

**Verifica della sicurezza idrologico-idraulica
del centro abitato della Città di Borgomanero (NO) dal
P.te S. Marco al P.te di Cureggio**



Relazione Idrologica

Maggio 2011

Prof. Ing. B. Bacchi & Prof. Ing. M. Pilotti

Introduzione

Il Comune di Borgomanero con determina dirigenziale n. 86/su n. Reg. Gen. 798 del 8-06-2006 affidava ai Proff. Ingg. Baldassare Bacchi e Marco Pilotti lo studio della sicurezza idrologico idraulica delle aree del proprio centro abitato con l'obiettivo di verificare, a scala un po' più puntuale, la validità delle determinazioni effettuate dallo studio Hydrodata s.p.a per conto dell'Amministrazione Provinciale di Novara nel giugno 2003. Tale studio aveva come obiettivo l'identificazione di dettaglio delle condizioni idrodinamiche di deflusso dell'evento di piena duecentennale nel tratto di Torrente Agogna tra le sezioni 172 e 122 del PAI (con riferimento alle codifiche adottate da Hydrodata in un precedente studio del gennaio 2000 sui Torrenti Terdoppio e Agogna sempre per conto della provincia di Novara). Successivamente, con Determina Dirigenziale n.188/SU del 27.11.2007 l'incarico veniva esteso al tratto d'alveo compreso tra il cosiddetto Ponte Rosso della Ferrovia Borgomanero-Gragnano fino al P.te S. Marco, limite settentrionale dell'abitato. A seguito degli studi precedenti, L'Autorità di Bacino del Po con Nota Prot. (4220/PU) 1168 (3.1), *Verifica della sicurezza idraulica del centro abitato di Borgomanero (NO) dal Ponte San Marco al Ponte di Cureggio*, rendeva nota al Comune di Borgomanero e alla Regione Piemonte la propria determinazione a variare le portate di progetto del tratto urbano dell'Agogna da 370 m³/s a 280 m³/s, intendendosi che il valore precedente è da assumersi a valle della confluenza del T. Sizzone. In questo nuovo contesto, con determina 99/SU del 18 Agosto 2010 comunicata agli scriventi in data 14 dicembre 2010, viene richiesto lo studio con modello bidimensionale della situazione che sia determina nel centro urbano a seguito di una piena che abbia colmo 200-ennale pari al nuovo valore di 280 m³/s. Allo scopo, con successiva determinazione in merito agli adempimenti delle L. 136/2010 e s.m.i veniva conferito anche l'incarico, inerente il presente studio di rideterminare le portate di piena alla luce delle determinazioni della AdB del Po (comunicazione del Dirigente della Divisione Urbanistica e Territorio, Comune di Borgomanero, Prot. 23578 del 23/05/2011). Nel seguito si dà conto delle elaborazioni effettuate in accordo con quanto previsto dalla lettera d'incarico e dei risultati ottenuti.

Sommario

La relazione illustra i risultati delle analisi sviluppate per la valutazione della portata al colmo e dei volumi di piena prevedibili in occasione di eventi idrologici eccezionali del T. Agogna chiuso alla sezione di Borgomanero in corrispondenza del ponte della ferrovia Romagnano Sesia-Borgomanero. Data la lunghezza del tratto in questione (oltre 3 km) e dato che nel tratto confluiscono in Agogna due importanti affluenti, il T. Lagone e il T. Agogna Vecchia, la ricostruzione delle onde di piena ha interessato anche alcune sezioni a monte per tener conto della variabilità delle aree tributarie e delle differenti caratteristiche geomorfologiche dei bacini contribuenti. Per la sezione terminale le elaborazioni sono state riferite a tempi di ritorno di 20, 50, 100, 200 e 500 anni. Per le sezioni di monte ci si è limitati alla portata di tempo di ritorno 200 anni. Ciò in quanto per la definizione delle varie aree a differente pericolosità, l'Autorità di Bacino del Po indica l'80% della portata 200-ennale come valore per la definizione della cosiddetta Fascia A di massima pericolosità, la piena 200-ennale come piena di progetto per le aree a rischio di piena (fascia B) e la fascia compresa tra questa e il limite delle aree inondabili da una piena 500-ennale come fascia di piena catastrofica. L'elaborazione dei dati pluviometrici ed idrometrici reperiti conduce, per i tempi di ritorno di indicati, ad una stima delle portate al colmo per la sezione dell'Agogna al ponte di Cureggio pari rispettivamente a 180, 220, 250, 280 e 320 m³/s, valori alquanto diversi da quelli indicati nei primi studi dall'Autorità di Bacino del Po (1996) e quelli presi da Hydrodata (2003) come base per i calcoli idraulici. Data la nuova situazione si ritiene opportuno ricordare, almeno sinteticamente e con calcoli e ipotesi chiari e verificabili, le elaborazioni condotte.

1. Premessa

La presente relazione è stata redatta, dai sottoscritti Prof. Ing. Baldassare Bacchi e Prof. Ing. Marco Pilotti per conto dell'Amministrazione Comunale della Città di Borgomanero facendo riferimento ad analisi che si sono avvalse di un'ampia base di dati sperimentali che consente stime abbastanza affidabili delle

grandezze idrologiche di interesse e una altrettanto affidabile determinazione del grado di rischio intrinseco idrologico-idraulica dei territori interessati a fronte di eventi meteorologici estremi.

Siccome in precedenti studi le elaborazioni erano descritte con notevole dettaglio, nel seguito, per una più agevole presentazione delle elaborazioni, lo studio della sicurezza idrologica è stato concettualmente suddiviso in tre fasi distinte:

1. raccolta ed analisi dei dati storici di eventi idrologici intensi nell'area in indagine, con riferimento sia alle piogge intense sia alle portate di piena;
2. determinazione della portata al colmo e dell'idrogramma di piena con assegnato tempo di ritorno, T (anni);
3. stime delle portate al colmo con criteri di similitudine idrologica
4. confronto critico con altre stime.

Dopo una breve descrizione del bacino idrografico del T. Agogna alla sezione di Borgomanero ciascuno dei punti precedenti è trattato in dettaglio illustrando le metodologie utilizzate ed i risultati ottenuti; le relazioni matematiche e le basi teoriche che le sottendono sono riportate in misura strettamente necessaria alla comprensione dell'elaborato, rimandando alla bibliografia citata per eventuali ulteriori approfondimenti.

2. Caratteristiche del bacino idrografico

Il bacino imbrifero sotteso dalla sezione di chiusura del ponte della ferrovia Romagnano-Borgomanero ha una superficie che misura circa 92 km²; la misura è stata determinata a partire da DEM a 50X50 m predisposto dalla Regione Piemonte ed elaborato tramite il codice di calcolo SDPP (Pilotti ed al., 1996). Il displuvio è stato comunque verificato con riferimento a cartografie ufficiali (CRT in scala 1:10.000 e IGM 1:100.000) e con sopralluoghi diretti di verifica. Il valore è leggermente difforme da quello di 94 km² riportato negli studi dell'Autorità di Bacino del Po, perché probabilmente in quegli studi sono state incluse al suo interno alcune aree marginali, come quella del 'Lagone' posta a O-NO di Gragnano a ridosso del Lago d'Orta, e che in realtà drenano verso questo lago oppure sono endoreiche. Quest'ultima situazione è abbastanza frequente nelle aree collinari dei cerchi morenici lasciati dai grandi ghiacciai alpini dopo la loro scomparsa.

Il bacino è in gran parte coperto da boschi cedui e da pascoli. I terreni di copertura hanno spessore limitato nelle zone più montane, in modo che la loro capacità di assorbimento è più ridotta. Anche la permeabilità delle rocce affioranti è limitata, essendo esse compatte e permeabili soprattutto per fratturazione. Nelle zone più collinari e pianeggianti costituite da depositi morenici la permeabilità è spesso più elevata. Ne fanno fede le estese coltivazioni di mais irrigati e la presenza di vigneti e frutteti. Le caratteristiche delle rocce, dei terreni e della copertura del suolo determinano una propensione discreta alla formazione di deflussi, superficiali o ipodermici, con tempi di risposta non troppo rapidi date anche le non elevate pendenze dei versanti. Tutti questi fattori determinano valori dei contributi specifici più ridotti rispetto a quelli delle vallate più prettamente alpine quali l'alta Val Sesia o la Val d'Ossola ove si osservano i contributi specifici tra i più elevati dell'arco alpino.

Nel seguito si renderà conto dei calcoli che hanno condotto alla valutazione della portata di piena di assegnato tempo di ritorno.

3. Caratteristiche morfometriche del bacino.

Il bacino del T. Agogna chiuso al ponte FS della linea Romagnano-Borgomanero, a seguito di misure effettuate con differenti metodi e su idonei supporti cartografici, ha un'area di circa 92 km² ed è costituito dall'unione di tre sottobacini principali: quello del T. Agogna, quello dell'Agogna Vecchia e quello della Grua-Lagone. Dall'analisi della cartografia digitale (v. Figura 1) risulta immediatamente evidente la forma complessiva allungata della linea spartiacque del bacino. I tre sottobacini che lo compongono hanno caratteristiche morfometriche un po' differenti. I due corsi d'acqua Agogna e Agogna Vecchia confluiscono in corrispondenza del ponte FS della linea Borgomanero-Gragnano (p.te Rosso); il terzo si immette in destra orografica nell'abitato di Borgomanero circa 500 m a monte del cosiddetto 'Ponte del Torrione'; un ponte medievale che con la sua massiccia presenza è stato causa di alcune esondazioni nella

zona sud dell'abitato; pericolo che permane tuttora. Un ulteriore piccolo bacino, chiamato Grua dagli abitanti di Borgomanero (che invece chiamano Lagone l'ultimo tratto della Grua indicato sulla cartografia ufficiale CTR), confluisce in Agogna poche centinaia di metri a monte del ponte FS posto alla chiusura del bacino qui considerato. Esso costituisce soltanto il colatore di una piccola catena di colline che delimitano a ovest l'abitato di Borgomanero. Questi dati, così come le altre caratteristiche morfometriche riportate nel seguito e riassunte nell'Appendice A, sono stati ottenuti dall'analisi automatica, mediante il codice SDPP (Pilotti et al., 1996), del modello digitale delle quote del terreno con risoluzione di 50 m distribuito dall'Ufficio Cartografico della Regione Piemonte.

Come accennato, l'analisi automatica del bacino ha fornito una superficie di 92 km²; la differenza con il dato ufficiale di 94 km² è da attribuirsi, almeno in parte, alle discordanze esistenti tra la cartografia digitale e quella tradizionale, oltre alle semplificazioni degli algoritmi di estrazione automatica dei reticoli idrografici. Appare inoltre assai probabile che, come detto, alcune aree marginali ed endoreiche, individuate tramite la cartografia e confermate con sopralluoghi, siano state incluse nel bacino indicato nei documenti dell'Autorità di Bacino. Un'ulteriore causa di discordanza potrebbe, infine, essere data dal fatto che il bacino qui considerato sia effettivamente più piccolo di quello preso a base dei calcoli del PAI perché chiuso più a valle.

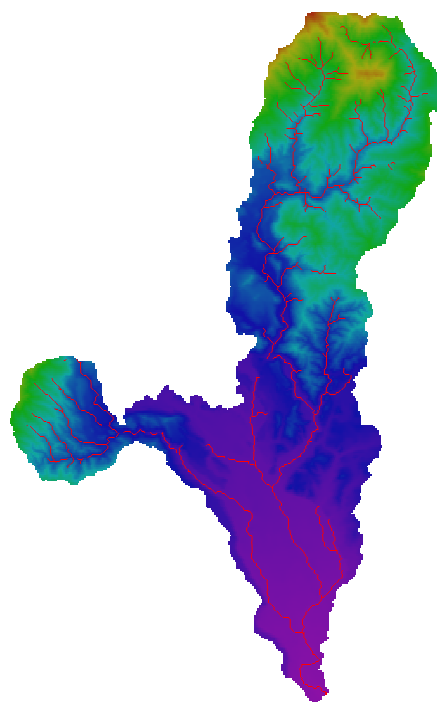


Figura 1 - Bacino del T. Agogna chiuso al ponte FS della linea Romagnano-Borgomanero. Sono visibili in sinistra orografica il T. Agogna vecchia, in destra il T. Grua.

L'analisi dell'altimetria del bacino complessivo è sintetizzata dalla curva ipsografica riportata nel seguito.

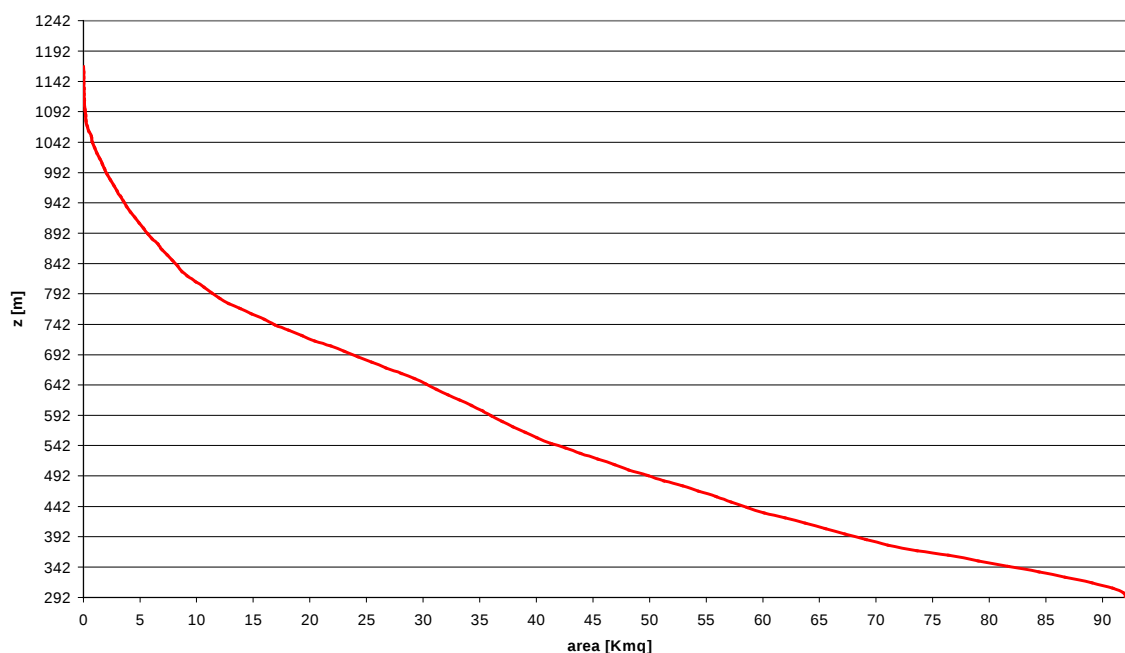


Figura 2 - Curva ipsografica del bacino del T. Agogna a Borgomanero.

Per semplicità e chiarezza, le caratteristiche morfometriche principali dell'Agogna, ai fini dei successivi calcoli idrologici, sono riportate nella Tabella 1, che mostra come il tempo di corrivazione, T_c , del bacino complessivo, calcolato applicando la formula di Giandotti, risulti di 6 ore e 20 minuti; valore piuttosto elevato in relazione alle sue dimensioni. Ciò è da attribuire alla scarsa pendenza dei versanti e alla lunghezza dell'asta principale, piuttosto elevata rispetto all'area (rapporto di allungamento $A/L^2=0,111$, ben lontano dai valori di 0,6-0,8 dei bacini più compatti).

Bacino	Area [km²]	L asta [km]	Hmax [m s.l.m.]	Hmin [m s.l.m.]	Hmed [m s.l.m.]	DH [m]	$T_{c,Giandotti}$ [h]
Agogna	92.02	28.8	1165.70	289,80	551,24	261,44	6,31 ~ 6h20'

Tabella 1 – Alcune caratteristiche morfometriche del bacino del T. Agogna a Borgomanero (p.te FS Cureggio).

4. Gli ietogrammi di progetto.

Le linee segnalatrici di probabilità pluviometrica.

I dati utilizzati per la stima dei parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica sono quelli osservati presso la stazione di *Borgomanero*, posta in corrispondenza della chiusura del bacino, e nelle stazioni di *Omega*, sul lago d'Orta, e di *Borgosesia*, *Momo*, *Trivero*, *Coggiola* e *Romagnano Sesia*, poste nel bacino del Fiume Sesia.

I dati sono relativi alle precipitazioni massime annuali di durata compresa tra 1 e 24 ore pubblicati nella Tabella 3 degli Annali Idrologici del Servizio Idrografico Italiano (SII) - Sezione di Parma - raccolti dal CNR IRPI di Padova fino all'anno 1986 e integrati con le pubblicazioni del SII fino al 1991; a questi sono stati aggiunti i dati resi disponibili su supporto digitale dall'ARPA della Regione Piemonte dal 1990 fino

al 1997. Ai fini della stima delle piogge di progetto, comunque, sono state poi considerate le sole stazioni con almeno 20 anni di osservazione.

Il bacino del T. Agogna è posto in una zona abbastanza piovosa, dato che le precipitazioni annuali sono stimabili in circa 1600 mm, come desumibile dalle medie del cinquantennio 'climatologico' 1921-1970 preso a riferimento nella pubblicazione dell'Ufficio Idrografico per il Po a cura dell'Ing. L. Cati (1981), per molti anni direttore dell'Ufficio Idrografico di Parma (v. Figura 3). La piovosità, quindi, è molto elevata pur non raggiungendo i valori riscontrabili in Val Sesia, Val Cannobina o in altre località del Verbano dove si superano i 2500 mm a⁻¹.



Figura 3 - Isoiete delle precipitazioni medie annue nel cinquantennio 1921-1970 (da Cati, 1981) nella zona dei bacini del F. Ticino, del T. Agogna e del F. Sesia.

Stazione pluviometrica di Borgomanero

Per la stazione di *Borgomanero*, dotata di un pluviometro registratore a partire dal 1932, non essendo stato possibile reperibili i dati del 1943, 1945 e del periodo 1986-1989, si dispone della serie di

circa 50 anni di osservazioni, riportate, assieme ad alcune statistiche, in Tabella 2 e rappresentate in Figura 4. La serie storica non presenta trend significativi, fatto riscontrato anche dall'analisi delle serie ultracentenarie delle precipitazioni annuali delle stazioni di Varallo Sesia, Biella, Borgomanero e Domodossola (Cortemiglia, 1999); i campioni possono quindi, alla luce dei dati disponibili, essere assunti come 'omogenei' e 'stazionari'. Dall'elaborazione di questi dati si sono stimati i parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica adottando la tradizionale formula monomia, ampiamente utilizzata nella pratica progettuale italiana, di tipo:

$$h(d,T)=a_T d^n \quad . \quad (1)$$

I parametri a_T e n , che esprimono, rispettivamente, l'altezza di precipitazione oraria con tempo di ritorno T ed il valore dell'esponente di scala temporale, sono stati stimati secondo la formulazione 'scala-invariante' (v. Appendice B), cioè nell'ipotesi che il coefficiente di variazione delle altezze di pioggia sia costante, in senso statistico, al variare della durata; in tal caso esso non dipende dal tempo di ritorno. Il suo valore stimato è pari a 0.332, nel nostro caso, ed è riportato insieme a a_T nella Tabella 2.

Nell'analisi si è assunto che i campioni di altezza di precipitazione di durata variabile tra 1 e 24 ore appartengano ad una popolazione con *distribuzione di probabilità di Gumbel*, con *coefficiente di variazione costante*, in senso statistico, al variare della durata. La validità della prima ipotesi è confermata dal buon adattamento dei campioni alla funzione di distribuzione teorica mostrato dalla Figura 5. Nella Figura 6 è invece illustrato l'ottimo adattamento della legge di crescita delle medie con la durata alla legge:

$$m_d=m_1 d^n \quad . \quad (1.a)$$

1933	39,2			49	74,5
1934	19,8	40	64,5	121	126
1935	17,6	25	46	82	113
1936	23	32	42	73	109,4
1937	35,2	36,8	42	67,4	88,8
1938	24	66	72,2	80,4	0
1939	54	57,4		80	110,4
1940	39	42	65	75,4	76,2
1941	11	23,4	40	65	103
1942	30	33	34	44	70
1944	30	48	52,2	66	103
1946	24,8	28,8	30,4	38,6	65
1947	32,2	36,4	58	84	116,4
1948	24	38	48	60	68
1949	49	59,4	63	64	64
1951	45	50,2	50,4	75,8	113
1952	39,2	40,4	49,6	51	65,2
1953	42,6	50,8	53,6		100,2
1954	34,4	60,8	69,6	82,6	111
1955	30,6	47	49	68,8	109,4
1956	34	60	81	94,6	94,8
1957	33,4	51,2	70,6	78,4	108
1958	33	42	59,2	60,4	72,2
1959	28,4	42	63,8	69,6	91,2

1960	48	64	100	139	186,2
1961	27,8	31,2	37,6	68	125
1962	27,8	28,4	33	57,4	102
1963	23,4	30,2	46,8	56,8	70
1964	41,4	46,4	47,6	49,6	65
1965	34,6	38,4	41,2	76	115
1966	20	27,2	36,2	54	92,8
1967	28,6	30,4	33	61,4	67
1968	43	76	91	146	219,4
1969	23	42,6	60	68,4	71,4
1970	23	33	52	55,2	67,4
1971	22	29,8	42,2	43,4	77
1972	19,6	29	38,8	83,4	114,8
1973	28	47,6	61,2	70,8	124,2
1974	35,2	42	44,8	54,4	77,4
1978	12,4	28	41	79	131,2
1979	56	57,4	120	121,6	141,6
1980	28,2	38,4	58,6	76,8	88,8
1982	28,2	34,2	54,4	67	116,6
1983	26,2	28	41	43,4	59,4
1984	50	74	112	146	162,6
1985	21,1	28,1	40,2	67,2	98,9
1986					178,4
1987					74,3
1988					118,7
1989					117,0
1990	38,4	71,2	85,6	122,6	145
1991	20,2	29,6	47,2	76,4	104,6
1995	31,8	40,8	48	86,2	93,4
1996	28,6	40	54,2	79,6	113,8
1997	42	42,4	42,6	61,6	74
N.dat	51	50	49	50	55
Media	31,41	42,378	55,39	74,84	100,83
SQM	10,23	13,54	19,78	25,22	35,54
CV	0,326	0,319	0,357	0,337	0,352

Tabella 2 – Misure di altezza di precipitazione massima annuale rilevate presso la stazione di Borgomanero (213 m s.l.m.). In rosso i valori dedotti dai dati dell'ARPA-Piemonte. In corsivo i valori stimati dai massimi giornalieri pubblicati sugli Annali Idrologici del SII incrementati del 17%, percentuale di incremento media riscontrata sperimentalmente come rapporto tra piogge massime di 24 h e massime giornaliere delle stazioni prese a base delle elaborazioni.

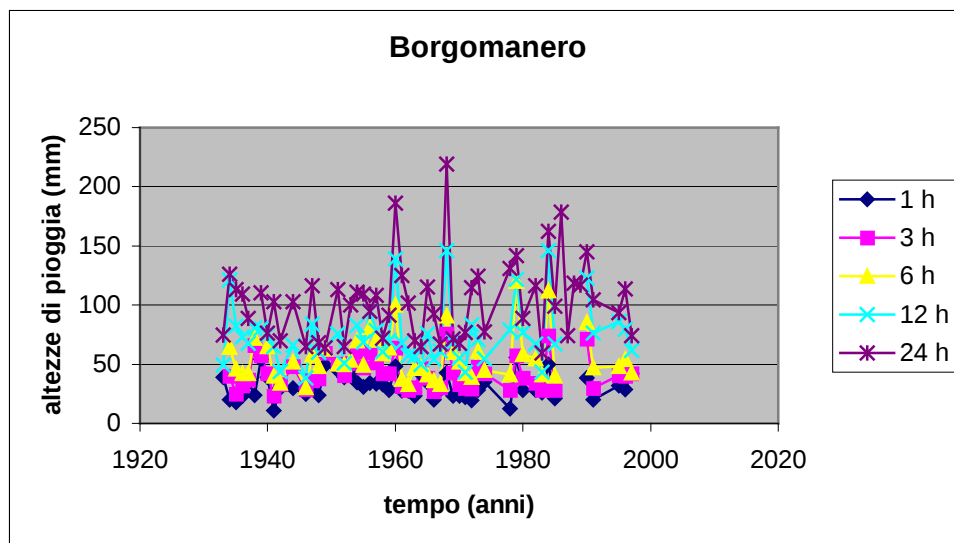


Figura 4 - Serie dei massimi annuali delle precipitazioni di durata assegnata misurate a Borgomanero.

Ne consegue che i quantili delle piogge al variare della durata e del tempo di ritorno si ottengono dalla (1) applicando la relazione

$$a_T = m_1 \left\{ 1 - 0,45CV - \frac{CV\sqrt{6}}{\pi} \left[\varepsilon + \text{LnLn} \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right\} \quad (2)$$

in cui $\varepsilon=0.5772$ e, come detto,

$$n=0.371$$

$$m_1=29,66$$

Linee segnalatrici EV1 Scala- invarianti			Borgomanero						
		Durata in ore							
T [anni]	$a_T [\text{mm h}^{-n}]$	1	3	6	12	24			
20	43,61	43,61	65,55	84,77	109,63	141,78	$m_1 =$	29.66	
50	50,76	50,76	76,31	98,69	127,63	165,05	$n =$	0.371	
100	56,13	56,13	84,37	109,11	141,11	182,49	$CV =$	0.332	
200	61,47	61,47	92,41	119,51	154,55	199,87			
500	68,53	68,53	103,01	133,21	172,28	222,80			

Tabella 3 – Quantili dell'altezza di precipitazione stimati adottando la distribuzione di Gumbel scala-invariante.

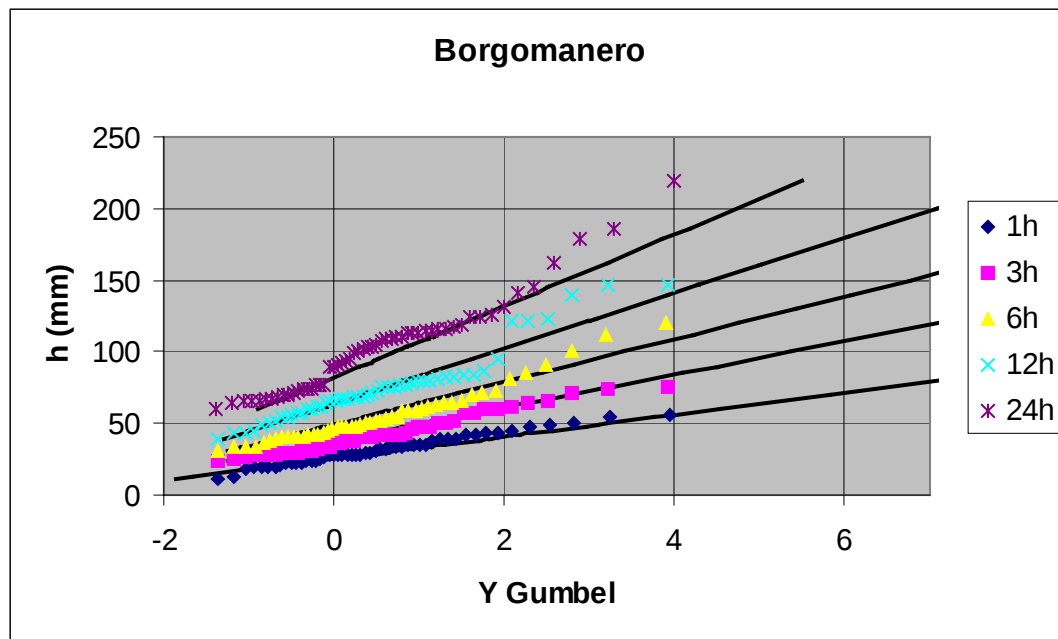


Figura 5 - Adattamento dei campioni di altezza di precipitazione massima annuale alla funzione di distribuzione di Gumbel stimata col metodo scala-invariante.

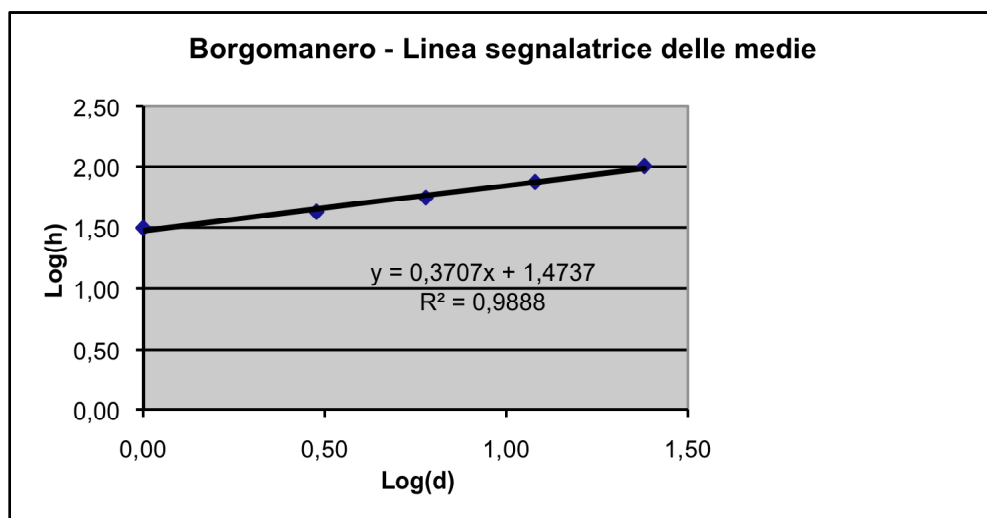


Figura 6 –Interpolare della media delle altezze di pioggia massime annuali di Borgomanero con la durata.

Stazione pluviometrica di Omegna

Della stazione pluviografica di *Omegna*, in base alle fonti precedentemente indicate, è stato possibile reperire solo i dati delle piogge intense a partire dal 1984 fino al 1991 compreso. Manca l'anno 1986. Data la limitatissima estensione del campione, dai dati sono state calcolate solo le medie che risultano l'unico parametro di una qualche affidabilità (v. Tabella 4). Lo scopo è ovviamente quello di verificare se la legge di scala delle medie si inserisce in modo accettabile nell'ambito di quelle delle stazioni circoscriventi. Nella Figura 7 si mostra tale legge di crescita nel piano logaritmico e, come si vedrà anche oltre, i valori dei parametri sono congruenti con quelli delle altre stazioni e con l'andamento generale delle piogge.

1984	39	42	78,6	88,6	118,8
1985	33,5	55	69,3	76,8	110,6
1986					
1987	30	68,4	102,8	124,6	184,2
1988	25,2	48	63,2	105	172,6
1989	33,4	53,4	75	104,2	144
1990	32	50,6	53,2	83	114,2
1991	23,6	41,8	53,4	81	123,8
Media	30,96	51,31	70,79	94,74	138,31

Tabella 4 – Misure di altezza di precipitazione massima annuale rilevate presso la stazione di pluviografica di Omegna.

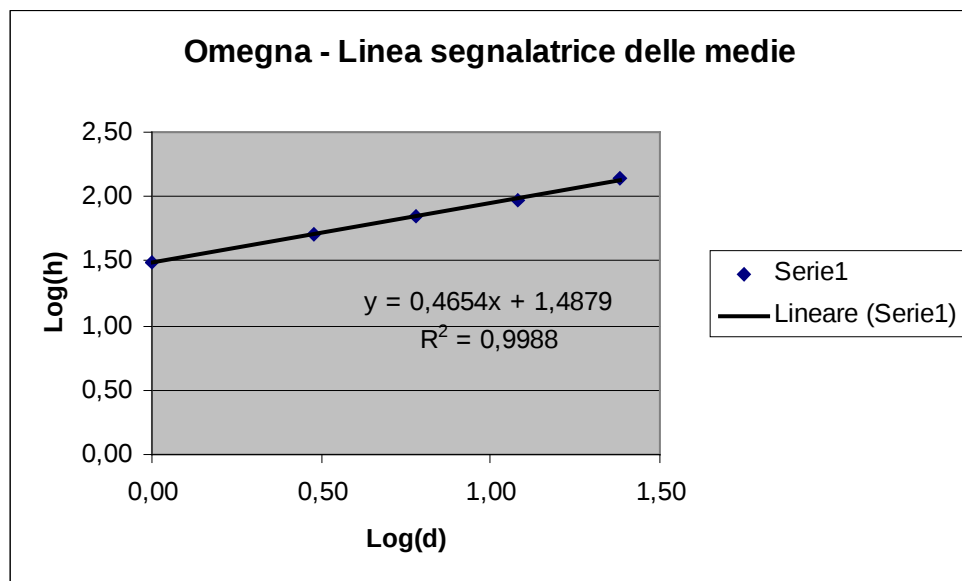


Figura 7 - Interpolare della media delle altezze di pioggia massime annuali di Omegna con la durata.

In base ai dati, i parametri della legge

$$m_d = m_1 d^n$$

valgono, rispettivamente, $m_1 = 30,75 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-n}$ ed $n = 0,465$.

Stazione pluviometrica di Borgosesia,

Per la stazione di *Borgosesia*, dotata di un pluviometro registratore, si dispone della serie di 19 anni di osservazioni riportate, assieme ad alcune statistiche, in Tabella 5 e rappresentata in Figura 9. La serie storica, per quanto di estensione limitata, sembra mostrare una sostanziale stazionarietà nel tempo (v. Figura 9); ragion per cui si è ritenuta ancora valida l'analisi precedentemente condotta per le piogge di Borgomanero, cioè una legge di crescita delle medie scala-invariante di tipo (1.a) (v. Figura 8) associata alla costanza del coefficiente di variazione (il che è confermato dalla ridotta oscillazione di questo parametro intorno al suo valor medio ($C_v=0,290$)). Dall'elaborazione di questi dati si sono stimati, al solito, i parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica di espressione

$$h(d,T)=a_T d^n$$

indicati in Tabella 6.

In base ai dati, i parametri della legge

$$m_d=m_1 d^n$$

valgono, rispettivamente, $m_1=36,80 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-n}$ ed $n=0,403$.

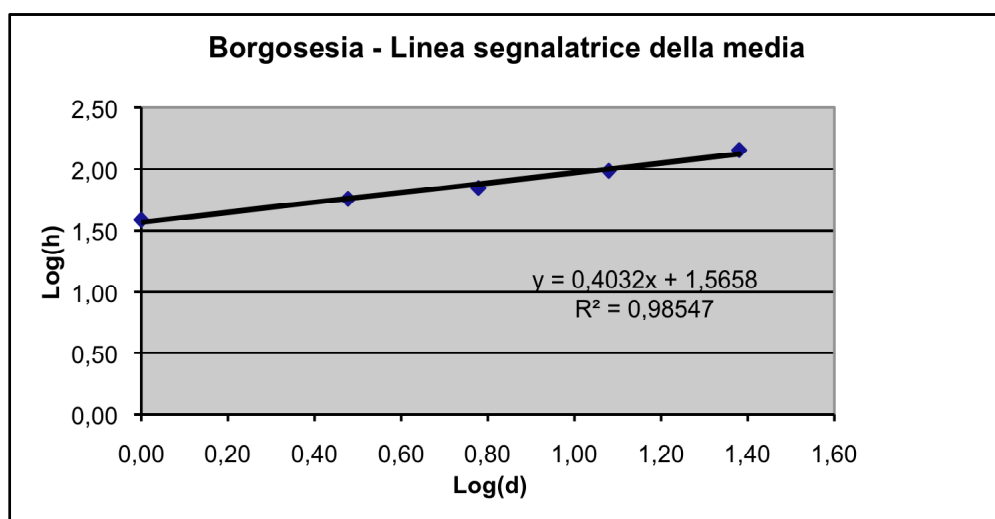


Figura 8 –Variabilità delle medie delle piogge massime annuali con la durata per la stazione di Borgosesia.

1973	29	78	99	130	241,8
1974	23	34,8	50,2	67,8	81,6
1975	39	50	71	94,6	119
1976	38,2	54,6	72,4	106,2	144,6
1977	59,2	63,2	63,2	84	126
1978	26,4	55,4	67,6	110,6	168
1979	51	114,6	154,4	168,2	218,4
1980	26	38	52	83	136
1981	44	62,6	63,8	121,2	179
1982	56,6	72,6	79,8	99,4	132
1983	40	69,6	72,6	81,2	147,6

1984	48,4	49,2	69,4	110	141
1985	42,2	45	58,6	68,6	97
1986	49	55,6	56	81	108
1987	22,4	43	52,6	90	139,8
1988	33,2	45,2	63,4	100,4	161,8
1989	51,2	72,4	72,4	78,8	114
1990	30,2	42,4	56,4	69,2	99
1991	25,2	37	59,4	99	151,4
1992	39	61,6	75	84	119,4
1993	31,0	52,6	80,2	108,4	149,2
Ndati	21	21	21	21	21
Media	38,30	57,02	70,92	96,93	141,65
SQM	11,29	18,13	22,32	23,66	38,28
CV	0,295	0,318	0,315	0,244	0,270

Tabella 5 – Misure di altezza di precipitazione massima annuale rilevate presso la stazione di Borgosesia.

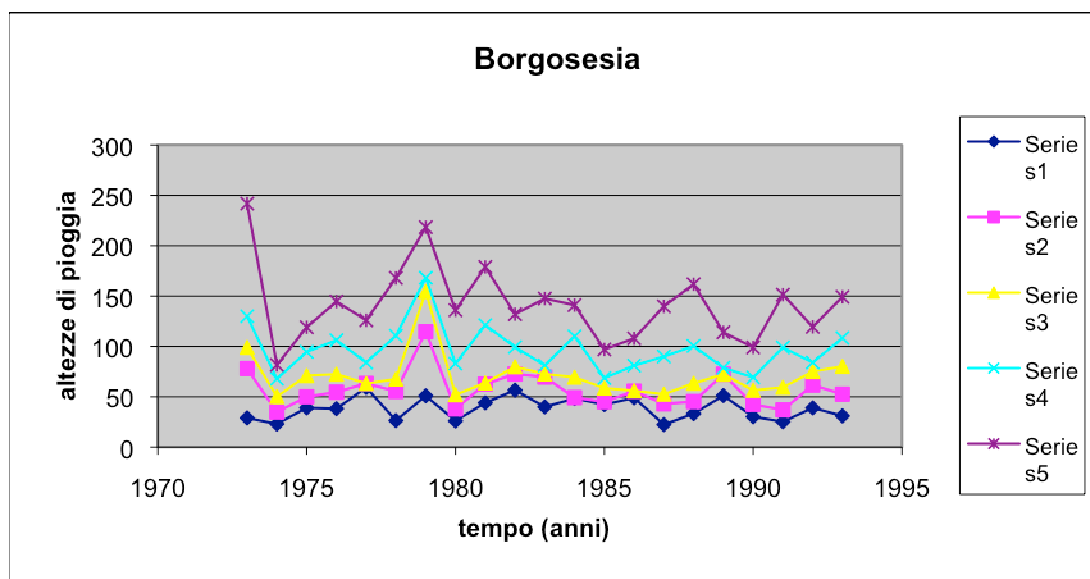


Figura 9 - Serie dei massimi annuali delle precipitazioni di durata assegnata misurate a Borgosesia dal 1973 al 1993 (Fonte: U.I. per il Po, Parma).

Ne consegue che i quantili delle piogge al variare della durata e del tempo di ritorno si ottengono applicando la (1) la (1.a) e la (2), con i parametri riportati in Tabella 6.

Linee segnalatrici scala-invarianti a		Borgosesia						
T [anni]	a_T [mm/h ⁿ]	Durata in ore						
		1	3	6	12	24		
20	56,68	56,68	88,25	116,69	154,29	204,01	$m_1 =$	36.80
50	64,42	64,42	100,30	132,63	175,36	231,88	$n =$	0.403
100	70,22	70,22	109,34	144,57	191,16	252,76	$CV =$	0.290
200	76,00	76,00	118,34	156,47	206,89	273,57		
500	83,63	83,63	130,21	172,17	227,65	301,02		

Tabella 6 – Quantili dell'altezza di precipitazione stimati adottando la distribuzione di Gumbel scala-invariante

Nella Figura 10 è riportato, infine, l'adattamento tra curve di frequenza cumulata dei campioni osservati e legge di distribuzione di probabilità scala-invariante.

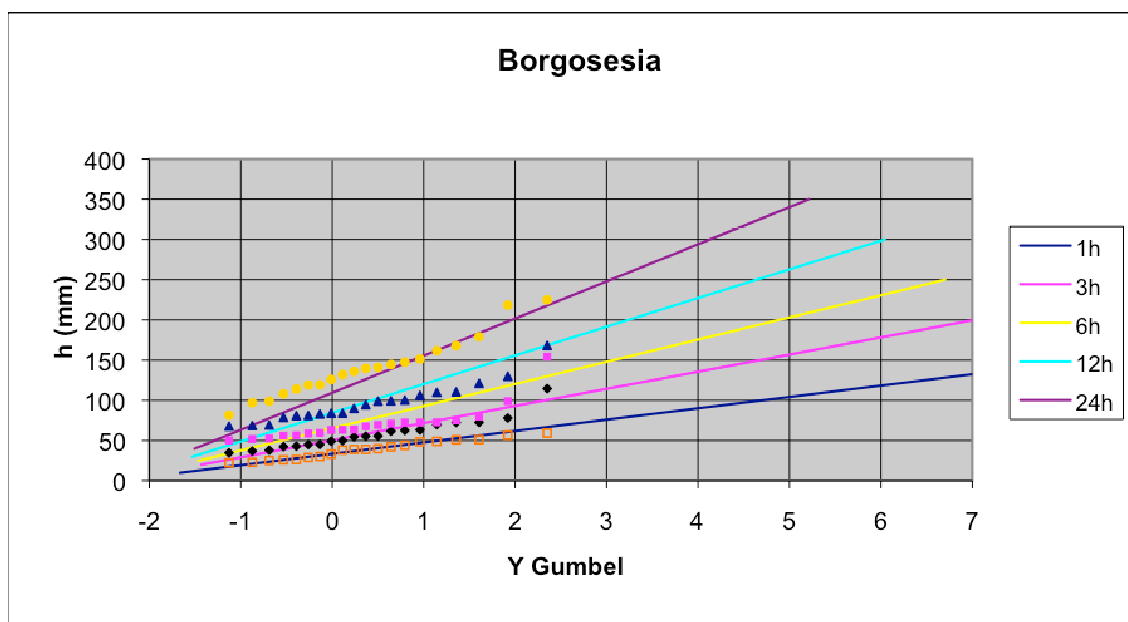


Figura 10 - Adattamento dei campioni di altezza di precipitazione massima annuale alla funzione di distribuzione di Gumbel.

Stazione pluviografica di Momo,

Per la stazione di *Momo*, dotata di un pluviometro registratore, si dispone della serie di 23 *anni* di osservazioni riportate, assieme ad alcune statistiche, in Tabella 7 e rappresentata in Figura 12. La serie storica, per quanto di estensione limitata, sembra mostrare una sostanziale stazionarietà nel tempo; ragion per cui si è ritenuta ancora valida l'analisi precedentemente condotta per le piogge di Borgomanero, cioè una legge di crescita delle medie scala-invariante di tipo (1.a) (v. Figura 11) associata alla costanza del coefficiente di variazione (il che è confermato dalla ridotta oscillazione di questo parametro intorno al suo valor medio ($Cv=0,319$)). Dall'elaborazione di questi dati si sono stimati, al solito, i parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica di espressione

$$h(d,T)=a_T d^n$$

In base ai dati, i parametri della legge

$$m_d = m_1 d^n$$

valgono, rispettivamente, $m_1 = 29,85 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-n}$ ed $n = 0,331$.

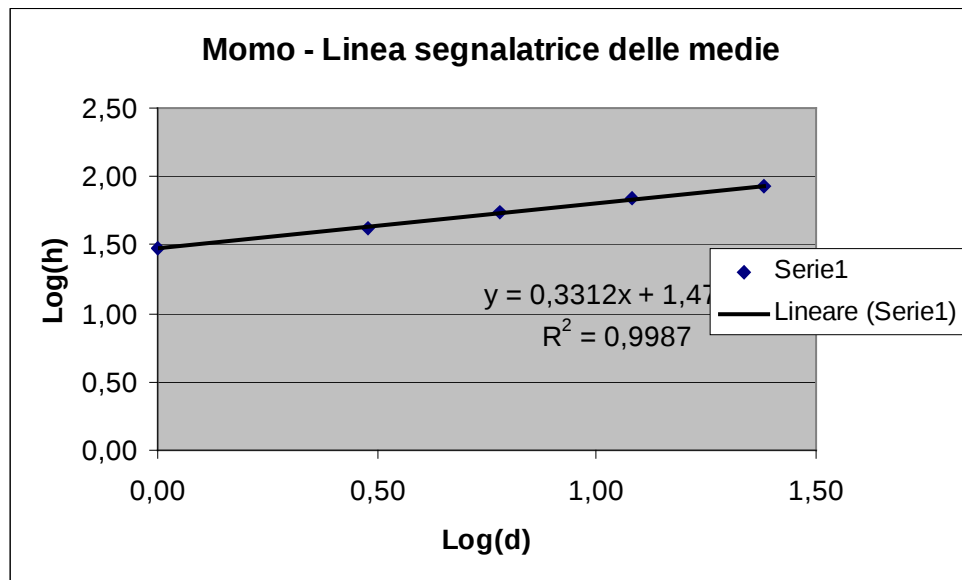


Figura 11 –Variabilità delle medie delle piogge massime annuali con la durata per la stazione di Momo.

1936	18,4	31,2	52	72,2	88,8
1937	28,8	40	56	65,8	70,8
1943	15	19,8	24	40,4	43,4
1944	29,6	46	47,8	49,6	49,6
1947	26	38	55	93	108,8
1949	22,6	23	33	50,4	63
1950	36,8	38,8	43	53,8	73,6
1953	23	26,6	27,8	46,6	63,8
1954	28	41	68,6	74	76,2
1956	33,4	42,6	82	84,6	113,6
1957	41,2	41,4	41,4	71,4	98,2
1958	44	48,8	48,8	54,2	69,8
1959	33,6	59,4	106	123,2	126,2
1960	34	52	66,2	78,8	111,4
1961	35	38	44,6	76,6	90,9
1964	31	41,8	49	49,8	49,8
1965	18,8	28,6	36,6	65,4	89,4
1966	19	30	48,2	77,6	148,6
1967	40,4	62,8	62,8	72	84,6
1968	41	89,4	93,4	93,4	93,4

1969	18,2	35	53	69,2	97,4
1971	40	58	58	68	69
1972	35	36	45,2	61	73
Ndati	23	23	23	23	23
Media	30,12	42,10	54,02	69,17	84,93
SQM	8,68	15,17	19,55	18,56	25,66
CV	0,288	0,360	0,362	0,268	0,302

Tabella 7 – Misure di altezza di precipitazione massima annuale rilevate presso la stazione di Momo.

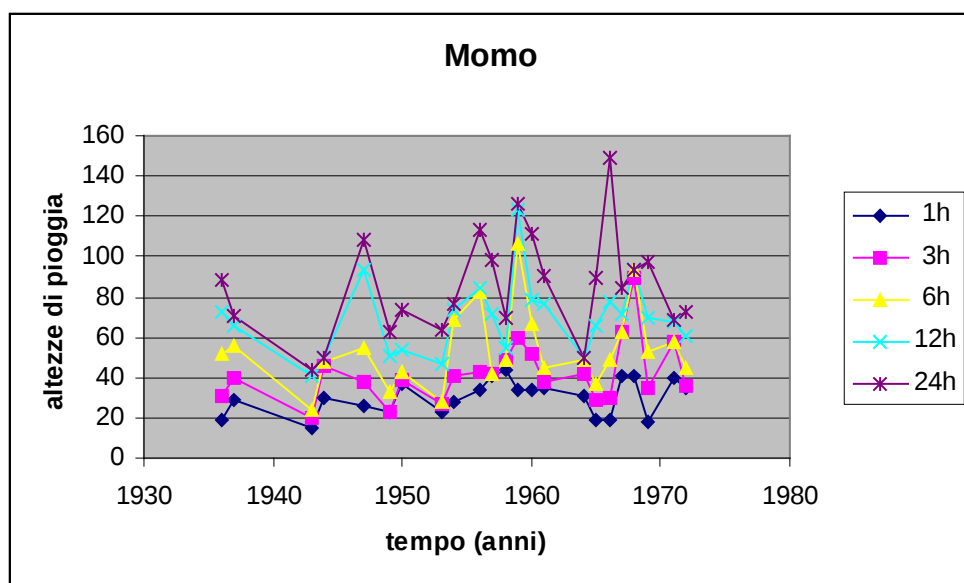


Figura 12 - Serie dei massimi annuali delle precipitazioni di durata assegnata misurate a Momo (Fonte: U.I. per il Po, Parma).

Ne consegue che i quantili delle piogge al variare della durata e del tempo di ritorno si ottengono applicando la (1) la (1.a) e la (2), con i parametri riportati in Tabella 8.

Linee segnalatrici scala-invarianti a Momo								
T [anni]	a_T [mm/h ⁿ]	Durata in ore						
		1	3	6	12	24		
20	43,30	43,30	62,29	78,35	98,56	123,98	$m_1 =$	29.85
50	50,20	50,20	72,22	90,85	114,27	143,74	$n =$	0.331
100	55,38	55,38	79,66	100,21	126,05	158,56	$CV =$	0.319
200	60,53	60,53	87,08	109,53	137,78	173,31		
500	67,33	67,33	96,86	121,84	153,26	192,79		

Tabella 8 – Quantili dell'altezza di precipitazione stimati adottando la distribuzione di Gumbel scala-invariante.

Nella Figura 13 è riportato, infine, l'adattamento tra curve di frequenza cumulata dei campioni osservati e legge di distribuzione di probabilità scala-invariante.

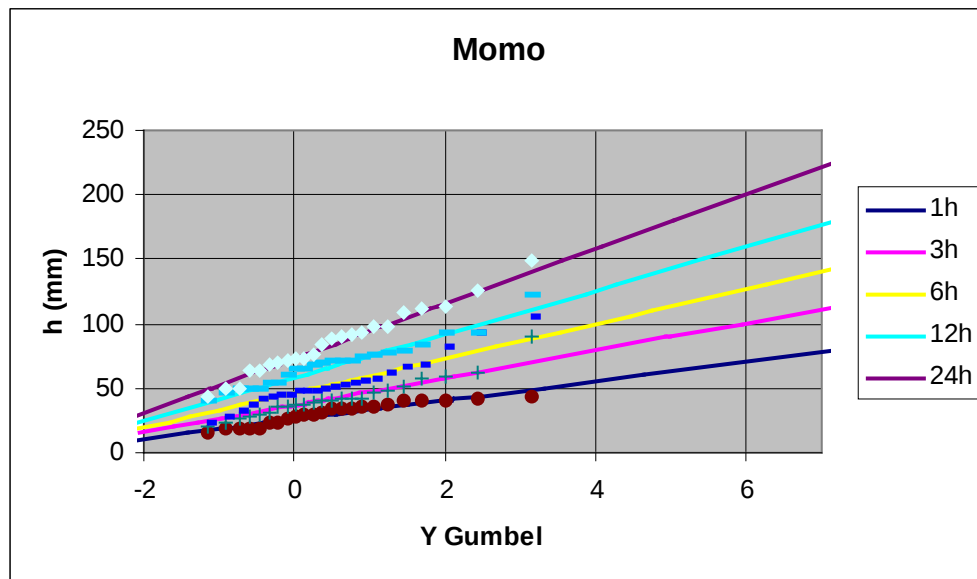


Figura 13 - Adattamento dei campioni di altezza di precipitazione massima annuale alla funzione di distribuzione di Gumbel.

Stazione pluviometrica di Trivero

Per la stazione di *Trivero*, dotata di un pluviometro registratore, si dispone della serie di 35 anni di osservazioni riportate, assieme ad alcune statistiche, in Tabella 9 e rappresentata in Figura 15. La serie storica mostra una sostanziale stazionarietà nel tempo; ragion per cui si è ritenuta ancora valida l'analisi precedentemente condotta per le piogge di Borgomanero, cioè una legge di crescita delle medie scala-invariante di tipo (1.a) (v. Figura 14) associata alla costanza del coefficiente di variazione (il che è confermato dalla ridotta oscillazione di questo parametro intorno al suo valor medio ($C_v=0,340$)). Dall'elaborazione di questi dati si sono stimati, al solito, i parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica di espressione

$$h(d,T)=a_T d^n$$

riportati in Tabella 10.

In base ai dati, i parametri della legge

$$m_d=m_1 d^n$$

valgono, rispettivamente, $m_1=33,04 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-n}$ ed $n=0,463$.

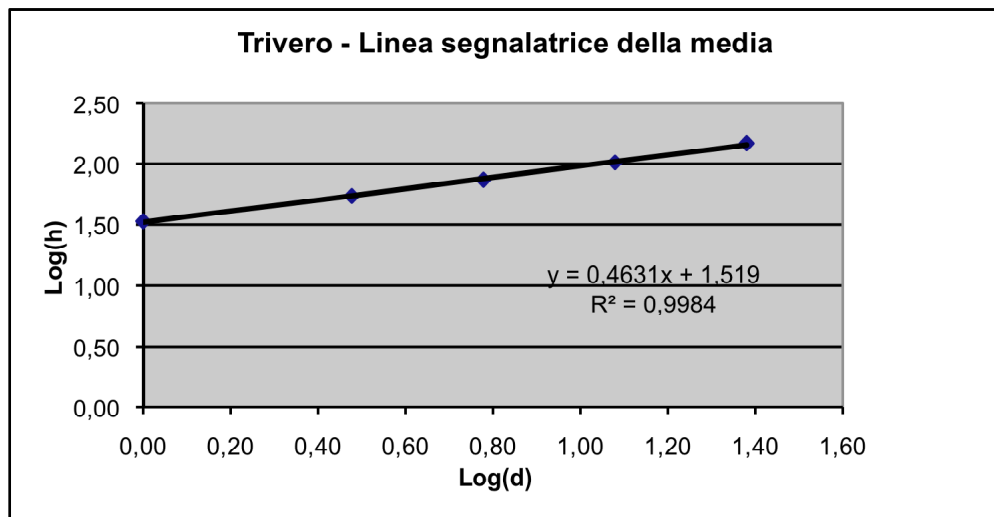


Figura 14 –Variabilità delle medie delle piogge massime annuali con la durata per la stazione di Trivero.

1949	40	76	99	107	108,6
1951	25	61	75	128	206
1952	24	31	33	51	90
1953	33	52	67	74	124
1954	39	52	58	112	134
1955	32	60	99	128	143
1956	46	46	56	98	148
1957	31	47	69	70	120
1958	34	50	75	103	122
1959	26	43	55	88	135
1960	36	53	96	149	204
1961	27	30	39	76	148
1962	36	49	50	77	119
1963	41	55	69	95	156
1964	40	68	76	80	107
1965	33	46	79	120	129
1966	32	39	66	107	178
1967	30	89	106	136	172
1968	60	130	195	262	395
1969	25	38	60	68	85
1970	30	45	93	118	162
1971	40	65,2	80,8	116	147,4
1973	29	44,6	67,6	107	152,6
1974	38,2	62,2	63,8	82,6	95,6
1975	40	52,2	55	83	121,4
1976	30,4	52,8	61,2	108,2	170,6
1977	31,2	58,2	80,8	94	170,8

1978	32,2	44	70,4	115,2	183,8
1979	37	69,4	92,8	93	121,8
1980	18	46,8	50,4	70,4	98,2
1981	52	62,6	79,4	98,4	160
1982					
1987					
1988	23,6	40,4	66	89	151
1989					
1990	18,6	44	58,8	81,4	132,8
1991					
1992	29,4	48	66,6	74,4	113,6
1993	21,2	47,4	75,6	119,2	174,8
Ndati	35	35	35	35	35
Media	33,64	54,62	74,00	102,58	148,23
SQM	8,78	18,39	27,72	36,04	53,84
CV	0,261	0,337	0,375	0,351	0,363

Tabella 9 – Misure di altezza di precipitazione massima annuale rilevate presso la stazione di Trivero (dagli Annali del SII di Parma, parte I).

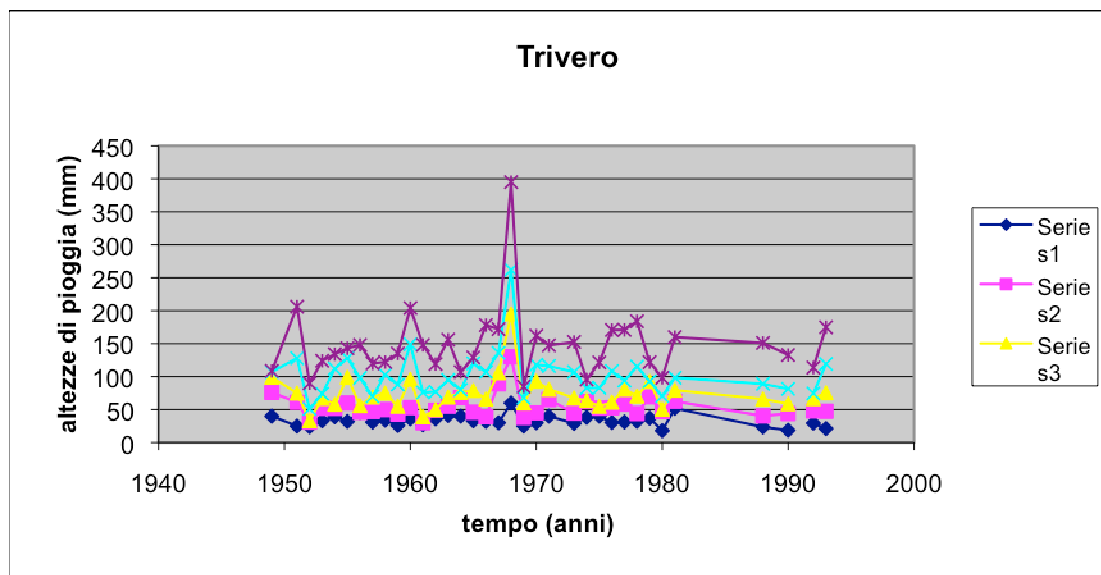


Figura 15 - Serie dei massimi annuali delle precipitazioni di durata assegnata misurate a Trivero dal 1949 al 1990 (Fonte: U.I. per il Po, Parma).

Ne consegue che i quantili delle piogge al variare della durata e del tempo di ritorno si ottengono applicando la (1) la (1.a) e la (2), con i parametri riportati in Tabella 10.

Linee segnalatrici scala-invarianti a		Trivero						
T [anni]	a_T [mm/h ⁿ]	Durata in ore						
		1	3	6	12	24		
20	53,97	53,97	89,76	123,72	170,54	235,07	m₁ =	33.04
50	62,12	62,12	103,31	142,41	196,30	270,58	n =	0.463
100	68,23	68,23	113,47	156,41	215,60	297,18	CV=	0.340
200	74,32	74,32	123,60	170,36	234,83	323,69		
500	82,35	82,35	136,95	188,77	260,20	358,67		

Tabella 10 – Quantili dell'altezza di precipitazione stimati adottando la distribuzione di Gumbel scala-invariante

Nella Figura 16 è riportato, infine, l'adattamento tra curve di frequenza cumulata dei campioni osservati e legge di distribuzione di probabilità scala-invariante.

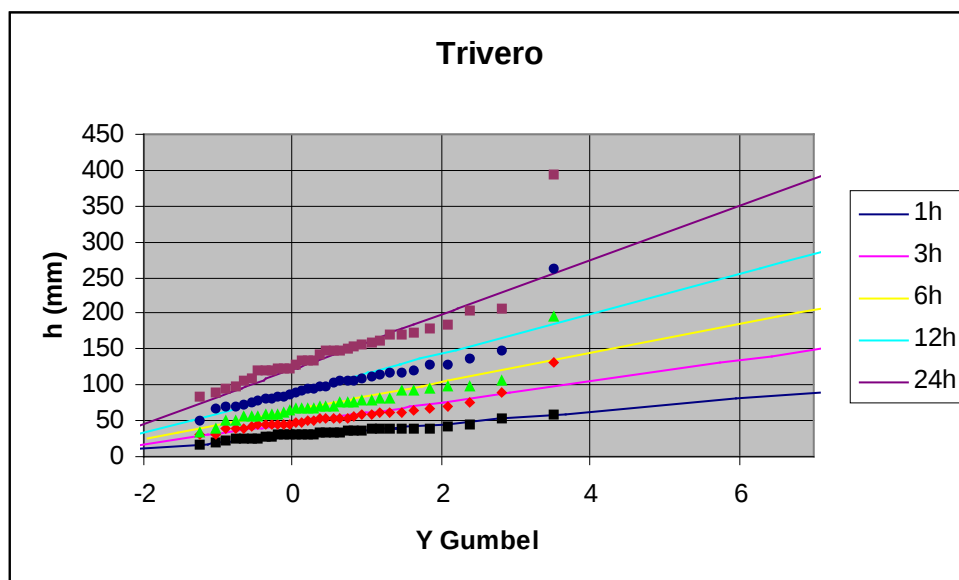


Figura 16 - Adattamento dei campioni di altezza di precipitazione massima annuale alla funzione di distribuzione di Gumbel.

Stazione pluviometrica di Coggiola

Per la stazione di *Coggiola*, dotata di un pluviometro registratore, si dispone della serie di 45 anni di osservazioni riportate, assieme ad alcune statistiche, in Tabella 11 e rappresentata in Figura 18. La serie storica mostra una sostanziale stazionarietà nel tempo; ragion per cui si è ritenuta ancora valida l'analisi precedentemente condotta per le piogge di Borgomanero, cioè una legge di crescita delle medie scala-invariante di tipo (1.a) (v. Figura 17) associata alla costanza del coefficiente di variazione (il che è confermato dalla ridotta oscillazione di questo parametro intorno al suo valor medio ($C_v=0,347$)). Dall'elaborazione di questi dati si sono stimati, al solito, i parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica di espressione

$$h(d,T)=a_T d^n$$

riportati in Tabella 12.

In base ai dati, i parametri della legge

$$m_d=m_1 d^n$$

valgono, rispettivamente, $m_1=35,16 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-n}$ ed $n=0,435$.

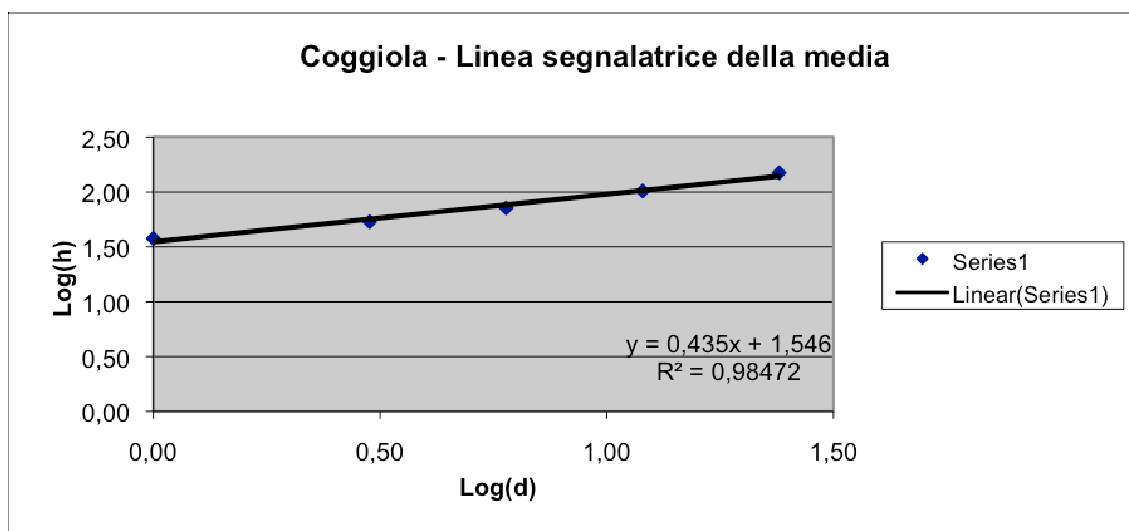


Figura 17 –Variabilità delle medie delle piogge massime annuali con la durata per la stazione di Coggiola.

1938	70	80	83	98	148
1939	47	62	65	106	150
1940	48	61	102	114	130
1941	27	38	61	100	130
1942	37	40	48	90	136
1952	36	45	55	55	84
1953	43	52	68	103	142
1954	45	60	80	97	117
1955	38	38	55	88	113
1957	22	30	44	71	138
1958	30	50	80	107	127
1959	29	43	59	99	150
1960	55	66	104	172	244
1961	27	41	65	118	206
1962	16	36	56	92	161
1963	43	64	79	114	149
1964	34	34	53	88	112
1965	50	59	65	136	150
1966	29	45	49	110	200

1967	32	76	118	123	169
1968	54	108	177	255	404
1969	35	36	56	57	57
1970	25	36	36	50	76
1972	38,6	39,6	44	73,4	136,8
1973	49	82,4	133	169	280,6
1974	27,8	39,8	44,4	65,4	88,2
1975	38,8	55	55,8	62,6	91,2
1976	31,6	57,2	59,4	108,4	167,8
1977	25,4	46	71	100	178,6
1978	29	49,4	72,6	118,8	178,8
1979	48	76	95,8	115,8	184,8
1980	25,4	42,8	48,6	79	121
1981	67	77,4	93,4	128,4	173,6
1982	44	53,6	71,6	87,2	112,8
1983	35,6	46,6	57,2	87	131
1984	27,4	53,8	80	110,8	135,6
1985	76	85,8	87,2	87,2	100,6
1986	28,2	42	64,8	85,6	131,6
1987	29,8	64	87,4	121,4	206,2
1988	27,8	34,4	57	98	133
1989	38	42,2	47,6	82,2	124,6
1990	39,4	70,2	78,6	83,4	137,2
1991	30,6	47,6	68	87	143,6
Ndati	45	45	45	45	45
Media	37,71	53,53	71,55	102,30	150,00
SQM	12,61	16,69	25,91	34,70	57,18
CV	0,334	0,312	0,362	0,339	0,381

Tabella 11 – Misure di altezza di precipitazione massima annuale rilevate presso la stazione di Coggiola (dagli Annali del SII di Parma, parte I).

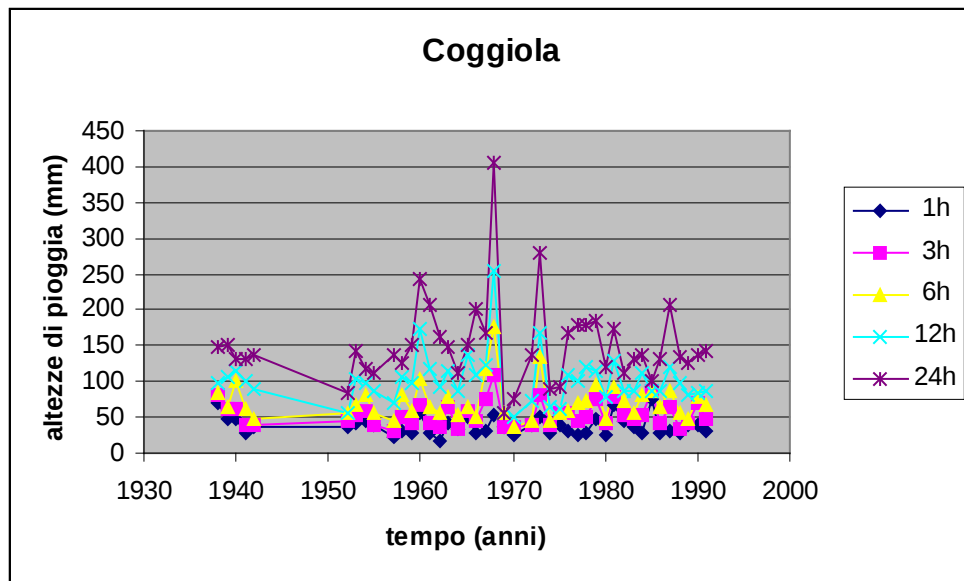


Figura 18 - Serie dei massimi annuali delle precipitazioni di durata assegnata misurate a Coggiola dal 1934 al 1991 (Fonte: U.I. per il Po, Parma).

Ne consegue che i quantili delle piogge al variare della durata e del tempo di ritorno si ottengono applicando la (1) la (1.a) e la (2), con i parametri riportati in Tabella 12.

Linee segnalatrici scala-invarianti a		Coggiola						
T [anni]	a_T [mm/h ⁿ]	Durata in ore						
		1	3	6	12	24		
20	62,10	62,10	98,19	131,10	175,04	233,71	m₁ =	35.16
50	71,60	71,60	113,21	151,15	201,80	269,44	n =	0.435
100	78,71	78,71	124,45	166,17	221,86	296,21	CV=	0.347
200	85,80	85,80	135,66	181,13	241,83	322,89		
500	95,15	95,15	150,45	200,87	268,19	358,08		

Tabella 12 – Quantili dell'altezza di precipitazione stimati adottando la distribuzione di Gumbel scala-invariante

Nella Figura 19 è riportato, infine, l'adattamento tra curve di frequenza cumulata dei campioni osservati e legge di distribuzione di probabilità scala-invariante.

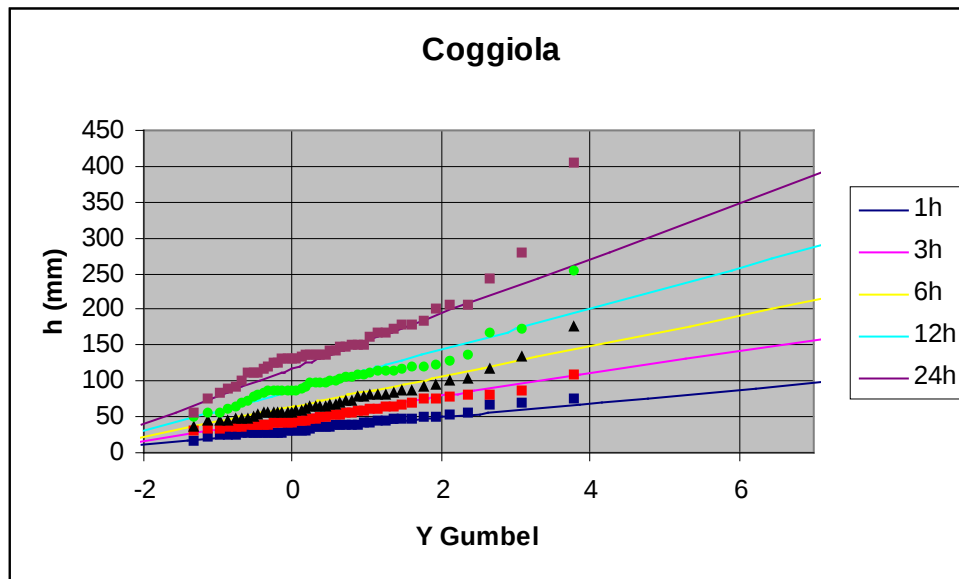


Figura 19 - Adattamento dei campioni di altezza di precipitazione massima annuale alla funzione di distribuzione di Gumbel.

Stazione pluviometrica di Grignasco

Per la stazione di *Grignasco*, dotata di un pluviometro registratore, si dispone della serie di 31 anni di osservazioni riportate, assieme ad alcune statistiche, in Tabella 13 e rappresentata in Figura 21. La serie storica mostra una sostanziale stazionarietà nel tempo; ragion per cui si è ritenuta ancora valida l'analisi precedentemente condotta per le piogge di Borgomanero, cioè una legge di crescita delle medie scala-invariante di tipo (1.a) (v. Figura 20) associata alla costanza del coefficiente di variazione (il che è confermato dalla ridotta oscillazione di questo parametro intorno al suo valor medio ($C_v=0,373$)). Dall'elaborazione di questi dati si sono stimati, al solito, i parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica di espressione

$$h(d,T)=a_T d^n$$

riportati in Tabella 14.

In base ai dati, i parametri della legge

$$m_d=m_1 d^n$$

valgono, rispettivamente, $m_1=32,43 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-n}$ ed $n=0,385$.

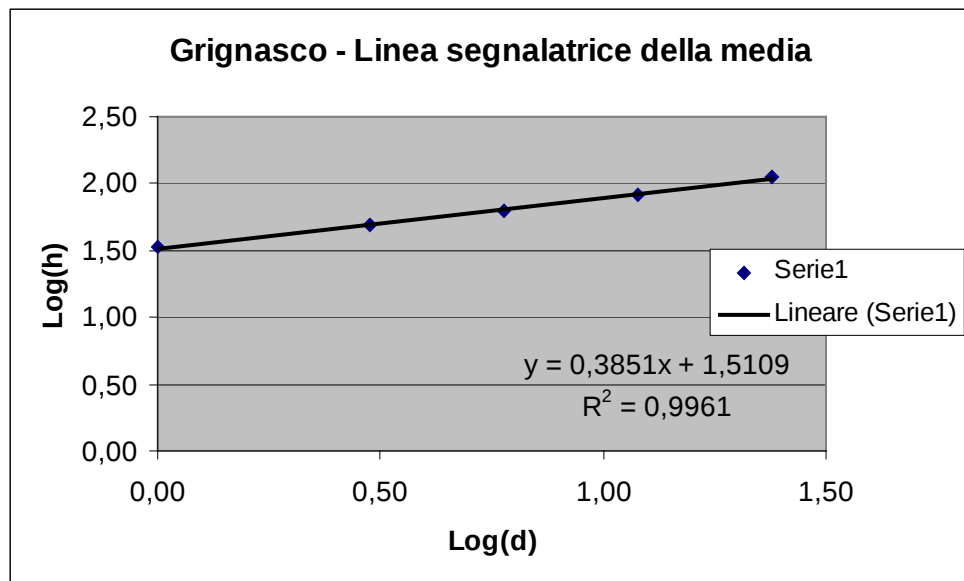


Figura 20 –Variabilità delle medie delle piogge massime annuali con la durata per la stazione di Grignasco.

1940	29	38	61,6	68,8	81,2
1941	17,8	35,6	37,6	68	102
1942	24	41	44	48	85
1944	45	48	59	95,6	146
1945	43	56	61	94	136
1946	27,6	38	59	98	120,6
1947	25,6	44	73	113	140
1949	31	34	38,4	56,8	66,6
1951	38	47	60	97	190
1952	51	73	75	81	85
1953	63	71	71	74	101
1954	40	51	73	96	127
1955	29	53	64	85	122
1956	24	38	67	97	128
1957	22	51	74	84	120
1958	33	56	66	71	72
1959	30	59	60	98	124
1960	40	62	103	156	223
1961	16	32	47	81	104
1962	19	24	36	57	91
1963	31	40	60	93	93
1964	39	40	55	90	115
1965	32	53	58	77	125
1966	45	47	47	69	76

1967	50	62	77	77	77
1968	49	99	167	191	284
1969	35	60	68	88	116
1970	45	53	61	61	102
1971	30	37,8	37,8	37,8	64
1972	11	24	33	49	70
1974	20,2	37,6	43,2	43,6	44,6
Ndati	31	31	31	31	31
Media	33,39	48,55	62,47	83,73	113,90
SQM	11,90	15,37	24,58	30,60	48,25
CV	0,356	0,317	0,393	0,366	0,424

Tabella 13 – Misure di altezza di precipitazione massima annuale rilevate presso la stazione di Grignasco (dagli Annali del SII di Parma, parte I).

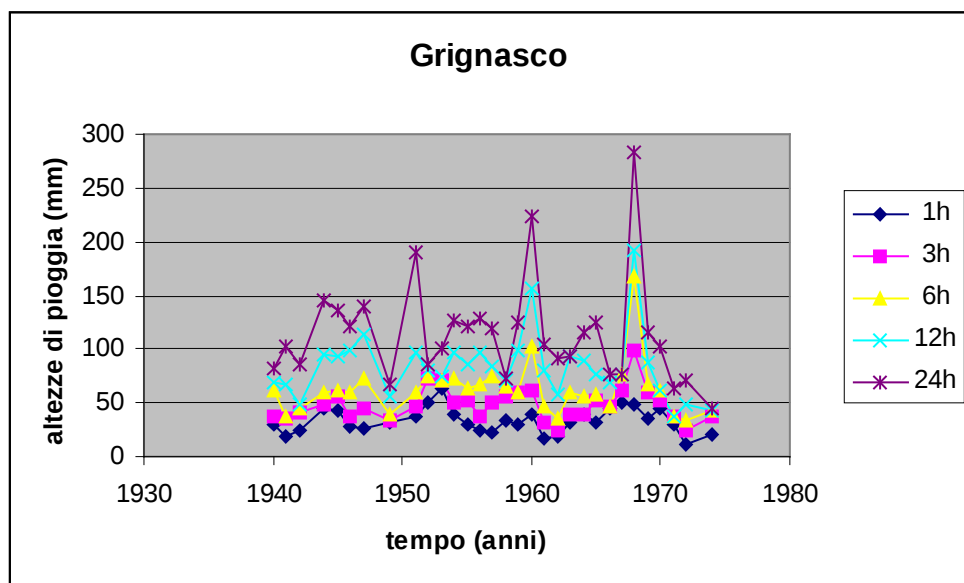


Figura 21 - Serie dei massimi annuali delle precipitazioni di durata assegnata misurate a Grignasco dal 1940 al 1974 (Fonte: U.I. per il Po, Parma).

Ne consegue che i quantili delle piogge al variare della durata e del tempo di ritorno si ottengono applicando la (1) la (1.a) e la (2), con i parametri riportati in Tabella 14.

Linee segnalatrici scala-invarianti a Grignasco							
T [anni]	a_T [mm/h ⁿ]	Durata in ore					
		1	3	6	12	24	
20	49,54	49,54	75,62	98,74	128,94	168,38	$m_1 = 32.43$ $n = 0.385$ $CV = 0.373$
50	58,32	58,32	89,02	116,24	151,80	198,23	
100	64,90	64,90	99,06	129,36	168,93	220,59	
200	71,45	71,45	109,07	142,43	185,99	242,88	
500	80,10	80,10	122,27	159,67	208,50	272,28	

Tabella 14 – Quantili dell'altezza di precipitazione stimati adottando la distribuzione di Gumbel scala-invariante

Nella Figura 22 è riportato, infine, l'adattamento tra curve di frequenza cumulata dei campioni osservati e legge di distribuzione di probabilità scala-invariante.

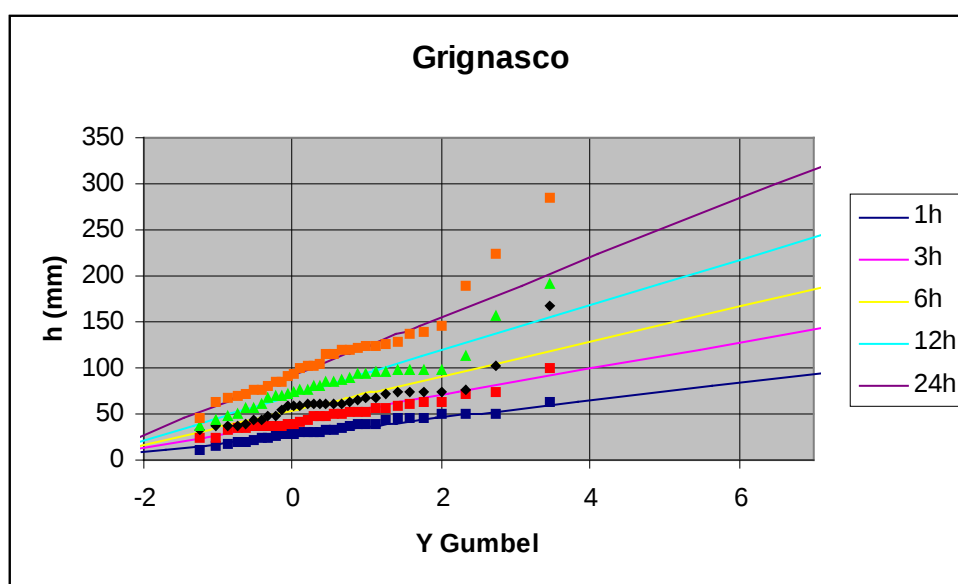


Figura 22 - Adattamento dei campioni di altezza di precipitazione massima annuale alla funzione di distribuzione di Gumbel.

Stazione pluviografica di Romagnano-Sesia

Per la stazione di Romagnano, dotata di un pluviometro registratore, si dispone della serie di 40 anni di osservazioni riportate, assieme ad alcune statistiche, in Tabella 15 e rappresentata in Figura 24. La serie storica mostra una sostanziale stazionarietà nel tempo; ragion per cui si è ritenuta ancora valida l'analisi precedentemente condotta per le piogge di Borgomanero, cioè una legge di crescita delle medie scala-invariante di tipo (1.a) (v. Figura 23) associata alla costanza del coefficiente di variazione (il che è confermato dalla ridotta oscillazione di questo parametro intorno al suo valor medio ($Cv=0,356$)). Dall'elaborazione di questi dati si sono stimati, al solito, i parametri delle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica di espressione

$$h(d,T)=a_T d^n$$

riportati in Tabella 16.

In base ai dati, i parametri della legge

$$m_d=m_1 d^n$$

valgono, rispettivamente, $m_1=35,03 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-n}$ ed $n=0,338$.

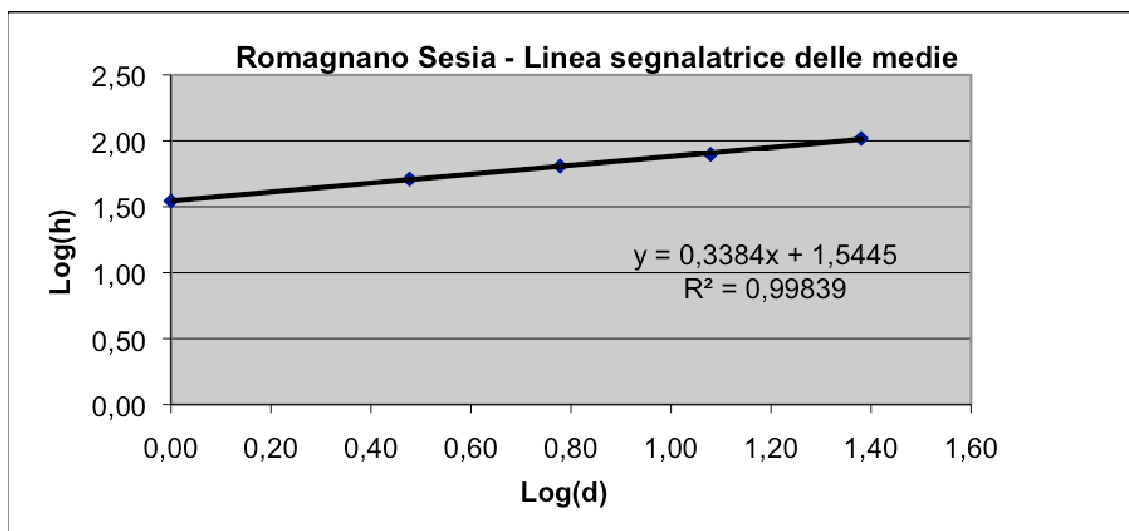


Figura 23 –Variabilità delle medie delle piogge massime annuali con la durata per la stazione di Romagnano Sesia.

1950	24,4	36,4	36,6	48	60
1951	30,6	40,6	41	66	102
1952	53	59,6	62,8	63,4	69,6
1953	48,6	69	74,2	78,2	92,6
1954	40,8	72,6	97,4	112,8	128,6
1955	38	62	66,6	119,8	126,8
1956	31	45	80,6	86,2	116
1957	34,4	96,4	99,8	100,2	110
1958	31	39,2	63,8	65	69
1959	35,4	37,4	54,4	93,2	123,4
1960	34	60	95	128	168,6
1961	24,2	44,4	65,4	84,4	156
1962	37,2	37,2	37,2	62	109,8
1963	33,2	43,4	48	61,8	73,2
1964	43	46,4	46,4	57,4	80,2
1965	31,8	33	41	71	103
1966	40	94	101	101	101

1967	40	61	65	65	65
1968	40	80	174,4	204	275,6
1969	24,8	33	53	67	109
1970	29	37,6	48,6	61	84
1971	22,4	28	46,8	47	79,4
1972	26	39	49,4	66	100
1973	30	48,8	61,4	66,2	72
1974	27	33,2	36	56,8	78,6
1975	40	61,6	61,6	61,6	85,4
1976	64,8	68,8	79,2	92,8	126,2
1977	47,6	56	75,6	84,4	107,8
1979	43	79	102,8	114	175,6
1980	26,8	31,6	33	51	89,8
1981	60,2	78,8	90	90,8	101,6
1982	33	49,6	60	71,6	96,6
1983	46,2	46,6	46,6	46,6	67
1984	29	46,4	65	92,6	110,2
1985	43	46,4	47,2	48	74
1986	20,8	34,2	35,2	50	72
1987	42,2	72,6	78	104,2	115,4
1988	23,4	51,4	62,4	73,6	111
1989	24,2	31,4	44,2	59,6	82,2
1991	26,6	43,4	66,8	76,4	83,4
1992	24,6	36,2	51,6	82	101,4
1993	24,6	42,6	60,8	89	132,8
Ndati	42	42	42	42	42
Media	35,00	51,28	64,42	79,04	104,42
SQM	10,26	17,57	26,06	28,87	38,18
CV	0,293	0,343	0,405	0,365	0,366

Tabella 15 – Misure di altezza di precipitazione massima annuale rilevate presso la stazione di Romagnano Sesia (dagli Annali del SII di Parma, parte I).

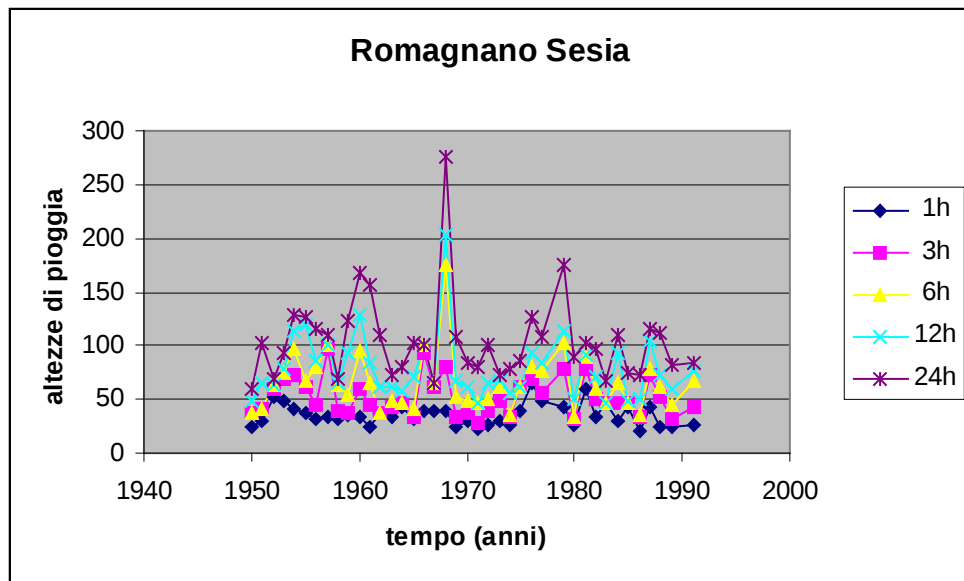


Figura 24 - Serie dei massimi annuali delle precipitazioni di durata assegnata misurate a Romagnano Sesia dal 1950 al 1991 (Fonte: U.I. per il Po, Parma).

Ne consegue che i quantili delle piogge al variare della durata e del tempo di ritorno si ottengono applicando la (1) la (1.a) e la (2), con i parametri riportati in Tabella 16.

Linee segnalatrici scala-invarianti a		Romagnano Sesia						
T [anni]	a_T [mm/h ⁿ]	Durata in ore						
		1	3	6	12	24		
20	58,31	58,31	84,52	106,84	135,04	170,69	$m_1 =$	35.03
50	67,37	67,37	97,66	123,44	156,03	197,22	$n =$	0.338
100	74,16	74,16	107,50	135,88	171,76	217,10	$CV =$	0.356
200	80,92	80,92	117,31	148,28	187,43	236,91		
500	89,85	89,85	130,25	164,64	208,10	263,04		

Tabella 16 – Quantili dell'altezza di precipitazione stimati adottando la distribuzione di Gumbel scala-invariante

Nella Figura 25 è riportato, infine, l'adattamento tra curve di frequenza cumulata dei campioni osservati e legge di distribuzione di probabilità scala-invariante.

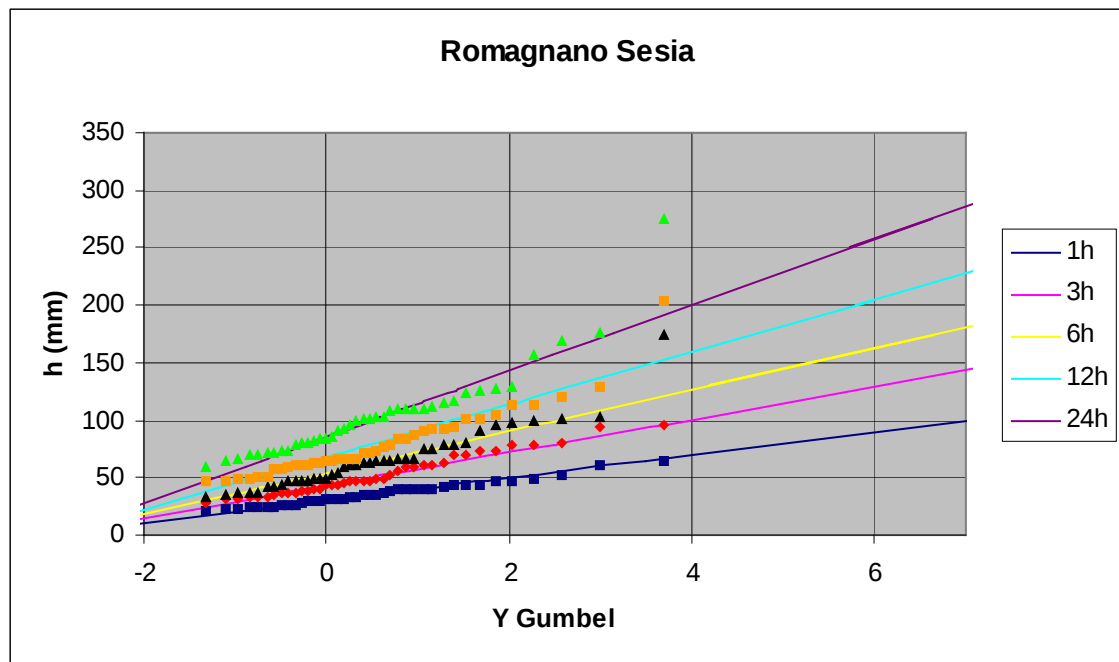


Figura 25 - Adattamento dei campioni di altezza di precipitazione massima annuale alla funzione di distribuzione di Gumbel.

Linee segnalatrici puntuali medie sul bacino.

Allo scopo di stimare il valore medio, per il bacino del T. Agogna, dei parametri a_T ed n , delle linee segnalatrici, si sono messi a confronto i parametri stimati per le varie stazioni pluviografiche (v. Tabella 17). Da tale confronto si nota che per nessuno dei parametri stimati

Parametro	Borgomanero	Omega	Momo	Borgosesia	Coggiola	Grignasco	Trivero	Romagnano Sesia	Valori medi
m_1 (mm)	29,66	30,75	29,85	36,80	35,16	32,43	33,04	35,03	32,94
n	0,370	0,465	0,331	0,403	0,435	0,385	0,463	0,338	0,398
C_v	0,345	n.v.	0,319	0,290	0,347	0,373	0,340	0,356	0,342
Z (m s.m.)	306	300	213	360	468		750	266	-
H (m)	2,10	2,00	2,00	1,60	1,80		5,00	1,80	-
AI	1899	1981	1935	1913	1916		1946	1924	

Tabella 17 – Parametri significativi delle linee segnalatrici dei pluviografi della zona (Z=quota s.l.m.; H quota sul terreno; AI anno di inizio delle osservazioni).

emerge una significativa tendenza a crescere con la quota o con qualche altra caratteristica; appare solo una certa minima tendenza ad aumentare delle piogge, in accordo con quanto riscontrato dai totali annui (v. Figura 3) secondo una direttrice che dalla Val Sesia passa alla Valle del Toce e prosegue sulla Val Cannobina. Ragion per cui si è ritenuto sufficientemente cautelativo assumere, per le piogge puntuali, i seguenti valori dei parametri:

m_1 **33,00**
 n **0,40**
 C_v **0,35**

Da tali valori si possono dedurre per il bacino le seguenti piogge:

Linee segnalatrici scala-invarianti a		T. Agogna					
T [anni]	a_T [mm/h ⁿ]	Durata in ore					
		1	3	6	12	24	
20	54,54	54,54	84,64	111,68	147,37	194,45	m_1 33,00
50	62,93	62,93	97,66	128,86	170,03	224,36	n 0,40
100	69,21	69,21	107,41	141,73	187,01	246,76	C_v 0,35
200	75,48	75,48	117,13	154,55	203,93	269,09	
500	83,74	83,74	129,95	171,47	226,26	298,55	

Tabella 18 – Linee segnalatrici puntuali del centro di scroscio del bacino del T. Agogna.

Durata e forma dello ietogramma di progetto.

Al fine di stimare la piena di progetto, nel suo complesso di portata al colmo e idrogramma, si è ritenuto opportuno assumere che l'evento di progetto si prolunghi per una durata di 18 ore, cioè pari a circa tre volte il tempo di corrivazione. Per definire l'andamento temporale delle intensità di precipitazione, si è poi ipotizzato che gli scrosci di precipitazione si distribuiscano nel tempo rispettando la linea segnalatrice (2) per le durate comprese tra 6 e 18 ore. Questa ipotesi, che sta alla base, ad esempio, della formulazione del cosiddetto ietogramma 'Chicago' (Chow et al, 1988), è da ritenersi normalmente molto cautelativa, ma trova riscontro, comunque, nell'analisi di serie storiche dei massimi annuali di altezza di precipitazione al variare della durata. Si verifica frequentemente, infatti, che le altezze di precipitazione massime annuali occorrono, per diverse durate, durante il medesimo evento meteorico. Ad esempio, durante l'evento 1968, il pluviografo di Borgomanero ha misurato le precipitazioni massime, tra quelle registrate a partire dal 1933, sia per la durata di 12 ore che per quella di 24 ore, e fra le più elevate anche per le durate inferiori. Questo comportamento è stato osservato anche nel corso dell'alluvione del 16-17 ottobre 2000 in molte stazioni piemontesi (Regione Piemonte, 2000). Assumere che nel medesimo evento vengano rispettate le altezze determinate dalla medesima linea segnalatrice del tempo di ritorno di interesse fino alle durate di 24 è perciò di norma piuttosto cautelativo.

Si è infine assunto come l'istante di maggior intensità delle piogge avvenga all'inizio del periodo piovoso rappresentato dell'evento di progetto. Un simile andamento temporale è tipico degli eventi causati dall'avanzamento di fronti freddi, di durata compatibile con quella di progetto, che è intermedia tra quella degli episodi, brevi, di tipo convettivo, e quella degli eventi causati dall'avanzamento di fronti caldi, che si prolungano anche per diversi giorni. In definitiva, quindi si è ipotizzato un istogramma suddiviso in tre periodi piovosi a intensità costante lorda secondo la seguente tabella

T	I	II	III	Totale
20	111,68	35,68	25,95	173,31
50	128,86	41,17	29,94	199,97
100	141,73	45,28	32,93	219,94
200	154,55	49,38	35,91	239,84
500	171,47	54,79	39,84	266,10

Tabella 19 – Ietogrammi puntuali del centro di scroscio del bacino del T. Agogna (Periodi piovosi di 6 h).

Riduzione delle piogge all'area

Per il calcolo della sollecitazione pluviometrica media areale sul bacino, si è ritenuto necessario applicare allo ietogramma puntuale un fattore di riduzione delle precipitazioni all'area. Infatti l'area complessivamente sottesa dal sezione di chiusura comporta, secondo i canoni del corretta stima della sollecitazione meteorica, una riduzione non del tutto trascurabile dell'altezza di precipitazione media rispetto a quella misurata da un pluviometro 'area centered'.

In questa sede è parso utile fare riferimento alla funzione di riduzione dei nubifragi all'area ricavata da Moisello e Papiri (1986). Questi autori, analizzando le precipitazioni misurate nella zona di Milano – Pavia dal 1977 al 1981, hanno mostrato come il fattore di riduzione, r , inteso come rapporto tra l'altezza di pioggia media, relativa a una data area A , e l'altezza di pioggia relativa ad un pluviometro posto nel centro dell'area stessa, non dipenda sensibilmente dal tempo di ritorno. Il fattore di riduzione risulta, invece, funzione sia dell'area sia della durata della precipitazione, d , secondo una relazione da determinarsi sperimentalmente. Coi dati disponibili la relazione in questione è stata stimata come (v. Figura 26):

$$r(A, d) = 1 - \exp[-2.472 A^{-0.242} d^{0.6 - \exp(-0.643 A^{0.235})}],$$

per $5 < A < 800 \text{ km}^2$ e $15' < d < 12 \text{ h}$ (3)

ove l'area, A , è espressa in km^2 e la durata, d , in ore.

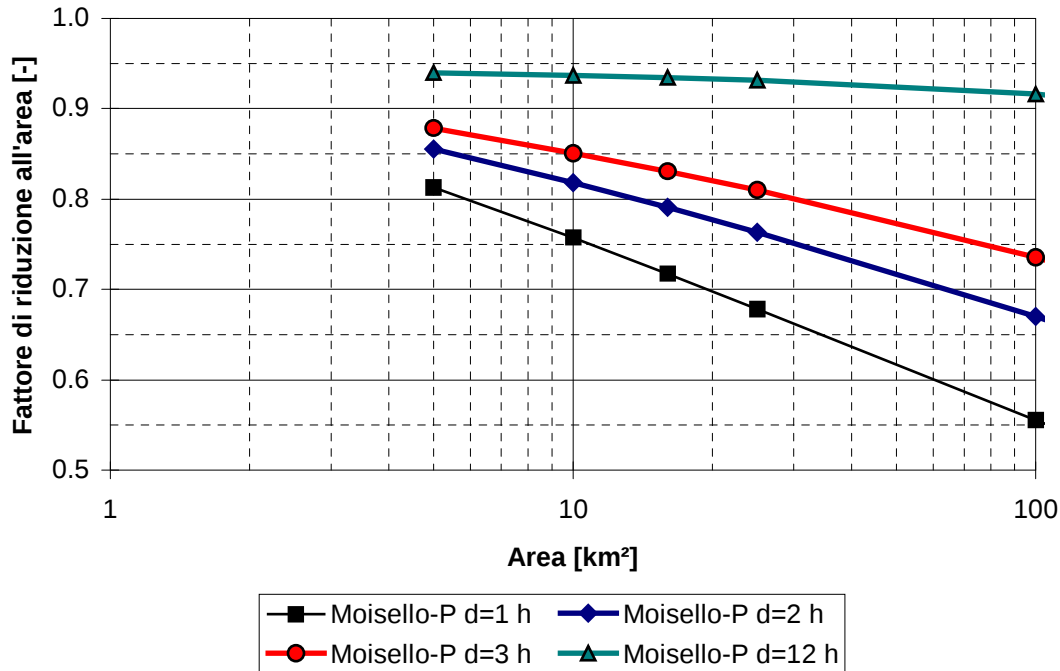


Figura 26 - Curve di riduzione delle precipitazioni all'area proposte da Moisello e Papiri

Come si evince facilmente dai grafici di Figura 26, e già noto da altre relazioni analoghe, l'abbattimento delle intensità di precipitazione è particolarmente marcato in coincidenza delle brevi durate, corrispondenti agli scrosci più violenti. Per la durata di tre ore il fattore di riduzione, calcolato rispetto all'area del bacino alla sezione di interesse risulta inferiore a 0.75, mentre per la durata di 24 ore,

superiore al limite di validità della formula, secondo gli autori, risulterebbe di 0.91, valore molto prossimo a quello fornito da altre espressioni in uso nella pratica idrologica, come per esempio quella proposta dall'U.S.W.B. La pioggia lorda ragguagliata durante l'evento di progetto per una durata di 18 ore avrebbe, pertanto, un'altezza equivalente 253 mm abbattuto del 5% rispetto alla pioggia lorda puntuale di 266 mm. Sullo scroscio di 6 ore, invece, la pioggia viene abbattuta del 16% passando da 171 mm a 144 mm. In definitiva le altezze di pioggia ragguagliata dei tre periodi piovosi assommano a:

T	I	II	III	Totale
20	93,94	41,34	29,34	164,63
50	108,39	47,70	33,86	189,95
100	119,22	52,46	37,24	208,92
200	130,01	57,21	40,61	227,82
500	144,24	63,47	45,05	252,76

Tabella 20 – Ietogrammi ragguagliati del bacino del T. Agogna (Periodi piovosi di 6 h).

5. Taratura di un modello idrologico per la stima degli idrogrammi di vario tempo di ritorno

Quale termine di confronto con le portate stimate mediante utilizzo delle formule regionali più avanti riportate si è provveduto a calcolare l'idrogramma di piena di dato tempo di ritorno mediante utilizzo di un modello di trasformazione afflussi-deflussi, relativamente alla sola portata di acqua chiara con tempo di ritorno $T=20$ anni e $T=200$ anni, valore quest'ultimo a base della perimetrazione delle aree inondabili soggette a normazione da parte dell'AdB del Po. Si è fatto a tale scopo utilizzo di un modello idrologico di tipo distribuito messo a punto per finalità di ricerca presso la Facoltà di Ingegneria della Università degli Studi di Brescia.

Lo schema utilizza quale base topografica di riferimento un modello di elevazione del terreno. In una fase di pre-elaborazione dei dati, l'algoritmo provvede ad estrarre dal modello di elevazione del terreno il reticolo coprente, inteso come insieme connesso dei percorsi di massima pendenza all'interno del bacino; da questo genera il reticolo canalizzato, filtrato dal primo mediante criteri consolidati in letteratura. L'insieme della informazione topografica e geomorfologica contenuta nel modello di elevazione del terreno è così riorganizzata all'interno dei due reticoli i quali rispettivamente rappresentano, da un punto di vista idrologico-idraulico:

- l'insieme dei percorsi lungo i quali si forma la risposta di versante;
- il reticolo lungo il quale si trasferisce l'onda di piena fino alla sezione di chiusura.

Nella Figura 1, qui richiamata per chiarezza, si mostra il bacino del fiume Agogna alla sezione di Borgomanero-P.te del Ferrovia, così come riconosciuto a partire dal modello digitale del terreno a passo 50 metri della Regione Piemonte. Sovrapposto, in linea rossa, si mostra poi il reticolo canalizzato lungo il quale è stata effettuata la propagazione di piena nel modello idrologico, così come illustrato nelle pagine seguenti. Il reticolo è stato estratto con un criterio di area di supporto dipendente dalla pendenza locale dell'asta. Il bacino complessivo individuato risulta avere area di 92.02 Km^2 . Di questi, circa 17.1 sono da attribuire al bacino del T. Grua (o T. Lagone) e 7.8 all'Agogna Vecchia.

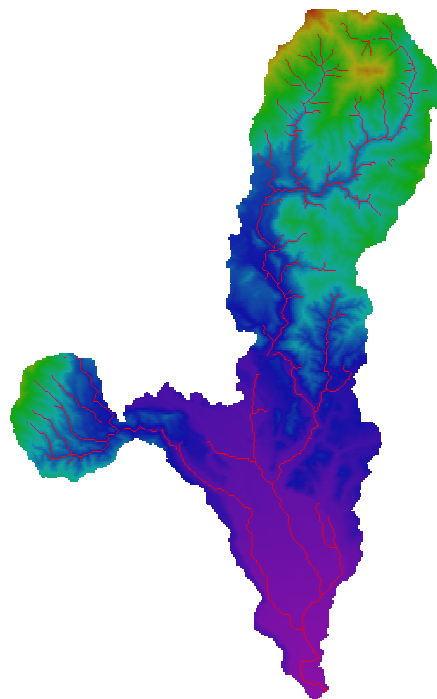


Figura 1 - bacino del fiume Agogna alla sezione di Borgomanero utilizzato per il modello idrologico.

Ciascuna cella in cui è diviso il bacino viene associata, all'interno del modello, al reticolo coprente o a quello permanente. Il comportamento idrologico della porzione di versante o di canale rappresentato dalla cella viene simulato mediante un modello di tipo concentrato, parametrizzato in termini di grandezze locali. In particolare, sulla base del valore delle variabili di stato locali e del comportamento delle celle poste idraulicamente a monte, ciascuna cella fornisce, ad ogni istante di tempo, una uscita locale (il deflusso superficiale e quello ipodermico) la quale viene trasferita alla porzione elementare di bacino (cella) che, nella descrizione di reticolo, è posta a valle. In tale modo, si riproduce la risposta di piena del bacino come una coraltà di risposte locali, il cui legame causa-effetto è automaticamente tenuto in conto dalla struttura topologica del reticolo di drenaggio. Dal punto di vista della parametrizzazione del modello a scala di cella, essa è effettuata legando tra loro un parametro globale, oggetto della taratura, modulato però da variabili che sono localmente note (e.g., la pendenza locale da cui dipende la velocità dello scorrimento). E' chiaro che l'impostazione distribuita del modello consente di ottenere una risposta altrettanto distribuita. Si ha cioè la possibilità di conoscere, ad ogni istante temporale e in ogni punto del reticolo canalizzato, l'andamento dell'onda di piena e il contenuto locale di umidità di ciascuna cella del bacino.

In termini più dettagliati la struttura del modello idrologico è la seguente. Ciascuna cella del bacino, che non appartenga al reticolo di drenaggio individuato come permanente, è modellata come costituita da due serbatoi di esponente m , uno superficiale e uno profondo, ciascuno governato da una propria legge di conservazione della massa del tipo:

$$\frac{dV}{dt} = Q_{in} - kV^m \quad (4)$$

essendo V il volume invasato e Q_{in} la portata entrante dai serbatoi corrispondenti alle celle poste immediatamente a monte di quella corrente nel reticolo. Le celle sono, come detto, organizzate tra loro secondo la struttura del reticolo di drenaggio coprente. E' tale struttura topologica che definisce quali celle sversino in una posta a valle, e quale debba essere l'ordine di risoluzione delle equazioni affinché sia rispettata la fisica del processo di formazione della piena.

Nel serbatoio profondo converge l'acqua localmente assorbita dal suolo. Infatti la pioggia che cade al suolo viene in buona parte assorbita dal terreno e/o invasata in depressioni superficiali non connesse al sistema di drenaggio. Essa poi torna in parte all'atmosfera per evaporazione e traspirazione o confluisce verso la rete di drenaggio attraverso lo scorrimento superficiale oppure tramite un più lento processo di filtrazione sotterraneo. Atteso che nel corso degli eventi meteorici intensi l'evapotraspirazione risulta normalmente del tutto trascurabile, ai fini della stima delle portate di piena assume molta importanza la separazione delle piogge 'nette', efficaci ai fini degli scorrimenti superficiali, da quelle infiltrate nel suolo che daranno luogo ai suddetti fenomeni di alimentazione della rete idrografica per filtrazione sotterranea e di perdita vera e propria verso l'atmosfera; l'importanza di questa separazione risiede nel fatto che spesso, come la lunga esperienza di studi idrologici ha dimostrato, la ricostruzione delle portate di piena può essere essenzialmente basata sui soli scorrimenti superficiali.

Da un punto di vista operativo esistono numerosissimi metodi per la separazione dell'idrogramma delle piogge nette. A tale proposito nella presente applicazione si è fatto utilizzo di una parametrizzazione locale basata sul metodo CN -SCS. Il metodo CN del *Soil Conservation Service* americano si appoggia sulla determinazione, quali-quantitativa, delle proprietà idrologiche dei suoli e sul loro uso. Il metodo suppone che il parametro CN, detto numero di curva, di un bacino omogeneo (o di una sua porzione omogenea) sia legato al massimo volume infiltrabile nel suolo, S , tramite la relazione:

$$S = 25400 / CN - 254 \quad (5)$$

Noto S , la pioggia cumulata netta P_n , associata a una pioggia cumulata totale lorda P , viene calcolata tramite la relazione:

$$P_n = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (6)$$

ove I_a (initial abstraction) rappresenta la perdita iniziale dovuta ai piccoli invasi, all'intercettazione e alla capacità di suzione del terreno all'inizio dell'evento meteorico. In mancanza di tarature, secondo quanto consigliato in letteratura, I_a viene posto pari al 20% di S . Nel caso in esame ad ogni cella in cui viene suddiviso il bacino è stato associato un valore di CN , ottenuto ipotizzando che tale parametro vari in funzione della quota rispetto alla sezione di chiusura, tra un valore $CN = 60$ e $CN = 75$. Il valore medio per il bacino è così attorno a 64 e la mappa corrispondente è mostrata in Figura 27. La ragione di questa scelta risiede, da un lato, nelle caratteristiche di buona permeabilità dei suoli e di estesa copertura vegetazionale; dall'altro, nel tentativo di effettuare una calibrazione che desse risultati congruenti con quelli ottenuta dall'analisi dei dati idrometrici, illustrata nel prossimo capitolo.

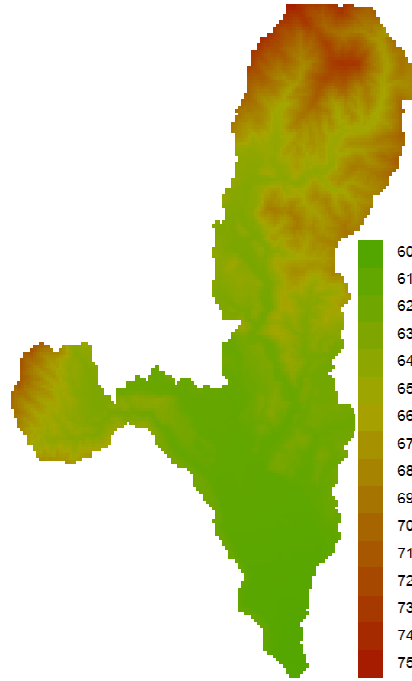


Figura 27 - mappa del parametro CN utilizzato nella simulazione.

Ipotizzando la validità di una legge di deflusso per lo scorrimento superficiale tipo Chezy, la costante k_{sup} dei serbatoi superficiali può localmente darsi come

$$k_{sup} = \frac{K_s i^{0.5}}{L^{7/3}} \quad (7)$$

(dove i è la pendenza locale del versante, automaticamente calcolata dal codice nella direzione di deflusso, e L la larghezza di ciascuna cella). In fase di impostazione del modello è dunque chiesto di fornire il valore dell'esponente m e del parametro globale di 'scabrezza' di Strickler K_s per i versanti, lasciando poi al programma il compito di differenziare cella per cella il valore da attribuire alle costanti del serbatoio superficiale, in ragione della pendenza locale.

In modo analogo, per quanto attiene il deflusso ipodermico, supposta valida una relazione alla Darcy per moto saturo, la costante k_{sub} dei serbatoi ipodermici può darsi come

$$k_{sub} = \frac{Ki}{L} \quad (8)$$

dove K rappresenta un coefficiente di permeabilità ipodermica (in m/s) globale che deve venir specificato dall'utente. I serbatoi superficiali comunicano tra loro attraverso una connessione regolata dal reticolo di versante; la stessa struttura di connessioni è utilizzata per quelli ipodermici. Quando il deflusso trasferito

dalle due catene di serbatoi (superficiali e sotterranei) giunge in corrispondenza di una cella dove sia presente il reticolo permanente, le portate confluiscono in alveo e, da qui, sono trasferite con uno schema di ‘flood-routing’ di tipo Muskingum-Cunge alla sezione di chiusura del bacino. In definitiva, utilizzando una terminologia più prettamente idrologica, potremmo dire che il modello realizza una generalizzazione del modello di Nash, in cui i serbatoi, non più necessariamente in serie tra loro, possono essere di tipo non lineare e con costanti di tempo spazialmente variabili, essendo legate a grandezze locali del bacino.

Per quanto riguarda l’ingresso meteorico, il modello consente di specificare sia piogge spazialmente uniformi per l’intero bacino, sia solidi di pioggia nella forma di matrici di altezza di precipitazione associate a ciascun passo temporale. La matrice di pioggia ad ogni istante temporale può a sua volta derivare da mappe radar o, più frequentemente, dalla interpolazione spaziale di dati di pioggia letti ai pluviografi posti in punti specifici del bacino. Le piogge possono poi venir ragguagliate, mediante utilizzo della formula di Moisello-Papiri, quando l’area del bacino sia superiore a 5 Km².

Una volta che il deflusso si sia propagato lungo il reticolo coprente e sia giunto al reticolo alveato, lungo questo viene propagato fino alla sezione di chiusura facendo uso di un metodo semplificato noto come metodo Muskingum. Questo metodo, che prende il nome dal fiume su cui è stato applicato la prima volta, è uno dei più noti modelli idrologici. A differenza di quello cinematico e, in generale, dei metodi idraulici, questi non fanno un uso diretto delle equazioni differenziali del moto vario, bensì di altre equazioni che in un certo senso ne approssimano la soluzione. In particolare, quelle su cui si basa il metodo Muskingum, sono l’equazione di conservazione della massa:

$$\frac{dW}{dt} = Q_1(t) - Q_2(t) \quad (9)$$

e una concettualizzazione della relazione tra volume invasato e portate fluenti alla sezione iniziale e finale del tronco considerato

$$W(t) = K \cdot [X \cdot Q_1(t) + (1 - X) \cdot Q_2(t)] \quad (10)$$

dove 1 e 2 indicano appunto le sezioni rispettivamente a monte e a valle del tronco d’alveo oggetto di calcolo.

L’ipotesi fondamentale del metodo Muskingum consiste proprio nella schematizzazione del volume d’acqua invasato nel tronco d’alveo in una generica condizione di moto vario come somma di due parti: la prima, sempre positiva, data dal volume del solido compreso tra il contorno dell’alveo e la superficie passante per il pelo libero di valle e parallela al fondo; la seconda, positiva o negativa, costituita dal volume compreso fra la superficie prima definita ed il pelo libero.

Assumendo il battente proporzionale alla portata, W può essere dunque espresso come:

$$W(t) = W'(t) + W''(t), \quad (11)$$

con:

$$\begin{aligned} W'(t) &= K \cdot Q_2(t) \\ W''(t) &= K \cdot X \cdot [Q_1(t) - Q_2(t)], \end{aligned} \quad (12)$$

ove:

K [s] è un ‘coefficiente’ di proporzionalità che rappresenta il tempo impiegato dall’onda ad attraversare il tratto considerato; X [-] è un fattore di peso compreso tra 0 e 0,5.

Poiché si vuole ottenere un modello numerico di propagazione che fornisca l’espressione della portata di valle ad un istante generico $t + \Delta t$, si ricava dalle equazioni precedenti l’espressione discretizzata della variazione del volume invasato nel tempo:

$$\frac{\Delta W}{\Delta t} = \frac{Q_1(t) + Q_1(t + \Delta t)}{2} - \frac{Q_2(t) + Q_2(t + \Delta t)}{2}; \quad (13)$$

e quindi

$$\frac{\Delta W}{\Delta t} = \frac{KX[Q_1(t + \Delta t) - Q_1(t)] + K(1 - X)[Q_2(t + \Delta t) - Q_2(t)]}{\Delta t}. \quad (14)$$

Uguagliando il secondo membro delle equazioni trovate, si ottiene l'espressione della portata incognita $Q_2(t + dt)$ in funzione di $Q_1(t)$, $Q_1(t)$, portata di valle nell'istante precedente, e di $Q_1(t + dt)$, portata di monte nello stesso istante:

$$Q_2(t + \Delta t) = a_1 Q_1(t) + a_2 Q_1(t + \Delta t) + a_3 Q_2(t) \quad (15)$$

ove:

$$\begin{aligned} a_1 &= \frac{KX + 0,5\Delta t}{K(1 - X) + 0,5\Delta t} \\ a_2 &= \frac{-KX + 0,5\Delta t}{K(1 - X) + 0,5\Delta t} \\ a_3 &= \frac{K(1 - X) - 0,5\Delta t}{K(1 - X) + 0,5\Delta t}. \end{aligned} \quad (16)$$

È evidente che, una volta note le condizioni iniziali ed al contorno, per utilizzare il metodo è necessario attribuire dei valori opportuni ai coefficienti K ed X, cosa che viene fatta mediante opportuna taratura.

Simulazione della trasformazione afflussi-deflussi per il bacino del T. Agogna

Nel caso della presente applicazione, ciascuna delle celle elementari (di dimensione 100x100m, essendo il DEM derivato per aggregazione dal DEM regionale il cui passo originale è di 50 m) in cui è stato suddiviso il bacino è stato modellato come serbatoio sub-superficiale lineare e serbatoio superficiale ad esponente $m=1,75$.

Il reticolo canalizzato è stato estratto da quello coprente con un criterio legato alla pendenza locale del reticolo, con soglia di 0.02 Km² ed esponente 1.7. Il reticolo relativo è mostrato in Figura 1 e le quantità geomorfologiche associate sono mostrate in Tabella 1. Infine, il coefficiente di filtrazione K satura è stato posto pari a 0.0001 m/s, valore che pare adatto al tipo di suolo che mediamente ci si può attendere nel bacino.

In mancanza di idrogrammi misurati alla sezione di chiusura del T. Agogna o di bacini simili nelle vicinanze, al fine di stimare le costanti di resistenza K_s per i versanti e per i canali, la taratura è stata condotta partendo da bacino asciutto e sollecitando i serbatoi superficiali che modellano la formazione del solo deflusso superficiale del bacino con una pioggia di intensità costante e di durata sufficientemente prolungata, fino ad ottenere una risposta del modello del bacino allo scalino di pioggia caratterizzata da tempo di andata a regime del bacino compatibile con il tempo di corrivazione atteso per lo stesso, a sua volta stimato mediante la f.la di Giandotti, in circa 6.3 ore. Il tempo di base dell'TUH risulta circa pari al tempo di corrivazione, mostrando che la parametrizzazione adottata è in grado di cogliere la dinamica del bacino (si veda Figura 28).

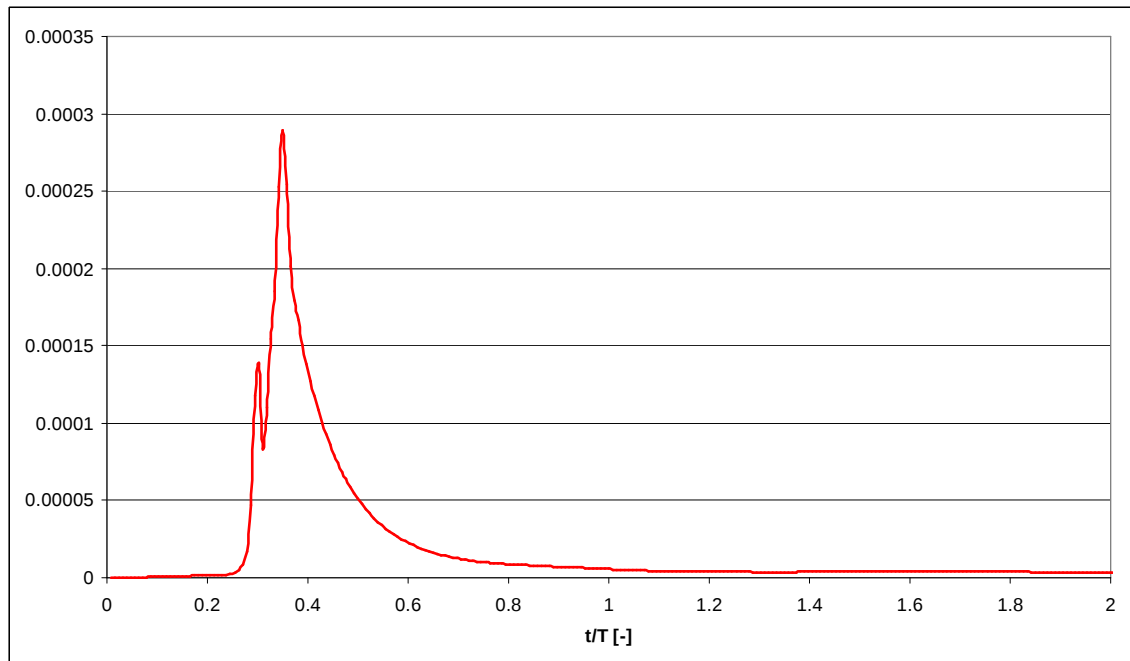


Figura 28 - Risposta ad una precipitazione impulsiva del bacino a fronte di una precipitazione costante di 9 mm/ora.

Tale risultato è stato ottenuto adottando, in corrispondenza di un indice percentuale unitario, un valore $K_s = 2.5 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ per i versanti e $K_s = 25 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ per il deflusso alleato, valori che appaiono assolutamente ragionevoli in relazione alle caratteristiche delle superfici scolanti (inerbite/boscate) e dei tiranti idrici attesi (pochi millimetri sui versanti e metri nell'alveo). Infine, allo scopo di tenere in conto l'effetto di infiltrazione nel terreno, si è operato con il metodo Curve Number (CN) proposto dal Soil Conservation Service del Dipartimento della Agricoltura Americano, come sopra indicato.

Si è adottata la classe AMC-II per la applicazione del metodo CN e si è posta a $0.2 \cdot S$ il coefficiente moltiplicativo della *Initial Abstraction* prevista dal metodo. Operando per raffronto con i valori di riferimento per il colmo di piena, poiché il modello prevede la possibilità che la larghezza del reticolo canalizzato sia variabile da monte a valle, si è ipotizzato che questa vari da 3 m in corrispondenza delle testate dei rami di primo ordine sino a 20 m alla sezione di chiusura.

Con il modello tarato sulla base delle esperienze precedenti, si è ritenuto opportuno simulare due eventi caratterizzati da ietogrammi ottenuti dalle curve di possibilità pluviometrica con tempo di ritorno di 20 e 200 anni. Questi ietogrammi, mostrati in Figura 29, sono stati ottenuti giustapponendo scrosci di lunghezza pari al tempo di corrivazione del bacino (circa 6 ore) e di intensità decrescente nel tempo.

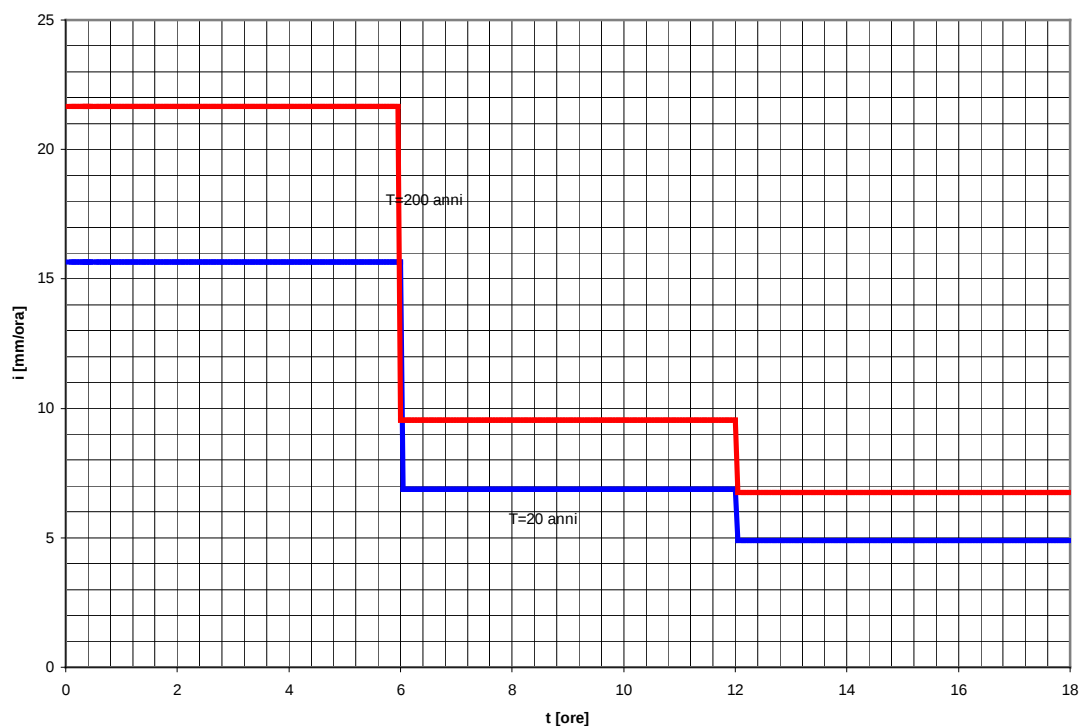


Figura 29 - Ietogrammi utilizzati nelle simulazioni.

La simulazione dell'evento caratterizzato da tempo di ritorno $T=20$ anni, caratterizzato da un volume affluito di $15144651 \text{ [m}^3\text{]}$, è mostrata in Figura 30, dove si riportano gli idrogrammi relativi a tre diverse sezioni a Borgomanero. Complessivamente, il volume totale defluito è di $5997395 \text{ [m}^3\text{]}$, con un coefficiente di afflusso di $0.40 [-]$. Nei serbatoi superficiali del modello risultano ancora presenti $844416 \text{ [m}^3\text{]}$ e nell'acquifero subsuperficiale $8077833 \text{ [m}^3\text{]}$.

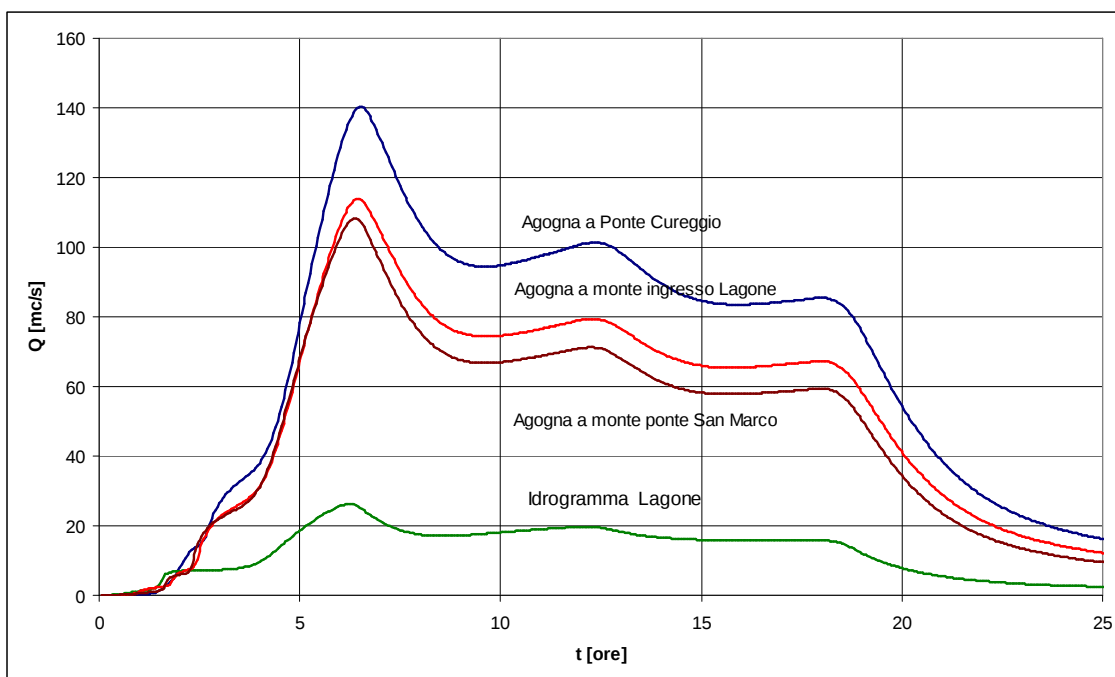


Figura 30 - Idrogrammi conseguenti alla simulazione dell'evento a tempo di ritorno 20-nnale.

Di seguito (Figura 31) si riporta poi la dell'evento caratterizzato da tempo di ritorno $T=200$ anni, caratterizzato da un volume affluito di $20902710 \text{ [m}^3\text{]}$. Complessivamente, il volume totale defluito è di $10343450 \text{ [m}^3\text{]}$, con un coefficiente di afflusso di $0.49 [-]$. Nei serbatoi superficiali del modello risultano ancora presenti $1095502 \text{ [m}^3\text{]}$ e nell'acquifero subsuperficiale $9164176 \text{ [m}^3\text{]}$.

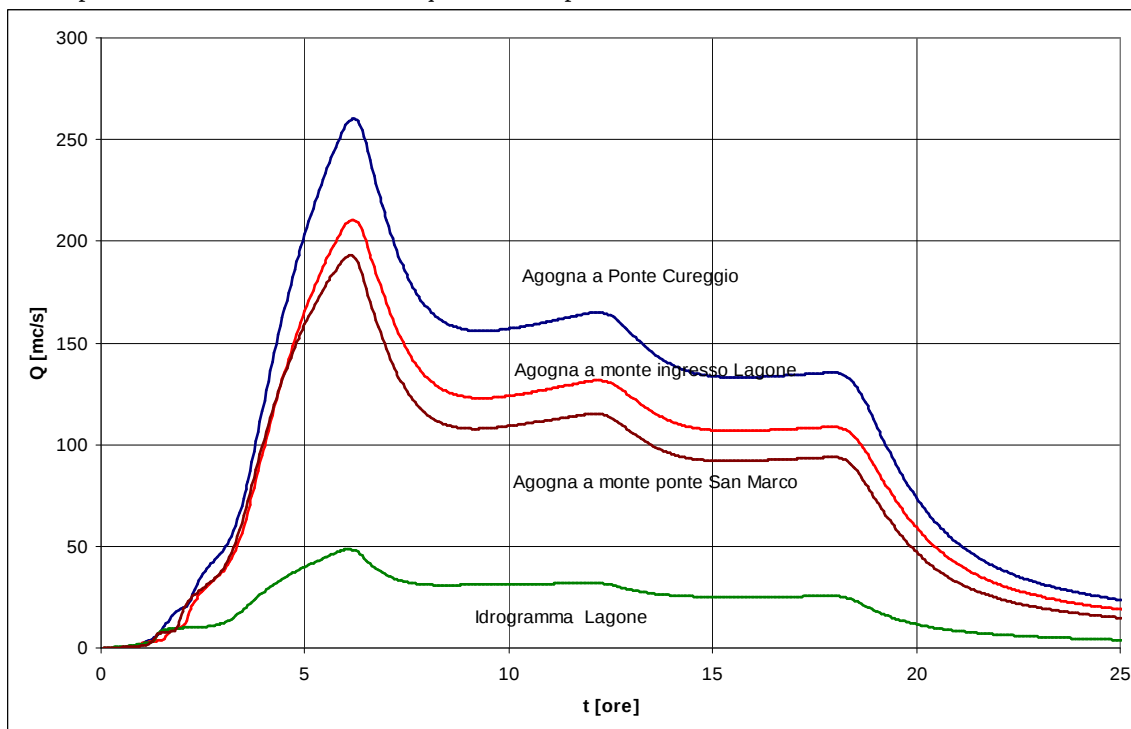


Figura 31 - Idrogrammi conseguenti alla simulazione dell'evento a tempo di ritorno 200-ennale.

Si vede subito che l'evento ventennale comporta un valore della portata al colmo di $140 \text{ m}^3/\text{s}$ congruente coi valori risultanti dalle analisi idrometriche sviluppate nei prossimi due paragrafi. Ciò peraltro vale anche per l'evento 200-ennale e per quelli degli altri tempi di ritorno di calcolo.

Il che, secondo una consolidata pratica idrologica, consente di ritenere significative e valide le simulazioni sia lungo l'asta che si sviluppa tra P.te S. Marco e il P.te di Cureggio sia per i due affluenti, Lagone-Grua e Agogna Vecchia, che si immettono lungo il tratto stesso.

6. La regionalizzazione delle portate e la procedura VAPI di stima della curva di crescita.

In anni recenti si è diffusa, soprattutto in Italia, l'applicazione del modello probabilistico dei valori estremi a due componenti (o TCEV) (Rossi et al., 1984). Proposto nel progetto VAPI (VALutazione delle Piene) per la stima regionale delle piene fluviali, esso è stato adottato anche per l'inferenza statistica delle piogge intense. (cfr., ad es., Franchini e Galeati, 1994).

Alla base della formulazione del modello TCEV sta l'osservazione che nei campioni dei massimi annuali di una variabile idrologica, nel nostro caso le portate al colmo di piena, si incontrano alcuni valori significativamente più elevati degli altri. Il campione dei massimi annuali, si suppone pertanto costituito da una *mistura* di valori provenienti da due distinte popolazioni: la prima costituita da eventi, detti *ordinari*, di intensità medio-alta, la seconda da eventi detti 'outliers', di intensità *straordinaria*. Detti λ_1 e λ_2 i tassi di occorrenza annua, rispettivamente, degli eventi ordinari e straordinari e θ_1 e θ_2 le relative

medie, la distribuzione della variabile casuale Q_c , colmo massimo annuale, ha l'espressione a 'doppia componente':

$$F_Q(x) = \exp \left[-\lambda_1 \exp\left(-\frac{x}{\theta_1}\right) - \lambda_2 \exp\left(-\frac{x}{\theta_2}\right) \right] \quad (17)$$

Non essendo disponibile una espressione analitica per i quantili con distribuzione dei valori estremi a due componenti, per il loro calcolo è possibile adottare una approssimazione asintotica, accettabile, ai fini progettuali, per i tempi di ritorno, di usuale interesse tecnico, superiori ai 5 anni.

Definite la variabile ridotta w

$$w = \frac{x}{\theta_1} - \ln \lambda_1 \quad , \quad (18)$$

e le variabili ausiliarie θ_* e Λ_*

$$\theta_* = \theta_2 / \theta_1 \quad , \quad (19)$$

$$\Lambda_* = \frac{\lambda_2}{\lambda_1^{1/\theta_*}} \quad , \quad (20)$$

il quantile a tempo di ritorno assegnato della variabile ridotta w vale, nell'approssimazione asintotica,

$$w_T = \theta^* (\ln \Lambda^* + \ln T) \quad . \quad (21)$$

Il corrispondente quantile $Q_c(T)$ della variabile casuale originaria risulta, valendo la (21),

$$Q_c(T) = \theta_1 (w_T + \ln \lambda_1) = \theta_1 [\theta_* (\ln \Lambda^* + \ln T) + \ln \lambda_1] \quad . \quad (22)$$

Per la stima dei quattro parametri che compaiono nella (22) ci si avvale, in primo luogo, della relazione esistente tra il parametro di scala θ_1 , cioè la media delle componenti ordinarie, e la media, μ , della variabile casuale Q_c :

$$\mu = \theta_1 \left[(\ln \lambda_1 + 0.577) - \sum_{j=1}^{\infty} \frac{(-1)^j \Lambda_*^j}{j!} \Gamma\left(\frac{j}{\theta_*}\right) \right] = \theta_1 \eta \quad , \quad (23)$$

dove il parametro ausiliario η è funzione dei parametri λ_1 , Λ_* e θ_* .

Supponendo che la media $\mu(Q)$ del processo delle portate al colmo massime annuali sia esprimibile in funzione di opportuni parametri geomorfoclimatici, spesso solo dell'area del bacino, nell'ipotesi che la legge di crescita w_T ed il tasso degli eventi ordinari λ_1 siano costanti al variare dell'area, è possibile, posto $K_T = (w_T + \ln \lambda_1) / \eta$, scrivere la stima della portata al colmo come

$$Q_c(T) = \mu(Q) (w_T + \ln \lambda_1) / \eta = \mu(Q) K_T \quad . \quad (24)$$

I parametri Λ^* e θ^* vengono stimati, usualmente, in base a tecniche di regionalizzazione, individuando, al primo livello gerarchico, le regioni in cui si possano ritenere costanti. Il parametro λ_1 viene stimato, al secondo livello gerarchico, in base ad una procedura di tipo iterativo, utilizzando stimatori alla massima verosimiglianza (Fiorentino e Gabriele, 1985).

Per la regione, nel bacino del Po, che comprende i bacini del Sesia e del Toce, Brath et al., (1997) hanno stimato i seguenti valori per i parametri regionali

λ_1	η	Λ^*	θ^*
24.74	6.70	1.21	3.48

Tabella 21 – Valore dei parametri della TCEV per l'area di interesse stimati da Brath et al., 1997.

La media μ , valida alla scala locale, è stimabile, quando disponibili, dalle statistiche di portata al colmo per la sezione di misura, oppure mediante tecniche di regionalizzazione.

Bacchi et al. (1999) avevano stimato, invece, una curva di crescita per i bacini dell'arco alpino dal F. Sarca al F. Sesia utilizzando il modello GEV, in base a dati più aggiornati, in parte, rispetto a quelli degli studi precedenti.

Per questo studio, infine, è stata stimata la curva di crescita della variabile adimensionale $k=Q_c/\mu(Q_c)$ a partire dai dati al colmo di piena massimi annuali di un campione ancora più completo, visto che sono stati utilizzati i dati cortesemente forniti dal Servizio Geologico ed Idrografico Svizzero (in corsivo nella Tabella 22) e quelli relativi alla stazione del F. Toce a Candoglia, forniti dal Consorzio del Ticino e messi a disposizione dalla Regione Piemonte assieme ad una scala delle portate aggiornata alla fine degli anni '80. Effettuando una media pesata, con pesi proporzionali al numero di osservazioni dei valori del *coefficiente di asimmetria*, si è ottenuto un valore di 1.1, di poco inferiore a quello di una variabile di Gumbel (1.13). Escludendo la stazione del Ticino a Bellinzona che presenta un coefficiente di asimmetria di -0.32, alquanto anomalo, e comunque non del tutto significativa della pluviometria dell'area di interesse, l'asimmetria media pesata è risultata pari a **1.34**, valore cui corrisponde un parametro di forma della distribuzione GEV $k=-0.0314$. In base a questi valori si è ritenuto opportuno stimare, per l'area che comprende i bacini del medio e basso Ticino, Toce, Rodano, del Sesia e del Lys, la curva di crescita di una variabile GEV con *coefficiente di variazione medio pesato*, risultato di **0.541**. La Figura 33 illustra l'adattamento di alcune serie storiche, selezionate tra quelle raccolte, alla curva di crescita adottata. La curva di crescita ottenuta è riportata nella Tabella 23, dove sono riportate, a titolo di confronto, anche le portate al colmo della sezione di interesse stimate con le varie leggi regionali.

Per la determinazione di tali valori è stato necessario pervenire a una ragionevole stima della media dei colmi. La procedura adottata si basa sul metodo suggerito da Villi e Bacchi (2001) e prevede la stima della portata che in una sezione del corso d'acqua particolarmente sollecitata ne determini l'insufficienza. Dalla frequenza media delle esondazioni, interpretata come tempo di ritorno, si desume la portata massima contenibile. Da questa, attribuendole il tempo di ritorno di competenza, si può dedurre il valore della media dividendone il valore per il corrispondente coefficiente di crescita. Nota che sia la media, i valori delle portate al colmo di vario tempo di ritorno sono desumibili moltiplicandone il valore per i corrispettivi coefficienti di crescita così come indicato nella relazione (24).

Come già detto, quasi alla chiusura del bacino è posto il Ponte del Torrione, di origine verosimilmente medievale anche se talvolta indicato come 'ponte romano'. Le piene maggiori, come è ben noto agli abitanti di Borgomanero e Cureggio producono esondazioni a causa dell'insufficienza dei fornici. Da informazioni acquisite in loco¹ sembra che la frequenza di esondazione si aggiri intorno a 2-3 volte ogni 100 anni. Il che lascerebbe presumere che la portata di esondazione dovrebbe avere un tempo di ritorno di 30-50 anni. Assumendo, in via cautelativa, che il valore di tale tempo di ritorno sia ventennale, il coefficiente di crescita assumerebbe il valore di $K_{T=20}=2.0$; essendo la portata di esondazione, stimata in base alla ricostruzione di profili di moto permanente con i coefficienti di scabrezza suggeriti da Hydrodata, pari a 160 m³/s se ne desume una media di colmi di 80 m³/s, valore abbastanza plausibile per la sezione considerata.

Sulla scorta di precedenti studi condotti dagli scriventi, sostanzialmente recepiti dall'Autorità di bacino del Po, la portata di progetto duecentennale dell'Agogna a Borgomanero viene da AdB Po oggi fissata in 280 m³/s (vedasi determina assunta dal Dirigente Dott. F. Puma su proposta del referente Ing. P. Tabellini e della dirigente di struttura Ing. C. Merli, prot. (4220/PU) 1168). Tale valore è certamente ancora molto cautelativo, ma abbastanza lontano dal valore di 370 m³/s adottato in precedenza.

Non va peraltro dimenticato che l'evento storico più gravoso di cui si dispone di informazioni pluviometriche registrate e di testimonianze è quello occorso il 2 novembre 1968, proprio quello citato da Anselmo. In quella occasione tutte le serie storiche di pioggia della zona registrarono il massimo valore della pioggia di 24 h e spesso il massimo per varie durate intermedie (cfr. le serie riportate al capitolo 4). La portata dell'Agogna stimata in quell'occasione all'incrocio col Canale Cavour fu di 500 m³/s. Tale stima venne effettuata in uno studio condotto dai proff. U. Majone e D. Zampaglione per conto del Consorzio irriguo Est Sesia nel 1974, pochi anni dopo l'alluvione. Di tale studio non si è, purtroppo, riusciti a reperire traccia né negli archivi del Consorzio né in quelli dei professori che lo avevano redatto. Tale valore però, da un lato, non appare del tutto congruente coi valori indicati da Anselmo (1985) come inviluppo delle piene dei bacini di pianura e riportata nella successiva Figura 34 con la lettera d).

¹ Ad esempio dalla testimonianza del Sig. Zinna di Borgomanero e di altri anziani residenti da tempo lungo l'alveo.

Dall'altro, condurrebbe a stime delle portate di massima piena dell'Agogna a Borgomanero di circa 200 m³/s (92 km² di bacino), affatto diverse dai 370 m³/s indicati nelle determinazioni delle fasce fluviali. Pur nell'ambito delle inevitabili incertezze di uno studio idrologico, risulta evidente la discrepanza totale delle due indicazioni.

Una portata siffatta, peraltro, non avrebbe alcuna possibilità di verificarsi a Borgomanero per almeno due distinte ragioni. La prima è che il cosiddetto Lagone-Grua (area di circa 17 km²) ha delle portate limite intorno ai 30 m³/s. Portate maggiori provocherebbero estese esondazioni a monte dell'abitato e conseguenti laminazioni delle piene. L'Agogna Vecchia (area circa 6 km²) addirittura si troverebbe oggi nelle condizioni di non poter contribuire se non per poche centinaia di l/s, essendo il suo alveo tombinato e ormai del tutto inefficiente.

Tenuto conto di tale stima, e considerato che il coefficiente di crescita duecentennale è ragionevolmente compreso tra 3,08 e 3,33, dal dato AdB Po si desumerrebbe una media dei colmi compresa tra 91 e 84 m³/s. Questi valori, un po' più alti di quelli stimati nei precedenti studi, sono comunque ben allineati col valore originariamente proposto dagli scriventi. In definitiva, quindi, si è assunta la media di 91 m³/s quale nuovo riferimento per le piene al Ponte di Cureggio.

ANNO	152 Vispa a Visp	654 Saaser Vispa a Zermeiggen	749 Maggia a Bignasca	691 Bavona a Bignasco	Sesia a Campertogno	Mastallone a Ponte Folle	S.Bernardino a Santino	Melezzo a Palagnedra	Toce a Cadarese	Lys a Gressoney St. Jean	Toce a Candoglia	Ticino a Bellinzona	Sermenza a Rimasco
Area [km²]=	778	65.2	194	122	170	149	125	107	183	91	1532	1515	82.35
1894													
1895													
1896													
1897													
1898													
1899													
1900													
1901													
1902													
1903	102.4												
1904	120.5												
1905	168.3												
1906	194.5												
1907	174.3												
1908	151.0												
1909	118.0												
1910	95.6												
1911	161.0												
1912	144.1												
1913													
1914												1148.0	
1915												857.0	
1916												946.0	
1917												1033.0	
1918												1017.0	
1919												813.0	
1920												1466.0	
1921												638.0	
1922	240.0											1308.0	
1923	171.0	23.1										952.0	
1924	186.0	31.4										1200.0	
1925	158.0	35.0										1077.0	
1926	138.0	28.5										1179.0	
1927	179.0	63.9						325.0				1500.0	
1928	200.0	41.2						170.0				1094.0	
1929	179.0	41.0	104.0	63.3				90.0				295.0	
1930	162.0	37.6	175.0	73.9	100.0			145.0				1123.0	

1931	234.0	68.4	202.0	92.1	75.5							822.0	
1932	148.0	41.5	161.0	91.9	95.9			140.0				831.0	
1933	177.0	24.5	188.0	72.0	86.4	130.0		255.0		18.2	941.0	922.0	
1934	199.0	36.6	262.0	116.0	335.0	729.0		160.0		25.6	1040.0	1180.0	
1935	240.0	65.0	225.0	101.0	237.0	228.0		155.0		39.4	1080.0	1220.0	
1936	170.0	34.0	111.5	53.0	50.0	114.0				23.3	634.0	960.0	
1937	145.0	34.0	282.1	110.0	113.0	141.0				33.2	1320.0	1035.0	
1938	210.0	52.5	242.5	119.0	80.7	159.0				23.2	1260.0	1040.0	
1939	250.0	60.0	320.0	157.0	322.0	217.0				26.3	1900.0	1100.0	
1940	145.0	29.0	310.0	155.0	75.5	194.0				19.5	1090.0	1120.0	
1941	160.0	27.5	120.0	72.0	101.0	200.0				20.7	608.0	490.0	
1942	150.0	20.5	220.0	103.0	157.0	260.0				23.0	1830.0	1080.0	
1943	260.0	55.0	157.5	95.0	55.0	108.0					273.0	1000.0	
1944	235.0	31.5	123.0	84.0	180.0	430.0					980.0	985.0	
1945	245.0	52.0	155.0	71.0	160.0						1080.0	665.0	
1946	155.0	26.0	140.0	78.0	70.0	332.0					872.0	765.0	295.9
1947	210.0	39.0	135.0	96.0	200.0	618.0					1730.0	485.0	334.5
1948	375.0	63.0	205.0	137.5	700.0	781.0				65.4	1930.0	1250.0	422.5
1949	175.0	23.0	140.0	80.5	63.8	110.0				19.0	615.0	360.0	107.1
1950	175.0	23.0	152.5	51.5	72.0	150.0		130.0		20.0	597.0	870.0	53.8
1951	185.0	31.0	455.0	160.0		402.0		390.0		29.6	1410.0	1400.0	223.6
1952	140.0	25.0	202.5	80.0		56.0				17.8	342.0	830.0	26.5
1953	165.0	38.0	185.0	93.5		440.0	246.0	155.0		33.5	1040.0	655.0	161.0
1954	240.0	70.0	435.0	150.0		430.0		340.0			2100.0	1155.0	206.7
1955	145.0	37.0	260.0	137.5		129.0		170.0	65.8		639.0	930.0	121.2
1956	155.0	65.0	177.5	80.0		210.0		165.0	55.0		1310.0	1200.0	409.4
1957	230.0	60.0	215.0	85.0		473.0	232.0	125.0	41.9	70.0	843.0	930.0	236.1
1958	270.0	77.5	255.0	127.5		210.0	233.0	145.0	54.9		954.0	980.0	90.4
1959	135.0	21.0	54.0	29.1		188.0	187.0	100.0			324.0	290.0	97.6
1960	160.0	40.0	265.0	160.0		407.0	389.0	375.0	132.0		1620.0	990.0	159.9
1961	205.0	43.5	260.0	83.0		390.0	305.0	495.0	48.6		746.0	370.0	125.0
1962	140.0	19.3	76.0	57.0		414.0	287.0	215.0	44.7		827.0	320.0	173.4
1963	150.0	51.0	485.0	91.0		624.0	196.0	270.0	45.4		900.0	1050.0	87.9
1964	125.0		247.5	71.0		332.0	178.0	140.0	31.2		582.0	410.0	145.7
1965	115.0		495.0	135.0		396.0	387.0	475.0	70.0			1050.0	212.4
1966	100.0		410.0	112.5			216.0	225.0	63.5			590.0	
1967	85.0		340.0	88.0			125.0	230.0	37.6			510.0	
1968	76.0		585.0	132.5		1050.0	282.0	430.0	64.6		2030.0	870.0	206.2
1969	110.0		515.0	132.5			368.0	460.0	51.5			760.0	87.3
1970	94.0		735.0	77.0				540.0	46.7			860.0	
1971	150.0		120.0	24.0				80.0				245.0	

1972	140.0		265.0	137.5				250.0				470.0	
1973	115.0		485.0	87.5				175.0				1260.0	111.7
1974	87.0		84.0	29.0				70.0				600.0	116.1
1975	105.0		695.0	81.0				700.0				920.0	95.2
1976	92.0		380.0	170.0				305.0				1125.0	
1977	88.0		320.0	175.0			365.0	450.0		3100.0		860.0	231.1
1978	142.5		495.0	165.0			325.0	1850.0		1840.0		1420.0	322.5
1979	89.0		310.0	87.0			260.0			2050.0		820.0	299.8
1980	100.0		225.0	225.0			164.0			450.0		650.0	94.1
1981	167.5		400.0				585.0			2020.0		1010.0	135.4
1982	120.0						230.0			1060.0		1000.0	282.1
1983	122.5						540.0			1560.0		1350.0	113.7
1984	99.0						355.0			620.0		820.0	31.6
1985	89.0											880.0	126.8
1986	125.0											860.0	33.4
1987	285.0											1480.0	
1988	105.0											1095.0	
1989	110.0											320.0	
1990	110.0											580.0	
1991	115.0											1015.0	
1992	110.0									1414.0		1350.0	
1993	330.0									2535.0		1220.0	476.0
1994	165.0									984.0		620.0	150.3
1995	93.0											390.0	
1996	90.0									1036.0		920.0	
1997	110.0									929.0		740.0	
1998	74.0											530.0	
1999	80.0									1500.0		1110.0	
2000										2700.0			341.6
N° DATI	88	41	53	52	21	33	22	36	15	17	48	86	38
Q max [m³/s]	375.0	77.5	735.0	225.0	700.0	1050.0	585.0	1850.0	132.0	70.0	3100.0	1500.0	476.0
Media [m³/s]	156.07	41.12	274.77	102.61	158.56	334.91	293.41	302.64	56.89	29.86	1234.27	902.74	182.78
Dev St [m³/s]	58.53	16.07	156.28	41.26	148.99	226.24	115.38	305.48	23.51	15.50	644.88	307.57	113.83
CV [-]	0.375	0.391	0.569	0.402	0.940	0.676	0.393	1.009	0.413	0.519	0.522	0.341	0.623
Skew[-]	1.15	0.60	1.08	0.53	2.70	1.33	1.04	3.94	2.50	1.94	0.86	-0.32	0.89

Tabella 22 - Dati delle portate massime annuali al colmo di piena utilizzati per le analisi statistiche.

In base alla stima della portata media dei colmi a Borgomanero di 80 m³/s, applicando le curve di crescita stimate da Bacchi et al. (1999), quella di Brath et al. (1997) e quella ottenuta coi parametri qui proposti si ottengono i seguenti valori:

Tempo di ritorno [anni]	K_T GEV	Q_T	K_T GEV Bacchi et al. (1999)	Q_T	K_T TCEV Brath et al. (1997)	Q_T
20	2,01	183	1,97	179	2,00	182
50	2,43	221	2,42	220	2,61	238
100	2,75	250	2,75	250	2,97	270
200	3,08	280	3,10	282	3,33	303
500	3,52	320	3,58	326	3,81	347

Tabella 23 - Curve di crescita della variabile adimensionale $k=Q_c/\mu(Q_c)$ ottenute dalla regionalizzazione 'ad hoc' delle portate al colmo nell'area di interesse e da studi analoghi effettuati per regioni omogenee comprendenti quella in studio.

valori congruenti con quelli indicati dalla curva di Anselmo (1985) nel suo studio.

Curva di crescita delle portate adimensionali

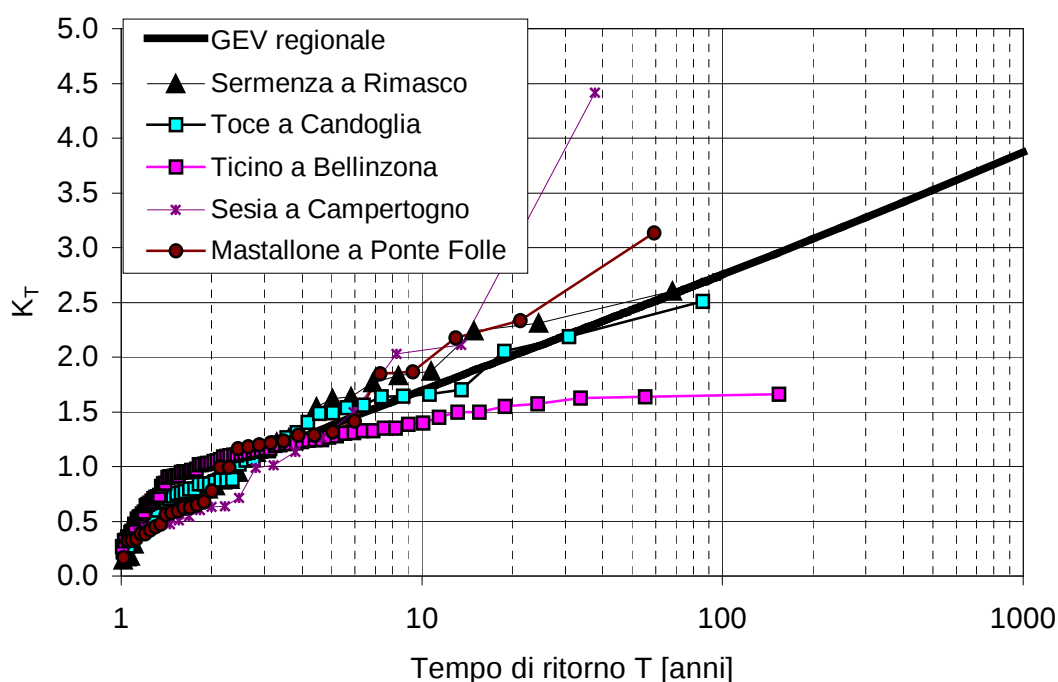


Figura 33 - Curve di crescita delle portate al colmo massime annuali adimensionali K_T in alcune sezioni idrometriche significative nell'area scelta per la regionalizzazione, comprendente i bacini del medio e basso Ticino, medio e basso Rodano, del Sesia, del Toce e del Lys.

Quanto finora visto è valido per l'intero bacino chiuso alla sezione di P.te Cureggio (92.02 km²). Per quanto riguarda le altre sezioni di chiusura di interesse di questo studio, ovvero: a) la sezione posta al P.te del Torriero (critica a causa della forte ostruzione prodotta dal ponte), b) la sezione di chiusura del Lagone-Grua, c) la sezione subito a monte di questa confluenza, d) l'Agogna Vecchia, e) l'Agogna a monte di questa confluenza e d) l'Agogna a P.te S. Marco, i valori delle massime portate sono stati riscattati tenendo presente il rapporto tra le portate di calcolo del modello afflussi deflussi e quelle dedotte dalla regionalizzazione.

In particolare, stimando per la sezione del ponte ferroviario di Cureggio le seguenti portate:

Tempo di ritorno [anni]	K_T GEV	Q_T
20	2.01	183
50	2.43	221
100	2.75	250
200	3.08	280
500	3.52	320

Si desume come rapporto tra le portate di calcolo del modello della regionalizzazione e quello afflussi-deflussi il valore 1.307 a 20 anni di tempo di ritorno e 1.077 a 200 anni. Per i vari tempi di ritorno di interesse, i valori stimabili del rapporto (secondo un'estrapolazione logaritmica) valgono rispettivamente:

T [anni]	Log(T)	R [-]
20	1.301	1,307
50	1.699	1,212
100	2.000	1,140
200	2.301	1,069
500	2.699	0,974

La media dei colmi stimata per le varie sezioni a partire dalle portate duecentennali e ventennali risulta:

Sezione	Area	Q200	R* Q200	Qm/K200 Q20		R* Q20	Qm/K20	Qmedia	
P.te Cureggio	92.0	262	280	91		140	183	80	91
P.te Torrione	90.7	260	278	90		140	183	79	91
Monte confl. Lagone	88.7	211	225	73		114	149	65	74
Monte cnfl. Ag. Vecchia	69.8	194	207	67		108	141	61	70
P.te S. Marco	61.4	193	206	67		108	141	61	70

Pertanto i valori assunti come medie nei vari tratti sono quelli riportati nell'ultima colonna del precedente prospetto.

In definitiva, congiungendo l'informazione sulla stima delle medie dei colmi a quella sulla curva di crescita, i valori delle portate al colmo lungo l'asta di piena, al variare del tempo di ritorno risultano quelli riportati nella seguente tabella 24

		T=	20	50	100	200	500
Sezione	Area	Q_{media}	K_{20}	K_{50}	K_{100}	K_{200}	K_{500}
coeff. di crescita			2,01	2,43	2,75	3,08	3,52
P.te Cureggio	92.02	91	183	221	250	280	320
P.te Torrione	90.74	91	183	221	250	280	320
Monte confl. Lagone	88.67	74	149	180	204	228	260
Monte confl. Agogna vecchia	69.80	70	141	170	193	216	246
P.te S. Marco	61.37	70	141	170	193	216	246

Tabella 24 – Valori delle portate di massima piena stimati lungo l'asta dell'Agogna al variare del tempo di ritorno

7. Formule empiriche

Alcuni studi di regionalizzazione dei contributi di piena unitari hanno fornito le cosiddette curve-inviluppo, cioè delle funzioni che regolarizzano i valori massimi delle portate (specifiche) osservate in alcune zone delle Alpi Occidentali, considerate omogenee dal punto di vista idrologico. Queste curve inviluppo, riportate, ad esempio da Anselmo (1985) e da Anselmo e Villi (1994) indicherebbero che la portata al colmo di gran parte dei bacini piemontesi orientati in direzione Est-Ovest, sarebbe stimabile facendo riferimento ad una curva (d in Figura 34) meno gravosa rispetto a quella (c in Figura 34) proposta per i bacini la cui asta principale risulta orientata in direzione Nord-Sud o, comunque, esposti verso la pianura, soggetti a precipitazioni più intense dei bacini precedenti, di espressione:

$$q = \frac{3700}{A+90} + 0.4 \quad (25)$$

Natale (1988) rileva come i valori delle curve inviluppo, derivate dall'ensemble di valori associati ad eventi 'eccezionali', ottenuti in base a dati raccolti per lo più nell'ultimo secolo, siano da ritenersi sufficientemente cautelative per la stima delle portate con tempi di ritorno centenari. Lo stesso Anselmo (1985) rileva che i punti riportati nella Figura 34 corrispondono nel 70% dei casi a portate ultra secolari. Nella stessa figura è riportata anche, con tratto continuo, la formula sperimentale ricavata da De Marchi (a)

$$q = \frac{3000}{A+125} + 5 \quad (26)$$

valida per bacini montani soggetti ad intense precipitazioni (**dell'ordine di 400 mm in 12 ore**) e per aree fino a qualche centinaio di chilometri quadrati, e quella proposta da Tournon (1971) a seguito del nubifragio del 2 novembre 1968 sul Biellese:

$$q = \frac{1500}{A+40} + 3 \quad (27)$$

rappresentata con tratto continuo ed indicata in Figura 34 con la lettera b).

Tutte le precedenti relazioni, ricavate per corsi d'acqua dalle caratteristiche morfologiche differenti con piovosità ben maggiore del T. Agogna, comporterebbero per quest'ultimo chiuso alla sezione idrometrica del p.te del Canale Cavour (area riportata da Anselmo pari a 363,5 km²) delle portate del tutto irrealistiche. A valori più realistici si perviene utilizzando la relazione d) della Figura 34, come mostrato nella seguente Tabella 25 ove sono riportati tutti i valori calcolabili con le varie relazioni.

Formula	Contributo [m ³ /skm ²]	Portata [m ³ /s]	Contributo [m ³ /skm ²]	Portata [m ³ /s]
	Sez. P.te Canale Cavour		Sez. P.te FS Borgomanero	
De Marchi	11,1	4049,8	19,0	1705,8
Tournon	6,7	2441,8	14,5	1308,5
Anselmo a)	8,6	3111,1	21,0	1886,0
Anselmo d)	1,1	403,8	2,3	206,5
Valore 'Osservato'	1,4	500	2,6	230

Tabella 25 – Valori delle portate di massima piena stimate con le varie formule empiriche. Il valore 'osservato' a Borgomanero corrisponderebbe a quello dedotto dalla relazione d) di Anselmo qualora fosse vera la stima di 500 m³/s all'incrocio tra l'Agogna e il Canale Cavour.

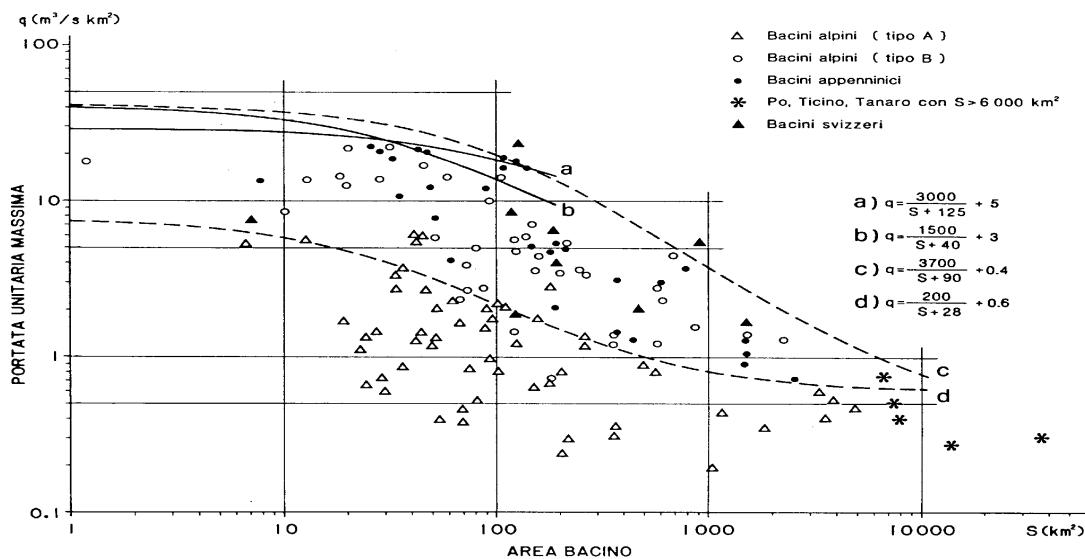


Figura 34 - Valori dei contributi specifici calcolati rispetto ad un centinaio di sezioni di chiusura di corsi d'acqua dell'Italia nord-occidentale e della Svizzera. Sono riportate anche le curve inviluppo: Formula di De Marchi: curva a); Formula di Tournon, curva b); Bacini orientati secondo Nord-Sud: curva c); Bacini orientati secondo Est-Ovest: curva d) (da Anselmo, 1985).

Come si vede dalla Tabella 24, l'unica relazione che appare più realistica è quella proposta da Anselmo (1985) per i bacini endoalpini con orientamento dell'asta Est-Ovest e per quelli, come suggerisce lo stesso Autore, prospicienti la pianura, inclusi Terdoppio e Agogna. Volendo infine riprodurre con una relazione simile alla d) la portata stimata per l'Agogna al Canale Cavour, si potrebbe utilizzare la relazione più cautelativa:

$$q = \frac{200}{A + 28} + 0.86 \quad (28)$$

Essa fornisce un contributo superiore di quasi il 25% più alto rispetto alla formula di Anselmo e i valori di portata corrispondenti dovrebbero avere almeno un tempo di ritorno di 200 anni. Il che risulta perfettamente congruente coi valori stimati dalle curve di crescita e dalla portata media stimata al Ponte del Torrione.

8. Verifica in moto permanente delle modalità di trasferimento della portata duecentennale ad opera del F. Agogna nel tratto considerato

Nel paragrafo che segue e in quelli successivi la numerazione delle Figure e delle Tabelle farà riferimento a quanto riportato nell'Allegato relativo allo studio di moto permanente precedentemente predisposto per il Comune di Borgomanero. Lo studio riguarda, come anticipato, il tratto di F. Agogna compreso tra la zona a nord del punto indicato con la lettera A (zona prossima al ponte in località San Marco) e il punto di lettera B (Ponte di Cureggio). In realtà, la necessità di imporre una condizione al contorno, ha fatto sì che lo studio di moto permanente sia stato esteso a sud fino alla zona individuata dal numero 10 in Figura 1 dell'Allegato, laddove è presente un salto di fondo sul quale si può assumere che la corrente passi in condizioni critiche (si veda allegato fotografico: 7 -Zona dal ponte della Ferrovia al guado di Cureggio). A nord, la zona di calcolo è stata estesa fino a circa un km oltre il limite settentrionale del territorio comunale.

Come mostrato in Figura 2 dell'Allegato si deve osservare che l'area drenata dall'Agogna a monte del punto 1 è di 60.4 km^2 , mentre in corrispondenza del punto 1 si ha l'ingresso dell'Agogna vecchia, che contribuisce per 7.9 km^2 . In merito a tale contributo areale, abbastanza elevato in termini relativi, si deve

osservare che ad esso non può tuttavia corrispondere una portata significativa, per la presenza di tombamenti che appaiono del tutto sottodimensionati.

La linea gialla che va dal punto 11 al punto 4 corrisponde invece al T. Lagone, che, come si vede da Figura 2 dell'Allegato, drena un'area di circa 16.5 km² (si vedano anche le Fotografie 2a e 2b dell'Allegato).

Il T. Lagone dovrebbe presentare una sorta di scolmatore nella Grua (tratto giallo dal punto 11 al punto 12), il cui primo tratto non è stato però possibile individuare nel corso dei sopralluoghi. La Grua, peraltro, attraversa la periferia ovest di Borgomanero con manufatti o andamenti planimetrici (e.g., improvvisi cambi di direzione) che in diversi punti sembrano fortemente limitarne la scala delle portate.

Nel tratto di attraversamento di Borgomanero il Lagone si presenta tombato. E' stata valutata la scala delle portate di uno di questi tombamenti (si veda Tabella 1 e le Fotografie ad essa allegate), giungendo alla conclusione che la massima capacità teorica di tale tratto è prossima a circa 2/3 della massima portata duecentennale del Lagone. Inoltre, si tratta comunque di una portata teorica, calcolata nella ipotesi che ostacoli locali, depositi di materiale o aumenti locali della scabrezza non facciano entrare in pressione la corrente, con conseguente drastica riduzione della effettiva portata esitata dal Lagone in Agogna. Poiché l'esperienza mostra che tali circostanze sono praticamente certe nel corso di un evento estremo quale quello oggetto della presente relazione, si può concludere che anche da tale fronte difficilmente si potrà avere un contributo unitario areale in Agogna che sia corrispondente al tempo di ritorno dell'evento.

Tali considerazioni portano ad assumere per le portate al colmo 200-ennale i valori ottenuti nell'ambito della relazione idrologica, variabili lungo il tratto di Agogna oggetto dello studio. Tali valori sono di seguito riportati:

Tratto	Q _{T=200}
Dalla confluenza del Lagone al limite meridionale del territorio comunale (Ponte di Cureggio)	280
Dal Ponte Rosso alla confluenza del Lagone	228
da limite settentrionale del territorio comunale a monte della confluenza dell'Agogna Vecchia	216

Per quanto il passaggio dell'onda di piena sia evidentemente un fenomeno di moto vario (ovvero, non stazionario o variante nel tempo), è di grande utilità cercare di inquadrare il comportamento idraulico del corso d'acqua qualora lo stesso sia interessato da una portata costante pari a quella al colmo nel corso dell'evento considerato. Qualora il corso d'acqua si dimostri insufficiente nei confronti di detta portata, può poi essere interessante diminuire il valore della portata utilizzata nella verifica, al fine di individuare la prima portata per la quale si manifesta l'insufficienza del ricettore a contenerla.

Qualora il processo di moto che si sta indagando sia contenuto all'interno di un alveo sufficientemente compatto, è poi usuale rappresentare la corrente con uno schema di tipo monodimensionale. Tale procedimento porta senz'altro a risultati soddisfacenti qualora si tengano conto dei seguenti elementi:

1. corretta descrizione della geometria d'alveo;
2. presenza di manufatti che possano interferire significativamente con la corrente
3. valore appropriato della scabrezza.

Per quanto riguarda il primo punto lo studio è stato preceduto da accurati sopralluoghi nel corso dei quali si è individuato il tratto di alveo da verificare e le sue caratteristiche. Si tratta del tronco rappresentato in Figura 1a e 1b, compreso tra il limite settentrionale del comune di Borgomanero (a nord del punto A) e il punto 10. Come mostrato in Figura 1b la simulazione è in realtà stata estesa a nord, fino quasi a raggiungere la zona del Ponte di Briga, in modo da poter gestire più agevolmente eventuali situazioni di corrente veloce. Il limite di valle è costituito dalla traversa posta a valle del ponte di Cureggio (secondo ponte della ferrovia).

Si tratta di un tronco della lunghezza complessiva di circa 6200 m, caratterizzato da un primo tratto (sostanzialmente, tranne qualche eccezione, fino al Ponte Rosso) in cui l'alveo di magra è contornato da zone fittamente boscate e dalla presenza di due ponti (si veda Allegato fotografico), seguito da un tratto di passaggio nel centro urbano con sezioni abbastanza regolari e la presenza di numerosi ponti. A sud del ponte di Via Pertini, l'alveo torna ad assumere sostanzialmente le caratteristiche del primo tratto, con la

presenza di una passerella e di un ultimo ponte ferroviario. Inizialmente, per quanto riguarda la zona meridionale, si era operato con i dati delle sezioni desunte dallo studio Hydrodata, decidendo tuttavia in seconda battuta di caratterizzare maggiormente la geometria dell'alveo mediante battitura di una cinquantina di nuove sezioni fino al Ponte Rosso e mediante la battitura delle sezioni di imposta dei ponti e dei salti di fondo. Nel tratto di alveo a monte del Ponte Rosso è stata effettuata una battitura consistente in 36 sezioni la cui disposizione planimetrica copre a nord l'alveo dell'Agogna fino quasi al ponte di Briga. In particolare, della battitura Hydrodata, per problemi di omogeneità del riferimento delle quote verticali si è mantenuta una sola sezione a valle del ponte di Cureggio, che è stata utilizzata per imporre la condizione al contorno di valle (scala di deflusso) necessaria per l'esecuzione delle simulazioni idrodinamiche in corrente lenta. Infatti in tale sezione è presente un salto di fondo (si veda allegato fotografico) in corrispondenza della quale pare lecito ipotizzare la validità di una scala critica di portata.

In Tabella 2 si riportano gli identificatori delle sezioni battute nello studio monodimensionale, la loro interdistanza e quella cumulata. Negli allegati digitali sono poi riportati i file Autocad con le singole sezioni corrispondenti ai codici riportati in prima colonna. In generale le sezioni sono state scelte in corrispondenza dei cambi di geometria d'alveo, dei cambi di pendenza di fondo, dei ponti e in generale laddove si è ritenuto opportuno al fine di poter poi descrivere mediante interpolazione la geometria complessiva del corso d'acqua. In effetti, le simulazioni sono state infine condotte interpolando le sezioni in modo da disporre di una sezione, interpolata o ricostruita, almeno ogni 5 metri.

In figura 3 si mostra poi l'andamento altimetrico del tratto di alveo oggetto dello studio di moto permanente insieme alla variazione delle portate alle diverse progressive. Come si nota, la pendenza media complessiva è di circa il 6 per mille, seppure con accentuate variazioni locali.

Per quanto riguarda la presenza di manufatti in alveo, è da considerare che nel tratto studiato sono presenti numerosi ponti e degli scivoli. Si può ritenere a priori che queste strutture esercitino una influenza significativa sulla corrente e che debbano venire quindi incluse nella descrizione geometrica dell'alveo. Tale fatto presuppone, laddove possibile, che venga battuta la sezione a monte del ponte, quella a valle e che venga rilevata la geometria dell'impalcato e/o delle eventuali pile. La battitura del prospetto dei ponti presenti è stata riferita alle sezioni più vicine, eventualmente correggendone la quota di fondo alveo con la presumibile pendenza locale. I ponti considerati sono quelli di San Marco, il ponte Rosso sulla Ferrovia per Domodossola (posizione 1 in Figura 1), dell'Ospedale (3, stessa figura), Icom (4), dell'Oratorio (5), di Via Mazzini (6), del Torrione (7), la passerella pedonale (9) a valle del ponte di Via Pertini e infine il ponte della ferrovia di Cureggio (B). Il ponte di Via Pertini (8) non è stato considerato poiché si è ritenuto che la quota del suo impalcato sia tale da non dar luogo ad alcuna interferenza con la corrente di piena.

Per quanto riguarda la scelta del coefficiente di scabrezza, si sono assunti quali criteri guida la regolarità planimetrica, la regolarità della sezione, la scabrezza relativa rispetto alla pezzatura media del materiale d'alveo in condizioni di piena e la presenza di vegetazione aggettante o in alveo.

a monte Ponte Rosso	alveo regolare. Materiale di fondo alveo attorno 10-20 cm con tratti a pezzatura anche notevolmente superiori. Presenza di vegetazione anche ai margini dell'alveo	ks_alveo=30 [$m^{1/3}s^{-1}$] ks_sponde=15
a monte sez 5	sponde boscate. Materiale di fondo alveo attorno 10-20 cm. curva	ks_alveo=40 [$m^{1/3}s^{-1}$] ks_sponde=15-25
sez 5 - sez 6	sponda destra boscata per metà tratto. Materiale di fondo alveo attorno 10-20 cm. Alveo molto regolare.	ks_alveo=40 ks_sponde=15-25
fino sez. 16		ks_alveo=40 ks_sponde=30
fino al ponte del Torrione	per la accentuata irregolarità planimetrica e di sezione	ks_alveo=35 ks_sponde=30
Torrione –passerella	per la accentuata irregolarità planimetrica e di sezione, per l'aumentata scabrezza d'alveo e la presenza di vegetazione anche ai margini dell'alveo	ks_alveo=25 ks_sponde=15
fino a valle		ks_alveo=25 ks_sponde=15

La simulazione di moto permanente è stata condotta utilizzando il codice HEC-RAS, che costituisce uno standard internazionale ampiamente utilizzato anche in Italia, adatto a condizioni di moto subcritico, supercritico e misto, in alvei compatti o composti con presenza di manufatti quali ponti o salti di fondo.

9. Risultati della verifica in moto permanente della capacità di portata del F. Agogna nel tratto considerato

Il tracciamento del profilo di moto permanente è stato condotto in corrispondenza alle portate variabili lungo il percorso tra il valore $Q=216$ e $Q=280$ mc/s, supponendo tali valori interamente convogliati in alveo lungo il suo sviluppo longitudinale.

In tabella 3 vengono riportati i valori di tirante della corrente per dette portate assieme alle altre caratteristiche della corrente di moto permanente. Nelle Figure 4a – 4e viene poi rappresentata una vista prospettica del livello di riempimento d'alveo e il profilo della superficie libera in Figura 6a.

E' quindi possibile trarre le seguenti conclusioni:

per quanto riguarda il tratto urbano, a valle del Ponte Rosso e fino al Ponte di Via Mazzini, i risultati delle simulazioni evidenziano esondazioni in destra idrografica alle sezioni 2 e 3, 12,13 e 14 della battitura Sacco ed in sinistra alla sezione 6, la situazione appare particolarmente critica a valle del ponte Icom che è sormontato. La corrente lambisce o supera il filo spondale, sormontando anche i due ponti dell'Oratorio e di Via Mazzini. In più sezioni il livello dell'energia è superiore al filo spondale. In effetti, precedenti simulazioni avevano portato a concludere che l'alveo appare in grado di convogliare una portata di circa 150 mc/s manifestando in tale situazione un inizio di esondazione in corrispondenza del ponte di Via Mazzini e della zona immediatamente a monte del ponte del Torrione. In tale situazione l'acqua che sormonta le sponde non può che defluire verso il borgo storico per la conformazione altimetrica del terreno.

Per quanto riguarda la situazione che si verifica nel tratto compreso tra il Ponte di Via Mazzini e la passerella pedonale a valle del Ponte di Via Pertini l'insufficienza dei ponti è generalizzata ed essi appaiono funzionare in pressione o venir addirittura sormontati. A fronte di una situazione del genere, sicuramente l'altimetria del terreno, degradante verso il centro del paese, ne indurrebbe l'allagamento, con effetti di accumulo nei punti più depressi. La situazione più critica appare essere quella indotta dal ponte di Via Mazzini e quella successiva del ponte Torrione. Per una analisi dettagliata della situazione in tale area, si rimanda però a uno studio successivo ove è stata operata una simulazione bidimensionale.

Come si nota, il rigurgito indotto dal ponte del Torrione induce l'allagamento di tutta la sezione disponibile. In realtà, l'andamento topografico locale indurrà un allontanamento dell'alveo dell'acqua tracimante, sicché i massimi livelli ottenuti in alveo o in prossimità dello stesso con una schematizzazione monodimensionale risultano localmente certamente molto cautelativi.

Per quanto riguarda la situazione a monte del ponte di Cureggio, l'Agogna esonda in destra risultando tuttavia contenuta dal declivio naturale della sponda, mentre il rigurgito determinato dal ponte di Cureggio induce esondazione nell'area in sinistra a monte del ponte stesso. L'estensione di tale area di rigurgito in sinistra idrografica risulta difficilmente valutabile in assenza di una simulazione bidimensionale.

In definitiva, nel suo tratto di attraversamento di Borgomanero, lo studio di moto permanente mostra che il F. Agogna può contenere in alveo, con sicurezza accettabile, portate fino a circa 150 mc/s senza provocare significative esondazioni. Successivi incrementi di portata possono indurre forti rigurgiti a tergo del ponte di Via Mazzini e del Torrione, oltre che in alcune zone più a valle che non appaiono tuttavia di interesse dal punto di vista del livello di esposizione. La zona che appare quindi sicuramente interessata dalle prime esondazioni è quella compresa tra questi due ponti, oltre che tutta la zona a valle del ponte Torrione, limitata a valle dal rilevato stradale di Via Pertini. La massima portata considerata di 250 mc/s evidenzia poi una situazione di insufficienza generalizzata dei ponti presenti. In corrispondenza a tale situazione si deve considerare che, in caso di esondazione, anche in corrispondenza dei ponti dell'Ospedale, dell'Oratorio e Icom, la pendenza del terreno favorirebbe il flusso della corrente verso il centro storico situato in sinistra idrografica.

10. Conclusioni

Da quanto emerge dallo studio illustrato nei capitoli precedenti, le portate di riferimento per il tratto urbano del T. Agogna chiuso nelle sezioni di interesse tra ponte FS della linea tra Romagnano S. e Borgomanero (Cureggio) e P.te S. Marco sono cautelativamente pari a quelle riportate nella seguente Tabella 26 nella quale i valori di Tabella 24, date le approssimazioni di calcolo, sono state arrotondate ogni 5 m³/s.

		T=	20	50	100	200	500
SEZIONE	Area	Qmedia	K20	K50	K100	K200	K500
coeff. di crescita			2.01	2.43	2.75	3.08	3.52
P.te Cureggio	92.02	91	183	221	250	280	320
P.te Torrione	90.74	91	183	221	250	280	320
Monte confl. Lagone	88.67	74	149	180	204	228	260
Monte cnfl. Agogna Vecchia	69.80	70	141	170	193	216	246
P.te S. Marco	61.37	70	141	170	193	216	246

Tabella 26 – Valori delle portate al colmo di riferimento in mc/s per assegnato tempo di ritorno stimate a Borgomanero lungo l'asta dell'Agogna.

Questi valori sono stati dedotti da un approfondito studio idrologico-idraulico, condotto a scala locale, dalla consultazione di una vasta bibliografia scientifica e col supporto di una approfondita attività di campo che ha tenuto conto sia delle caratteristiche generali del territorio sia della situazione del reticolo idrografico. Nel corso di tali sopralluoghi si è potuto accertare sia lo stato della rete idrografica sia le situazioni topografiche locali. Ciò, insieme alle elaborazioni condotte, ha consentito di ritenere ragionevoli le stime delle portate di piena proposte recentemente dall'Autorità di Bacino del Po per gli studi di delimitazione delle fasce fluviali di Borgomanero.

La verifica condotta in moto permanente per portate variabili tra 216 e 280 mc/s ha evidenziato lo stato di insufficienza dell'alveo per un evento di piena a tempo di ritorno duecentennale. Non si può fare a meno di osservare che tale situazione è determinata in primo luogo dalla presenza dei ponti. A tale proposito, per quanto la modellazione idraulica di un ponte lasci spazio a diverse incertezze, specialmente per ponti a geometria complessa, si ritiene che l'indicazione che emerge dalla simulazione sia sufficientemente rappresentativa della situazione che si verrebbe a creare in caso di piena duecentennale. Naturalmente, la natura monodimensionale della simulazione non consente la laminazione delle portate e porta ad una visione particolarmente cautelativa del fenomeno. Essa non consente inoltre una corretta definizione delle aree allagate lateralmente. Per tale ragione pare opportuno completare lo studio con una simulazione bidimensionale.

Bergamo, maggio, 2011

Prof. Ing. Baldassare Bacchi

Prof. Ing. Marco Pilotti

Riferimenti bibliografici.

- Anselmo, V. e V. Villi, Débits extremes observés dans les alpes italiennes et données récents sur le rôle des réservoirs, *Revue de Géographie Alpine*, 2, 71-76, 1994.
- Anselmo, V. e V. Villi, Massime portate osservate o indirettamente valutate nei corsi d'acqua subalpini, *Atti e rassegna tecnica Soc. Ing. e Arch. in Torino*, 39 (10-12), 245-276, 1985.
- Autorità di Bacino del Po, AGGIORNAMENTO E SISTEMATIZZAZIONE DELL'IDROLOGIA DI PIENA - "Distribuzione di probabilità degli eventi", per l'intero bacino del Po ("Stralcio residuo"), ad integrazione di quanto già realizzato nell'ambito dello "Stralcio-Tanaro" e dello "Stralcio-Piemonte", come previsto dal "Programma dettagliato delle attività" allegato alla Convenzione n. 62 del 28.07.94 e successivo Atto aggiuntivo del 26.01.95, 1996
- Bacchi, B., Un approccio metodologico agli studi idrologici e idraulici per la difesa idraulica dei territori fortemente antropizzati, In *'La difesa idraulica dei territori fortemente antropizzati*, U. Maione e A. Brath (Eds), Editoriale BIOS, Cosenza, pp.59-89, 1998.
- Bacchi, B., B. Armanelli e E. Rossini, Valutazione delle portate di piena della provincia di Brescia, Technical Report, n° 11, 27 pp., 1999.
- Biancotti, A., Bellardone, G., Bovo, S., Cagnazzi B., Giacomelli, L., e C. Marchisio, *Distribuzione regionale di piogge e temperature*, a cura di A. Biancotti e S. Bovo, Collana Studi climatologici in Piemonte, Vol. 1, Regione Piemonte, Torino, 1998.
- Brath, A., C. De Michele, G. Galeati, R. Rosso, Una metodologia per l'identificazione di regioni omogenee nel regime di piena, *L'Acqua*, 1, 17-26, 1997.
- Burlando, P. e R. Rosso, Modelli di previsione statistica delle piogge intense di progetto, Atti del Corso di Aggiornamento su: *Modelli idrologici superficiali nella pianificazione di bacino*, Milano 10-14 giugno, 367-422, 1991.
- Cati, L., *Idrografia e Idrologia del Po*. (1981) Min. LLPP - Servizio Idrografico, Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato, Roma.
- Chow, V.T., D.R. Maidment e L.W. Mays, *Applied Hydrology*, McGraw-Hill, 1988.
- Cortemiglia, G.C., *Serie climatiche ultracentenarie*, a cura di A. Biancotti e S. Bovo, Collana Studi climatologici in Piemonte, Vol. 3, Regione Piemonte, Torino, 1999.
- Fiorentino, M. & S. Gabriele, Distribuzione TCEV: metodi di stima dei parametri e proprietà statistiche degli stimatori, *Geodata*, n. 25, 1985.
- Hydrodata, Verifica delle fasce fluviali del Torrente Agogna nel territorio del Comune di Borgomanero, Studio redatto per conto della Provincia di Novara, 2003.
- Moisello, U. e S. Papiri, Relazione tra altezza di pioggia puntuale e ragguagliata. *Atti del XX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Padova, 8-10 Settembre, 615-631 pp., 1986.
- Moisello, U., Il regime delle piogge intense di Milano, *Ingegneria Ambientale*, 5(6) 545-561, 1976.
- Natale, L., Curve di possibilità di piena dei piccoli bacini italiani, *Idrotecnica*, 3, 215-227, 1988.
- Pilotti, M., C. Gandolfi e G.B. Bischetti, Identification and analysis of natural channel networks from digital elevation models, *Earth Surface Processes and Landforms*, 21, 1007-1020, 1996.
- Ranzi R., M. Mariani, E. Rossini, B. Armanelli e B. Bacchi, Analisi e sintesi delle piogge intense del territorio bresciano, Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Brescia, Technical Report, n° 12, 65 pp., 1999.
- Ranzi, R., Valutazione delle portate al colmo di piena in un bacino alpino con un modello di trasformazione afflussi-deflussi, In *'La difesa idraulica del territorio*, U. Maione e A. Brath (Eds), Editoriale BIOS, Cosenza, pp.59-98, 1997.
- Regione Piemonte, Rapporto sull'evento alluvionale del 13-16 ottobre 2000, a cura della Direzione Regionale dei Servizi Tecnici di Prevenzione, 81pp., ottobre 2000.

Tournon, G., Rapporto regionale Piemonte-Liguria, Atti del Convegno Nazionale sull'Idrologia e la Sistemazione dei Piccoli Bacini, Roma, 6-7 Giugno 1969, 113-119, 1971.

Università degli Studi di Brescia-Dipartimento di Ingegneria Civile, Programma Provinciale di Previsone e Prevenzione di Protezione Civile-Rischio idrologico e idraulico (a cura di B. Bacchi), Brescia, 1999.

Allegato A

Parametro geomorfologico calcolato

dati relativi a bacino estratto con soglia dipendente dalla pendenza, secondo il criterio

$$A > aS^{-e}$$

A=area drenata; a=0.02 [kmq]; S= pendenza locale; e= 1.7

Definizione

area planimetrica del bacino [Km ²]	92.019	è la somma delle celle del modello di elevazione, moltiplicate per l'area elementare della cella
area effettiva del bacino [Km ²]	258.7	E' basata sull'area della superficie inclinata la cui proiezione è l'area della cella del dem
coordinate baricentrali del bacino	5069950.456 N 1457221.816 E	centro geometrico del bacino
lunghezza del perimetro del bacino, P [Km]	85.800	
altezza media [m]	551.24	
altezza massima [m]	1165.70	
altezza minima [m]	289.80	
dev. standard delle altezze e coefficiente di variazione	190.00	
relief totale (rilievo del bacino) [m]	875.90	elevazione del punto più alto nel bacino rispetto alla quota della sezione di chiusura
relief ratio (rapporto di rilievo) [m/Km]	28.77105	elevazione del punto più alto nel bacino rispetto alla quota della sezione di chiusura, diviso per la massima distanza lungo il reticolo coprente del bacino
pendenza media nella direzione di drenaggio [m/m]	0.20321	pendenza calcolata lungo il reticolo di drenaggio coprente
pendenza massima [m/m]	0.83400	
dev. standard delle pendenze e coefficiente di variazione	0.17	
pendenza media dell'asta principale [m/m]	0.01976	
pendenza 10-85 dell'asta principale [m/m]	0.01504	pendenza dell'asta principale calcolata tra i punti a distanza 10%L e 85%L dalla sezione di chiusura. L è la massima distanza lungo il reticolo permanente.
diametro [-]	31	distanza topologica massima
magnitudo [-], M	68	numero di link del primo ordine, o sorgenti della rete
rapporto di circolarità	0.157	$A/(P^2/(4\pi))$
massima distanza lungo il reticolo canalizzato, L [Km]	28.8	
massima distanza lungo il reticolo coprente [Km]	30.4	
distanza topologica media [-]	16.2	N/M

dove N indica il numero totale di link; in sostanza, è il numero di rami (di cui il primo esterno) mediamente compresi nel percorso che unisce la

T corrivazione (Giandotti) [ore]	6.31
fattore di forma [-]	0.0992
coefficiente di forma	7.910
lunghezza totale della rete permanente [km]	94.8075
densità di drenaggio [1/Km]	1.03
Lunghezza media del deflusso superficiale[Km]	0.485
Rapporto Rb di Horton	4.11
Rapporto Ra di Horton	4.18
Rapporto Rl di Horton	3.33
Rapporto Rs di Horton	2.25

sorgente alla chiusura

$$\frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{h_{media}}}$$

dove h_{media} rappresenta l'altezza media del bacino rispetto alla sezione di chiusura, in metri.

lunghezza complessiva del reticolo canalizzato,

$$\frac{L_{tot}}{A/(2 L_{tot})}$$

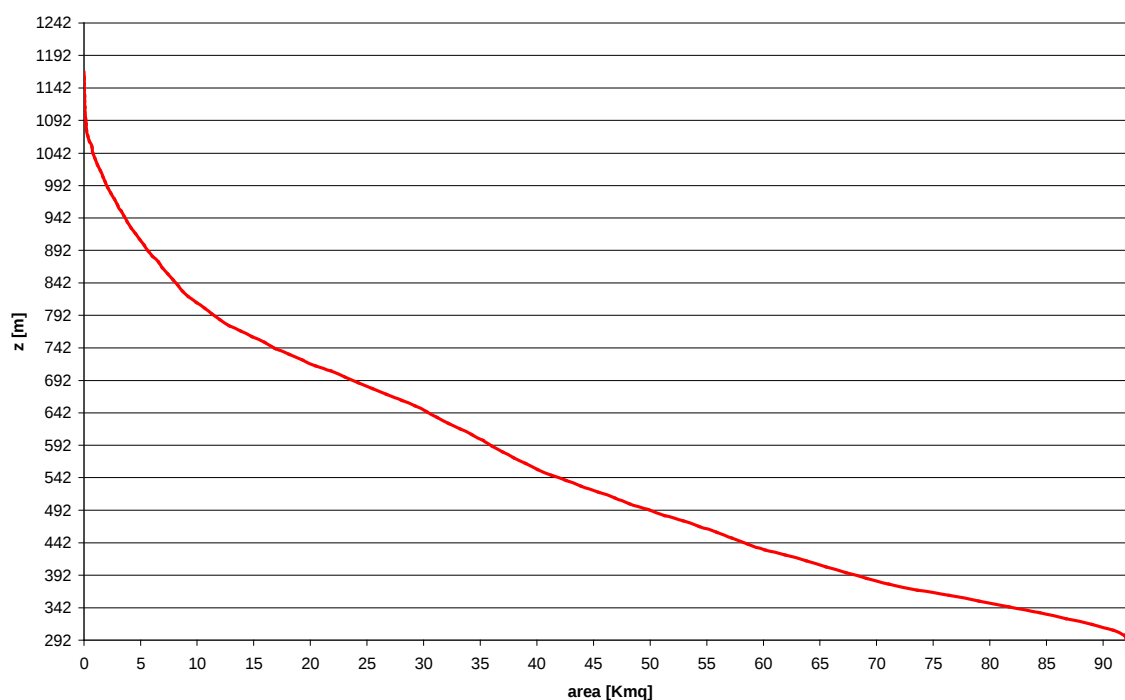


Fig. A1 **Curva ipsografica**

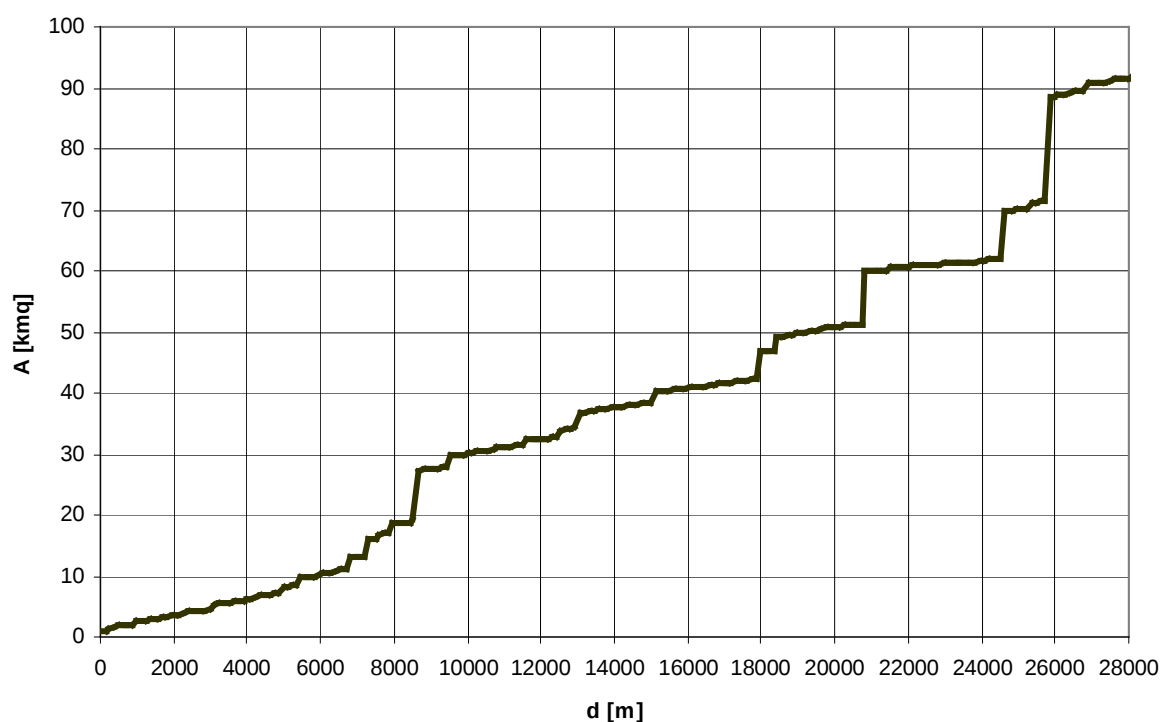


Fig. A2 **Area drenata in funzione della progressiva per il bacino del F. Agogna, scendendo lungo l'asta centrale del bacino. Si nota l'ultimo significativo contributo del T. Lagone, in Borgomanero**

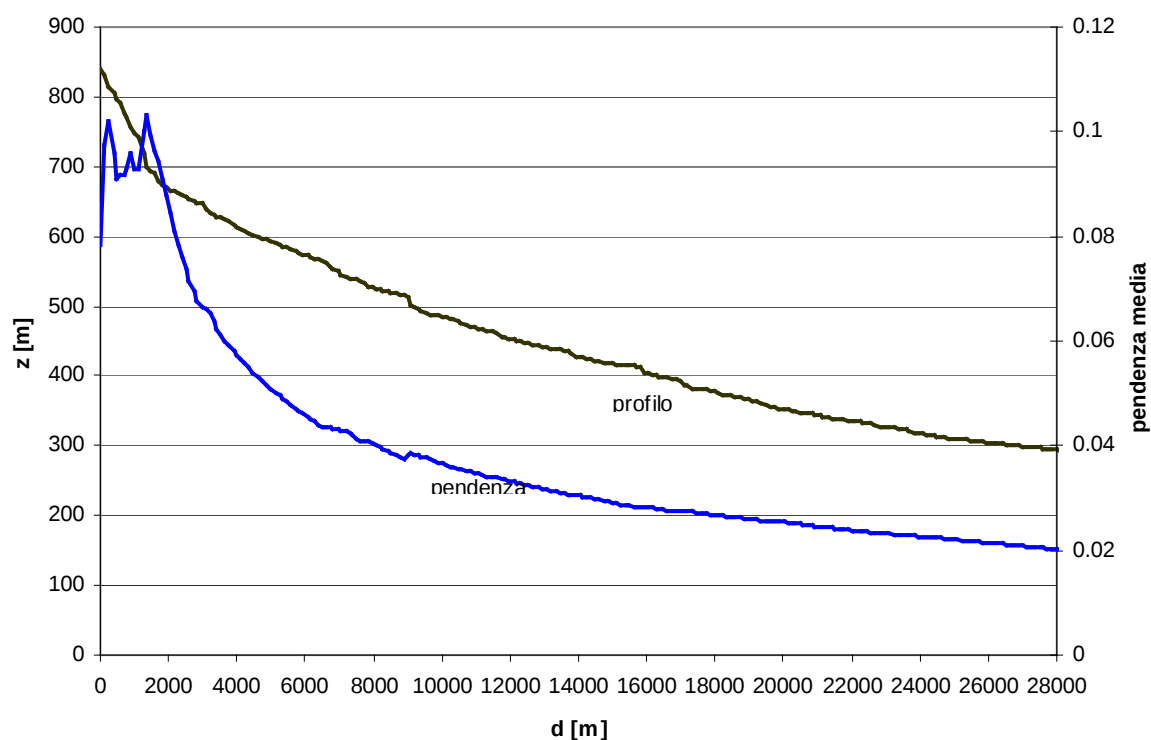


Fig. A3 **Profilo altimetrico lungo l'asta centrale del bacino del F. Agogna e pendenza media del bacino alla corrispondente progressiva s.**

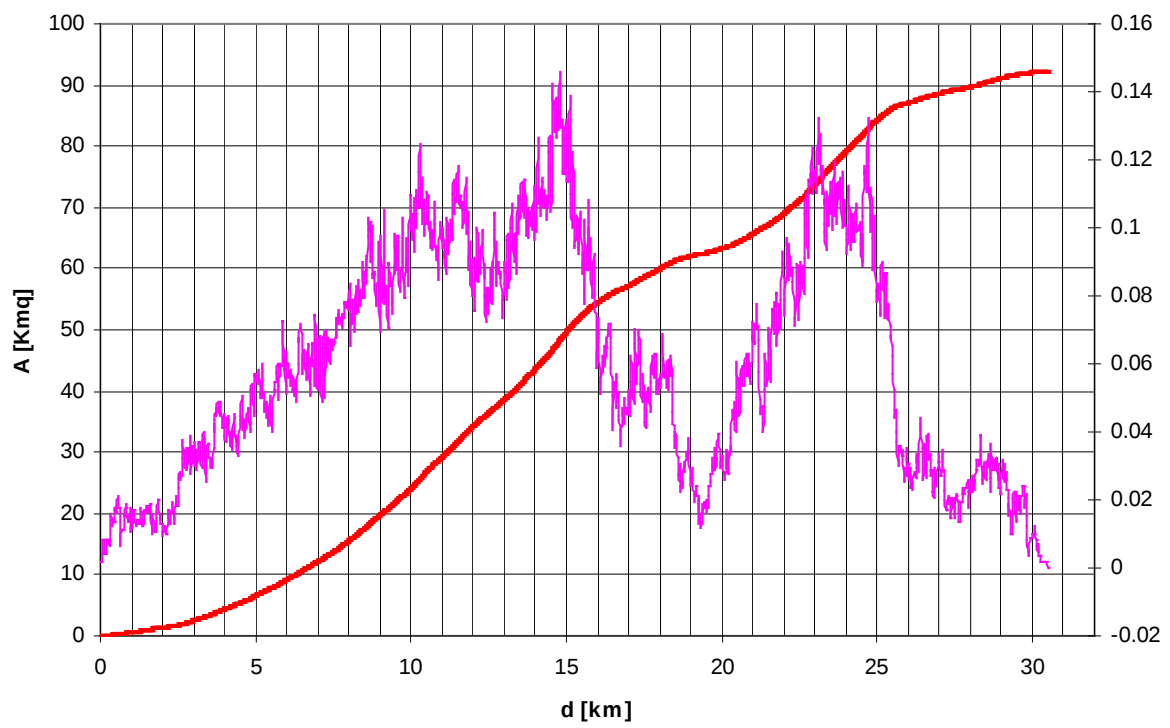


Fig. A4 **Curva area-tempi e curva cumulata.**

Appendice B: Linee segnalatrici scala-invarianti

Nell'intento di formulare una relazione statistica tra le altezze di precipitazione di durata fissata e la loro probabilità di occorrenza, si è adottata una metodologia maturata nell'ultimo decennio, ma abbastanza diffusa nella recente pratica progettuale.

Si è innanzitutto ipotizzando che il campione di altezza di precipitazione di durata assegnata appartenga ad una popolazione la cui funzione di distribuzione, come in uso nella pratica progettuale, sia quella del valore estremo del primo tipo (EV1 o di Gumbel).

Nello stimare i momenti dei campioni di altezza di precipitazione di durata prefissata, le varianze di stima soffrono della limitata numerosità dei campioni generalmente disponibili. Tenendo conto di questo fatto, si è ritenuto opportuno confrontare la procedura, tradizionale, di regolarizzazione dei quantili con i risultati forniti da metodologie di stima che ipotizzano la cosiddetta proprietà dell'invarianza di scala, rispetto alla durata, dei momenti di primo e secondo ordine rispetto all'origine delle altezze di precipitazione (Burlando e Rosso, 1991, 1996; Bacchi et al., 1995)

In base a questa proprietà, frequentemente riconoscibile nell'analisi statistica di variabili idrologiche, si suppone che sia possibile esprimere i momenti campionari mediante relazioni del tipo

$$E[h_d] = E[h_1]d^{n_1} = m_1 d^{n_1} \quad , \quad (B.1)$$

$$E[h_d^2] = E[h_1^2]d^{2n_1} = m_2 d^{2n_1} \quad , \quad (B.2)$$

ove $E[\cdot]$ indica la media della grandezza racchiusa tra parentesi.

Questo sta ad indicare che, come osservato, ad esempio, da Moisello (1976) nell'analisi delle precipitazioni intense di Milano, il coefficiente di variazione dei campioni di altezza di precipitazione sarebbe costante, in senso statistico, rispetto alla loro durata. Infatti, supposte valide le (B.1) e (B.2), risulta:

$$V_d = \frac{\sigma_d}{\mu_d} = \frac{\sqrt{E[h_d^2] - E^2[h_d]}}{E[h_d]} = \frac{\sqrt{m_2 d^{2n_1} - m_1^2 d^{2n_1}}}{m_1 d^{n_1}} = \frac{\sqrt{m_2 - m_1^2}}{m_1} = V = \cos t \quad (B.3)$$

Per l'applicazione, l'ipotesi deve naturalmente essere confermata dai valori osservati delle grandezze considerate.

Valendo questa proprietà, ne consegue che, stimati, mediante regressione logaritmica, i parametri m_1 ed n_1 e il coefficiente di variazione medio per le cinque durate di interesse, V , e assunto, per ciascuna durata, il medesimo modello probabilistico EV1 i corrispondenti quantili sono esprimibili mediante la relazione

$$h(d, T) = m_1 \left\{ 1 - \frac{V}{1.283} \left[0.5772 + \ln \left(\ln \frac{T}{T-1} \right) \right] \right\} d^{n_1} \quad , \quad (B.4)$$

Si riconosce, quindi, un'espressione analitica per le linee segnalatrici di probabilità pluviometrica, ancora del tipo

$$h(d, T) = a_T d^{n_1} \quad , \quad (B.5)$$

in cui la costante a_T , funzione del tempo di ritorno, risulta per il modello EV1

$$a_T = m_1 \left\{ 1 - \frac{V}{1.283} \left[0.5772 + \ln \left(\ln \frac{T}{T-1} \right) \right] \right\} \quad , \quad (B.6)$$

mentre l'esponente di scala, n_1 , a differenza del più tradizionale metodo dei quantili regolarizzati, è costante al variare del tempo di ritorno. In questo caso il numero di parametri da stimare è pari a tre, mentre il metodo della regressione dei quantili richiede la stima di due parametri per ogni durata presa in esame e di altri due parametri per la regressione dei quantili per ogni tempo di ritorno di interesse.

