

72 ORE	
Precipitazione (mm)	
Tr 5 anni :	160.8
Tr 10 anni :	184.9
Tr 20 anni :	208.0
Tr 50 anni :	238.0
Tr 100 anni :	260.4
Tr 1000 anni :	334.5

Tempo di ritorno 5 anni:

t (ore)	h (mm)
12	87.6
24	120.7
48	146.0
72	160.8

ln(t)	ln(h)	(ln(t))^2	(ln(h))^2	ln(t)*ln(h)
2.48	4.47	6.17	20.00	11.11
3.18	4.79	10.10	22.97	15.23
3.87	4.98	14.99	24.83	19.29
4.28	5.08	18.29	25.81	21.73
Somma				
13.81	19.33	49.55	93.62	67.36
n	4	4	4	4

a1 =	0.336
a0 =	3.673

a =	39.37
n =	0.336

Tempo di ritorno 10 anni:

t (ore)	h (mm)
12	101.7
24	141.0
48	169.4
72	184.9

ln(t)	ln(h)	(ln(t))^2	(ln(h))^2	ln(t)*ln(h)
2.48	4.62	6.17	21.36	11.49
3.18	4.95	10.10	24.49	15.73
3.87	5.13	14.99	26.34	19.87
4.28	5.22	18.29	27.25	22.32
Somma				
13.81	19.92	49.55	99.44	69.40
n	4	4	4	4

a1 =	0.330
a0 =	3.840

a =	46.52
n =	0.330

Tempo di ritorno 20 anni:

t (ore)	h (mm)
12	115.2
24	160.4
48	191.8
72	208.0

ln(t)	ln(h)	(ln(t))^2	(ln(h))^2	ln(t)*ln(h)
2.48	4.75	6.17	22.53	11.80
3.18	5.08	10.10	25.78	16.14
3.87	5.26	14.99	27.63	20.35
4.28	5.34	18.29	28.49	22.83
Somma	13.81	20.42	49.55	104.44
n	4	4	4	4

a1 =	0.326
a0 =	3.978

a =	53.40
n =	0.326

Tempo di ritorno 50 anni:

t (ore)	h (mm)
12	132.8
24	185.6
48	220.9
72	238.0

ln(t)	ln(h)	(ln(t))^2	(ln(h))^2	ln(t)*ln(h)
2.48	4.89	6.17	23.90	12.15
3.18	5.22	10.10	27.29	16.60
3.87	5.40	14.99	29.14	20.90
4.28	5.47	18.29	29.94	23.40
Somma	13.81	20.98	49.55	110.27
n	4	4	4	4

a1 =	0.323
a0 =	4.132

a =	62.31
n =	0.323

Tempo di ritorno 100 anni:

t (ore)	h (mm)
12	145.9
24	204.5
48	242.7
72	260.4

ln(t)	ln(h)	(ln(t))^2	(ln(h))^2	ln(t)*ln(h)
2.48	4.98	6.17	24.83	12.38
3.18	5.32	10.10	28.31	16.91
3.87	5.49	14.99	30.16	21.26
4.28	5.56	18.29	30.94	23.79
Somma	13.81	21.36	49.55	114.24
n	4	4	4	4

a1 =	0.320
a0 =	4.234

a =	68.99
n =	0.320

Tempo di ritorno 1000 anni:

t (ore)	h (mm)
12	189.3
24	266.9
48	314.7
72	334.5

ln(t)	ln(h)	(ln(t))^2	(ln(h))^2	ln(t)*ln(h)
2.48	5.24	6.17	27.49	13.03
3.18	5.59	10.10	31.21	17.76
3.87	5.75	14.99	33.08	22.27
4.28	5.81	18.29	33.79	24.86
Somma	13.81	22.39	49.55	125.58
n	4	4	4	4

a1 =	0.315
a0 =	4.512

a =	91.11
n =	0.315

REGIONE LOMBARDIA
 NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO
 PROGETTO DEFINITIVO

COSTRUZIONE DELLE CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA 1-12 h

ore	misurato		calcolato		misurato		calcolato	
	Tr 5 anni		Tr 10 anni		Tr 20 anni		Tr 50 anni	
1	31.1	32.7	36.1	38.7	40.9	44.5	47.1	51.9
3	56.3	51.4	68.8	60.6	80.7	69.5	96.2	80.9
6	68.3	68.4	80.3	80.5	91.8	92.0	106.6	107.0
12	87.6	90.9	101.7	106.7	115.2	121.9	132.8	141.5
24	120.7	120.9	141.0	141.6	160.4	161.5	185.6	187.2

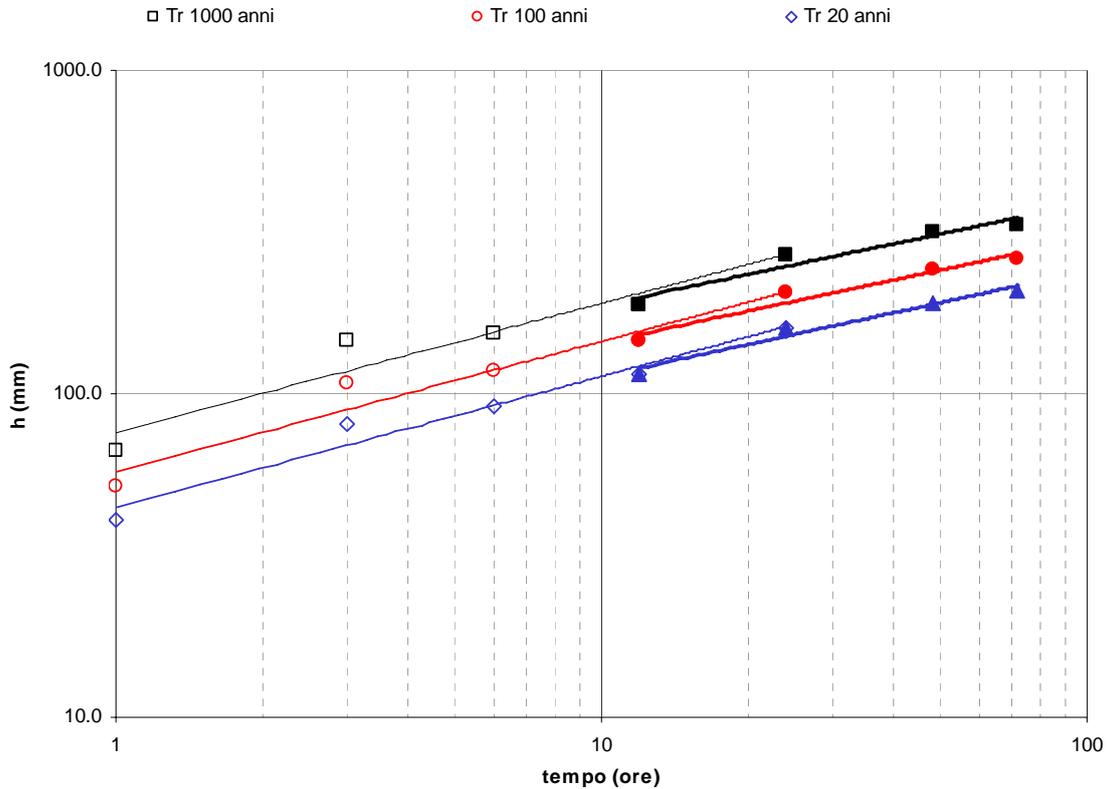
ore	misurato		calcolato	
	Tr 100 anni		Tr 1000 anni	
1	51.7	57.5	67.1	75.9
3	107.9	89.5	146.2	117.7
6	117.8	118.2	154.5	155.2
12	145.9	156.2	189.3	204.7
24	204.5	206.4	266.9	270.0

COSTRUZIONE DELLE CURVE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA 12-72 h

ore	misurato		calcolato		misurato		calcolato	
	Tr 5 anni		Tr 10 anni		Tr 20 anni		Tr 50 anni	
12	87.6	90.7	101.7	105.7	115.2	120.2	132.8	138.9
24	120.7	114.4	141.0	132.9	160.4	150.7	185.6	173.6
48	146.0	144.4	169.4	167.2	191.8	188.9	220.9	217.1
72	160.8	165.5	184.9	191.1	208.0	215.7	238.0	247.5

ore	misurato		calcolato	
	Tr 100 anni		Tr 1000 anni	
12	145.9	152.9	189.3	199.2
24	204.5	190.9	266.9	247.7
48	242.7	238.3	314.7	308.1
72	260.4	271.3	334.5	350.0

Curve di possibilità pluviometrica- Precipitazioni orarie e giornaliere



Le equazioni di possibilità climatica alla stazione di Cimego sono pertanto le seguenti:

<i>Tempo di ritorno [anni]</i>	<i>Equazione di possibilità pluviometrica da dati Servizio Dighe DURATA PRECIPITAZIONE 1-24 ore</i>	<i>Equazione di possibilità pluviometrica da dati Servizio Dighe DURATA PRECIPITAZIONE 12-72 ore</i>
5	$h= 32.72 t^{0.411}$	$h= 39.37 t^{0.336}$
10	$h= 38.75 t^{0.408}$	$h= 46.52 t^{0.330}$
20	$h= 44.50 t^{0.405}$	$h= 53.40 t^{0.326}$
50	$h= 51.95 t^{0.403}$	$h= 62.31 t^{0.323}$
100	$h= 57.51 t^{0.402}$	$h= 68.99 t^{0.320}$
1000	$h= 75.89 t^{0.399}$	$h= 91.11 t^{0.315}$

Tabella 2: elaborazioni statistiche delle precipitazioni intense a Cimego

Si può osservare come elaborando i dati di precipitazione di durata oraria e quelli di durata 12-72 ore, si ottengono delle curve con un flesso. La pendenza della retta interpolatrice in scala doppio logaritmica diminuisce infatti all'aumentare della durata dei dati di precipitazione analizzati.

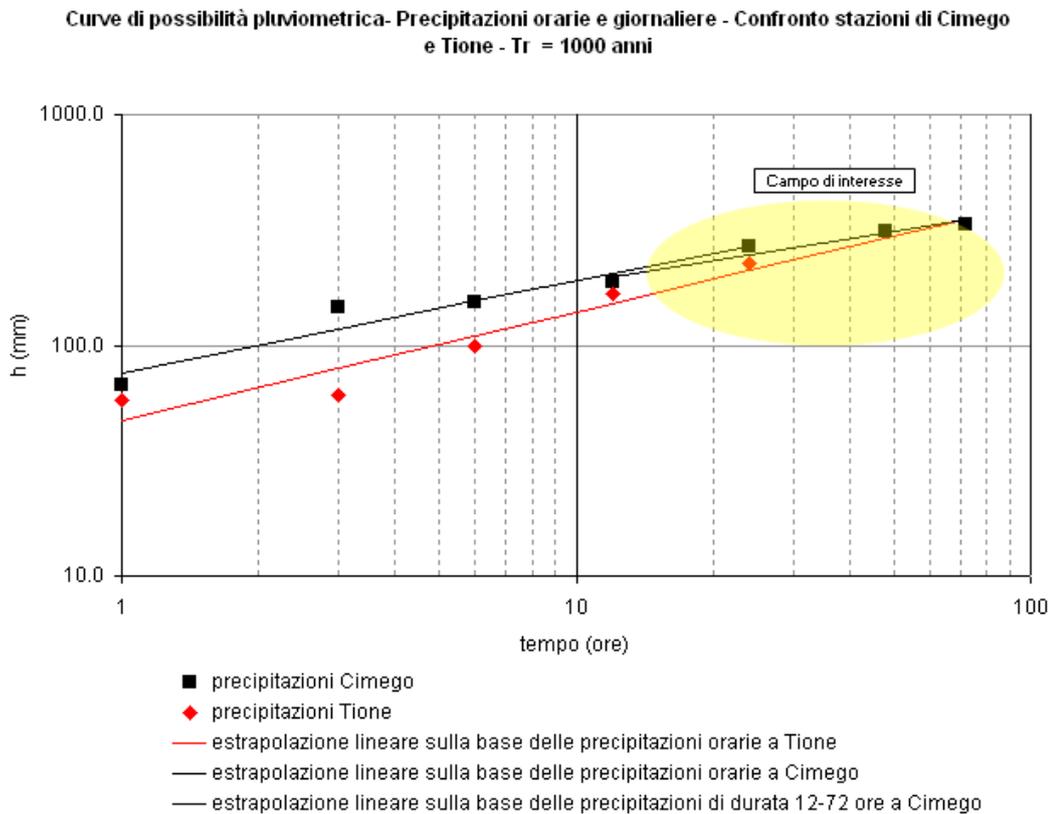


Figura 6: Confronto tra curve di possibilità pluviometriche millenarie a Tione e Cimego

Si può osservare come le discrepanze tra i risultati delle elaborazioni dei dati delle due stazioni pluviometriche analizzate siano evidenti nelle precipitazioni di durata inferiore alle 12 ore, con notevole sottostima per la stazione di Tione.

Nel campo di interesse per gli studi in esame, ovvero per durate superiori alle 15 ore, si ha invece una sostanziale corrispondenza tra le elaborazioni statistiche delle due serie storiche analizzate.

Si può pertanto ritenere che la serie storica di Tione, caratterizzata da un campione maggiormente consistente e da dati validati, possa ritenersi attendibile per le elaborazioni idrologiche che verranno nel seguito eseguite.

4.3 LE PRECIPITAZIONI ED I DEFLUSSI MEDI

Le precipitazioni medie annue del bacino dell'alto Chiese si attestano attorno a valori medi di 1400 mm.

La seguente figura riporta la rappresentazione delle isoiete medie annue.

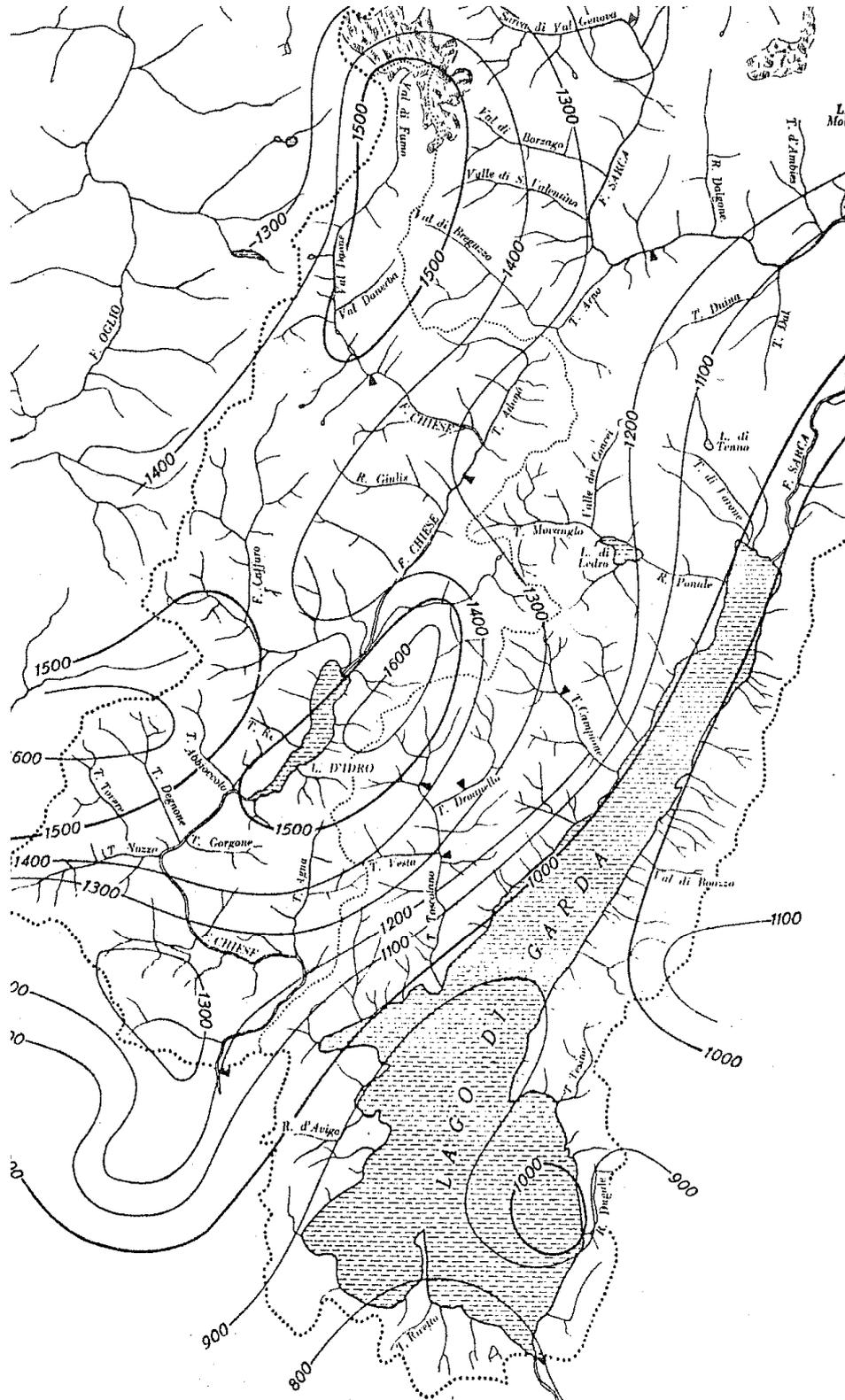


Figura 7: isoiete medie annue del bacino montano del Fiume Chiese

Dalla analisi delle rilevazioni di portata eseguite dalla SADE negli anni 1928-1943 a Ponte Cimego (a valle della confluenza del Rio Adanà), lo studio dell'Ing. Pulselli precedentemente citato ha ricavato i seguenti valori medi di afflusso e di deflusso:

	G	F	M	A	M	G	L	A	S	O	N	D	Anno
Deflussi	34	26	39	85	199	248	168	108	100	105	80	44	1236
Afflussi	41	42	91	127	149	123	115	126	134	158	144	68	1318

Tabella 3: afflussi e deflussi medi sul bacino montano del Chiese

Sul bacino montano del Chiese si ricavano pertanto i seguenti dati:

- Portata media annua: 24 mc/s
- Il mese con maggiori afflussi è Giugno (con scioglimento delle nevi in quota) avente portata media di 59 mc/s

5 ANALISI STATISTICA PER LA DEFINIZIONE DELLE ONDE DI PIENA

5.1 GENERALITA'

Nel 2006 il Consorzio del Chiese di Bonifica di Secondo Grado, ha commissionato al Prof. Ing. Luigi Natale lo "studio della capacità di laminazione delle piene del Lago d'Idro", avente lo scopo di definire le modalità di esercizio del lago e individuare la quota di massima regolazione.

In tale studio si è condotta una approfondita analisi statistica per la definizione delle onde di progetto in afflusso al lago per diversi tempi di ritorno.

Tali onde sono state assunte come parametro di dimensionamento delle nuove opere di messa in sicurezza idraulica del Lago d'Idro nel Progetto Preliminare.

Gli idrogrammi di piena ricavati dal Prog. Natale sono inoltre stati assunti quale base per le rideterminazioni dei livelli di massima regolazione del Lago da parte del Registro Italiano Dighe (Prot. RID/UPM/0676/07 del 02.02.2007).

In questo capitolo si descriveranno gli studi pregressi condotti e che verranno ulteriormente sviluppati nei capitoli successivi.

5.2 ANALISI TEORICA CONDOTTA NEGLI STUDI PREGRESSI

Lo studio del Prof. Natale ha permesso la stima dell'onda di progetto, caratterizzata da un solo colmo di piena, associata a qualunque tempo di ritorno dell'evento.

Le elaborazioni sono state sviluppate con la seguente metodologia:

- Stima della legge di probabilità della portata al colmo di piena con il metodo delle Serie Parziali
- Individuazione del legame statistico tra volume dell'onda e portata al colmo
- Definizione della forma degli idrogrammi

Lo studio ha preso avvio dalla analisi di 37 onde di piena ricavate dalle registrazioni idrometriche del limnigrafo di Idro e dai registri delle manovre agli scarichi, dal 1960 al 2004.

Note infatti le variazioni di livello del lago nel tempo e le manovre agli scarichi con le conseguenti portate in uscita, a mezzo dell'equazione di continuità del lago si sono ricostruiti gli idrogrammi in ingresso.

REGIONE LOMBARDIA
NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO
PROGETTO DEFINITIVO

Onda di piena	t [h]	Q [m ³ /s]	t_p [h]	V [hm ³]
1966	85	540,0	18	58,933
1972	72	350,6	15,5	37,570
1976a	85	360,0	24,0	44,699
1976b	58	750,0	13,0	48,769
1976c	188	276,4	27,0	72,454
1976d	175	234,0	38,0	50,317
1976e	129	224,0	27,0	41,623
1977a	350	200,0	178,0	132,830
1977b	140	247,2	24,0	58,794
1977c	169	191,5	36,0	65,165
1977d	60	161,5	12,0	26,129
1977e	250	156,3	48,0	73,960
1978a	208	140,0	33,0	51,999
1978b	220	130,3	44,0	44,668
1979a	140	318,0	27,0	39,746
1979b	210	337,0	60,0	83,159
1980	90	260,0	21,0	30,099
1981a	154	370,0	21,0	60,299
1981b	138	278,0	36,0	53,653
1983	188	203,0	54,0	70,324
1987a	150	171,0	48,0	44,863
1987b	140	168,1	36,0	30,448
1989	200	157,0	48,0	41,514
1991a	36	166,0	6,0	12,701
1991b	160	160,0	45,0	36,085
1993	194	620,0	12,0	98,879
1996	80	213,0	21,0	46,017
1997a	288	435,0	33,0	130,060
1997b	140	150,0	30,0	19,213
1998	220	145,0	72,0	61,394
1999	100	285,0	18,0	49,153
2000a	310	250,0	30,0	91,298
2000b	328	400,0	30,0	131,060
2002a	314	232,0	54,0	69,779
2002b	360	155,0	66,0	76,356
2002c	300	378,0	66,0	107,44
2003	42	250,0	9,0	19,555

Tabella 4: caratteristiche delle onde di piena in ingresso osservate dal 1960 al 2004

Mediante l'analisi statistica delle potate al colmo dei 37 idrogrammi ricavati, si è associato il valore di colmo al tempo di ritorno mediante la distribuzione di Gumbel.

T [anni]			10	50	100	200	500	1000
x_0 [m ³ s ⁻¹]	α [m ³ s ⁻¹]	u [m ³ s ⁻¹]	Q [m ³ s ⁻¹]					
130	0,007033	126,3	446,3	681,1	780,4	879,3	1009,8	1108,4
160	0,007085	127,6	445,2	678,3	776,9	875,0	1004,6	1102,5
190	0,007339	134,7	441,4	666,4	761,6	856,4	981,4	1075,9
210	0,007521	139,8	439,0	658,6	751,4	843,9	965,9	1058,2
media dei quattro valori			443	671	768	864	990	1086,0

Tabella 5: Portate al colmo: distribuzione di Gumbel

E' stata quindi ricavata l'onda di piena adimensionale con i seguenti parametri:

$$t^* = \frac{t}{t_p}$$

$$Q^* = \frac{Q \cdot t_p}{V}$$

Dove t_p è il ritardo del picco di piena e V è il volume dell'onda.

L'onda adimensionale è stata ottenuta come media delle onde adimensionali ricavate per ciascun idrogramma registrato.

La forma dell'onda è riportata nel seguente grafico.

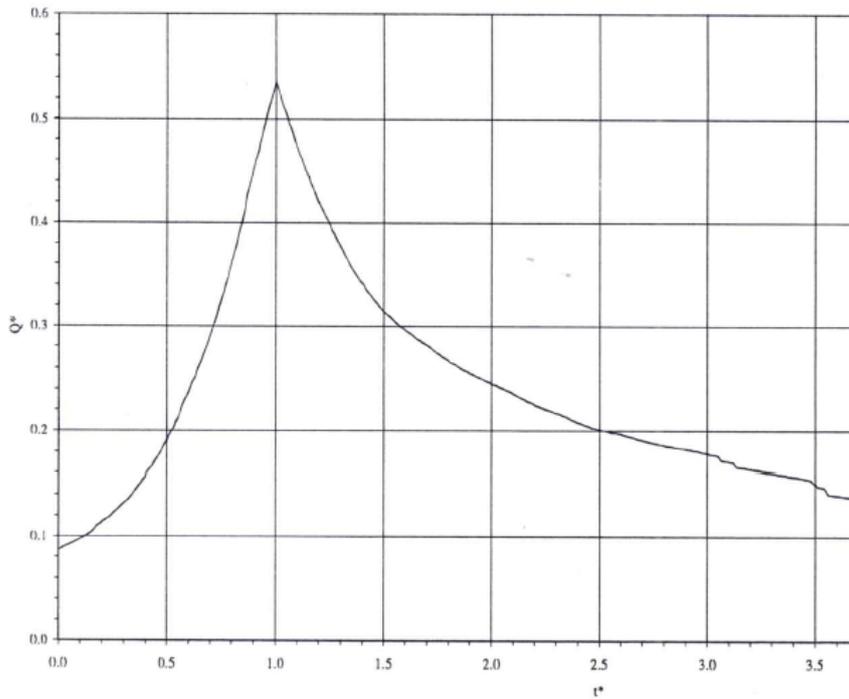


Figura 8: onda di piena adimensionale

E' stata poi individuata, mediante regressione lineare, la legge che lega il valore di portata al colmo con il volume della piena.

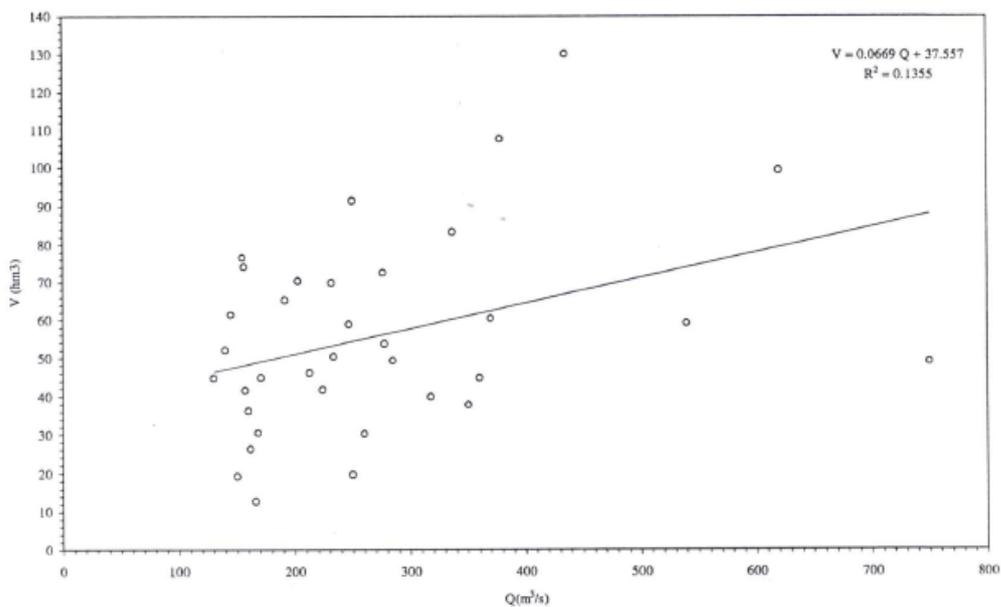


Figura 9: regressione lineare portata al colmo – volume di piena

Imponendo quindi la forma dell'idrogramma di piena, la portata al colmo ed il volume corrispondente, per ogni tempo di ritorno si può definire l'idrogramma di piena di progetto.

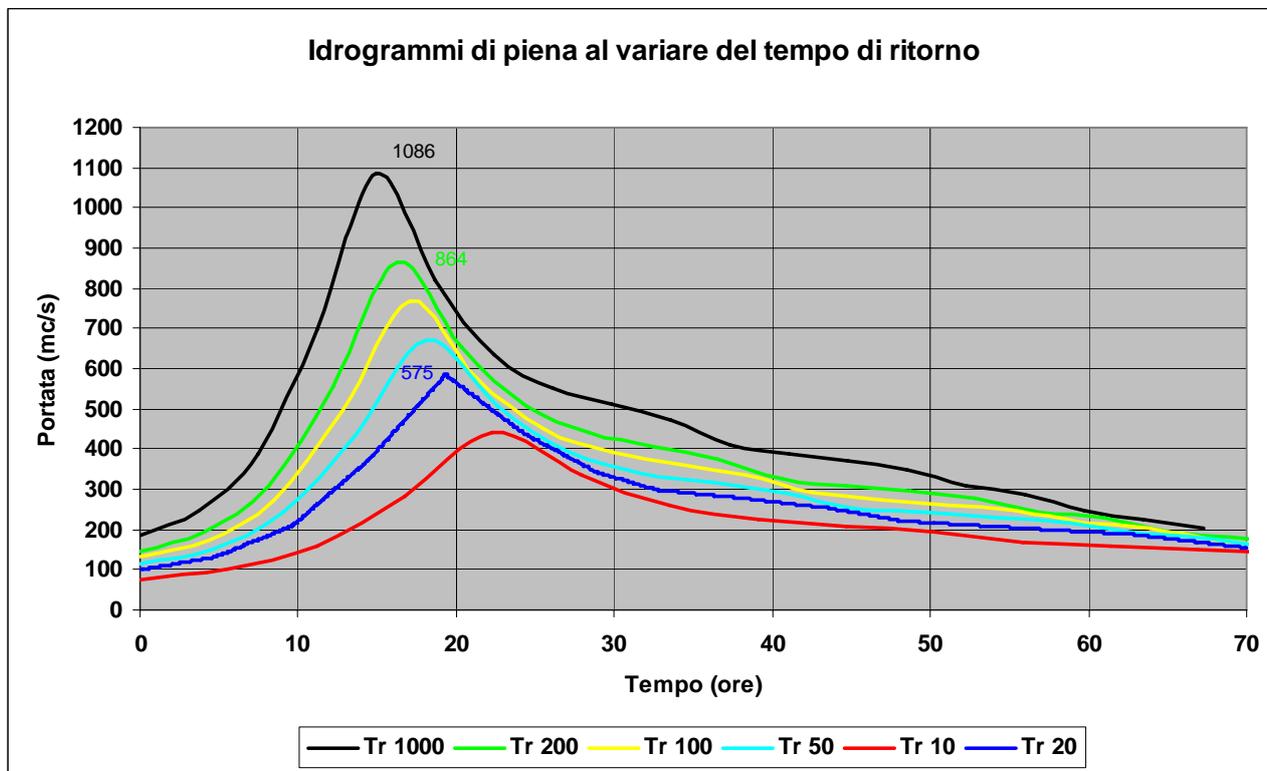


Figura 10: onde di piena con massimizzazione della portata al colmo per diversi tempi di ritorno

5.3 COMMENTI ED OSSERVAZIONI SUGLI STUDI PREGRESSI

Lo studio statistico condotto appare molto accurato e completo.

La definizione del valore di picco della piena deriva dalla analisi statistica diretta di un consistente campione di eventi estremi registrati e pertanto è da ritenersi assolutamente affidabile.

Tuttavia la definizione della relazione intercorrente tra valore della portata al colmo e volume complessivo del deflusso, ha un grado di correlazione R^2 pari a 0.1355 e pertanto molto basso. I valori sono alquanto dispersi come risulta dall'analisi del grafico sopra riportato.

La dimensionalizzazione degli idrogrammi di piena adimensionali dipendendo dal volume appare pertanto non completamente affidabile.

Si ritiene pertanto che, mentre la stima del valore di punta dell'onda di piena sia ineccepibile, la valutazione della forma dell'idrogramma possa non essere completamente affidabile.

Le successive elaborazioni permetteranno di verificare la completa validità delle onde di piena di progetto ricavate dagli studi pregressi.

6 CONSIDERAZIONI SUL TEMPO DI RITORNO E SULLA PORTATA LIMITE

Il Tempo di ritorno per le verifiche ed il dimensionamento delle dighe è di 1000 anni come da Circolare del Consiglio dei Ministri del 13.12.1995 n. DSTN/2/22806: "Disposizioni attuative ed integrative in materia di dighe".

In linea teorica la distribuzione statistica di Gumbel utilizzata per la definizione dei valori estremi di colmo e volume di piena, non ammette limiti alla portata che può affluire.

E' però riconosciuto dal mondo scientifico che esiste, per ogni corso d'acqua, un valore di portata istantanea che rappresenta un limite superiore di un modello probabilistico.

Gli studi condotti (Prof. Ing. Ugo Majone, 2009) hanno condotto alla stima di tale portata limite, per corsi d'acqua di non grande estensione con regime prevalentemente torrentizio, ai quali si può assegnare un coefficiente di variazione della distribuzione CV pari a 1), mediante la seguente espressione:

$$Q(\text{limite}) = 10 \mu$$

dove μ = media della distribuzione.

Per un tempo di ritorno millenario si ha:

$$Q(1000) = 5.91 \mu.$$

Le espressioni di cui sopra sono state ricavate dalla analisi di 300.000 dati di portate annuali massime su 12.000 stazioni distribuite su tutto il pianeta.

Nel presente progetto definitivo si è voluto applicare la formulazione sopra riportata per:

- Verificare la congruenza del modello con le analisi statistiche che hanno portato alla definizione dell'idrogramma di piena con massimizzazione delle portate al colmo
- Stimare la portata limite e quindi il rischio residuo.

La seguente tabella riporta i valori massimi di portata registrati in ingresso al lago d'Idro. Per gli anni in cui non si sono verificate piene significative si è assunto come valore la portata media del mese di massimo deflusso (ottobre – valori in corsivo).

Anno	Qmax (mc/s)		Anno	Qmax (mc/s)
1966	540		1986	38.3
1967	38.3		1987	171
1968	38.3		1988	38.3
1969	38.3		1989	157
1970	38.3		1990	38.3
1971	38.3		1991	166
1972	350.6		1992	38.3
1973	38.3		1993	620
1974	38.3		1994	38.3
1975	38.3		1995	38.3
1976	750		1996	213
1977	247.2		1997	435
1978	140		1998	145
1979	337		1999	285
1980	260		2000	400
1981	370		2001	38.3
1982	38.3		2002	378
1983	203		2003	250
1984	38.3		2004	38.3
1985	38.3		media μ	181.0

Tabella 6: valori di portata massima annuale

Si ottiene pertanto:

$$Q(\text{limite}) = 10 \mu = 1810 \text{ mc/s}$$

$$Q(1000) = 5.91 \mu = 1070 \text{ mc/s.}$$

Si può constatare come:

- L'analisi statistica che ha condotto alla definizione dell'idrogramma di piena fornisca un valore pressochè coincidente con la metodologia descritta nel presente paragrafo (1086 mc/s contro 1070 mc/s). Ciò fornisce una conferma sulla validità delle elaborazioni condotte.
- La portata limite sia circa il 70% maggiore rispetto alla portata istantanea di colmo millenaria.

7 STIMA DELLA PORTATA AL COLMO CON LA PROCEDURA VAPI-GNDCI

Come ulteriore verifica del valore della portata al colmo millenaria si è utilizzata la procedura di regionalizzazione VAPI-GNDCI.

Tale metodologia fornisce per l'area in esame un fattore di crescita di 4,52.

Il valore medio della piena annuale è di 181 mc/s, pertanto il valore al colmo derivante dalla applicazione di tale procedura risulta pari a 818 mc/s, minore del valore dell'idrogramma assunto di progetto che risulta pertanto a favore di sicurezza.

8 IMPLEMENTAZIONE DI MODELLI AFFLUSSI-DEFLUSSI

8.1 GENERALITA'

Come precedentemente espresso, l'analisi statistica delle onde di piena trattata negli studi pregressi e sintetizzata nei precedenti capitoli ha evidenziato come la stima del valore di colmo della piena millenaria sia da ritenersi affidabile, mentre la forma dell'idrogramma di piena sia affetta da una scarsa correlazione dei dati statistici.

Si è ritenuto opportuno in questa fase progettuale, effettuare delle ulteriori verifiche utilizzando i metodi analitico-sperimentali normalmente applicati in questo ambito.

In particolare si è pertanto implementato un modello di tipo concettuale afflussi-deflussi con:

- Modello tipo Nash basato su parametri derivanti da valori medi di letteratura
- Modello di stima della precipitazione netta tipo CN-SCS tarato in modo da ottenere colmi di piena di valori paragonabili a quelli ricavati dallo studio del Prof. Natale.

Tale modello, tarato sui colmi di piena ricavabili dall'analisi di dati statistici misurati, permetterà:

- Di verificare la correttezza della forma dell'idrogramma di piena assunto di progetto
- Di implementare nuovi idrogrammi di piena caratterizzati da diverse durate delle precipitazioni che li generano e diversi volumi di afflusso. Questi nuovi idrogrammi verranno utilizzati per la simulazione idraulica del lago d'Idro in diverse condizioni progettuali e di portata in arrivo dal fiume Chiese a monte.

8.2 METODO CINEMATICO

Il metodo cinematico rappresenta il più semplice modello concettuale di trasformazione afflussi-deflussi.

Esso si basa sulla schematizzazione del bacino imbrifero come un piano inclinato di superficie S sul quale cade una precipitazione di altezza h per una durata tp.

Il volume defluito è pari a S*h, ma solamente una parte dell'afflusso si trasforma in deflusso superficiale, in quanto la rimanente parte di precipitazione si infiltra nel suolo e pertanto non è efficace ai fini della formazione dell'onda di piena.

Introducendo il coefficiente di deflusso ϕ si può affermare che il volume defluito è pari a ϕSh .

Per trasformare il volume defluito in portata è necessario introdurre il concetto di tempo di corrivazione, ovvero il periodo di tempo intercorrente affinché tutto il bacino imbrifero contribuisca alla formazione della piena. Tale tempo coincide con il periodo intercorrente affinché la goccia caduta nel punto idraulicamente più distante del bacino arrivi tramite la rete idrografica alla sezione di chiusura considerata.

Per il calcolo del tempo di corrivazione esistono diverse formulazioni empiriche:

- Soil Consolidation Service: $t_c = 0.00227(1000L)^{0.8}[(1000/CN) - 9]^{0.7} i_b^{-0.5}$
- Ventura: $t_c = 0.1272 \sqrt{\frac{A}{i}}$
- Pasini: $t_c = \frac{0.108}{\sqrt{i}} (AL)^{1/3}$

- Giandotti:
$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{zm - zo}}$$

- Viparelli:
$$t_c = \frac{L}{3.6V}$$

Dove:

- A = area bacino (kmq)
- L = lunghezza asta principale
- V = velocità media di scorrimento (1 / 1.5 m/s)
- zm = quota media bacino (m slm)
- zo = quota di chiusura bacino (m slm)
- i = pendenza media dell'asta
- i_b = pendenza media percentuale dell'asta
- CN = curve number del Soil Consolidation Service (vd. capitolo successivo).

Numericamente si ottengono per il bacino montano del Fiume Chiese i seguenti valori:

S	614	kmq
H	1480	m slm
Z	370	m slm
L	55	km
i	4.781818	%
tc		ore

Giandotti	6.8	ore
SCS	20.6	ore
Ventura	14.4	ore
Pasini	16.0	ore
Viparelli	15.3	ore
Media	14.6	ore

Tabella 7: caratteristiche idrografiche del fiume Chiese e calcolo del Tempo di Corrivazione

La media dei tempi di corrivazione, di 15 ore circa, sono concordi con lo istogramma di massima piena millenaria ricavato dal Prof. Luigi Natale sulla base di analisi statistiche; pertanto la stima può ritenersi affidabile.

Una volta noto il tempo di corrivazione, la portata al colmo, con il metodo cinematico si calcola con la seguente formulazione:

$$Q = \frac{\phi Sh}{t_c}$$

La stima del coefficiente di deflusso ϕ è l'aspetto più problematico del procedimento. I dati di letteratura forniscono valori molto variabili per bacini prevalentemente boschivi, con valori che possono spaziare da 0.3 a 0.7.

Si è ritenuto pertanto in questa fase di verifica, maggiormente affidabile la stima della precipitazione netta mediante il metodo CN-SCS di cui si tratterà al successivo capitolo.

Tale metodo fornisce un valore medio del coefficiente di deflusso pari a 0.55.

Pertanto la portata al colmo calcolata con il metodo cinematico o razionale risulta pari a 750 mc/s.

A tale portata deve sommarsi il contributo di circa 100 mc/s come portata di base derivante dalle elaborazioni statistiche degli studi pregressi.

Pertanto la portata al colmo può essere valutata in 850 mc/s.

8.3 MODELLO AFFLUSSI-DEFLUSSI DI NASH

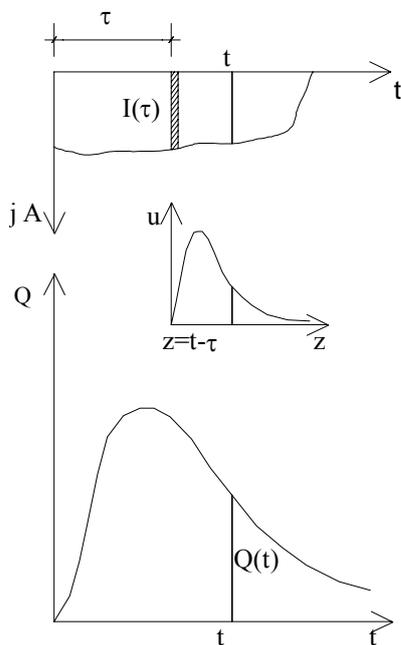
8.3.1 Descrizione teorica del modello

Dato uno ietogramma efficace qualsiasi è possibile per ogni parte del bacino (permeabile ed impermeabile) determinare per convoluzione l'idrogramma dei deflussi superficiali corrispondenti per poi sommarli ed ottenere quindi l'idrogramma di piena della totalità del bacino.

La precipitazione elementare avente un volume:

$$dV = I(\tau) dt$$

genera un idrogramma che si ottiene da quello dell'idrogramma unitario (generato da una precipitazione netta di volume unitario) moltiplicando le ordinate per dV .



L'ordinata dell'idrogramma al tempo t sarà data dalla somma dei contributi delle precipitazioni elementari di durata $d\tau$ compresa tra 0 e t , ovvero dal seguente integrale denominato integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^t u(t - \tau) \cdot I(\tau) \cdot d\tau$$

Per la determinazione dell'idrogramma unitario, si ricorre alla schematizzazione separata degli apporti provenienti dalle aree permeabili ed impermeabili del bacino che vengono schematizzate mediante due serbatoi lineari aventi cioè la seguente relazione tra portata uscente e volume invasato:

$$V = K \cdot Q$$

Si consideri l'equazione di continuità dei serbatoi:

$$I(t) - Q(t) = \frac{dV}{dt} = K \cdot \frac{dQ}{dt}$$

moltiplicando entrambi i membri per $e^{\frac{t}{K}}$ si ottiene:

$$e^{\frac{t}{k}} \cdot I(t) = e^{\frac{t}{k}} \cdot Q(t) + e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot \frac{dQ}{dt} = \frac{d}{dt} \left[e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot Q(t) \right]$$

e quindi integrando tra 0 e t si ottiene:

$$\int_0^t e^{\frac{\tau}{k}} \cdot I(\tau) \cdot d\tau = \int_0^t \frac{d}{d\tau} \left[e^{\frac{\tau}{k}} \cdot K \cdot Q(\tau) \right] \cdot d\tau = e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot Q(t)$$

Si ottiene perciò:

$$Q(t) = \int_0^t \frac{e^{-\frac{t-\tau}{k}}}{K} \cdot I(\tau) \cdot d\tau$$

che confrontata con l'integrale di convoluzione fornisce:

$$u(t) = \frac{e^{-\frac{t}{k}}}{K}$$

8.3.2 I valori dei parametri del modello di Nash utilizzati

I valori di Nash utilizzati sono:

- n. 3 serbatoi in cascata
- K in funzione del tempo di corrvazione pari a $K = t_p / (n-1)$ con $t_p = 0.5t_c$.

Tali valori sono medi di letteratura per bacini della tipologia di quello analizzato.

8.3.3 La precipitazione netta

Per la stima della infiltrazione della precipitazione al suolo e quindi della pioggia netta efficace alla formazione dei deflussi, si è fatto riferimento al metodo CN.

Il metodo CN stima la precipitazione netta come funzione della precipitazione cumulata antecedente, copertura ed uso del suolo e condizioni iniziali di umidità del suolo.

La relazione fondamentale è la seguente:

$$P_{net} = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

dove Pnet è la precipitazione netta cumulata al tempo t, P è la precipitazione totale cumulata allo stesso tempo, Ia è la cosiddetta perdita iniziale, S è il massimo volume specifico di acqua che il terreno può trattenere in condizioni di saturazione.

Questa relazione è valida solo per P maggiore o uguale ad Ia, mentre nel caso in cui l'altezza totale cumulata di precipitazione risulti inferiore ad Ia si ha Pnet = 0 e pertanto il deflusso è nullo.

Anche in questo caso, in realtà con l'introduzione di Ia si vuol tenere conto anche di quel complesso di fenomeni, quali l'intercettazione da parte della vegetazione e l'accumulo nelle depressioni superficiali del terreno che ritardano il verificarsi del deflusso superficiale.

I due parametri S ed Ia si dovranno determinare mediante operazioni di taratura del modello. Dall'analisi di risultati ottenuti dall'SCS in numerosi bacini sperimentali, l'SCS ha proposto la relazione empirica che lega Ia ad S:

$$I_a = 0.2 S$$

E quindi la precipitazione netta cumulata assume il valore:

$$P_{net} = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

I valori incrementali di precipitazione netta (al fine di ricostruire il pluviogramma della precipitazione netta) possono essere calcolati sulla base delle differenze tra i valori cumulati forniti dalla precedente relazione.

Il massimo volume di ritenzione S è evidentemente una caratteristica del bacino o di sue aliquote quando si lavori, ad esempio, parzializzando il bacino attraverso una griglia di elementi superficiali.

Il valore di S è normalmente attribuito attraverso l'uso di un parametro intermedio, il Curve Number (CN), secondo le relazioni:

$$S = \frac{25400 - 254CN}{CN}$$

Il parametro CN è un numero adimensionale e varia da 100 (per corpi idrici) a circa 30 per suoli permeabili con elevati tassi di infiltrazione.

CN è quindi essenzialmente legato alla natura del suolo, al tipo di copertura vegetale ed alle condizioni di umidità del suolo antecedenti la precipitazione.

Per quanto riguarda la natura del suolo, SCS ha classificato i tipi di suolo in quattro gruppi:

- Gruppo A: suoli aventi scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla, ghiaie profonde molto permeabili. Capacità di infiltrazione molto elevata.

- Gruppo B: suoli aventi moderata potenzialità di deflusso. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A e con maggiore aliquota di argilla e limo. Elevate capacità di infiltrazione anche in condizione di saturazione.

- Gruppo C: suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta. Suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e collodi. Scarsa capacità di infiltrazione.

- Gruppo D: suoli con potenzialità di deflusso molto elevata. Argille con elevata capacità di rigonfiamento, suoli sottili con orizzonti pressochè impermeabili in vicinanza della superficie. Scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.

Nella Tabella seguente sono riportati, per tali gruppi di suoli, i valori del parametro CN anche con riferimento alla copertura del suolo, derivante dal suo uso.

Tipo di copertura (uso del suolo)	TIPO SUOLO			
	A	B	C	D
TERRENO COLTIVATO				
Senza trattamento 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	90
PRATERIE				
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 (impermeabilità 85%)	89	92	94	95
DISTRETTI INDUSTRIALI (imper. 72%)	81	88	91	93
AREE RESIDENZIALI				
Impermeabilità media %	77	85	90	92
65	61	75	83	87
38	57	72	81	86
30	54	70	80	85
25	51	68	79	84
PARCHEGGI IMPERMEABILIZZATI	98	98	98	98
STRADE				
Pavimentate con cordoli e fognature	98	98	98	
Inghiaiate o selciate con buche	76	85	89	91
In terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

Tabella 8: coefficienti CN proposti da SCS

La stima del parametro CN medio sul bacino è stata eseguita iterativamente in modo da sviluppare un idrogramma di piena che fornisca valori al colmo paragonabili con quelli ricavabili dall'analisi statistica degli eventi di piena registrati, sviluppata dal Prof. Natale.

Per il bacino montano del lago d'Idro, prevalentemente boscato, il valore derivato dalla taratura del modello è pari a $CN = 70$ che rientra all'interno del range di valori rappresentativi per terreni boscosi o forestali proposti dal SCS.

Il seguente grafico riporta lo ietogramma netto efficace calcolato con $CN = 70$ e lo ietogramma rettangolare di precipitazione totale con durata 15 ore e $Tr = 1000$ anni.

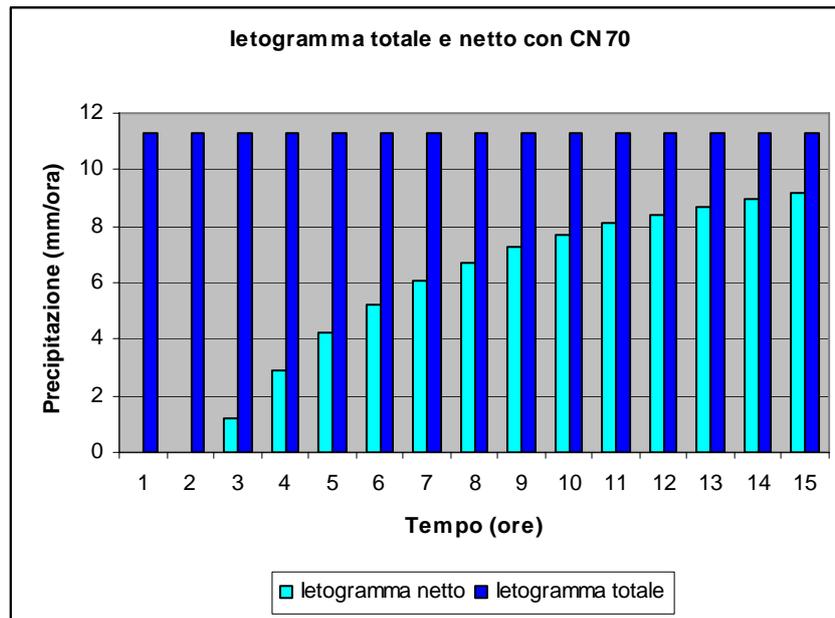


Figura 11: ietogramma rettangolare totale e netto ricavato con il metodo SCS-CN

8.3.4 La verifica della taratura del modello

Per una conferma della taratura del modello afflussi-deflussi implementato, si è ricostruito l'idrogramma di piena dell'evento del settembre 2000 che risulta essere l'evento più intenso negli anni in cui si hanno a disposizione le misure orarie di portata alla stazione di Cimego.

La portata al colmo ricavabile dalla registrazione dei livelli all'idrometro di Idro fu pari a 400 mc/s.

L'applicazione del modello di Nash porta ai seguenti risultati:

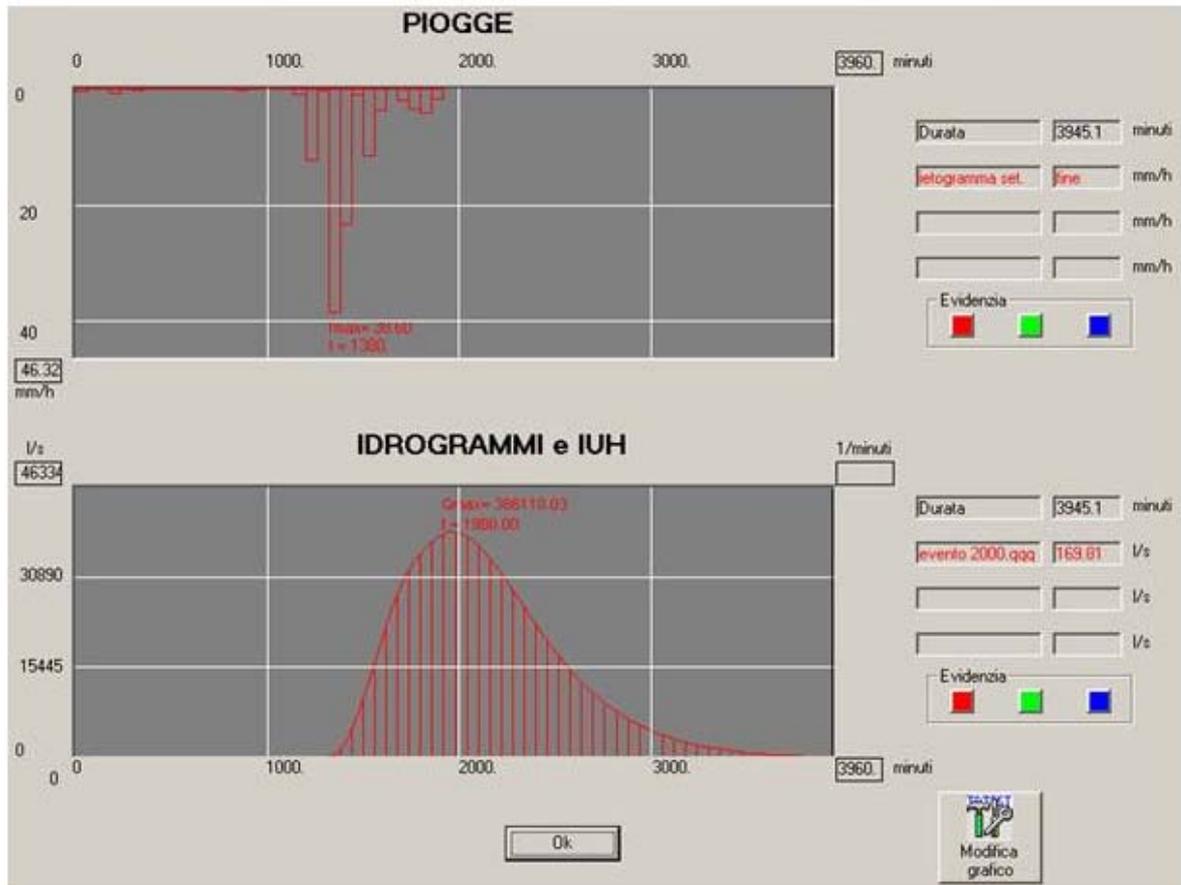


Figura 12: modello di simulazione evento settembre 2000

Con il modello di Nasch utilizzato e CN 70 si ottiene una portata al colmo di 386 mc/s contro una portata registrata di 400 mc/s. Lo scarto del 3.5% è abbondantemente entro i limiti di tolleranza di un modello afflussi-deflussi e dimostra la validità delle elaborazioni.

8.3.5 Ietogrammi di progetto

Come precipitazioni di progetto si sono stimati i seguenti ietogrammi sintetici aventi tempo di ritorno di 1000 anni:

- Ietogramma rettangolare
- Ietogramma tipo Chicago avanzato
- Ietogramma tipo Chicago con picco a 2/3 della durata di precipitazione.

La stazione di misura di riferimento è quella di Tione di Trento.

Lo ietogramma Chicago [Keifer e Chu, 1957] è uno ietogramma derivato dalle curve di probabilità pluviometrica che, dato un tempo di ritorno è critico per tutte le durate.

Si ricava partendo dallo ietogramma Chicago anticipato, che è uno ietogramma sintetico in cui la distribuzione temporale delle altezze coincide con la curva di probabilità pluviometrica prescelta, e si ottiene semplicemente sostituendo in questa il tempo storico t alla durata t_p . Per la relazione a due parametri:

$$h(t_p) = at_p^n$$

(6.2.1)

lo ietogramma Chicago anticipato è dato, in termini di altezza, da:

$$h(t) = at^n$$

(6.2.2)

per cui l'andamento temporale dell'intensità di pioggia è:

$$i(t) = \frac{dh(t)}{dt} = nat^{n-1}$$

(6.2.3)

Ovviamente lo ietogramma Chicago anticipato ha il picco all'inizio, il che non corrisponde all'andamento usuale delle piogge. Perciò, nella sua forma generale, lo ietogramma Chicago ha il picco ad un generico tempo t_r minore della durata complessiva t_c . Si ponga:

$$r = \frac{t_r}{t_c}$$

(6.2.4)

Sostituendo nella (6.2.3), al posto di t :

– per $t \leq t_r$:

$$\frac{t_r - t}{r}$$

si ha:

$$i(t) = na \left(\frac{t_r - t}{r} \right)^{n-1}$$

– per $t \geq t_r$:

$$\frac{t - t_r}{1 - r}$$

si ha:

$$i(t) = na \left(\frac{t - t_r}{1 - r} \right)^{n-1}$$

Per $r = 0$ vale solo il secondo ramo e si ha lo ietogramma anticipato. Per $r = 1$ vale solo il primo ramo e si ha lo ietogramma Chicago ritardato, con il picco d'intensità alla fine. Per $r = 0,5$ si ha lo ietogramma Chicago centrato, che è simmetrico, col picco d'intensità esattamente a metà della durata totale.

Volendo rappresentare lo ietogramma Chicago con un istogramma descritto ad intervalli di tempo:

$$\Delta t = t_j - t_{j-1}$$

con indice:

$$j = \frac{t_j}{\Delta t}$$

l'intensità relativa all'intervallo i -esimo è:

$$i_j = \frac{h(t_j) - h(t_{j-1})}{\Delta t}$$

Lo ietogramma Chicago rappresenta una pioggia critica per tutte le durate, nel senso che a tutte le durate corrisponde la stessa probabilità cumulata $P(h\delta)$.

Nei problemi in cui, oltre alle intensità, contano anche i volumi di pioggia - ad esempio quando interessa la laminazione delle piene come nel caso in esame - lo ietogramma Chicago risulta più gravoso di ciascuno degli eventi reali che costituiscono il caso critico.

Lo ietogramma avanzato risulta più gravoso di quello anticipato in quanto all'inizio della precipitazione vi è una minore saturazione del terreno e pertanto una maggiore infiltrazione. Pertanto la pioggia netta efficace risulta minore nelle prime fasi della precipitazione.

Gli ietogrammi sintetici sono riportati nella seguente figura

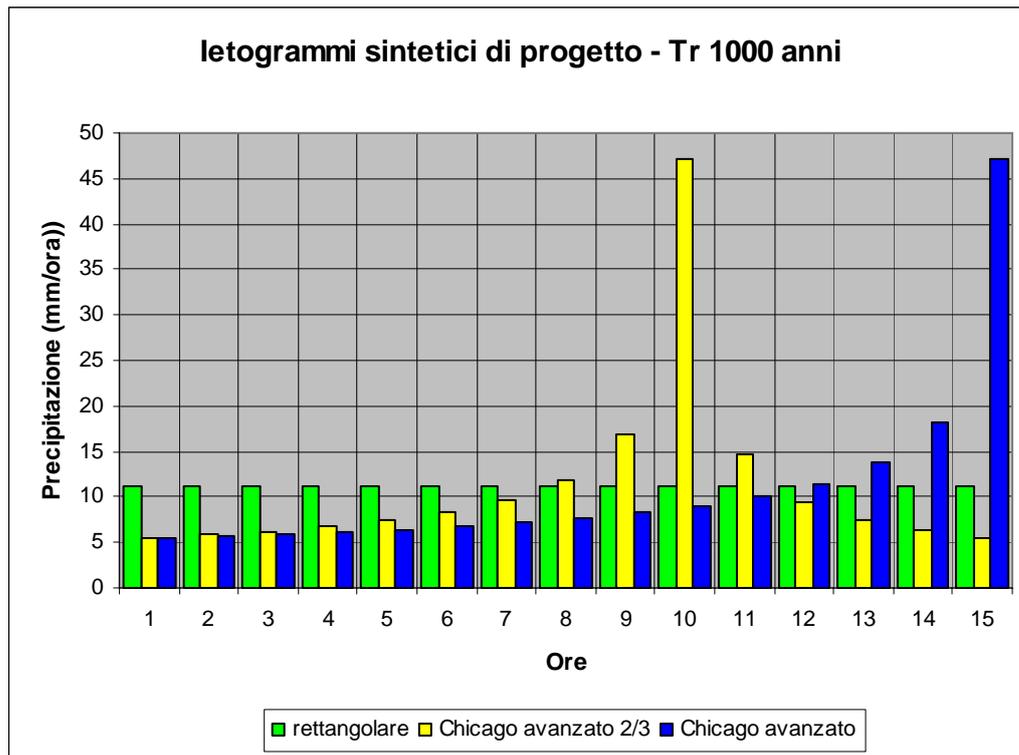


Figura 13: ietogrammi sintetici di tipo Chicago

8.3.6 I risultati del metodo

I risultati della applicazione del metodo sopra descritto portano ai seguenti valori di portata al colmo:

- Con ietogramma rettangolare: $Q_{max} = 1040$ mc/s
- Con ietogramma Chicago avanzato: $Q_{max} = 1116$ mc/s
- Con ietogramma Chicago con picco a 2/3: $Q_{max} = 1074$ mc/s

8.4 CONCLUSIONI SUGLI IDROGRAMMI DI PIENA DI PROGETTO

Il seguente grafico riporta l'onda di piena derivante dall'analisi statistica pregressa (Prof. Luigi Natale), confrontata con le elaborazioni condotte nel presente capitolo.

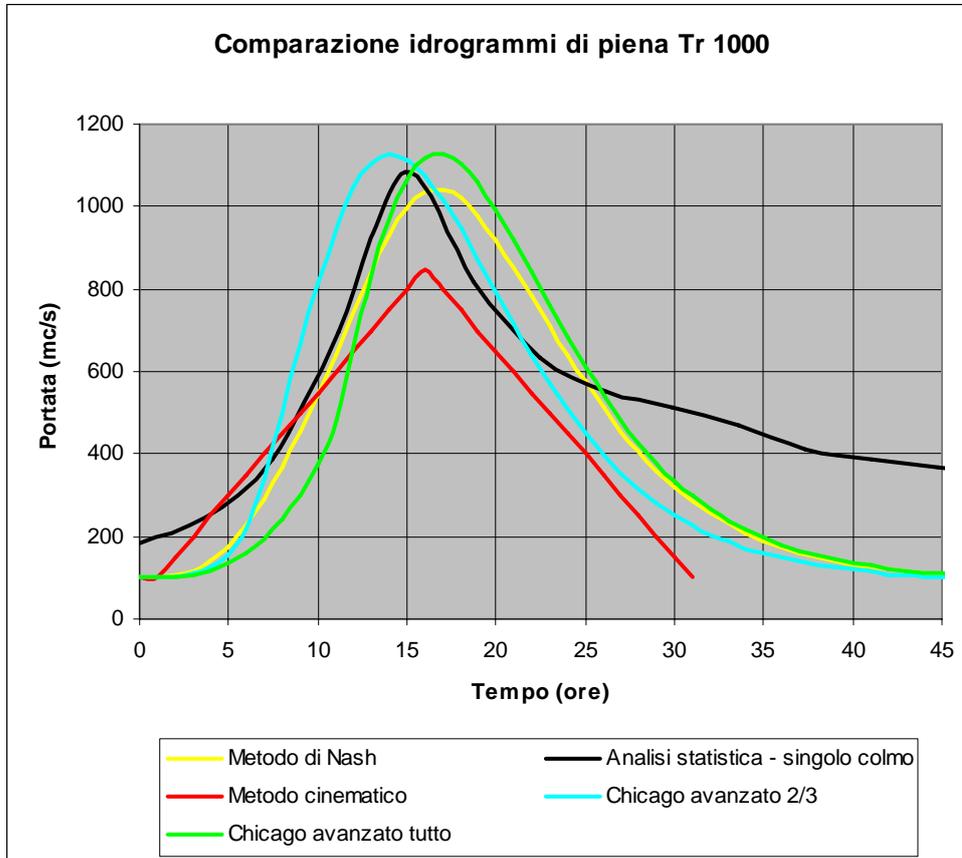


Figura 14: onde di piena con massimizzazione della portata al colmo – Confronto tra l'onda statistica e le onde ricavabili con i modelli afflussi-deflussi.

Si può osservare che:

- Il metodo cinematico sottostima il valore di colmo della piena; pertanto l'idrogramma di progetto è a favore della sicurezza
- I valori della portata al colmo sono simili tra modello di Nash e idrogramma estrapolato dalle misure di portata (taratura del modello afflussi deflussi)
- Le forme degli idrogrammi di piena da modello e da analisi statistica, ad esclusione della coda di esaurimento, sono simili
- La coda di esaurimento della piena dell'onda statistica è maggiore rispetto a quanto prevedibile dai modelli afflussi – deflussi)
- Il volume della piena dell'onda statistica è maggiore rispetto al volume di deflusso ricavato con i metodi analitico-sperimentali.

La diversa forma della coda dell'onda di piena deriva dal rilascio dell'acqua accumulata ed infiltratasi nel terreno al termine della precipitazione. Tale fenomeno che si verifica nella realtà non è quantificato dall'analisi afflussi-deflussi che prevede che la parte eccedente la precipitazione netta efficace non venga più rilasciata al bacino.

Si conclude pertanto che l'analisi statistica delle onde di piena effettuata negli studi pregressi è attendibile, sia come quantificazione del valore al colmo che come forma dell'idrogramma, ed a favore della sicurezza.

Nella presente analisi non si sono prese in considerazione stazioni idrometriche sul Chiese, in quanto si è fatto riferimento, per il dimensionamento delle opere, agli idrogrammi di piena ricavati dal Prof. Natale nello "Studio della capacità di laminazione delle piene del Lago d'Idro", verificati con l'implementazione di analisi afflussi deflussi e con le formule proposte dal Prof. Maione con il metodo MG generalizzato. Gli idrogrammi ricavati dallo studio del Prof. Natale si riferiscono alle analisi delle serie storiche al limnigrafo di Idro dal 1960 al 2004 e rappresentano i dati idrologici più significativi.

9 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO

9.1 SCELTA DELL'IDROGRAMMA DI PIENA CON MASSIMIZZAZIONE DELLA PORTATA AL COLMO

Per i motivi sopra espressi, come idrogramma di piena millenaria, con massimizzazione del valore di portata al colmo, si assume quello ricavato dal Prof. Luigi Natale nell'ambito dello *Studio della capacità di laminazione delle piene del Lago d'Idro, 2006*.

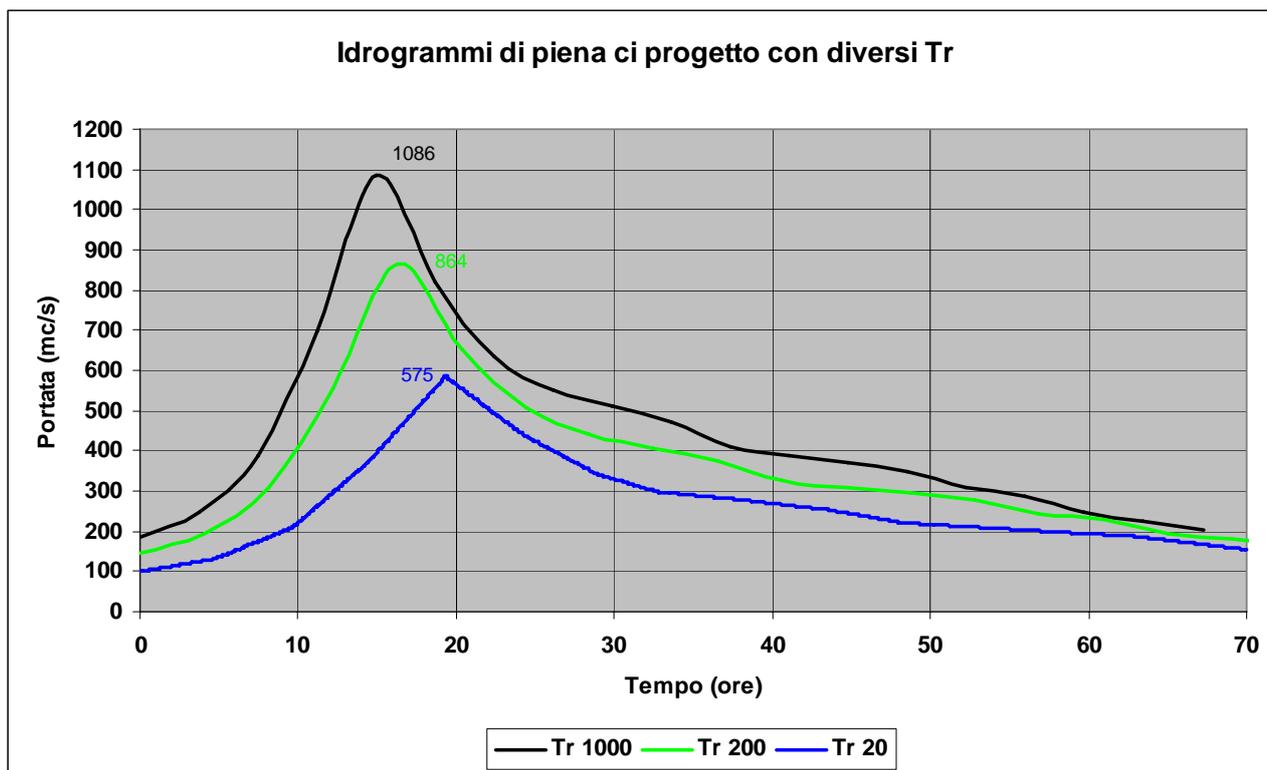


Figura 15: onde di piena millenaria di progetto con massimizzazione della portata al colmo

Il Tempo di ritorno per le verifiche ed il dimensionamento delle dighe è di 1000 anni come da Circolare del Consiglio dei Ministri del 13.12.1995 n. DSTN/2/22806: "Disposizioni attuative ed integrative in materia di dighe". Si riporteranno tuttavia anche le simulazioni eseguite con tempi di ritorno di 200 anni.

Per la definizione del tempo di ritorno di riferimento per il calcolo delle opere provvisorie si è fatto riferimento a quanto citato a pag. 12 della “Direttiva contenente i criteri per la valutazione della compatibilità idraulica delle infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico all’interno delle fasce A e B, approvata con deliberazione del Comitato Istituzionale n. 2 dell’11 maggio 1999 e aggiornata con deliberazione n. 10 del Comitato Istituzionale del 5 aprile 2006”, emanata Autorità di Bacino del fiume Po: “il tempo di ritorno della piena da assumere per le valutazioni è quello la cui probabilità di essere raggiunta o superata una volta nel periodo temporale corrispondente alle fasi di costruzione non è superiore alla probabilità che ha la portata di progetto di essere raggiunta o superata una volta nel periodo di vita dell’opera”.

La vita utile nominale delle opere è di 100 anni (vd. Relazione geotecnica e sismica) mentre il Tempo di ritorno di dimensionamento è di 1000 anni.

Pertanto la probabilità di superamento della portata di dimensionamento nella vita utile dell’opera è pari a $1-(1-1/Tr)^n = 1-(1-1/1000)^{100} = 0.095$.

Il periodo di costruzione dell’opera con abbassamento del lago per la realizzazione delle opere di imbocco della galleria è di circa 2 anni. Il tempo di ritorno dell’evento di riferimento in fase di cantiere è stato assunto pertanto pari a 20 anni.

La probabilità di superamento della portata di riferimento durante il periodo di cantiere è infatti di $1-(1-1/tr)^n = 1-(1-1/20)^2 = 0.097$, analoga a quella precedentemente ricavata.

9.2 CALCOLO DEL MINIMO DEFLUSSO VITALE

Il deflusso minimo vitale (DMV) è il deflusso che in un corso d'acqua deve essere presente a valle delle captazioni idriche al fine di mantenere vitali le condizioni di funzionalità e qualità degli ecosistemi interessati.

Il DMV si compone di una componente idrologica e da eventuali fattori correttivi che dipendono dalla morfologia dell'alveo e dal bacino idrografico.

Per i corsi d'acqua ricadenti nel bacino del Po si fa riferimento all' allegato B della deliberazione n.7 del 13 marzo 2002 dell'autorità di bacino e al Programma di Tutela e Uso delle Acque della Regione Lombardia; la formula di calcolo è la seguente:

$$DMV = k \cdot q_{media} \cdot S \cdot M \cdot Z \cdot A \cdot T$$

Dove:

K = parametro sperimentale determinate per single aree idrografiche;

q_{media} = portata media annua per unità di superficie del bacino (l/s/Km²);

S = superficie del bacino sottesa dalla sezione del corso d'acqua (Km²);

M = parametro morfologico;

Z = il massimo dei valori dei parametro N,F,Q;

Dove:

N = parametro naturalistico;

F = parametro di fruizione;

Q = parametro relativo alla qualità delle acque fluviali;

A = parametro relativo all'interazione tra acque superficiali e sotterranee

T = parametro relativo alla modulazione del tempo.

Il coefficiente K è pari a 0,1 per l'area idrologica del chiese sopralacuale.

Il valore di q_{media} x S è definito all'interno del PTUA della regione Lombardia ed è pari a 25,1 m³/s.

Lo stesso PTUA (allegato 14) non fornisce indicazioni sui valori correttivi da utilizzare ma fornisce soltanto indicazioni generali per l'applicazione degli stessi e rimanda ai gestori delle aree protette e ad un eventuale futuro "regolamento per la determinazione e l'applicazione dei fattori correttivi".

Come valore di progetto viene pertanto preso in considerazione il valore massimo del DMV che in un futuro potrebbe realizzarsi, il valore massimo della somma dei fattori correttivi è pari a 2.

Il DMV risulta in definitiva compreso tra 2,51 m³/s (componente idrologica) e 5,02 m³/s (valore massimo).

La quantificazione del DMV è congruente con l'Accordo di Programma dell'agosto 2008.

Come portata di riferimento per il dimensionamento delle opere viene assunto il valore massimo pari a 5,02 m³/s.

10 LE ONDE DI PIENA MILLENARIE CON MAGGIORI VOLUMI E MINORI PORTATE AL COLMO

10.1 GENERALITA'

Nei capitoli precedenti si sono indagati gli idrogrammi di piena associati a diversi tempi di ritorno.

Tali idrogrammi, ricavati sia con analisi statistiche di registrazioni di portata in eventi di piena che con metodi analitico-sperimentali basati su meccanismi di trasformazione afflussi-deflussi (con ietogrammi rettangolari e sintetici di tipo Chicago in ingresso), hanno condotto alla definizione delle forme dell'onda di piena con massimo valore di portata al colmo.

L'applicazione dei suddetti idrogrammi al progetto di messa in sicurezza idraulica del lago d'Idro, potrebbe però non essere del tutto corretta.

La presenza del lago ha infatti un effetto di laminazione delle portate in ingresso.

Può pertanto verificarsi che con idrogrammi aventi minori valori di portata al colmo, ma maggiore durata dell'evento (e pertanto maggiore volume in ingresso al lago), per effetto della laminazione idraulica del lago stesso, si abbiano maggiori incrementi dei livelli lacustri rispetto ad eventi maggiormente intensi ma di inferiore durata.

Dal punto di vista statistico non appare corretto assegnare ad un idrogramma di piena un determinato tempo di ritorno. Infatti ha significato parlare di probabilità di superamento di determinati parametri quali il volume della piena e la portata al colmo, ma non di un'onda di piena che è caratterizzata da una determinata forma (successione temporale di portate) la cui probabilità di essere ripetuta esattamente uguale nel tempo è nulla.

E' necessario pertanto riferirsi a onde di piena "sintetiche", ovvero ad onde che, anche se non rappresentano fenomeni realmente osservabili, di questi dovrebbero descrivere i caratteri principali, assicurando risultati soddisfacenti delle simulazioni.

Appare pertanto evidente la necessità di sviluppare l'analisi idrologica per la costruzione di diversi idrogrammi di piena, con differenti forme, con cui verificare le opere di progetto.

10.2 GLI STUDI PREGRESSI – ONDE A DOPPIO COLMO

Nel più volte citato studio del Prof. Luigi Natale, è stato ricavato un altro insieme di onde di progetto, costruite assegnando il volume di deflusso, anziché la portata al colmo, a determinati tempi di ritorno.

La forma degli idrogrammi è stata dedotta dalla piena a doppio colmo del 1977 che risulta la più gravosa in termini di volume defluito tra quelle verificatesi .

Con tali procedimenti sono ottenuti i seguenti idrogrammi in funzione del tempo di ritorno.

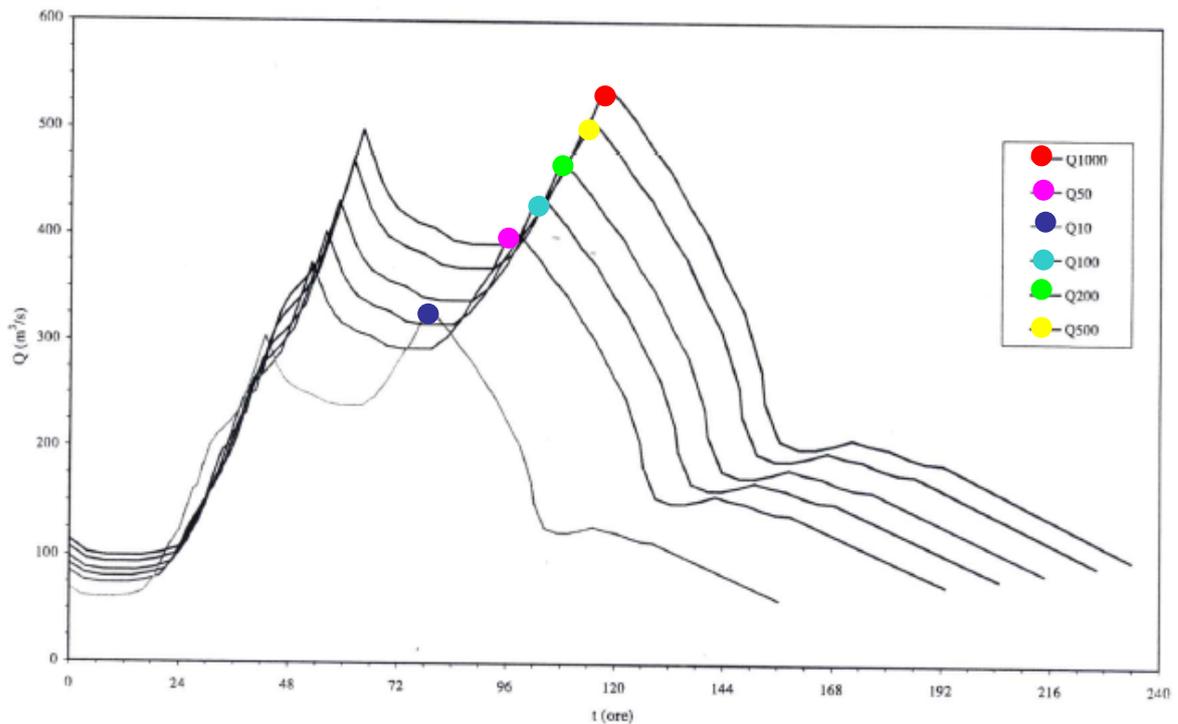


Figura 16: onde di piena a doppio colmo con associati tempi di ritorno.

10.3 GENERAZIONE DI ALTRE ONDE DI PIENA MILLENARIE CON METODI SINTETICI

Per la verifica delle opere di progetto, si è ritenuto indispensabile valutare gli effetti sui livelli del lago di fronte a diversi scenari di idrogrammi di piena in ingresso dall'immissario.

In linea teorica infatti, non è immediato che l'idrogramma con massimizzazione del colmo o l'idrogramma a doppio colmo siano i più gravosi in termini di innalzamento dei livelli del lago.

La individuazione degli idrogrammi per la massimizzazione degli effetti di innalzamento del lago dovrebbe essere eseguita mediante la definizione di onde sintetiche.

I dati disponibili non sono però sufficienti alla definizione di curve di regressione dei colmi di piena significative. Non si hanno infatti sufficienti dati di piene caratterizzate da fissata durata e colmi differenti per associare ad ogni durata dell'evento D un valore di portata al colmo per diversi tempi di ritorno.

Si dovrebbe pertanto procedere con sofisticate procedure di regionalizzazione delle principali caratteristiche degli idrogrammi sintetici.

Poiché però la stima degli idrogrammi di piena non rappresenta un parametro progettuale di dimensionamento delle opere (la galleria è infatti limitata a circa 300 mc/s per motivi di sicurezza idraulica del tratto di valle del Chiese), ma solamente un fattore di verifica degli effetti indotti sul Lago, si è ritenuto sufficiente adottare una procedura di calcolo semplificata ma allo stesso tempo significativa.

Si è pertanto proceduto con la individuazione di più idrogrammi di piena caratterizzati da diverse durate delle precipitazioni che le generano, utilizzando il modello afflussi-deflussi di Nash

precedentemente descritto e tarato sul valore di punta dell'onda di piena a singolo colmo derivante dalle analisi statistiche degli idrogrammi registrati.

Si sono assunti ietogrammi sintetici in ingresso di tipo rettangolare.
I risultati ottenuti sono rappresentati nel seguente grafico.

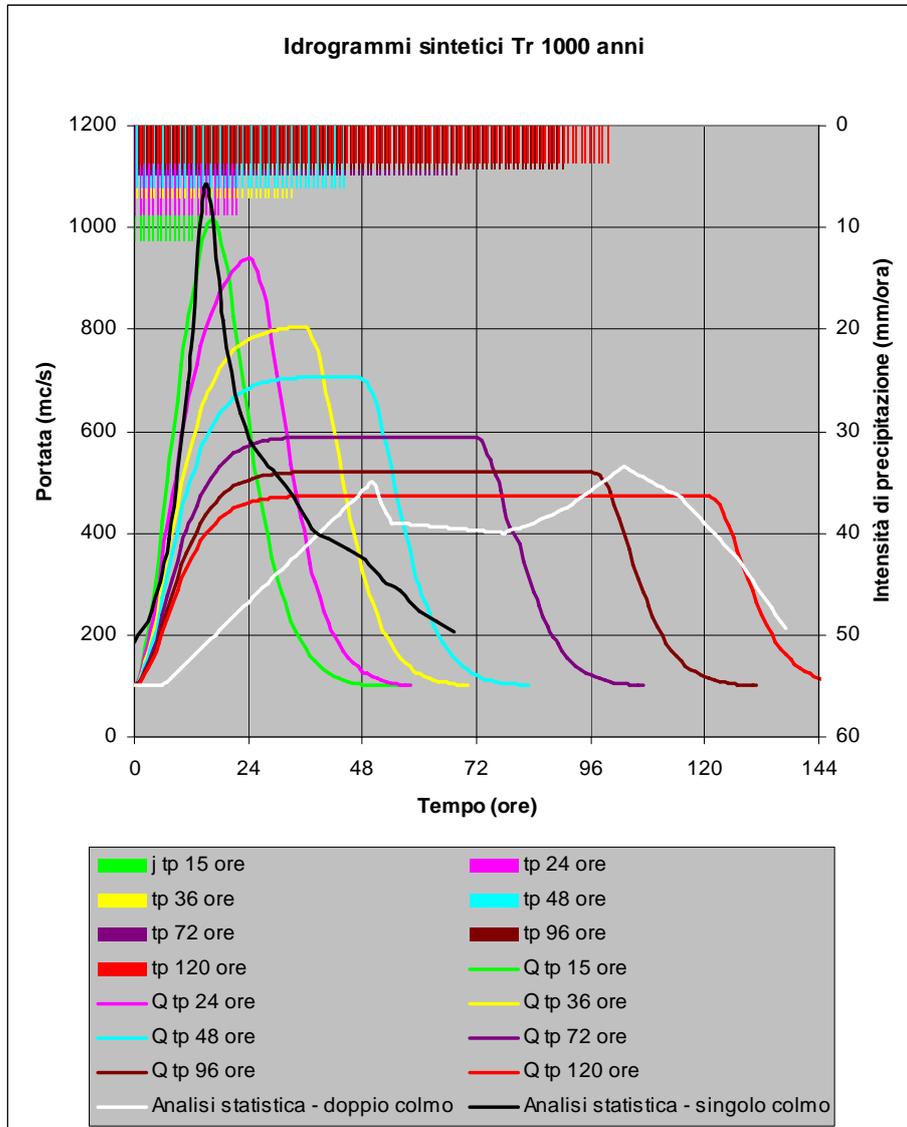


Figura 15: idrogrammi di piena associabili ad un tempo di ritorno di 1000 anni.

Gli idrogrammi sono pertanto stati ricavati mediante analisi afflussi-deflussi da ietogrammi sintetici rettangolari, per diverse durate dell'evento meteorico, con volume di afflusso caratterizzato da un tempo di ritorno di 1000 anni.

Essi risultano intermedi tra i due idrogrammi ricavati dal Prof. Natale a mezzo di analisi statistiche ed associati a tempi di ritorno millenari.

Si ritiene pertanto che le simulazioni eseguite sugli idrogrammi sopra descritti siano sufficienti per verificare l'effetto delle opere di progetto nell'innalzamento dei livelli del lago di fronte ad eventi associabili a tempi di ritorno di 1000 anni.